1 近年顕在化・極端化してきた水災害に対する防災施設設計技術の開発

研究期間：平成 28 年度～令和 3 年度
プログラムリーダー：寒地水圏研究グループ長　矢部　浩規
研究担当グループ：地質・地盤研究グループ（地質、土質・振動、物理探査技術）、水工研究グループ（水理）、寒地水圏研究グループ（寒地河川、寒冷沿岸域）

1.　研究の必要性

鬼怒川が大氾濫を起こした平成 27 年 9 月関東・東北豪雨、平成 28 年に北海道・東北地方を襲った豪雨、平成 29 年に主に福岡県と大分県を襲った九州北部豪雨、平成 30 年に中国・四国地方を中心に非常に広い範囲で災害が発生した西日本豪雨、令和元年に東日本の広い範囲に甚大な被害をもたらした台風第 19 号など、近年、降雨の局地化・集中化・激甚化により、施設の能力を上回る外力を伴った洪水が頻発している。また、平成 23 年には東北地方太平洋沖地震とそれに伴う大規模な津波災害が発生し、南海トラフ地震などの大規模地震に伴う津波災害の発生も危惧されている。さらに、気候変動がもたらす低気圧の巨大化等による、波浪の極大化などの海象変化にも対応する技術が求められている。

このような背景を受け、平成 27 年 8 月の社会資本整備審議会の答申では、「施設の能力を上回る外力に対する減災対策を進めるべき」と指摘している。また、同じく 12 月に国土交通省が発表した「水防災意識社会再構築ビジョン」において、氾濫が発生した場合にも被害を軽減する「危機管理型ハード対策の導入」が明記されたところである。

本研究開発プログラムでは、顕在化した水災害に対する防災施設の設計や安全性の調査・評価技術の開発を行うものである。

2.　目標とする研究開発成果

本研究開発プログラムでは、気候変動に伴い近年新たなステージに入った水災害や巨大地震津波に対して、最大クラスの災害外力や衝撃破壊的な災害外力を考慮した、被害軽減のためのハード対策技術を開発することを目的として、以下の達成目標を設定した。

(1) 侵食等に対する河川堤防等の評価・強化技術の開発
(2) 浸透に対する堤防の安全性評価技術、調査技術の開発
(3) 津波が構造物に与える影響の評価及び設計法の開発
(4) 気候変動に伴う海象変化に対応した技術の開発

3.　研究の成果・取組

「2. 目標とする研究開発成果」に示した達成目標に関して、平成 28 年度から令和 2 年度までに実施した研究の成果・取組について要約すると以下のとおりである。

(1)　侵食等に対する河川堤防等の評価・強化技術の開発

本達成目標に対しては、越水に対する河川堤防、侵食に対する河道や堤防の破壊を対象に研究を行っている。

越水を対象とした「破堤被害を最小化するための破堤氾濫流量の軽減技術に関する研究」では、災害時の締切工事等の事例収集により初動で有効となる重機の把握と実物大規模の実験から、決壊開口部への効率的な資材投入方法を示した。次に数値計算を用いて様々な河道形状における破堤後の堤防決壊拡幅進行過程を示し、河道特性に応じた被害軽減のための対策技術の施工手順を示した。また、堤体材料の異なる条件で越水による堤体侵食、堤防決壊、破堤拡幅の各過程の把握を目的に実物大規模の堤防決壊実験を行った結果、堤体材料の相違は特に越水初期の堤体侵食現象に影響を与えることを明らかにした。さらに、2016 年の北海道豪雨や 2018 年西日本豪雨

において、本川の水位上昇による背水影響を受けた支川で越水に起因した堤防決壊が発生したために、自流のみでなく背水影響を受ける場合の堤防決壊拡幅現象を、数値解析を用いて検討した結果、支川の川幅や自流流量に応じて拡幅現象が異なることを示した。そして、越水発生から堤防決壊までの時間の引き延ばしを目的としたシートで堤防の裏法部等を被覆する水防工法について、その効果を検討するために水理模型実験を実施した。

侵食を対象とした「高流速下の水流・水面波・掃流砂による構造物の安定性評価と維持管理技術の開発」では、三角波の発生に関する系統的な実験からその発生条件や特徴について整理した。次に、三角波の発生による護岸や護床工等のブロック構造物の安定性を水理実験により検討し、三角波は局所的な高流速や上昇流を発生させ、ブロックが移動しやすくなることを示した。三角波の発生を想定せずにブロック重量を設計すると過小評価することが示唆された。また、ブロック形状に着目した実験から、ブロックの安定性はブロック形状によって顕著な差を示し、中空型ブロックが最も安定性が高いことが分かった。さらに、三角波を数値的に再現する手法について、平面二次元ブシネスク方程式と非平衡掃流砂モデルを組み合わせたモデルを構築した。三次元的な反砂堆の形成とそれにより発生する三角波、交互砂州の形成が計算可能であることを示した。実験からも三角波発生過程を確認し、三次元的な反砂堆の河床形状、その上の水面形状と空間的な流速場を計測した。得られた実測値から反砂堆周辺の上昇流や局所流を考慮したブロックの安定性について検討した。

⑵　浸透に対する堤防の安全性評価技術、調査技術の開発

本達成目標に対しては、堤防の浸透破壊のメカニズムの解明、堤防及びその基礎地盤の不均質構造を把握する調査方法の開発、の二つの視点から研究を行っている。

前者は、浸透に対する河川堤防の進行性破壊現象を対象に実施している。降雨や河川水が堤防へ浸透することにより法面が崩壊し、場合によっては決壊することがある。本研究では、このような法面のすべりの進行性を考慮した浸透安全性評価手法や対策の優先順位付け、合理的な対策工の設計・施工法・維持管理方法を提案する予定である。これまで、大型模型実験を行うことにより降雨及び河川水による堤体への浸潤挙動やそれに伴う進行性破壊のメカニズムを詳細に把握した。この結果を踏まえ、浸潤挙動をより高い精度で再現できる解析手法に関する検討を行うとともに、進行性を評価可能な新たな円弧すべり計算法を提案した。また、模型実験により、ドレーン工及び礫混合土を用いた対策による進行性破壊抑制効果を確認し、対策工法の設計法の構築を始めているところである。令和２年度には、レーン工や礫混合土を用いた対策の効果を検証するために、大型模型実験を実施した。また、令和元年東日本台風により漏水が発生した阿武隈川の堤防（令和元年に開削調査実施箇所）の解析的な検討を行い、本川のみならず支川からの浸透の影響を強く受けていることを明らかにした。

後者は、空間的不均質性を考慮した堤防の浸透特性調査技術の構築を目標としている。近年の基礎地盤漏水箇所周辺において、土層強度検査棒（土検棒）貫入試験による高密度サウンディング調査を実施し、実験により、貫入音や貫入ロッドの振動から土質変化が把握できることを確認した。また、噴砂箇所と関係性がある限界貫入深度が礫層の上面高度と一致すること、土検棒貫入試験による地盤の定性的な硬さ判定と簡易動的コーン貫入試験の結果比較から、調査者によらず両者によい関係が認められた。さらに、土検棒貫入試験の自動化・省力化について、自走式静的貫入試験装置とセンサー入り土検棒を設計・製作した。地盤強度の連続測定が可能となり、粘性土と砂質土とを区分できる可能性が示された。

次に、浸透特性を推定可能な統合物理探査技術の時空間的分解能の向上技術に向けた検討を実施した。統合物理探査による堤防の耐浸透特性の影響範囲を特定できるかの検証、不飽和堤体材料の含水特性と物理探査計測物性との関係性を検討した。降雨浸透過程や堤体基盤の浸透モニタリングを電気探査で実施し、旧河道や高透水性地盤の分布を把握するための表面波探査や電気探査、漏水経路を特定するための堤内地において透水性の高い領域を特定する調査への物理探査の各手法の有効性を確かめた。さらに、各種物理探査手法の透水性の異なる地層の判別への適用試験、堤内地において透水性の高い領域を特定する手法の適用試験を実施し、地中レーダと土層強度検査棒を組合わせた調査手法による漏水範囲特定への有効性を確認した。

⑶　津波が構造物に与える影響の評価及び設計法の開発

本達成目標に対しては、河川遡上津波と海氷を伴う津波という、異なる二つの津波外力に対する構造物設計技

術開発の視点から研究を行った。

河川遡上津波については、シェル構造ゲートの浮き上がり等による被災が挙げられるため、水理模型実験による波高やゲートに作用する波圧を計測し、波圧を推定する計算式について検討した。鉛直荷重のピークは津波波高のピーク時と同時であり､修正谷本式+静水圧の式で鉛直荷重を算出できることを確認した。また､オープンソースによる数値計算手法による実験の再現を行い、実験の境界条件を入射波として与えたところ、水理模型実験の水位やゲートに作用する波圧を良好に再現することができた。砕波段波を想定した数値計算では、isoAdvector法を導入することにより、ゲート下部への潜り込み及び作用波圧について、高い再現性が確認された。併せて、シェル構造ゲートに対する波圧の影響を軽減するための対策について数値計算を行い、ゲート全開が効果があることが示された。

次に、海氷を伴う津波については、結氷板や流氷等の海氷で覆われる氷海域に津波が来襲した場合の避難施設などの重要構造物のリスク評価や設計法及びそれらの対策法の構築を目標としている｡海氷/漂流物を伴う津波実験より、津波荷重の作用形態は、構造物形状によらず、①氷群による衝突、②静水圧荷重、③パイルアップした海氷群の主働圧から構成されること、また、主働圧はRankin土圧で推定できることと、水位が低下してもそれが持続すること、ピロティ構造に対して鉛直上向きの準静的荷重も作用する基本特性を明らかにした。また、重回帰分析及び人工知能によるアイスジャム発生予測の方法を考案し、模型実験やShore pile up形成のアナロジー等により遡上水深からパイルアップ高を推定する手法を提案した。人工海氷の中規模衝突実験から、曲率を有する突起物の構造物への衝突荷重軽減効果と、数値シミュレーションの妥当性を示し、津波避難施設などの荷重低減方策を検討するツールを得た。津波による海氷遡上の計算モデルのうち離散体特有の現象が考慮できる準3次元DEMの妥当性を検証するため、氷遡上の要素実験からパイルアップの平面分布等の大局的な挙動の再現性が確認できた。

(4) 気候変動に伴う海象変化に対応した技術の開発

本研究では、将来的な温暖化に伴って激化する海面水位の上昇や極端な高潮の発生、波高の増大等外力に対応した沿岸域のリスク評価と対策の提案を目的としている。

現在、開発中の高波・高潮計算システムは、高潮の発生メカニズムを踏まえ、①気圧・風場の推算、②波浪等の推算、③高潮推算及び浸水計算を行うものである。このシステムを用いて、2014年12月に道東地方を来襲した爆弾低気圧に伴う高波・高潮の再現計算を行ったが、計算システムとして良好な結果が得られた。また、2017年9月に北海道西部に来襲した台風18号に伴う高波の再現計算を、台風モデルと波浪モデルを用いて試み、台風の経路を変化させたことによる高波の感度実験を行っており、その結果から高い再現性を確認した。さらに、既往最大クラスの台風を想定した波浪計算の実施により、波高が最も高くなる経路を明らかにした。防災・減災対策に必要不可欠な過去数十年分の汀線情報や全道海岸構造物のデータベースを整備し、気象庁の長期再解析データを用いて北太平洋から北海道沿岸域における大規模な波浪計算を行って､過去62年間の波浪エネルギーの変化傾向を明らかにした。

DEVELOPMENT OF DESIGN TECHNIQUE FOR DISASTER-PREVENTION FACILITIES AGAINST RECENTLY MORE FREQUENT AND INTENSE WATER HAZARDS

Research Period : FY2016-2021

Program Leader : Director of Cold-Region Hydraulic and Aquatic Environment Engineering Research Group
YABE Hiroki

Research Group : Geology and Geotechnical Engineering Research Group (Geology Research Team, Soil Mechanics and Dynamics Research Team, Geophysical exploration)
Hydraulic Engineering Research Group (Dam and Appurtenant Structures Research Team)
Cold-Region Hydraulic and Aquatic Environment Engineering Research Group (River Engineering Research Team, Port and Coast Research Team)

Abstract : In recent years, floods have frequently far surpassed the capacity of current flood control facilities, tsunamis from large-scale earthquakes have occurred, and massive sea waves have become more likely to occur due to climate change. In response to these phenomena, appropriate methods must be developed for the design, field survey and evaluation of disaster-prevention facilities.

In light of this social background and these requirements, we have established four research topics:

(1) Development of technology for evaluating/strengthening river levees against overflow and erosion;

(2) Development of technology for evaluation/investigation of the safety of river levees against water permeation;

(3) Development of technology for evaluation of the impact of tsunami on structures and design method; and

(4) Development of technology appropriate for ocean changes due to climate change.

With regard to the first topic, our studies have focused on (i) the erosion and failure of levees caused by overtopping flow and (ii) channel erosion and structure failure in a field of high-speed flow at the time of a flood.

With regard to the second topic, our studies have intended to (i) verify the mechanism of levee seepage failure and (ii) develop methods for evaluating the heterogeneity of levees and their foundation ground.

With regard to the third topic, our studies have aimed at the development of a method for designing a structure that can withstand two different external forces: one from tsunami run-up in rivers and the other from tsunamis transporting sea ice.

With regard to the fourth topic, our studies have sought to propose a risk assessment and action plan that can respond to extreme external forces in coastal areas.

Key words : levee breach, triangle-shaped water surface wave trains, seepage failure of river levees, dense sounding survey, integrated geophysical investigation, tsunami run-up in rivers, sea ice, coastal disaster prevention

1.1　侵食等に対する河川堤防等の評価・強化技術の開発

1.1.1　破堤被害を最小化するための破堤氾濫流量の軽減技術に関する研究

担当チーム:寒地水圏研究グループ(寒地河川)
研究担当者：矢部浩規、大串弘哉、前田俊一、
横山洋、島田友典、平松裕基

【要旨】
近年、堤防決壊が頻発する中、堤防決壊被害軽減技術の構築は重要である。本資料ははじめに災害時の締切工事等の事例収集より、初動で有効となる重機の把握を行い、実物大規模の実験により、決壊開口部への効率的な資材投入方法を示した。次に数値計算を用いて様々な河道形状における堤防決壊進行過程を示し、河道特性に応じた被害軽減のための対策技術の施工手順を示した。また、堤体材料の異なる条件の堤防決壊現象の理解を目的に、実物大規模の堤防決壊実験を行った。実験結果より堤体材料の相違は特に越水初期段階の現象に影響を与えることなどが明らかとなった。さらに、2016 年 8 月北海道豪雨において常呂川水系支川において、本川の水位上昇による背水影響を受けたことにより、越水に起因した堤防決壊が発生したが、自流のみによる堤防決壊拡幅現象との共通点・相違点については明らかになっておらず、被害軽減技術検討のためにも現象の理解が重要である。そこで、この現象理解を目的に数値解析を用いた検討を行い、背水影響を受ける堤防決壊拡幅現象が、自流流量及び川幅に応じて異なることを示した。加えて、堤防決壊被害軽減技術の一つとして、越水発生から堤防決壊までの時間の引き延ばしを目的としたシートで堤防の裏法部等を被覆する水防工法にも着目し、水理模型実験により当該工法の効果について検討を行った。
キーワード：堤防決壊、被害軽減技術、緊急対策工事の効率化、背水影響、水防工法、シート被覆工法

1. はじめに

近年、台風や局所的な集中豪雨などに起因した出水により大規模水害の発生リスクが高まってきており[1]、河川堤防の整備が進んでいる今日でも堤防決壊が発生している[2]。決壊直後のような河道水位が高い状況であっても早期に決壊開口部を締切ることが出来れば氾濫流量の低減により被害軽減につながることが期待できる。しかしながら、緊急時に行う性質であるため使用できる資材や工法の制約があること、発生頻度が少なく知見が十分に蓄積されていないこと、そもそも堤防決壊現象が不明であることなどから技術開発が進んでおらず減災技術の確立が急務である[3]。

このような中、国土交通省北海道開発局（以下、「開発局」と称する）と寒地土木研究所では、実物大規模である十勝川千代田実験水路[4]を用いた堤防決壊実験[5]や、実験より得た知見を用いて開発した数値計算モデル「Nays2D Breach」[6]を活用することで堤防決壊現象を明らかにし[7]、さらに決壊後の被害軽減のため氾濫流量を低減させる技術検討[8), 9]、効率的な資材投入方法に関する検証[10), 11), 12]等、系統立てた研究を進めている。

本研究では、近年の堤防決壊時の緊急対応例を踏まえ、これまで進めてきた研究を総合的に取りまとめることで、堤防決壊時における被害軽減技術について提案することを目的としている。

また堤体材料が異なる場合の堤防決壊現象の理解を目的に、実物大規模の越水破堤実験を実施し、越水から堤防決壊、破堤拡幅までの進行過程の整理を行った。

さらに要因分析の視点で、背水区間における堤防決壊事例の収集及び整理をおこない、特徴的な事例を対象に数値解析により背水区間における決壊現象の特徴を整理した。さらに自流区間と背水区間における決壊拡幅現象の相違、ならびに背水区間において自流流量と河道形状の相違が決壊拡幅現象に与える影響について検討を行った。

加えて、堤防決壊被害軽減技術の一つとして、越水発生から堤防決壊までの時間の引き延ばしを目的としたシートで堤防の裏法部等を被覆する水防工法にも着目した。堤防決壊までの時間の引き延ばしを目的とした対策工としては、危機管理ハード対策等の堤防強化が近年全国的に推進されてきているが、堤防強化以外にも水防活動からのアプローチも考えられるため、水理模型実験により当該工法

図-1　北海道における堤防決壊時の緊急対応工事一例

の効果について検討を行った。

2. 河道形状が異なる破堤現象の再現検証

堤防決壊時の被害軽減技術の研究を進めるにあたり、災害時の対応事例から得られる知見は多い。北海道においても2016年8月に半月のうちに3個の台風が連続して上陸するなど道内各地で大雨となり、複数の河川において堤防決壊が生じるなど甚大な被害をもたらした[2)]。一方で決壊口から氾濫流がある中で緊急締切工事等を行った事例もあることから、災害対応業者等への聞き取りを行い、得られた知見を元に課題を抽出し、課題解決につながるポイントの整理を行った[11)]。

2. 1　緊急対応工事の事例

図-1に近年の北海道内における堤防決壊時等の緊急対応工事を行った事例の一例を示す[13)]。

①は十勝川本川と千代田新水路の間にある中島部分が決壊し、開口部に激しい流れが生じている様子である。開口部上流側から荒締切を進めるうちに開口部下流側の侵食が始まったため、資材投入を上下流両側からに切り替えた。また、せめ工段階で高流速となり根固ブロックが流出したため、10tの大型ふとんかごを用いて閉塞させる工夫などを行った事例である。

②はバックホウにアタッチメントとして把持装置であるグラップルを装着することで効率的に締切作業を行うことが出来た事例である。

③は災害発生3時間後からバックホウによる資材投入に着手している。その後、天端幅を3mから4mに拡幅したことで決壊口近郊までダンプトラックによる資材運搬も可能

表-1　事例収集より得られた主な知見

	得られた知見・課題と解決に向けた検討事項
使用重機	【クレーン】 ・重量のある資材を遠方まで吊作業ができ既往手法として検討されていた ・一方、足場造成等の準備作業が必要となり着手に時間を要する 【バックホウ】 ・土工だけでなく資材の吊作業ができる ・比較的、容易に調達可能であり、不整地でも作業が出来るため早期着手が可能 ⇒吊上重量や作業半径に制限はあるが、緊急時における早期着手にはバックホウが有効
資材投入	【投入方法】 ・バックホウによる吊作業のほか、アタッチメント等の活用により投入効率が向上 ⇒複数の投入方法をサイクルタイムや安全面も含めて整理することで、現場作業の選択肢が増える
作業手順	【堤防決壊形状の考慮】 ・片側から締切を進めると反対側の堤体が侵食されるなど、作業手順の工夫が必要 ・開口部深掘を把握することで効率的な作業計画につながった事例もある ・河道特性の違いによる堤防決壊現象を理解しておくことで効率的な作業手順の検討が可能 ⇒事前に管理する河川がどのような堤防決壊形状となるか理解できれば、事前の資材準備含め効率的な締切作業の検討につながる

となり作業効率が向上した事例である。

④は資材を開口部に投入しても水面下に沈み締切作業が進まなかったため、深掘形状を計測することで、施工(計画）の見通しを立てた事例である。

⑤は緊急対応工事においてバックホウが多く使用されている事例である。バックホウは③のように早期着手可能なことや、不整地により他重機が進入困難な条件下でも作業が出来るという強みがある。

2. 2　事例収集より得られた知見と課題

緊急対応工事の事例より得られた知見と課題、及び課題解決に向けたポイントについて表-1に示す。

これより緊急対応工事の早期着手には既往手法であるクレーンよりもバックホウが有力であること、バックホウによる資材投入工法をサイクルタイムや安全面も含めて検討しておくこと、また管理する河川が堤防決壊時にどのような現象が生じるかを事前に理解することで、より実現象に近い堤防決壊時の緊急対策シミュレーションが可能になることなどが期待できる。以降ではこれらの課題解決に向けた検討を行う。

3. 資材投入の効率化に向けた重機作業の検討

緊急対応工事の早期着手にはバックホウが有力であることが緊急対応工事の事例から明らかとなったが、作業計

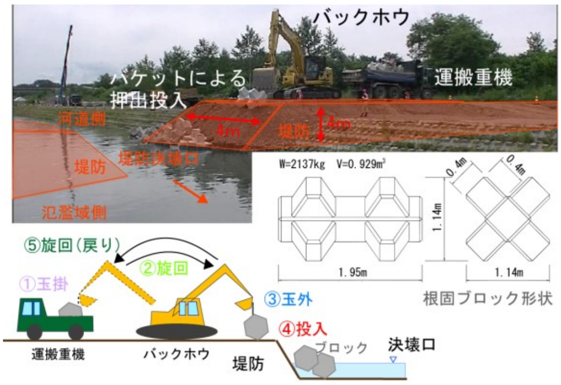


図-2　投入実験の概要と用いたブロック

図-3　投入実験の状況

画を立てるには資材投入に要する時間の把握が重要である。河川護岸工事等における根固資材投入の日当り施工量は整理されているものの[17)]、災害時を想定してはいない。そこで十勝川千代田実験水路[4)]において堤防決壊時の荒締切を念頭に、決壊口を想定した箇所にバックホウを用いて複数の工法で根固ブロックを投入し、工法の相違が作業効率に与える影響について検証実験を行った[11), 12)]。

3. 1　ブロック投入実験の概要

図-2に決壊口へのブロック投入作業の概要、及びブロックの諸元を示す。ブロックは河岸保護のため投入資材としても実績が高い根固めブロックのうち、開発局が最も多く備蓄している水防資材ブロックを用いた。実験は図-3に示す工法を組み合わせた4ケースとし、投入方法の相違が作業効率に与える影響の把握を行った。

ケース1･2は一般的なワイヤーロープを用いて玉掛けを行い、玉外しは決壊口付近の堤防天端で人手により行った。投入はバケットでブロックを決壊口方向に押し出すが、ケース1では1個ずつの投入とし、ケース2は運搬重機に積載したブロック（ダンプトラックの場合は3個）を全て決壊口付近の堤防天端に並べた後、連続して押し出しを行った。

ケース3・4は汎用性が低いオートフックを用いた。ブ

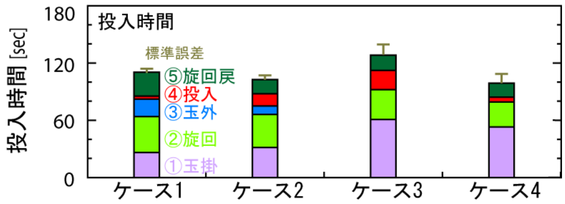


図-4　ブロック投入平均時間（1個当り）

ロックを着底させるとワイヤーが自動で外れる仕組みであり玉外しは決壊口近傍に作業員が近付く必要がないため、安全性向上が期待できる。ケース3の投入はケース1と同様にバケットによる押し出し、ケース4は決壊口斜面部に着底させることで玉外し作業を省略するとともに、直接投入が可能となるため作業効率の向上が期待できる。

3. 2　ブロック投入実験の結果

図-4にブロック投入に要した時間を平均しブロック1個当りに換算した結果を示す。

基本となるケース1は110秒/個、連続投入としたケース2は103秒/個であり、まとめて投入することで1個当り10秒程度の短縮となっている。

オートフックを用いた場合、ケース1と比較して押し出しであるケース3は128秒/個と20秒程度の延長、直接投入であるケース4は99秒/個と10秒程度の短縮であり、効率的になることを期待したが大幅な時間短縮とはなっていない。これは玉掛けに要する時間がワイヤーロープに比べて30秒程度、多く要していたためであり、今後はオートフックを用いた玉掛作業の訓練等により作業効率の向上が期待できると考えられる。

一方でケース 4 の直接投入では、投入済みの積み上がったブロックと投入したばかりのブロックの間にワイヤーが絡まったケースがあった。ワイヤーの絡みは復旧作業が遅れるだけでなく、重機転倒などの危険性があることからも、オートフックによる直接投入を行う際には、投入したブロックの着底位置も想定しながらの作業が必要である。

現地実験を行った結果、バックホウを用いた資材投入では更なる効率化も期待できるが、現状でも2分/個程度で試算することが可能であると考えられる。

4. 堤防決壊現象を考慮した緊急対応工事の提案

図-5は堤防決壊時における決壊開口部の形状である。河床勾配が急である空知川は開口部下流の堤体断面が河道から氾濫域に向かって斜めに侵食しているが、河床勾配が緩い石狩川では河道側に向かってハの字型に侵食しており、堤防決壊現象と河道特性には密接な関係があると考えられる。また前述④のように開口部に深掘れが生じている

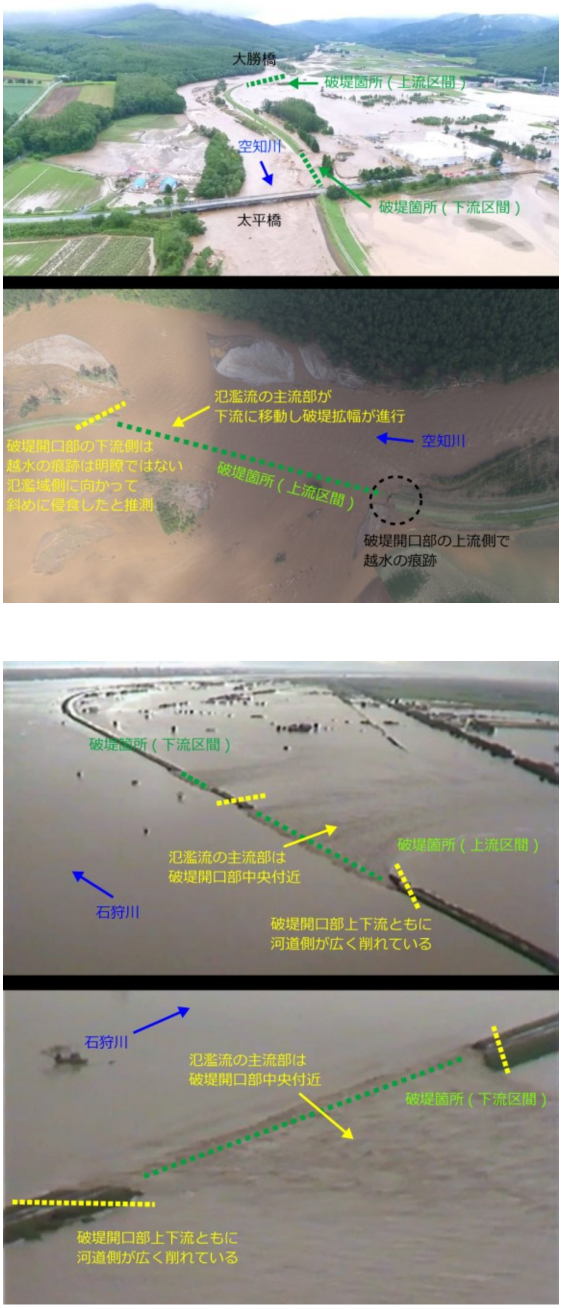


図-5　河道特性に応じて異なる堤防決壊現象（上段：石狩川水系空知川・下段：石狩川）

事例もある。よって堤防決壊現象に応じて緊急対応工事を行うことが効率化に向けて重要であると考えられる。

ここでは破堤計算モデル「Nays 2D Breach」を用いて、河道特性が堤防決壊拡幅現象に与える影響を明らかにし、さらに得られた知見を元に被害軽減のための減災工法に関する考え方を示す[7]。

4. 1　河道条件が堤防決壊現象に与える影響

4.1.1　計算モデルの概要

Nays2D Breachの基本となるモデルは2次元浅水流河床変動計算モデルiRIC Nays2D[14]であり、河道や氾濫域は2次元浅水流河床変動計算を行い、堤防部分の決壊拡幅進行のみ千代田実験水路での堤防決壊実験結果より得られた無次元掃流力と堤体崩壊量の関係式[5]を組み入れてモデル改良を行ったものである[6]。

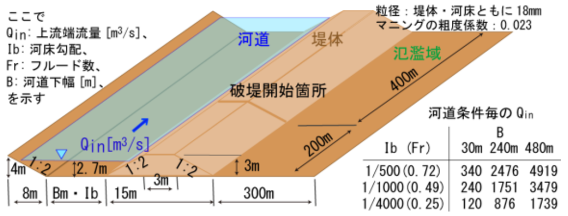


図-6　計算水路形状と計算ケース

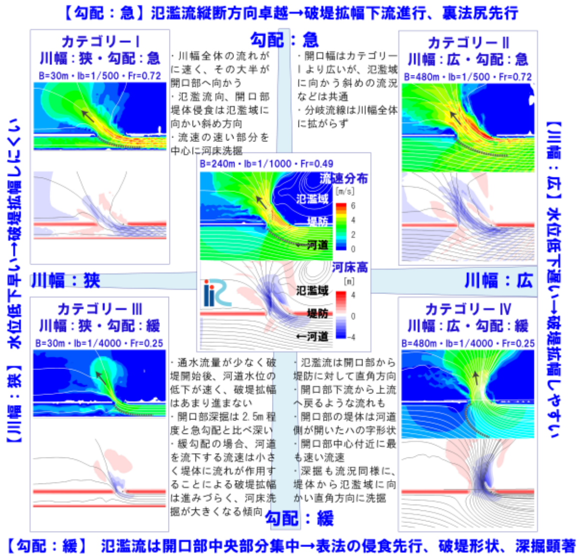


図-7　河道特性に応じた堤防決壊現象の分類

4.1.2　計算条件

検証に用いた河道条件、計算条件は図-6 に示すとおりである。河道形状は北海道の一級河川の河川整備基本方針[15]にある基準・主要地点における川幅と河床勾配を参考にこれらを包括できるように選定した。またその他の条件は千代田実験水路での堤防決壊実験等、これまでの検討を参考とした[5),7)]。境界条件は河道については下流端を自由流出とし上流端からは河道内流量の等流水深2.7m を満たすように決定し定常流として与えた。氾濫域は下流端・側方を自由流出とした。計算格子は 2m×2m、計算時間刻みは 0.05 秒とした。計算時間について、堤防決壊シミュレーション等では決壊開始から 1 時間で最終開口幅に到達すると仮定しており[16]、それとの比較も念頭に堤防決壊開始から 3 時間までとした。

4.1.3　計算結果

図-7に計算終了時点の流況と河床形状の結果を示す。

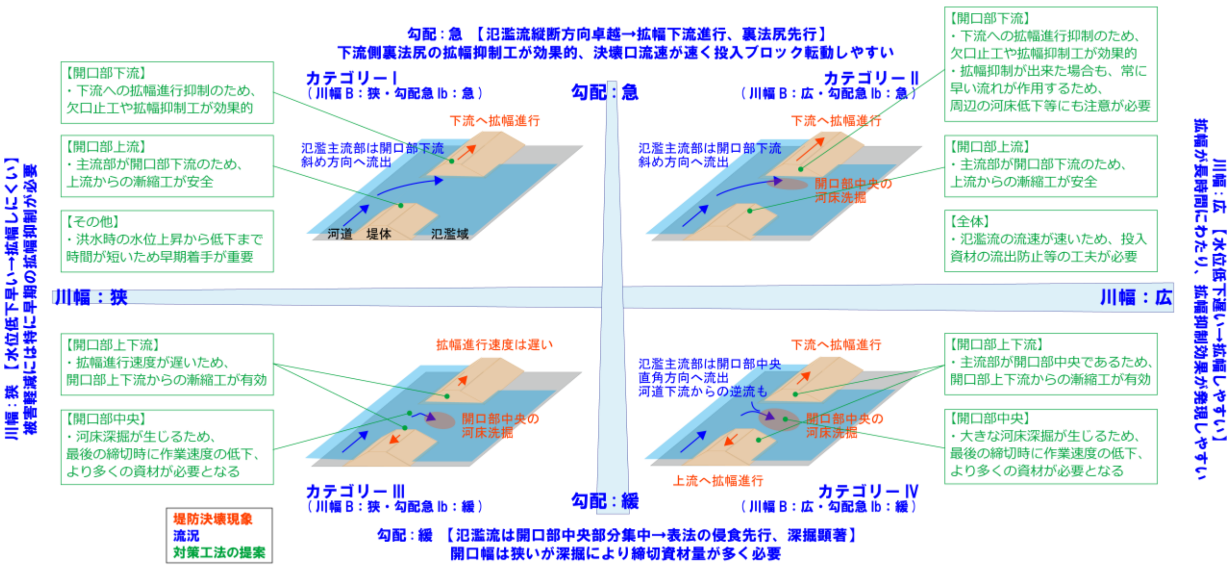


図-8 河道形状・堤防決壊現象の分類に応じた被害軽減対策工法

河床勾配の相違について、勾配が急な場合では氾濫流況は氾濫域に向かい斜め方向となり下流方向への拡幅が卓越する。勾配が緩い場合では堤防に対して直角方向の氾濫流況となり開口部中央の流速が大きく、また開口部中央付近に深掘が生じる傾向がある。

川幅の相違について、狭い場合には河道水位の低下が早く開口部の拡幅はしづらい。川幅が広い場合には河道水位低下が遅く、堤内外の水位差が保たれており開口部を流れる流速も大きく、開口幅も大きくなる。

4. 2 堤防決壊現象に応じた減災工法

北海道開発局と寒地土木研究所では堤防決壊時の被害軽減に向けて決壊口拡幅抑制工（根固ブロックを用いて拡幅進行速度を低減し氾濫流量の増加抑制を期待する技術[8]）や、堤防決壊後の氾濫流量を低減させる技術（開口部を早急に閉塞するための荒締切工など[11]）の研究を進めている。ここでは堤防決壊現象の分類を参考に、河道特性に応じた減災工法に関する考え方を図-8に示す。

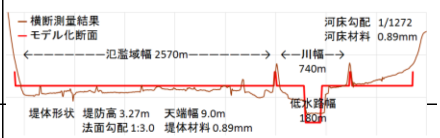
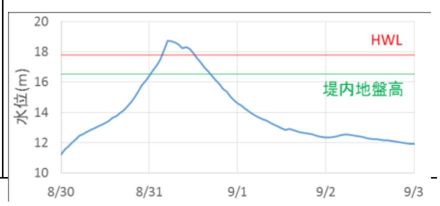
河床勾配が急な場合は堤防決壊口の拡幅が下流方向に進行するため、決壊口の下流側では拡幅抑制のために欠口止工や拡幅抑制工を実施すると効果的であり、可能であれば漸縮工で荒締切まで行うのが良い。一方、決壊口の上流側は流れが緩やかなため、漸縮工で荒締切を進めると効率的である。

河床勾配が緩い場合は速い流れが堤体に直接作用しないため、締切工を上下流側から進めると効果があると考えられる。また決壊部中央付近の河床洗掘が深くなっていることも考えられるため、資材準備も含めた作業計画にも十分な検討が必要である。

川幅が狭い場合には短時間のうちに決壊幅が川幅以上となるため、河道内流量の大半が氾濫流量として流出する。また上流域河川に相当すると考えられるため、水位上昇から低下までの時間が短くなることから、如何に早く緊急工事に着手できるか、特に資材運搬なども含めた検討が極めて重要である。

川幅が広い場合は河道水位が低下しづらいことから、決壊拡幅の進行が継続しやすく、氾濫流量も比較的大きくなることから、対策の実施による減災効果が発揮されやすい。また拡幅抑制が出来た場合にも、その周辺の激しい流れにより河床洗掘が進行する場合があるので注意が必要である。

表-2 堤防決壊シミュレーション想定内容

河川名	十勝川水系　十勝川
決壊位置	左岸　中流部
決壊規模 破堤進行時間	Nays2D Breach による計算
決壊要因	越水（H.W.L 到達時点）
河道特性 堤体特性	
想定ハイドロ	

5. 実河川堤防決壊を想定した決壊シミュレーション

表-3 堤防決壊シミュレーション緊急対策の内容

投入	主にクレーン	主にバックホウ
概要	決壊確認後、ブロックによる拡幅抑制工を実施	
資材	根固ブロック 2t 型	
投入	クレーン	バックホウ
施工速度	1 個/3 分	1 個/2 分
着手までに要する時間	決壊から 4 時間後 決壊確認-連絡 1 時間 資材準備運搬 1 時間 仮置ヤード整備 1 時間 投入足場準備 1 時間	決壊から 3 時間後 決壊確認-連絡 1 時間 資材準備運搬 1 時間 仮置ヤード整備 1 時間

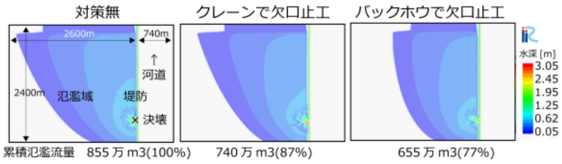


図-9 最大浸水深範囲・累積氾濫流量の比較

ここまでで得られた成果を元に実河川を想定した堤防決壊シミュレーションを行い、被害軽減対策工法の実施による減災効果について試算を行う。

5. 1 シミュレーション概要

堤防決壊シミュレーションの想定内容を表-2に示す。十勝川中流域のある観測所地点を対象とし、平成28年8月北海道豪雨災害時の水位データを参考にハイドロを与え、はじめに対策を行わないケースとして堤防決壊の計算を行った。

次に減災対策を行うケースでは表-3を参考に、クレーンを用いた工法では決壊開始から4時間後、バックホウを用いた工法では3時間後に工事着手することで拡幅進行が抑制できるとし、計算では着手時間以降について堤体を固定床として計算を行った。なお今回は抑制工・欠口止工までを対象としている。

5. 2 シミュレーション結果

図-9 は計算結果のうち、浸水範囲が最大となる時刻の浸水範囲を、また洪水期間中の累積氾濫流量を示す。これより早期に欠口止工を実施することで累積氾濫流量の低減につながるとともに、浸水面積の縮小により被害額が小さくなることが期待できる。なお本シミュレーションは様々な過程の基に検討したものであり、実際の堤防決壊現場にそのままあてはまるものではないことに注意が必要である。また今回は欠口止工の減災効果の比較までであるが、今後は荒締切工まで含めた減災効果についても評価を行う必要がある。

6. 堤体材料の相違が堤防決壊現象に与える影響

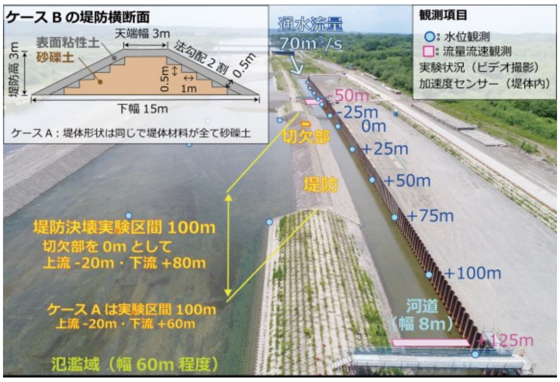


図-10 実験概要（ケース B）

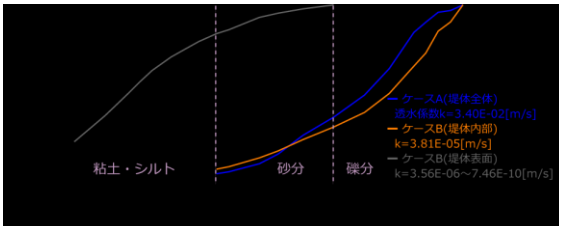


図-11 堤体材料の土質試験結果

2016 年 8 月北海道豪雨において常呂川直轄区間では堤防からの越水は 7 箇所確認されたが、決壊に至ったのは 1 箇所であった。越水したにもかかわらず決壊に至らなかった要因を明らかにすることは、堤防決壊時における緊急対策工事等の対策を検討する上でも重要な知見となる。これについて常呂川堤防調査委員会[19]では複数の要因があると考察しているが、そのうちの一つとして堤体材料の相違（砂質土か粘性土）をあげている。本研究では堤体材料が異なる場合の堤防決壊現象の理解を目的に、十勝川千代田実験水路[4]を用いた越水破堤実験を実施し、越水から堤防決壊、破堤拡幅までの進行過程の整理を行った。

6. 1 実験概要

図-10 に実験概要を示す。河道水路幅は 8m、堤体は高さ 3m・天端幅 3m・法勾配 2 割とし、越水堤防決壊のきっかけとして切欠（深さ 0.5m・下幅 1m・上幅 3m）を設けた。通水はこの切欠からの越流水深が概ね 30cm になるように 70m^3/s 程度を一定流量として通水し、実験区間の大半が破堤拡幅した時点で供給流量を減少させ実験終了とした。

ケース A は堤体材料を全て砂礫土としたが、ケース B は堤体全てを粘性土での施工が困難であったこと、また特に越水から堤防決壊初期の現象相違に着目していることからも、堤体表面 0.5m のみを粘性土とし、堤体内部はケース A と同様に砂礫土とした。用いた堤体材料は図-11 に示す通りであり、ケース A 及びケース B の堤体内部の

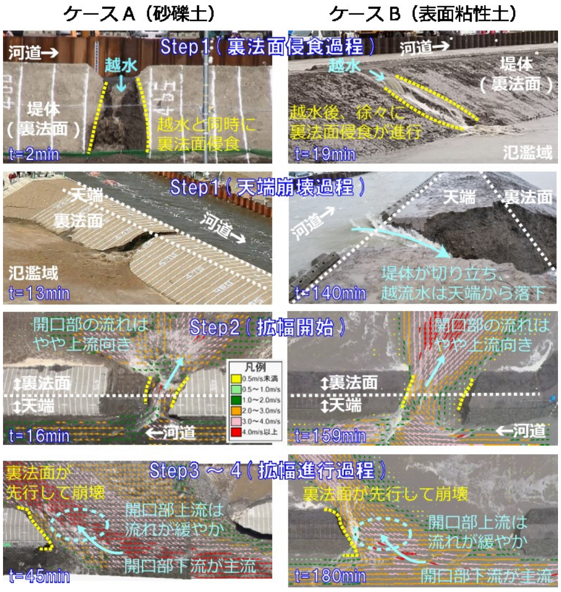


図-12　堤防決壊進行過程（越水～決壊～拡幅）

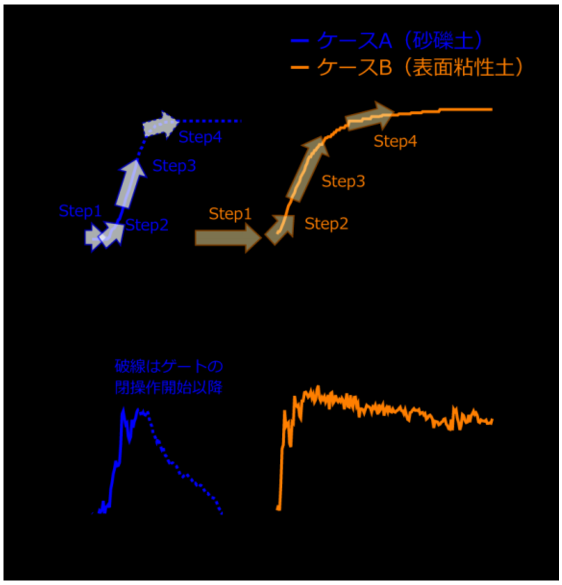


図-13　堤防決壊口幅・氾濫流量時系列変化

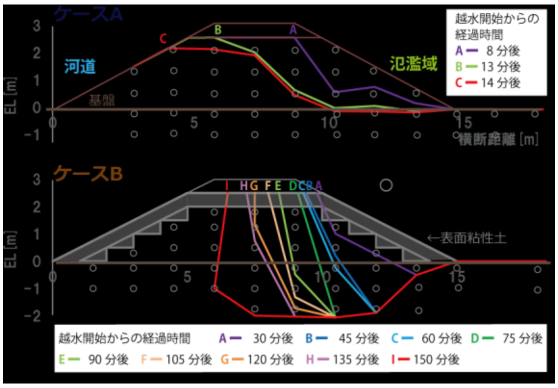


図-14　切欠断面の崩壊過程

砂礫は概ね一致している。また堤体基礎地盤は両ケースともに砂礫土である。なおケースＡは既往実験（ケース1）[5]であり、また観測機器・手法についても既往実験で確立したものと同様である[5]。

6. 2　実験結果

図-12 に代表的な時間の実験状況を、図-13 に堤防天端中央の決壊幅及び氾濫流量の時系列変化を、図-14 に加速度センサーの記録を用いて推定した切欠部横断面における越水から堤防決壊に至るまでの崩壊履歴を示す。両ケースとも越水開始から4つのStepを経て堤防決壊が進行していることからも[5]、以下ではStep毎に特徴を示す。

6.2.1　越水による堤体侵食(Step1)

ケースＡは越水と同時に裏法面の侵食が始まり裏法面～裏法肩～天端と侵食が進行している。Step2 への移行までは越水から 14 分程度と進行速度は速く、図-12 からは堤体下刻は大きくなくまた基盤洗掘も生じていない。ケースＢは越水後、裏法面粘性土の不陸やひび割れ箇所をきっかけとして徐々に侵食している。裏法面粘性土が流出し内部砂礫が現れた後、堤体が切り立った形状で徐々に天端が河道側へ後退している。図-12 からも後退糧は間欠的であり、また堤体が切り立つことで越流水が天端から落下するように流れ、基盤も大きく侵食されている様子が確認出来る。なお Step2 への移行はケースＡに比べると２時間程度、長くなっている。

6.2.2　堤防決壊から破堤拡幅開始(Step2)

Step1 で表法肩まで堤体が侵食した後、河道から開口部に向かう流れが生じ、この流れが開口部下流に集中することで下流への拡幅が始まるとともに、氾濫域に向かいやや上流に向かって流れることで開口部上流側の堤体も侵食が確認出来る。氾濫流量が増加を始めるのは Step2 からである。また両ケースとも現象に明瞭な差は見られない。

6.2.3　破堤拡幅以降(Step3～)

Step3 以降、堤防決壊拡幅速度が大きくなり、また氾濫流量も急激に増加する。拡幅段階では下流への拡幅進行、開口部下流側に主流が存在すること、破堤拡幅速度や氾濫流量の増加量の傾向など両ケースともに現象の大きな相違は見られないが、これはケースＢの開口部断面の多くが砂礫であるためと考えられる。

7.　背水影響が堤防決壊拡幅現象に与える影響

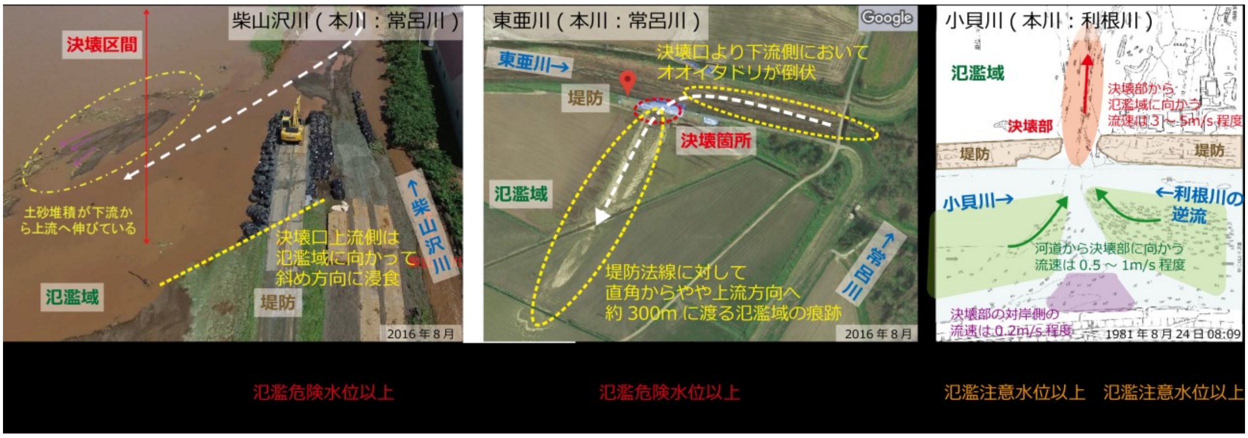


図-15　背水影響を受けた堤防決壊事例[19),26)]（参考文献に加筆）

2018年8月の西日本豪雨では高梁川水系小田川やその支川において複数箇所で[20)]、2016年8月の北海道豪雨では常呂川水系の柴山沢川や東亜川において堤防が決壊している[19)]。これらに共通している決壊要因は、本川からの背水による水位上昇に伴う越水と推定されている。

決壊拡幅現象については、縮尺模型[22)]や実物大規模の水路[4)]を用いた越水決壊実験、辻本ら[23)]や島田ら[7)]による決壊拡幅現象を対象とした数値計算などの研究事例はあるものの、いずれも自流区間を対象としている。また、前田ら[24)]や深澤ら[25)]は背水区間に着目した決壊事例の収集や数値解析なども行っているが、背水が堤防決壊拡幅現象に与える影響は明らかになっていない。

本章では要因分析の視点で、背水区間における堤防決壊事例の収集及び整理を行い、特徴的な事例を対象に数値解析により背水区間における決壊現象の特徴を整理した。さらに自流区間と背水区間における決壊拡幅現象の相違、ならびに背水区間において自流流量と河道形状の相違が決壊拡幅現象に与える影響について検討を行った。

7. 1　背水影響を受けた決壊事例

図-15 に主な背水影響を受けた堤防決壊事例を示し，それぞれの特徴を述べる。

7.1.1　柴山沢川の堤防決壊事例（2016年8月）

既報[19), 24)]の堤防決壊事例の通り、決壊箇所は常呂川との合流点から約1000mの左岸、川幅は約20mである。また決壊が推定される時間帯は、本川は氾濫危険水位以上と高いが、支川流量は少なかったと考えられる[19)]。

決壊幅は60～100m、氾濫域の土砂堆積は150m程度であった。決壊口の上流側は氾濫域に向かい斜め方向に浸食していること、氾濫域の土砂堆積は開口部から上流側に向かっていることからも、柴山沢川を逆流し氾濫流向は上流を向いていたと推測される。

7.1.2　東亜川の堤防決壊事例（2016年8月）

既報[19), 24)]の堤防決壊事例の通り、柴山沢川の決壊と同じ出水時に発生しており、決壊箇所は常呂川との合流点から約400mの右岸、川幅は40m程度である。また決壊の発生が推定される時間帯は、本川は氾濫危険水位以上と高いが、支川流量は少なかったと考えられる。

決壊幅は30～50m程度、氾濫域の痕跡は堤防法線に対して直角方向からやや上流に向いており、延長は約300mであった。また河道内にはオオイタドリが生えており、決壊口より上流ではほとんど倒伏していないが、下流では決壊口に向かい上流側へ倒伏していたことからも、自流量は少なく東亜川を逆流していたと推測される[24)]。

7.1.3　小貝川の堤防決壊事例（1981年8月）

既報[24), 26)]の通り、決壊箇所は利根川との合流点から約4000mの左岸、川幅は約190mである。また決壊時の水位は、本川は氾濫注意水位以上と高く、また決壊箇所近傍の支川水位は背水影響を受けており氾濫注意水位以上であった。なお支川上流で背水影響を受けていない区間については水防団待機水位以上であった。

決壊幅は60～100m程度､氾濫域の痕跡として明瞭な落掘が堤防法線に対して概ね直角方向に形成されており、その延長は約160mであった。図-15は決壊発見から約6時間後の平面流況（洪水中に計測）であるが、決壊口に向かう支川自流と本川逆流が存在し、決壊口から氾濫域に向かい速い流れが生じている。また決壊口の対岸側の河道内流れは緩やかな流況が観測されている。

決壊幅は60～100m程度､氾濫域の痕跡として明瞭な落掘が堤防法線に対して概ね直角方向に形成されており、その延長は約160mであった。図-15は決壊発見から約6時間後の平面流況（洪水中に計測）であるが、決壊口に向かう支川自流と本川逆流が存在し、決壊口から氾濫域に向かい速い流れが生じている。また決壊口の対岸側の河道内流れは緩やかな流況が観測されている。

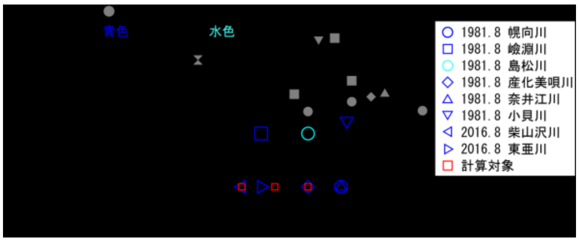


図-16　堤防決壊事例における川幅と計画高水勾配の関係

7.1.4　背水影響を受けた堤防決壊箇所における河道形状

背水影響が決壊拡幅現象に与える要因の検討にあたり、河道形状の整理を行う。島田ら[7]が自流区間における決壊事例で整理した川幅と計画高水勾配の関係図に、背水影響を受けた決壊事例を図-16 に示す。これより背水影響を受けた決壊事例も様々な川幅が存在しているが、背水区間のため勾配はLevel からきわめて緩く、決壊拡幅特性の整理にあたっては自流区間の決壊現象[7]とは異なり勾配以外の要素を考慮する必要があると言える。

7. 2　常呂川水系支川の堤防決壊事例検討

前節の常呂川水系支川を対象に深澤ら[25]が行った再現計算、及び自流条件を変えた数値解析により、背水区間において決壊拡幅現象に影響を与える要素の検討を行う。

7.2.1　計算モデルの概要と計算条件

用いた数値計算モデルは決壊拡幅過程を表現出来る「Nays2D Breach[6]」である。基本となるモデルは iRIC Nays2D[14]であり、河道や氾濫域は 2 次元浅水流河床変動計算を行い、堤防部分の決壊拡幅進行過程のみ千代田実験水路での決壊実験より得られた無次元掃流力と堤体崩壊量の関係式[5]を組み入れてモデル改良を行っている。なお本モデルは本川と支川が合流する条件での数値解析が出来ないため、本解析では計算領域を合流点付近から決壊地点までの支川を対象とし、支川河道の下流端に本川水位を与えることで、背水影響を表現した。

図-17 に常呂川本川と柴山沢川、及び東亜川の位置図を、あわせて計算領域を示す。計算格子は2m×2m、計算時間刻みは0.05 秒とした。堤体材料及び河床材料は柴山沢川については現地土質試験結果[19]より、それぞれ1.5mm と 4.8mm とし、東亜川については柴山沢川近傍にあることから同様の値を与えた。また河道及び氾濫域の粗度係数は0.035 とした。

境界条件について再現計算では河道上流端からは図-17 に示す流量を、河道下流端では本川太茶苗水位観測所のデータを用いて、各支川合流点の水位を推定して与えた。なお決壊時間は不明であるため、決壊箇所近傍の

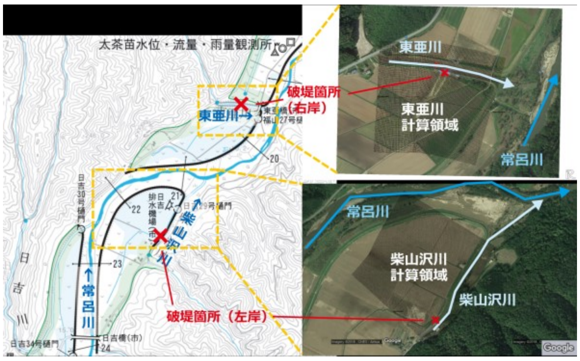


図-17　常呂川と柴山沢・東亜川の位置図及び計算領域

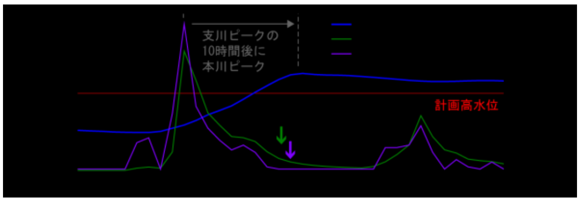


図-18　常呂川本川（太茶苗水位）及び支川流量

河道水位が堤防天端高を超えた直後に決壊が始まるものとした。

また図-15 より本川と支川の流況が事例毎に異なっていることから、支川自流の相違が背水区間における決壊現象に影響を与える要因の一つと考え、上流からの流量を図-18 に示すピーク流量を継続通水した条件でも計算を行った。

7.2.2　計算結果（再現計算）

深澤ら[25]は拡幅終了時の結果を示し計算モデルが背水区間においても適用可能であることを示した。一方で被害軽減技術の検討には拡幅進行過程の理解が重要であることから、図-19 に代表的な時間帯における流況を示す。

柴山沢川は①決壊直後の氾濫流向は堤防法線と直角方向であり、下流から開口部へ向かう逆流も確認出来る。②開口部の流速が速くなる時間帯では氾濫流向が上流方向へと変化し、速い流れが開口部上流に作用することで上流へ拡幅進行したと考えられる。③開口部流速が緩やかになる時間においても、氾濫流向は上流向きである。

東亜川は①では柴山沢川同様に氾濫流向は直角方向である。②では開口部に向かう河道内の流れは、上流からの自流はほとんど存在しないが、下流からの逆流は流速が速く、オオイタドリの倒伏傾向と一致している。なお③でも氾濫流向は概ね直角方向であり、また氾濫流速が相対的に速い範囲と氾濫域の痕跡は概ね一致している。

7.2.3　計算結果（自流量を変えた数値解析）

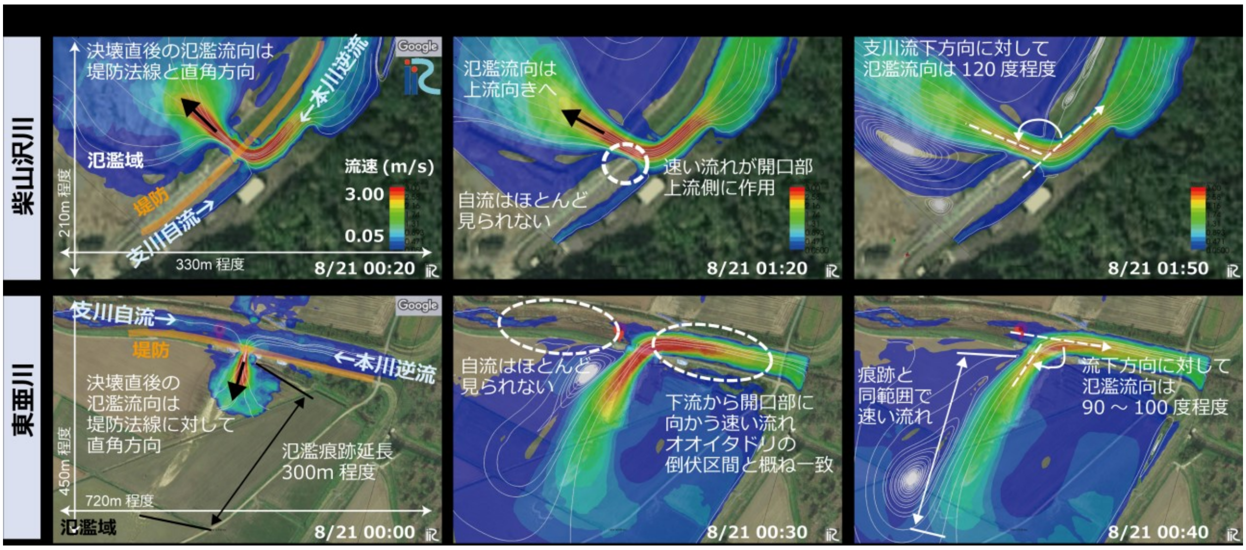


図-19　背水影響を受けた決壊拡幅現象（再現計算）

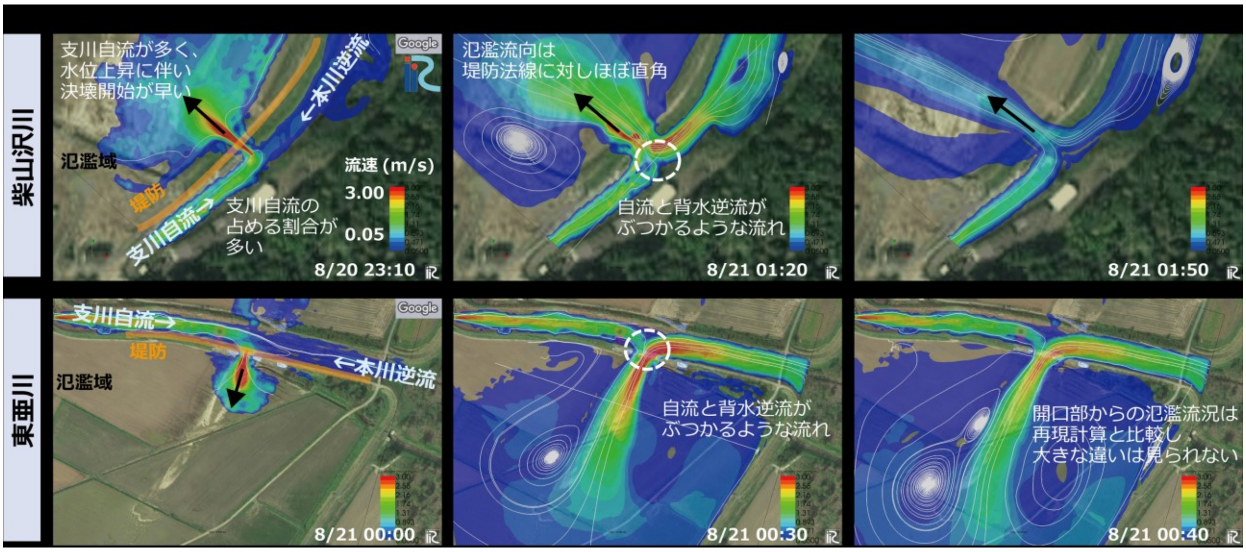


図-20　背水影響を受けた決壊拡幅現象（自流をピーク流量一定）

図-20 に自流量をピーク流量一定として計算を行った結果を示す。なお②、③は図-19 と同時刻である。

両支川とも①堤防決壊直後は再現計算と同様に、氾濫流向は堤防法線直角方向であるが、再現計算と異なり、逆流よりも支川自流の流速が大きくなっている。

次に再現計算で示した開口部流速が速くなる時間②を比較すると、柴山沢川では自流の影響が大きく、決壊部付近で自流と逆流とぶつかり、氾濫流向は概ね堤防法線に対し直角となっている。また開口部の流速が緩やかになる時間帯③でも、その傾向は続いている。

一方で東亜川においては自流が増えたことで、②③柴山沢川同様に開口部付近で逆流とのぶつかるような流れは見られるものの、氾濫流況等に明瞭な差は見られない。これは自流量の相違が背水影響を受ける区間での破堤拡幅現象に影響を与えることを示すとともに、それ以外の要因についても考慮する必要があることを示唆する。

7. 3　背水影響を受ける決壊拡幅現象

決壊被害軽減技術の検討には、決壊拡幅プロセスの理解が重要である。ここでは背水影響を受ける条件下において前節までの整理を元に、自流のみによる決壊現象との相違及び川幅と自流流量の相違が決壊拡幅現象に与える影響について数値解析による検討を行う。

7.3.1　計算条件

検証に用いる河道条件、及び計算ケースを図-20 に示

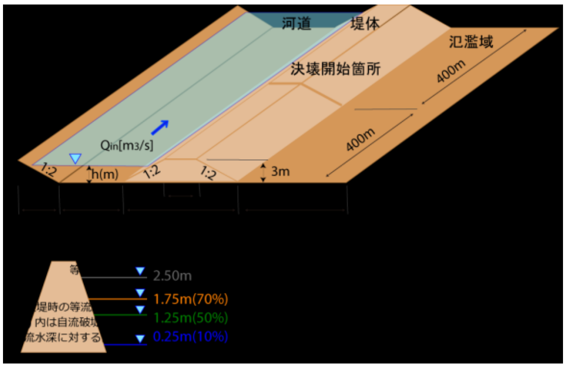


図-21　計算水路形状と計算ケース

す。川幅は図-16 で整理した事例を参考に 3 パターンを選定した。堤体形状は柴山沢川や東亜川を参考に決定した [3]。また背水区間での決壊現象であるため、河床勾配によらず水面勾配は概ね Level となる。そのため本検討では北海道内の河川整備基本方針を元に整理した資料 [19] より河床勾配は中央値付近の 1/1000、粒径は 15mm、粗度係数は 0.021 とした。また決壊開始のタイミングは決壊開始箇所近傍の河道水深が 2.5m に到達した後とした。

境界条件は自流による決壊では、上流端から図-20 に示す流量を河道内の等流水深 2.5m を満たすように決定し定常流として与え、河道下流端は自由流出とした。

背水区間における決壊では、上流端から図-20 に示す流量を河道内の等流水深 1.75m（自流決壊時の等流水深 2.5m の 70%）、1.25m（同 50%）、0.25m（同 10%）を満たすように決定した流量を定常流として与えた。ここで上流端からの流量のみでは決壊開始水位 2.5m に到達しないため、本川水位として 2.5m を下流端に与えることで背水影響を表現した。なお本検討では川幅、及び自流量の相違が決壊現象に与える影響の理解を目的としていることから、上流流量と下流端水位は一定値とした。

氾濫域は下流端と側方を自由流出とし、計算格子は 2m×2m、計算時間刻みは 0.05 秒とした。なお計算時間については決壊開始から 3 時間後までとした。

7.3.2　計算結果（a：自流のみによる決壊）

図-22 に決壊開始から 10 分後、1、3 時間後（自流による決壊は 3 時間後）の流況と河床形状、各時系列（決壊幅と上下流の割合、氾濫流量）について、川幅の広狭と自流流量の大小を組み合わせた 4 ケースについて示す。なお決壊拡幅進行に伴い河道水面形状の変化も生じるが、前項の背水区間における自流流量の相違に着目した計算結果より、特に流況に大きな違いが見られたことからも、今回は流況についての比較を行うこととした。

自流のみによる決壊は、河道から氾濫域に向かう斜め方向の流出や、決壊開口部が氾濫域に向かい斜め方向に浸食、下流への拡幅が多くを占めるなど、既往検討 [5], [10] と堤体形状は異なるが拡幅現象は同様の傾向であった。

7.3.3　計算結果（b：背水区間：川幅狭・自流流量小）

決壊開始 10 分後には下流から開口部に向かう逆流が生じ、時間の経過とともに逆流流速が大きくなっている。1 時間後には氾濫流向が上流へ向き、3 時間後には開口部から氾濫域に向かう基盤洗掘も流向と同様に上流へと向いている。この速い流れが開口部上流側へと作用することで、堤防裏法面が氾濫域に向かい斜め方向に浸食し、また上流への拡幅が卓越している（決壊幅 50m のうち 6 割以上が上流拡幅）。これは a)-1 で示した自流のみによる決壊拡幅現象と、ちょうど上下流方向が逆向きであり、また前述の柴山沢川の事例とも特徴が似ている。

今回、検討した 9 ケースの内、上流への拡幅割合が大きくなったのは本ケースと川幅 40m・自流水深 0.25m（b と d の間）のみであった。これより川幅が狭く、自流流量が小さくなるほど、背水区間における逆流の影響が大きくなり、氾濫流向が上流へ向き拡幅も上流へ進行するものと考えられる。

7.3.4　計算結果（c：背水区間：川幅狭・自流流量大）

開始 10 分後では下流からの逆流は見られないが、時間の経過とともに下流からの逆流が生じている。b) と比較して自流流量が大きいため、自流と逆流が開口部付近でぶつかるような流況となっており、氾濫流向は堤防法線に直角、また開口部形状は河道側に向かいハの字形状である。これは自流決壊の内、河床勾配が緩く正面越流による決壊現象 [7] に近い傾向である。

また b) と比較し異なるのは自流流量のみであるが、開口幅や氾濫流量、氾濫流向などが大きく異なっている。これは実災害においても本川と支川の流況に応じて、同一箇所であっても決壊現象に違いが生じるため、被害形態や災害対応も異なることを示唆するものである。

7.3.5　計算結果（d：背水区間：川幅広・自流流量小）

決壊開始 10 分後では河道内流速は小さく、また逆流は生じておらず、河道全体から開口部に向かう流れが生じている。これは b) と同様に自流流量は小さいが川幅が広いため、より広い範囲から開口部に向かう流れが生じるためと考えられる。

時間の経過とともに氾濫流量は増加するが自流流量が小さいことから、その多くは下流からの逆流によるものである。また川幅が広いことから逆流が開口部上流から下流へ戻るような流況も確認出来、これは自流決壊の内、川幅が広く勾配が緩いケース [7] と、ちょうど上下流方向

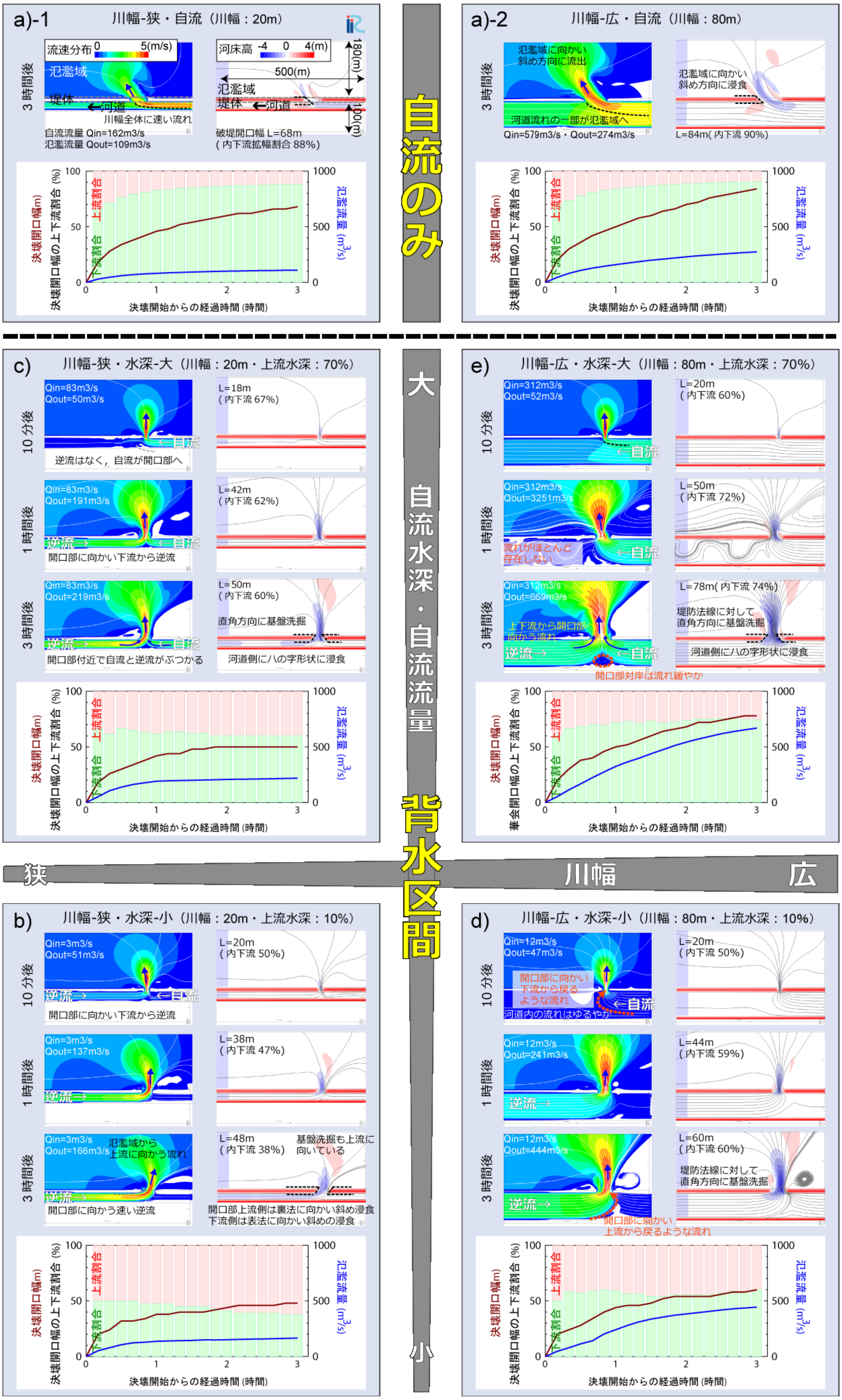


図-22　川幅と自流流量に応じた背水区間における決壊拡幅進行過程（各枠内で左上：流況，右上：河床形状，下：各時系列）

が逆向きのような傾向である。

7.3.6　計算結果（e：背水区間：川幅広・自流流量大）

決壊開始 10 分後では河道内全体が流下方向へ流れており、自流のみの現象と同様である。1 時間後には氾濫流量と自流量が同程度となることで、開口部の下流側では流れがほとんど無くなり、その後、逆流が生じている。なお自流流量は大きいため、自流と逆流の流れがぶつかり開口部から氾濫域に向けて速い流れが生じる一方、開口部対岸側では緩やかな流況となっている。また開口部形状は河道側に向かいハの字形状であり、氾濫域に向かい直角方向に基盤洗掘しており、前述の小貝川決壊事例と特徴が似ている。

自流流量が大きく、川幅が広いことから全ケースの中で最も氾濫流量が大きくなっている。例えば同じ川幅の自流決壊a)-2 と比べると氾濫流量は2倍以上となっている。これは背水影響を受ける区間においては、自流による決壊現象のみで評価すると被害規模を過小に見積もる可能性があることを示唆する。

8. 越水発生以降に効果を発揮する水防工法の開発

国土交通省では、河川水が堤防を越水した場合であっても、決壊しにくく、堤防が決壊するまでの時間を少しでも長くするなどの減災効果を発揮する粘り強い構造の河川堤防の整備を危機管理対応として実施すべきである[27]としているが、越水対策としては、このような堤防強化の他にも水防活動からのアプローチも考えられ、実際に積土のう工法等の越水対策を目的とした幾つかの水防工法が全国的に普及している（図-23）。しかし、これらの全ては越水を防ぐことに主眼が置かれており、越水発生以降に適用可能な水防工法は確立されていない。そこで本研究では、越水発生から堤防決壊までの時間の引き延ばしを目的としたシートで堤防の裏法部等を被覆する水防工法（図-24、以降「シート被覆工法」と称する）について、断面二次元の模型堤防を用いた越流実験を行い、その効果を検討した。

8. 1　実験概要

実験では寒地土木研究所にある高速流循環水路（最大流量 3.0m^3/s、1.0m×1.0mの矩形水路）内に、堤防高 0.4m、天端幅 0.4m、敷幅 2.0m、法勾配 2 割、奥行き 1.0m の断面二次元の模型堤防（縮尺は 1/10 を想定）を設置した上で越流実験を行った（図-25）。堤体及び基盤の材料には、粗砂（d_m=0.97mm）と中礫（d_m=4.85mm）を 8:2 の割合で混合したものを用い、堤体には既往の千代田実験水路の 1/20 の縮尺模型実験[29]と同様に、上記の粗砂と中礫の混合物の体積に対してベントナイトを 15%配合し、堤体材料に粘性を持たせることとした。

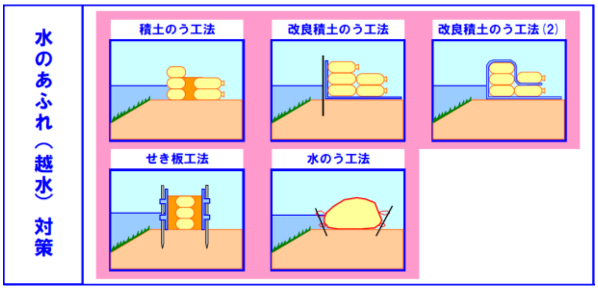


図-23　水防工法の種類（越水対策）[28]

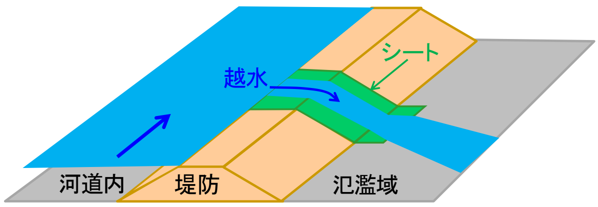
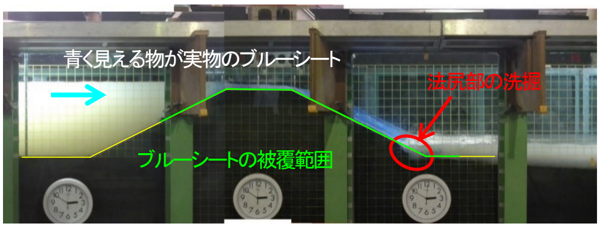


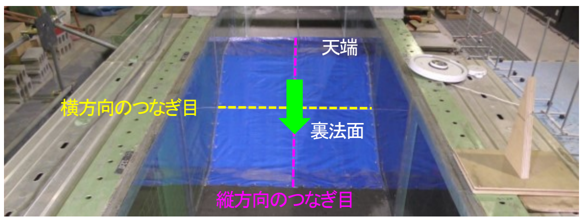
図-24　シート被覆工法のイメージ図



図－25　越流実験の状況（ケース２，通水停止直前）

表-4　実験条件

ケース	越流水深	シート被覆	通水時間	シートのつなぎ目
ケース1	4.6cm	無し	堤防決壊まで通水	－
ケース2	3.1cm	有り	ケース1と同じ通水時間	縦方向
ケース3	4.1cm	有り	ケース1と同じ通水時間	縦方向と横方向



各実験ケースの条件は表-4 のとおりである。越流水深は当初全ケースで概ね 3cm（実スケールで 30cm）に合わせる予定だったが、微妙な流量調整が難しく、想定どおりの値にならなかったものの、実験結果の傾向を左右するほどの影響は無かったと考えている。また、通水時間は、ケース 1 では堤防決壊が発生するまでとしたが、ケース 2 及びケース 3 では、堤防決壊が生じるまで通水せず、ケース 1 と同じ時間だけ通水して、通水終了時点での堤体の侵食量をケース 1 と比較することで、シート被覆の

効果を判定することとした。これは、ケース２及びケース３では堤防決壊までの時間がケース１よりも相当長くなることが予想されたため、長時間の通水中に想定外の形態での堤防決壊（模型堤防が十分に侵食されていない状態で、何らかの不具合によりシートが剥がれたり、水路の側壁沿いに水みちが生じたりすることが原因となる堤防決壊）が発生するリスクを回避したためである。さらに、シートの被覆範囲は表法の中間地点から裏法部の堤内地までとし（図-25）、堤内地の被覆範囲は北海道での危機管理型ハード対策の施工事例を参考に、法尻から20cm（実スケールで 2.0m）までとした。なお、シート被覆工法で想定しているシートは一辺が5～10mの長方形の市販品を想定しており、当該工法を実際の現場に適用する場合、1枚のシートで足りることはあり得ず、川の縦断方向や堤防の法長方向に複数のシートをつなげることになるので、シートのつなぎ目から越流水が侵入して堤防の侵食の進む懸念がある。このため、つなぎ目の適切な処理が当該工法のポイントになると考え、実験ではシートのつなぎ目を設けることとした。具体的には表-4に示すように、縦方向はシートの被覆範囲全体で水路の中央部に（ケース2及びケース3）、横方向は裏法面にのみ中間地点に設けた（ケース 3）。また、シートの表法側端部はシートを丸めて筒状となるように加工した部分に鉄筋を入れて鉄筋の重さでシートを表法面に密着させるとともに、堤内地側の端部はシートにハトメを付けた箇所においてネジを約10cmの深さまで基盤に入れ込んでシートを固定した。

8. 2 実験結果

8.2.1 ケース１

まず、堤体の侵食は裏法面の下部から始まり、裏法尻部の洗掘と裏法面の侵食の天端方向への拡大が進んだ。また、裏法面の中間よりもやや下の部分の侵食が進行するとともに、それよりも上の侵食を受けた堤体面が天端から切り立ち、全体としては階段形状のようになった（図-26 左）。また、堤体下部や基盤部が侵食・洗掘された結果、不安定になった堤体の一部が塊となって崩落する状況も見られた。表法肩まで侵食が進んでも表法部の侵食はほとんど進まなかったが、通水から約2時間50分後に表法部の上半分が基盤の洗掘箇所へ転倒するように崩れ落ちて堤防が決壊した（図-26 右）。写真測量の結果から、堤体を設置した区間（＝堤防の敷幅）2m での侵食量（基盤の侵食量を含む）は 0.394m³ であり（表-5）、堤防決壊を生じさせたことから、模型堤防の堤堆積（0.48m³）に近いボリュームの土砂が侵食された結果となった。

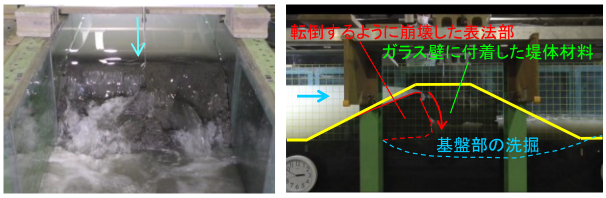


図-26 ケース１の堤防決壊の進行状況
（左：通水から１時間後，右：決壊の瞬間）

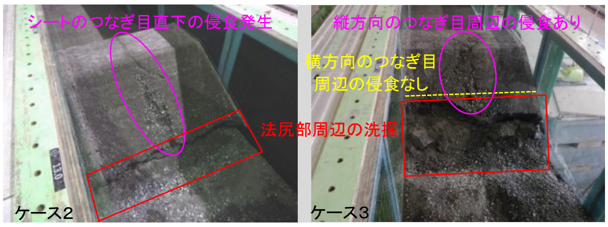


図-27 実験終了時の侵食状況（左：ケース 2、右：ケース 3）

表-5 実験結果（堤防設置区間の侵食量）

ケース	越流水深	通水時間	堤体の侵食量	基盤の侵食量	総侵食量
ケース1	4.6cm	約2時間50分	0.345m ^{3}	0.049m ^{3}	0.394m ^{3}
ケース2	3.1cm	同上	0.017m ^{3}	0.009m ^{3}	0.026m ^{3}
ケース3	4.1cm	同上	0.026m ^{3}	0.020m ^{3}	0.046m ^{3}

※模型堤防の堤堆積は0.48m³ ※実験実施中の洗掘箇所の埋め戻しは考慮していない

8.2.2 ケース２

ケース１と同じ時間通水した後にシートをはがしたところ、法尻部が洗堀されていた他、シートのつなぎ目直下が若干侵食されていた（図-27 左）。堤体を設置した区間での侵食量（裏法尻部での基盤の侵食を含む）は 0.026m³ であり、侵食された堤体のボリュームは 0.017m³ と堤体積の 4%程度に過ぎない結果となった（表-5）。また、法尻部から堤内地にかけての洗堀は、①シートの下流端境界付近で洗堀が発生、②シートを固定していたネジが洗堀により流出して、堤内地のシートが越流水によって揺動するとともに洗堀箇所が法尻方向へ移動（当初の洗堀箇所は埋め戻し）、③裏法尻付近が洗堀、④法尻部の洗堀が天端方向に拡大、⑤法尻部の洗堀がほぼ停止（通水から概ね１時間後に定常状態）というように進行した。

8.2.3 ケース３

ケース１と同じ時間通水した後にシートをはがしたところ、法尻部が洗堀されていた他、縦方向のシートのつなぎ目周辺が侵食されていた（図-27 右）。ただし、横方向のつなぎ目部周辺では侵食は発生していなかった。ケース２よりも洗堀・侵食の程度・範囲は大きく、堤体を設置した区間での侵食量（裏法尻部での基盤の侵食を含む）は 0.046m³ であり、侵食された堤体のボリュームは 0.026m3 と堤体積の 5%程度に過ぎない結果となった

（表-5）。法尻部から堤内地にかけての洗堀の進行過程はケース２とほぼ同様で、通水停止時点では法尻部周辺の洗堀は定常状態には至っていなかったものの、洗掘の進行は収まりつつあった。

8. 3　考察

ケース１のような堤防決壊プロセスは、砂礫地盤の上に粘性土で堤防を築造した場合のそれと似ていることから、今回用意した粗砂と中礫の混合材料に対してベントナイトの 15%配合は過多であったために、決壊形態が粘性土の堤防のようになった可能性が考えられる。

また、ケース２とケース３の通水停止時点での法尻部周辺の洗堀状況は、一般に STAGE1（堤防表層及び裏法尻部の侵食）～STAGE2（裏法部侵食）～STAGE3（天端部侵食）～STAGE4（決壊口拡大）と進む堤防決壊の過程[30]においては、まだ STAGE2 の序盤であり、実際の堤体侵食量も堤体積の 5%程度であることから、仮にケース２及びケース３で通水をさらに継続していれば、堤防決壊までには相当の時間を要したであろうと考えられる。したがって、シート被覆工法は越水発生以降に適用できる効果的な水防工法である可能性が高い。

なお、ケース２で法尻部の洗堀がほぼ停止した理由は、裏法面から法尻部の洗堀箇所に向けて越流水が落ち込む場所でシートが激しく揺動しつつ洗堀箇所を越流水からカバーしたためと思われる（図-28）。また、ケース３では横方向のつなぎ目部周辺での侵食が無かったため、横方向のつなぎ目からの越流水の侵入はほとんど無かったと考えられる。したがって、ケース２とケース３の実質的な違いは、横方向のつなぎ目の有無というよりもむしろ越流水深の違いであり、ケース３は越流水深が大きいためにケース２よりも法尻部の洗掘やつなぎ目周辺の侵食が進んだものと考えられる。参考までに、上記のシートが激しく揺動した結果として、実験後にはシートが揺動した部分の表面には細かな凸凹が生じており、テクスチャーが変化していた（図-29）。シートが揺動により劣化した可能性があるため、留意しておく必要がある。

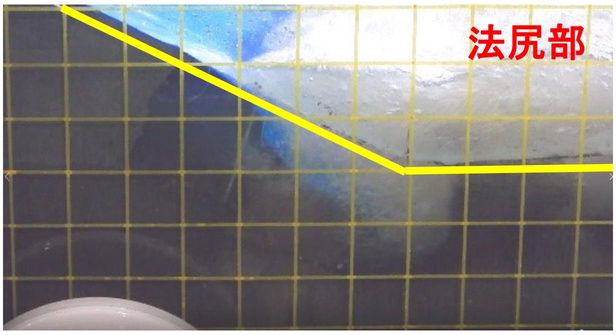


図-28　シートが激しく揺動しつつ、洗掘された裏法尻部をカバーしている状況

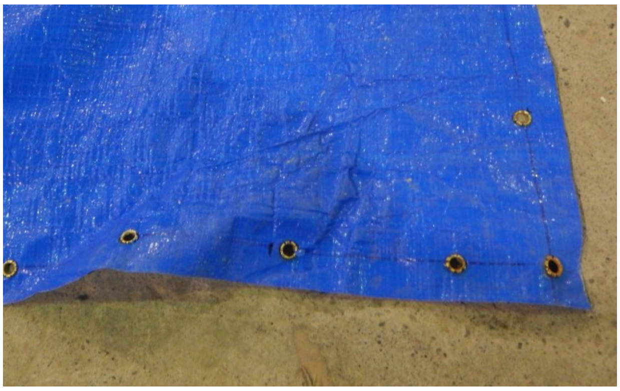


図-29　シートが揺動した部分の実験後のテクスチャー

9. まとめ

本報告では堤防決壊時における被害軽減技術の提案を目的に事例収集、現地実験、数値計算を行い次のことが明らかとなった。①災害事例収集より早期着手にはバックホウが有力である。②現地実験より資材投入に要する時間の目安（2分/個程度）を示した。③数値計算より河道形状に応じて決壊現象を分類し、現象に応じた被害軽減対策の考え方を示した。④数値計算より提案工法を実施することで被害規模軽減につながる可能性を示した。

なお、これまでの研究成果は「堤防決壊時に行う緊急対策工事の効率化に向けた検討資料（案）[18]」に取りまとめ寒地河川チームのHPで公開しており、普及を図っている。

次に堤体材料の異なる条件（砂礫土、堤体表面粘性土）の堤防決壊現象の理解を目的に、十勝川千代田実験水路を用いて実物大規模の堤防決壊実験を行った。越水初期段階においては砂礫土の場合は越流水による裏法面侵食が顕著であるが、粘性土の場合は侵食されづらく天端崩壊過程に移行するまでの時間が長くなる。また天端崩壊過程において、粘性土では天端が河道側に向かって切り立った形状で後退、天端から落下する越流水で基盤も侵食されながら崩壊が進行し、表法肩に到達すると堤防決壊拡幅過程へと移行する。一方で拡幅段階に移行すると拡幅速度や氾濫流量の増加傾向については大きな差は見られない。

また背水影響をうける決壊拡幅現象では、川幅のほか自流流量の相違が現象に与える影響が大きいことを示した。川幅が狭く自流流量が小さくなるほど、氾濫流向は上流を向き、決壊拡幅進行は上流への割合が増える。川幅が広く自流流量が大きくなるほど、氾濫流向は正面越流に近く、また自流のみより氾濫流量は大きくなる。これは同一の河道形状・地点であっても背水影響を受ける区間では本川と

支川の流況の関係により、大きく現象が異なるため、被害形態や被害軽減に向けた対応方法も異なることを示唆するものである。

堤防決壊という甚大な災害が発生した場合、少しでも被害軽減につなげる工夫は重要であるが、現場ごとに条件は異なり明快な手法の提案は困難な面が多い。しかしながら各河川系事務所が堤防決壊時の緊急対策シミュレーション等を実施する際の参考として本検討資料が使用されることで、少しでも堤防決壊時の被害軽減につながることを期待したい。

さらに、本報告では越水発生から堤防決壊までの時間の引き延ばしを目的としたシート被覆工法について、水理模型実験を行い、効果的な水防工法である可能性が高いことを示した。今後はシートによる堤防の被覆範囲の最適化やシートの繋ぎ目処理方法等の検討を引き続き行い、工法の詳細を詰めていく予定である。

謝辞：十勝川千代田実験水路での実験を行うにあたり、十勝川千代田実験水路アドバイザー委員会と同検討会より、多くの助言を頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

1) 社会資本整備審議会：水災害分野における気候変動適応策のあり方について（答申）、国土交通省、2015.

2) 国土交通省北海道開発局：災害・防災情報、http://www.hkd.mlit.go.jp/ky/saigai/ud49g70000007big.html（2020年12月15日確認）

3) 平成28年8月北海道大雨激甚災害を踏まえた水防災対策検討委員会：平成28年8月北海道大雨激甚災害を踏まえた今後の水防災対策のあり方、2017.

4) 国土交通省北海道開発局帯広開発建設部：十勝川千代田実験水路について、https://www.hkd.mlit.go.jp/ky/kn/kawa_kei/ud49g7000000ry5o.html（2020年12月15日確認）

5) 国土交通省北海道開発局、寒地土木研究所：河川堤防の越水破堤現象のうち破堤拡幅過程に関する実験報告書、2012.

6) 破堤計算ソフト（Nays2D Breach）、http://river.ceri.go.jp/contents/tool/nays2d-breach.html（2020年12月15日確認）

7) 島田友典、渡邊康玄、岡部博一、岩崎理樹、中島康博：川幅と河床勾配破堤拡幅現象に与える影響、土木学会論文集B1(水工学)、Vol.73、No.4、I_1345-1350、2017.

8) 飛田大輔、柿沼孝治、柏谷和久、武田淳史：千代田実験水路における根固めブロックによる破堤氾濫流の抑制効果、土木学会河川技術論文集、第21回、pp.377-382、2015.

9) 島田友典、前田俊一、柏谷和久、横濱秀明：河川堤防の荒締切工法に関する模型実験、土木学会河川技術論文集、第22回、pp.379-384、2016.

10) 島田友典、岡部博一、中島康博：河川堤防締切工に関する基礎実験、平成28年国土交通省国土技術研究会、安心安全II、pp.122-127、2016.

11) 島田友典、横山洋、米元光明：堤防決壊時における効率的な締切工に向けた現地実験、北海道開発技術研究発表会、第61回、防-33、2018.

12) 山本太郎、友田隆啓、島田友典、村椿俊幸：破堤決壊部へのブロック投入を想定した重機作業のサイクルタイム計測実験、土木学会北海道支部論文報告集、B-59、2018.

13) 前田俊一、島田友典：堤防決壊時における氾濫流がある中での緊急締切工事等の事例紹介（その1）、寒地土木研究所月報、第779号、pp.27-44、2018.

14) iRIC、http://i-ric.org/ja/（2020年12月15日確認）

15) 国土交通省：河川整備基本方針・河川整備計画、http://www.mlit.go.jp/river/basic_info/jigyo_keikaku/gaiyou/seibi/index.html（2020年12月15日確認）

16) 建設省土木研究所：氾濫シミュレーションマニュアル(案)-シミュレーションの手引き及び新モデルの検証-、第3400号、1996.

17) 国土交通省大臣官房技術調査課：土木工事標準積算基準書

18) 堤防決壊時に行う緊急対策工事の効率化に向けた検討資料（案）、http://river.ceri.go.jp/contents/tool/chiyoda2.html（2020年12月15日確認）

19) 常呂川堤防調査委員会：常呂川堤防調査委員会報告書、国土交通省北海道開発局、2017.

20) 高梁川水系小田川堤防調査委員会、中国地方整備局、http://www.cgr.mlit.go.jp/emergency/odagawateibochosa.htm（2020 年 12 月 15 日確認）

21) 藤田光一、諏訪義雄：減災システム整備における河川堤防技術、土木学会河川技術論文集、第 6 巻、pp.1-6、2006.

22) 藤田裕一郎、田村多佳志、村本嘉雄：河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験的研究、京大防災研究所年報、第 27 号 B-2、pp.369-392、1984.

23) 辻本哲郎、北村忠紀、岸本雅彦：砂質堤防の破堤口拡大過程のシミュレーションと破堤水理、土木学会河川技術論文集、第 8 巻、pp.31-36、2002.

24) 前田俊一、島田友典、矢部浩規：堤防決壊事例をもとに考察した背水区間での堤防の決壊現象について、土木学会河川技術論文集、第 25 巻、pp.547-552、2019.

25) 深澤アダム翔、渡邊康玄、島田友典：2016 年 8 月豪雨における常呂川支川の破堤機構の解明、土木学会河川技術論文集、第 25 巻、pp.541-546、2019.

26) 小貝川高須地先(I) -昭和 56 年台風 15 号による-、災害復旧記録、社団法人関東建設弘済会、2009.
27) 国土交通省：令和元年台風第 19 号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会報告書、2020.
28) 国土交通省中国地方整備局：時代に即した水防工法 工法選定と作製の手引き（第 1 回改訂版）、2006.
29) 伊藤幸義、島田友典、横山洋、坂野章、茂木 映治：模型実験による氾濫域を含む越流破堤メカニズム検討、pp. 371-376、河川技術論文集、第 16 巻、2010.
30) 国土交通省：既往の研究成果から確認される越水しても壊れにくい河川堤防の構造に関する留意点、令和元年台風第 19 号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会（第 3 回、資料 3-3）、2020.

1.1　侵食等に対する河川堤防等の評価・強化技術の開発

1.1.2　高流速下の水流・水面波・掃流砂による構造物の安定性評価と維持管理技術の開発

担当チーム：寒地水圏研究グループ（寒地河川）
研究担当者：大串弘哉、矢部浩規、井上卓也、岩崎理樹、
阿部孝章、平松裕基、伊波友生

【要旨】
高流速条件下で発生する三角波が河川管理上どのようなリスクを持っているかについては未だ明らかではない。本報告では、まず水面波と河床波の発生条件や特徴について整理した。続いて、そのようなリスクの一例として護岸・護床ブロックの安定性に及ぼす三角波の影響を、水理実験を通じて検討した。実験結果より、三角波の発生によりブロックが動きやすくなることが明らかとなり、三角波の発生を想定せずにブロック重量を設計すると、危険側の重量となることが示唆された。ブロック形状に着目し、高速流下においてブロック形状がブロックの安定性に与える影響を把握する実験を実施した。また、三角波に強い河川構造物を設計する際には、三角波がどこで発生し、どのような流速を生じさせるかを予測する必要がある。そこで、非静水圧の影響を考慮した水深積分モデルである原形ブシネスクモデルと非平衡流砂モデルを組み合わせた二次元モデルが持つ三次元河床擾乱に対する不安定性について線形安定解析により明らかにし、これと三角状水面波列発生の関連性について議論を行った。線形安定解析の結果より、本モデルは反砂堆の三次元化をある程度表現できることが明らかとなった。この結果を踏まえて、従来河川の数値解析に用いられてきた平面二次元モデルを改良し、三角波を数値的に再現することを試みた。さらに水理実験より三次元的な反砂堆の河床形状、水面形状と空間的な流速場の計測を実施した。
キーワード：高流速、三角波、ブロック、反砂堆、数値計算

1. はじめに

急流河川における洪水時の流れは容易に高流速となるため、河床変動や河岸侵食等による堤防の侵食や、河川構造物周辺の侵食、さらには流体力の著しい増大による河川構造物の被災など様々なリスクを生む。その中で高流速条件下において特徴的な現象の１つに、水面が三角状に切り立つ三角波をあげることが出来る（図-1）。急流河川における洪水時に見られるこの三角波は、急流河川の激流を表現する１つの例としてしばしば取り上げられる。三角波が発生している様は、一見して非常に危険な印象を与えるが、一方で三角波が一体どのような河川管理上のリスクを含んでいるかについては実はよくわかっていない。これは、いつどこで発生するかわからない三角波の観測を行うことが困難であることや、洪水後にはその痕跡がわからないことから、その影響を洪水後の調査から推定することが難しいためと考えられる。しかしながら、これまでに観測された三角波の中には波高が 2-3m と水深スケールまで発達するものもあり[1]、例えば構造物の被災等に対して潜在的なリスクを有している可能性は否定出来ない。すなわち、三角波が発生することによって、想定されていない河床変動、河岸侵食や、構造物の破壊といったことがこれまで引き起こされていたかも知れない。本研究は、そのような背景を踏まえて、三角波が発生する流れ場における護岸や護床工等のブロック構造物の安定性に関する検討を行うものである。

図-1　豊平川の昭和 56 年 8 月洪水での水面波[3]
（出典：石狩川流域誌）

護岸の力学設計法[2]は、基本的には平坦な底面にブロックが設置されている状態が想定されており、その状態のブロックに作用する外力として、抗力と揚力、抵抗力として重力、摩擦力を考え、これらの力の釣り合いから移動しな

表-1　実験条件

	水路幅 (ｍ)	粒径 (㎜)	勾配	流量 (ℓ/s)	平均水深 (ｍ)	フルード数	水路幅水深比	無次元掃流力
Run1	0.5	1.42	0.0080	15.2	0.045	1.02	11.1	0.154
Run2	0.5	1.42	0.0080	36.8	0.079	1.04	6.3	0.273
Run3	0.5	1.42	0.0145	8.1	0.025	1.30	20.0	0.155
Run4	0.5	1.42	0.0145	1.8	0.010	1.16	50.0	0.062
Run5	0.5	5.00	0.0180	19.5	0.045	1.31	11.1	0.098
Run6	0.5	5.00	0.0180	26.7	0.055	1.32	9.1	0.120
Run7	0.5	5.00	0.0180	42.9	0.075	1.34	6.7	0.164
Run8	0.5	5.00	0.0320	10.3	0.025	1.66	20.0	0.097
Run9	0.5	5.00	0.0320	21.7	0.040	1.73	12.5	0.155
Run10	0.5	5.00	0.0320	30.7	0.050	1.76	10.0	0.194
Run11	1.0	5.00	0.0150	44.6	0.050	1.27	20.0	0.091
Run12	1.0	5.00	0.0150	113.3	0.090	1.34	11.1	0.164
Run13	1.0	5.00	0.0150	67.8	0.065	1.31	15.4	0.118
Run14	1.0	5.00	0.0250	57.5	0.050	1.64	20.0	0.152
Run15	1.0	1.42	0.0110	44.5	0.050	1.27	20.0	0.235
Run16	1.0	1.42	0.0110	76.2	0.070	1.31	14.3	0.329
Run17	1.0	1.42	0.0250	15.1	0.020	1.71	50.0	0.213
Run18	0.5	1.42	0.0303	12.4	0.026	1.89	19.2	0.336
Run19	0.5	1.42	0.0303	9.5	0.022	1.86	22.7	0.285
Run20	0.5	1.42	0.0250	11.3	0.026	1.72	19.2	0.277
Run21	0.5	1.42	0.0080	8.0	0.030	0.98	16.7	0.102
Run22	0.5	1.42	0.0080	23.8	0.060	1.03	8.3	0.205
Run23	0.5	1.42	0.0080	12.6	0.040	1.01	12.5	0.137
Run24	0.5	1.42	0.0040	16.8	0.060	0.73	8.3	0.102
Run25	0.5	1.42	0.0040	31.0	0.090	0.73	5.6	0.154
Run26	0.5	1.42	0.0040	47.4	0.120	0.73	4.2	0.205
Run27	0.5	1.42	0.0040	71.5	0.160	0.71	3.1	0.273

い条件を導いている。この設計法の特徴は、ブロックが移動しないために必要な重量が、ブロックに作用する流速の6乗に比例するという、極めて単純で使いやすい関係式を提供していることにある。そのため、想定する外力（流量）と河道条件において、等流・不等流計算等の流れの計算を実施し、算定された流速から施工するブロックに必要な重量を簡単に求めることができる。また、上記で述べたように、この設計法では簡易なブロックの設置条件や水理条件が想定されているため、水理計算で考慮出来ない要素、例えば湾曲や砂州による流れの偏流の影響などは、別途作用流速に対して割り増し係数などをかけることで対応が可能である。このような使い勝手の良さと力学的な背景が明確であることから、護岸の力学設計法は実務現場において

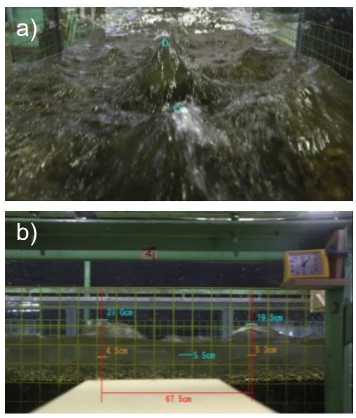


図-2　波高・波長判読の一例。a)水路斜め上からの画像（図中の丸は水面波の発生位置）、b)水路側面からの画像

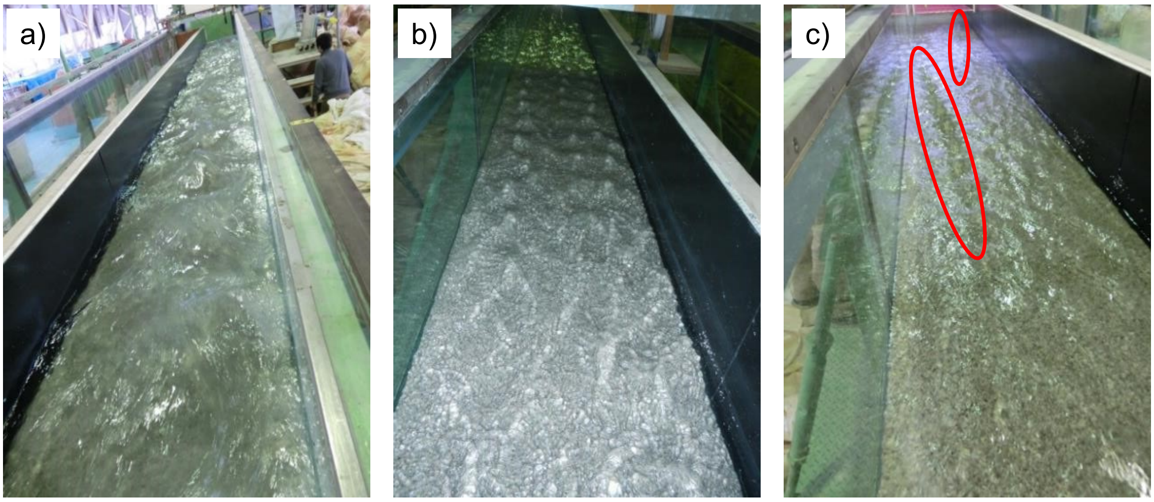


図-3　実験において観測された三角波。a) Run2、通水 30 分後、b) Run3、通水 5 分後、c) Run3、通水 30 分後。

広く使用されている。しかしながら、この設計法において、三角波の影響は考慮されていない。三角波が発生すれば、水面と河床の変動によって、局所的に強い高流速が生じて、ブロック構造物に対して瞬間的に大きな流体力が作用することで、被災の要因となり得ることは容易に想像される。

本研究では、まず高速流条件下において発生する三角波の発生条件やその特徴について様々な条件の下に行った室内実験を整理した。続いて、三角波が発生する流れ場において護岸等のブロックの安定性がどのような影響を受けるかを定性的に把握する水理実験を行った。三角波が発生する水理条件でも、平坦固定床では三角波が発生しない性質を利用し、三角波が発生する移動床条件においてブロックの安定性が低下しえるのか、また低下する場合、どの程度ブロックが移動しやすくなるのかに着目した検討を行った。

次いで、三角波が発生した際のより詳細な情報を得ることを最終目標として、三角波を再現できる数値計算モデルを構築することを試みた。三角波の発生要因である反砂堆は、一般的に河川の流れ－河床変動解析に用いられる数値計算モデル（浅水流モデルと平衡流砂量モデルの組み合わせ）では再現できないことが知られている。一方で、これを再現するにはより高度なモデルが必要となるが、平面二次元の流れと河床変動を解析するモデルとはなっていない。本論文では、三角状水面波列と反砂堆のモデル化を最終的な目的とし、その第一歩として原形ブシネスクモデルと非平衡流砂モデルを組み合わせ、三次元反砂堆不安定性に対する線形安定解析を行い、得られた結果と実験等で観測された三角状水面波列、反砂堆との比較を行った。続いて、河川流と河床変動を二次元的に取り扱いやすい枠組みで、反砂堆と三角波を計算するモデルについて紹介し、そ

表-2　実験結果

	水面波列 発生有無	平均波長 (cm)	横断方向の列数 (初期→後期)
Run1	発生	22.50	2 → 1~3
Run2	発生	42.50	1 → 1
Run3	発生	17.50	4 → 1
Run4	非発生	-	-
Run5	非発生	-	-
Run6	非発生	-	-
Run7	発生	55.00	1 → 1~2
Run8	非発生	-	-
Run9	非発生	-	-
Run10	非発生	-	-
Run11	非発生	-	-
Run12	発生	68.25	2 → 1~3
Run13	非発生	-	-
Run14	発生	33.83	3 → 1
Run15	発生	32.13	4 → 4
Run16	発生	42.29	3 → 2~3
Run17	発生	17.70	10 → 1~2
Run18	非発生	-	-
Run19	非発生	-	-
Run20	非発生	-	-
Run21	発生	18.0	4 → 1~2
Run22	発生	27.0	2 → 1~2
Run23	発生	26.0	2 → 1~2
Run24	非発生	-	-
Run25	非発生	-	-
Run26	非発生	-	-
Run27	非発生	-	-

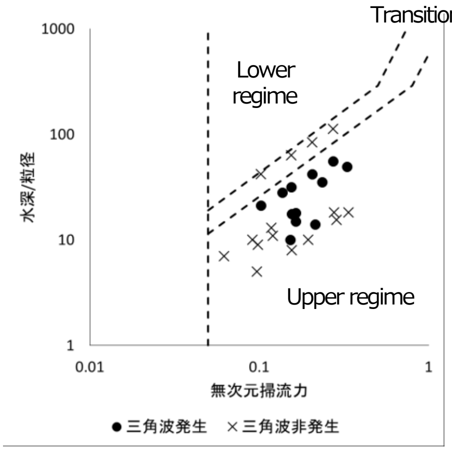


図-4　本実験結果と小規模河床波領域区分図[4]との関係

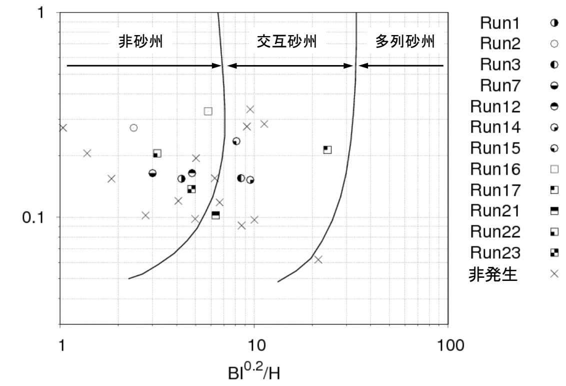


図-6　本実験ケースと中規模河床波領域区分図[5]との関係

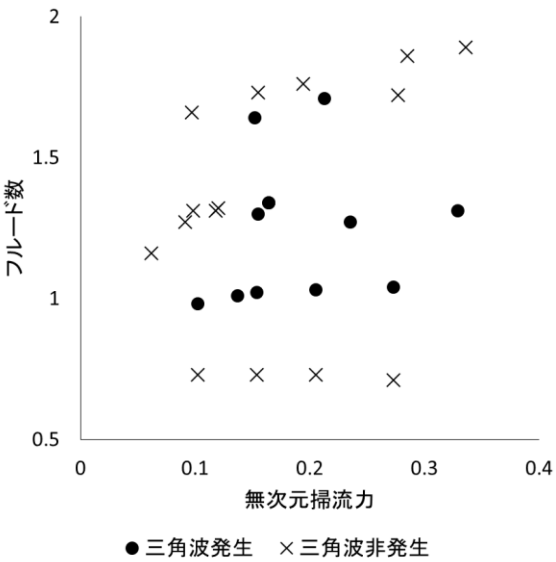


図-5　本実験結果とフルード数、無次元掃流力との関係

の性能について実験結果との比較を通じて議論を行う。

最後に、反砂堆周辺の流れ場に関する関する基礎データを取得することを目的に水理実験を行い、三次元的な反砂堆の河床形状、その上の水面形状と空間的な流速場の計測を実施した。また、反砂堆周辺の上昇流や局所流を考慮したブロックの安定性について検討した。

2. 水面波と河床波の発生条件に関する水理実験

室内実験は、水路長 25m の可傾斜水路において、表-1 に示すように水路幅、水路勾配、粒径、流量を変化させ、全 27 ケースを実施した。これらの条件を変化させることで、フルード数、無次元掃流力、水路幅－水深比といったパラメータを幅広く網羅している。

実験では、初期に所定の粒径を持つ土砂を厚さ 10cm 程度となるように平坦に敷きならし、これを初期河床とした。実験中は、上流端の河床が顕著に変動しないように土砂を供給している。水面波の波長、波高、また水路横断方向における発生位置を把握するために、水路側方と水路斜め上より写真撮影を行い、得られた画像より波長、波高を求めている（図-2）。

2. 1 実験結果

2. 1. 1 三角波・反砂堆の発生について

実施した全 27 ケースの内、実験中に三角波の発生を確認できたのは表-2 に示すように 12 ケースであった。これら、三角波が発生したケースでは河床波の発生も同時に確認された。このときの水面形と河床形は同位相であり、河床波と水面波は下流に進行していた。図-3 に Run2、Run3 において形成された三角波を示す。図-3a のように、水路中央の水面が三角状に発達し、縦断方向に列を成して発生する場合だけでなく、図-3b のように横断方向に列を成して発生するケースもあった。従来、三角波は低水路の中央付近で形成されると考えられてきたが、この結果は三角波が低水路護岸の近くや高水敷などより広い範囲に同時に発生する可能性を示唆している。

三角波の発生条件について検討するために、芦田・道上[4]が示した小規模河床形態の分類図に本実験で得られた発生・非発生のデータをプロットしたものを図-4 に示す。図より、三角波が発生したケースはすべて Upper regime に分類されていることがわかる。一方、Transition 領域に位置するケースでは三角波は非発生であった。これらのことから、観測された河床波とそれに伴う三角波は、反砂礫によって想起されたものと予想される。また同図より、Upper regime に分類されるケースにおいても水深-粒径比が小さいケースでは、三角波と反砂礫は非発生になりやすい傾向が見て取れる。次に、フルード数と無次元掃流力を両軸に取り三角波発生有無の関係を見たものを図-5 に示

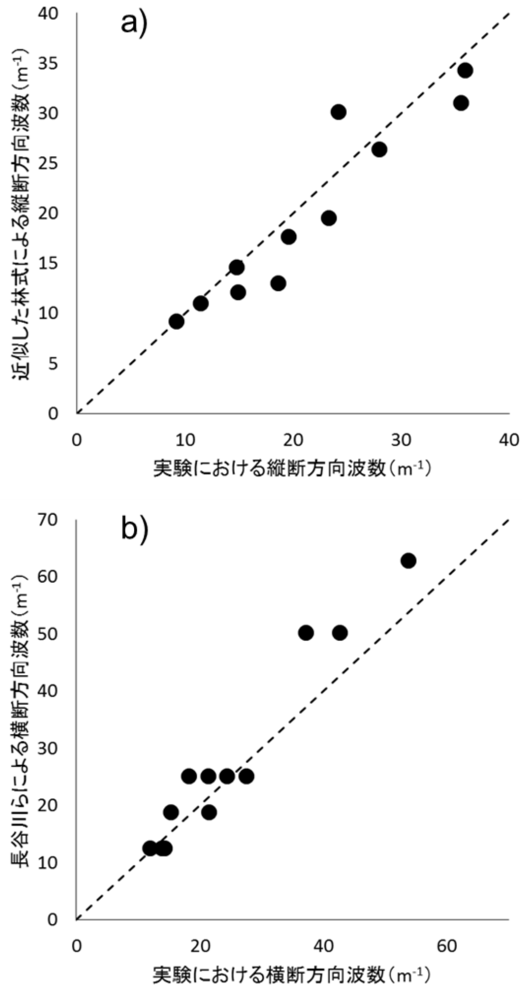


図-7　本実験における三角波の波数と長谷川らの理論との比較。a)縦断方向波数、b)横断方向波数。

す。この図より、フルード数が1以下のケースでは三角波は発生していないことがわかる。これらのケースは、図-4 の Transition 領域に位置するケースである。また、無次元掃流力が小さいケース、もしくはフルード数が比較的高いケースにおいては、三角波は非発生となるケースが多いことが確認された。なお、水面波列が発生しなかったケースでは、河床波も発生しなかった。これらの傾向より、三角波の発生には反砂碓の発生が重要な役割を担っていることがわかる。

2. 1. 2 モード数の変化

通水初期には三角波が横断方向に列を成して形成されたケースでも、実験後期には列数が減少する、モード数の減少が見られる場合もあった。図-3b、c は、Run3 において通水初期と後期に見られた三角波の様子である。図より、通水初期には横断方向に 3～4 列程度の三角波が形成されているが、図-3c に示すように通水後期には横断方向に一列となり、左右に蛇行するように発生していることがわかる。これらの現象は、表-2 に示すように、Run3、Run14、Run17、Run21 で見られ、そのほかのケースでは、通水初期と後期では顕著なモード数の変化は見られなかった。このモード数の減少は、通水後期に形成された交互砂州の影響である。交互砂州が形成されることで、局所的な水理条件が変化し、反砂碓と三角波の形成に影響を及ぼしたと考えられる。このとき、三角波が形成される位置は、砂州の瀬であることが多かった。図-6 は、本実験ケースを黒木・岸[5]による中規模河床波領域区分図にプロットしたものである。モード数の減少が見られたケースは、いずれも交互砂州領域に位置しており、交互砂州の影響を受けやすい条件であったことがわかる。

これらの結果は、交互砂州が発生する条件では、三角波の発生位置が横断方向に一様ではなく、交互砂州の深掘れと同様に左右に蛇行する可能性を示唆している。実際に、豊平川では川幅水深比 20-50 程度で横断方向に複数列の三角波が形成されるような条件であるが、昭和 56 年洪水において観測された三角波は図-1 に示すように一列であった。豊平川は典型的な交互砂州形成河川であり、三角波観測時も本実験と同様な現象が起きてきたと推察される。

2. 1. 3 波長について

これまでに示したように、三角波の発生には反砂碓の発生が重要であることが明らかとなった。これは、長谷川ら[6]が従来指摘している現象と同様な結果である。ここでは、長谷川ら[6]による理論との比較を行うことで、本実験結果を物理的に説明することを試みる。

長谷川ら[6]は、三角波のような急激な水面の上昇は、河床の不安定性によって発生する反砂碓と、水面に固有に存在する定在波の一種である斜め交錯波が共振することで発生すると考えた。すなわち、河床波と水面波を独立に考え、それぞれの波長が一致したときを共振状態とし、波長や発生領域を提示している。その理論について、以下に概要を示す。

まず、Hayashi[7]が小規模河床波に関する研究で示している次式が実際に観測される反砂碓波長とよく一致することを利用する。

$$F_r^{\,2} = \frac{\cosh(kh)}{kh} \tag{1}$$

ここに、Fr：フルード数、h：水深で、k は反砂碓の縦断方向波数であり、波長を L とおくことで、$k=2\pi/L$ の関係にある。長谷川ら[6]はこれを以下に示す理論展開に扱いやす

表-3　実験条件

	粒径 d (mm)	勾配 i_b	平均流速 U (m/s)	水深 h(m)	フルード数 Fr	シールズ数 θ	三角波	三角波波長[8] (cm)	三角波波高[8] (cm)
Case 1	1.42	0.008	0.981	0.073	1.16	0.25	発生	25.8	6.9
Case 2	1.42	0.008	0.826	0.055	1.13	0.19	発生	29.5	7.5
Case 3	1.42	0.008	0.591	0.037	0.98	0.13	発生	42.5	4.3
Case 4	5	0.018	1.254	0.071	1.50	0.15	発生	49.2	7.5
Case 5	5	0.018	0.945	0.053	1.31	0.12	非発生	－	－
Case 6	5	0.018	0.85	0.045	1.28	0.10	非発生	－	－
Case 7	1.42	0.03	1.148	0.026	2.27	0.33	非発生	－	－
Case 8	1.42	0.03	1.115	0.023	2.35	0.29	非発生	－	－
Case 9	1.42	0.03	0.543	0.021	1.20	0.27	非発生	－	－

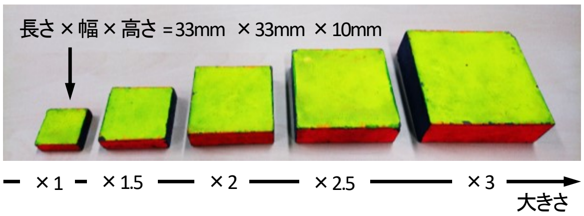


図-8　実験に用いたモルタル製平型ブロック

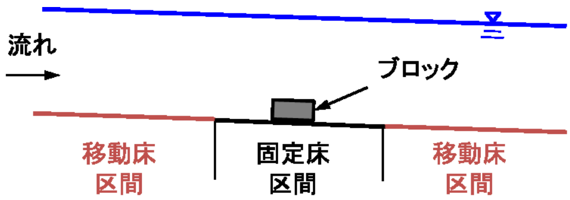


図-9　移動床条件における実験の概略図

いようにテイラー展開を適用して次式により近似している。

$$F_r^{\,2} = \frac{1}{(kh)^2} + \frac{1}{3} \tag{2}$$

次に、水面波として射流時に発生する定在波を斜め交錯波と定義し、その波数を微小振幅波理論から得られる三次元定在Airy波の分散関係から以下のように与える。

$$Fr^2 = \frac{\beta h \tanh(\beta h)}{(k_w h)^2} \quad , \quad \beta = \sqrt{k_w^{\,2} + l_w^{\,2}} \tag{3}$$

ここに、k_wは斜め交錯波の縦断方向波数（$=2\pi/L_w$）、l_wは斜め交錯波の横断方向波数（$=2\pi n/B$）であり、B は水路幅、l_wは斜め交錯波の縦断方向波長、n は斜め交錯波のモード数（横断方向波長が水路幅に一致する場合に1）で整数をとる。これらを使いやすいように、以下のように簡略化している。

$$Fr^2 \approx \frac{\alpha \beta h}{(k_w h)^2} \tag{4}$$

なお、$\alpha=\tanh(\beta h)$であり、簡単のため実験値等から定数とおく。さて、反砂碓と斜め交錯波が共振状態ということは、両者の波数が一致する状態、すなわちk = kwである。この共振条件と式(2)、(4)より、l_wについて以下の式を導くことができる。

$$l_w = \frac{\sqrt{Fr^4 - \alpha^2\left(Fr^2 - 1/3\right)}}{\alpha h\left(Fr^2 - 1/3\right)} \tag{5}$$

式 (2) で得られる縦断方向波数と式 (5) で得られる横断方向波数を発生初期の実験値と比較したものを図-7 に示す。ただし、αは得られた実験結果の平均値として0.91と与えた。図より、長谷川らの理論は本実験で観測された三角波の特徴、すなわち縦横断方向の波数をよく表していることがわかる。この結果は、反砂碓と水面固有の斜め交錯波が共鳴することで三角波が発生するという長谷川らの主張を支持するものであると考えられる。

3. 三角波発生時の護岸・護床ブロックの安定性に関する水理実験

水理実験は、長さ23m、幅0.5mの可傾斜水路において実施した。実験条件は、既往の研究[8]を参考に、三角波が発生する場合としない場合が網羅出来るように表-3 のように設定してある。この水理条件において、底面が移動床、固定床条件の2つを考え、底面に設定したブロックの移動に関する実験を行う。

ここで三角波が発生するというのは、底面が移動床であった場合であり、底面が平坦固定床であった場合、三角波は発生しない。この性質を利用して、底面に設置された

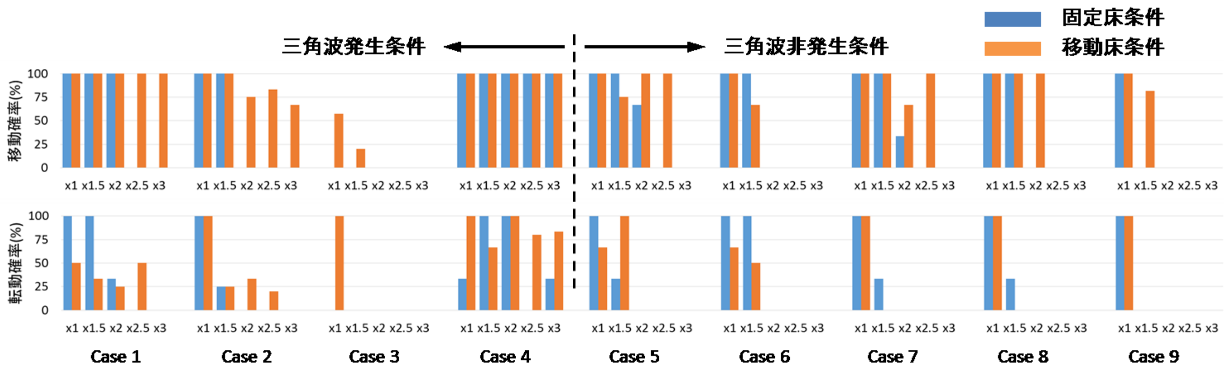


図-10　実験におけるブロックの移動確率（上）と移動したブロックの転動確率（下）

ブロック構造物の安定性に対する三角波の影響を以下のように把握する。平坦固定床状態において三角波は発生しないが、これは護岸の力学設計法と同様な状態を考えていることに相当する。一方、底面が移動床となった場合、平坦固定床と同一条件であっても、三角波が発生することで、護岸の力学設計法で想定している流れの状態からは著しく逸脱することになる。このときのブロックの移動状況を把握することで、三角波がブロックをどのように不安定化させるかが把握出来る。このような比較は、護岸の力学設計法で想定していた状況に対して、三角波という想定外の事象が起きたときに、どの程度ブロックの安定性を低下させうるのかを理解することを意味している。一方で移動床条件でも三角波が発生しない条件においては、固定床と移動床の違いは理想的には単に底面の状態の違いのみとなる。

底面に設置するブロックについては、護岸や護床ブロック形状を最も単純化したものと考えられる平型ブロックとし、形状が相似で寸法を変化させた 5 つのブロックを用いている（図-8）。ブロックはモルタル製であり、比重はおよそ 2.2 であった。本稿では以降、一番小さなブロックの寸法（長さ×幅×高さ＝33mm×33mm×10mm）を基準として、これらのブロックを x1、 x1.5、x2、x2.5、x3 のように標記することとする。これらのブロックを底面に設置し、上面を棒で押さえた状態から棒を取り外した際にブロックが移動するか停止するかの判定を行った。各ブロックに対して、特に移動する条件においては、複数回の試行を行い、移動と停止の状態を判定した。また、停止の判定については、棒の取り外し後、一分間の静止状態が継続したものを停止としている。なお、移動床実験中に移動床状に直接ブロックを設置することは困難であったため、平坦固定床との違いが明確になるよう、図-9 のように移動床区間の一部に平坦床の固定床区間を設け、そこにブロックを設置することとした。

すべての固定床ケースにおいてブロック高さに相当する位置における等流流速を電磁流速計により測定している。ただし、水深がブロック高さと同程度となる Case7-9 については、水深方向に高さを変えた流速の測定が難しいこともあり、水深の中央位置において流速を測定し、実験値としている。

3. 1 実験結果と考察

3. 1. 1 三角波発生の有無によるブロックの安定性

実験において観察されたブロックの移動形態を不動、ずれ、滑動、転動に分類し、各ケースにおける移動確率、また移動したブロックの内、転動形態で移動した確率をまとめたものを図-10 に示す。なお、ここでずれとは底面に設置したブロックが方向のみが変化するものの、下流方向には流されないものを意味しており、ここでは移動しない形態として実験結果を整理してある。各ケースでは、特にブロックが移動する場合には三回以上の試行を行っている。観測された移動回数を全試行回数で割ることで、移動確率を求めている。

実験結果について、まず固定床条件におけるブロックの移動形態についてまとめる。この条件においては、ブロックの重量が小さい場合は主に転動で移動するが、ブロックの重量が増加するとともに移動形態は滑動となる傾向にあった。Case4 を除いては重量が大きいブロックは不動となっているものが多い。このように、本実験条件ではブロックの重量と水理条件を変化させることで、ブロックが移動しない条件と移動する条件を幅広く網羅している。この固定床条件におけるブロックの移動形態が、移動床条件となったときどのように変化するのかを以下にまとめていく。

まず、移動床条件においても三角波が発生しない Case5-9 の条件では、固定床条件で停止となっているもの

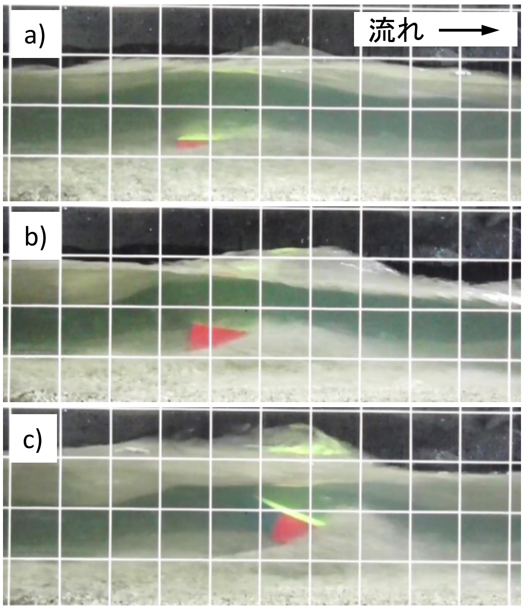


図-11　Case1: x2.5 におけるブロックの移動状況と水面の様子　a) ブロック移動開始直前、b) ブロック移動開始時、c) ブロック移動後

でも、ブロックが移動しているものが見られた（Case 5: x2.5、Case 7: x2.5、Case 8: x2、Case 9: x1.5)。このときの移動形態は主に滑動であった。当初この条件では、移動床条件でも三角波が発生しないために、移動床と固定床条件で、ブロックの移動形態はあまり変わらないことが期待されていた。しかし、実際には移動床条件では、ブロックを設置する底面とブロックの間に流砂が入り込み、ブロックを移動させやすくさせていることが見て取れた。これが原因で移動床条件において滑動が生じたと考えられる。一方で、移動床条件において三角波が発生する場合においても、固定床条件で移動しなかったブロックが、移動しているケースが多く見られた。Case1-3 では、固定床条件で不動と判定されたブロックでも、移動となっていることがわかる。移動形態は滑動が支配的であり、この点については上述のブロックと底面間への砂の入り込みが影響している可能性はあるが、転動として移動しているものも存在する。また、Case 4 は固定床条件で用いた全てのブロックが移動となったが、移動床条件では特に転動による移動形態が顕著となっている傾向が見て取れる。この点については、三角波発生条件において生じるブロックの不安定現象である可能性が示唆される。

本実験結果により、三角波によってブロックが移動しやすくなる傾向が明らかになってきた。三角波がブロックを移動しやすくしている原因としては、実験時の様子より以

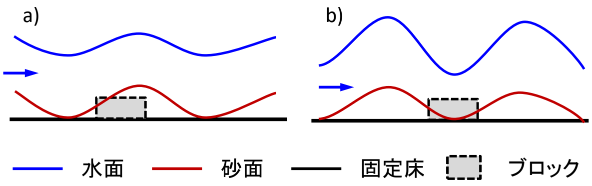


図-12　実験より推定される三角波とブロック移動開始状態の模式図．a) 三角波の頂部より若干上流で移動する場合（図-11 の例），b) 三角波の谷部で移動する場合．

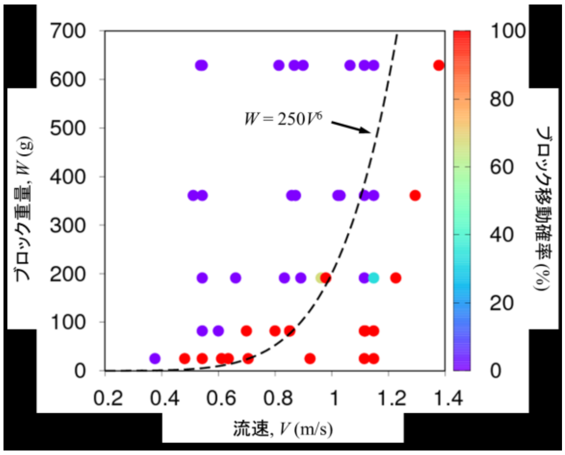


図-13　平坦固定床条件でのブロックへの作用流速－ブロック重量の関係とブロック移動確率の比較

下の様なことが考えられる。図-11 は、Case1 x2.5 にてブロックが移動を開始する瞬間を捉えたものである。このとき、ブロックの上には三角波が発生しており、これが下流方向に流下していた。この三角波の頂部がブロックを通り過ぎたあたりでブロックが移動を開始している。また、三角波の発生とともに河床には同様の形状を持った河床波が形成されていることもわかる。これを模式的に示したものが図-12a である。一般に、河床波の谷から頂部にさしかかる部分では、上昇流が生じており、これがブロックを巻き上がらせる要素となり、ブロックが移動した可能性がある。また、ブロックが移動を開始した顕著な例として図-12b のような状態も良く観察された。この場合では、ブロックが三角波の谷部に位置しているときに、主に滑動形式として移動している。三角波の谷部においては、一般に高流速となっている場合が多く、この流速の増大によってブロックが移動を開始したものと考えられる。このような上昇流や場所的な高流速の発生は、護岸の力学設計法で想定している場では生じない要素であり、三角波発生場において考慮されるべきものであると考えられる。

3. 1. 2 ブロック安定性の定量的評価：護岸の力学設計法との対応

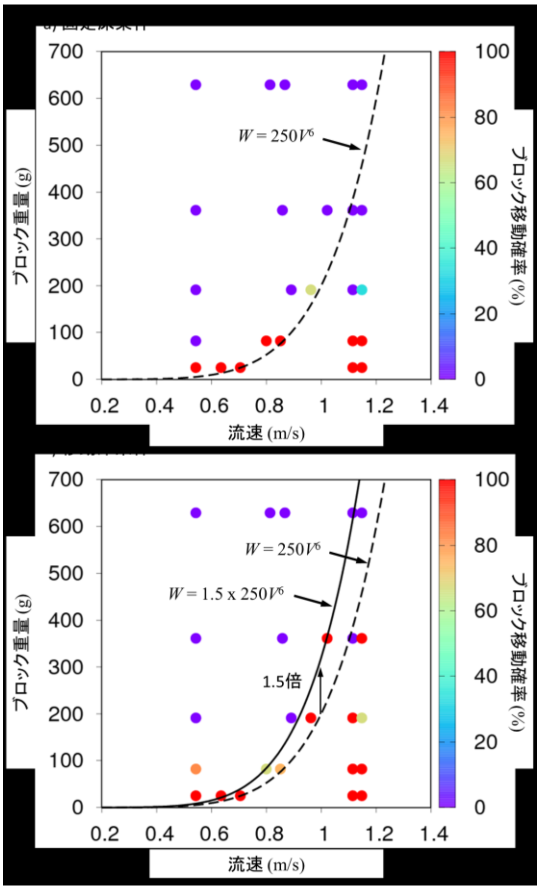


図-14　三角波非発生条件におけるブロック移動確率と流速－ブロック重量の関係　a) 固定床、b) 移動床.

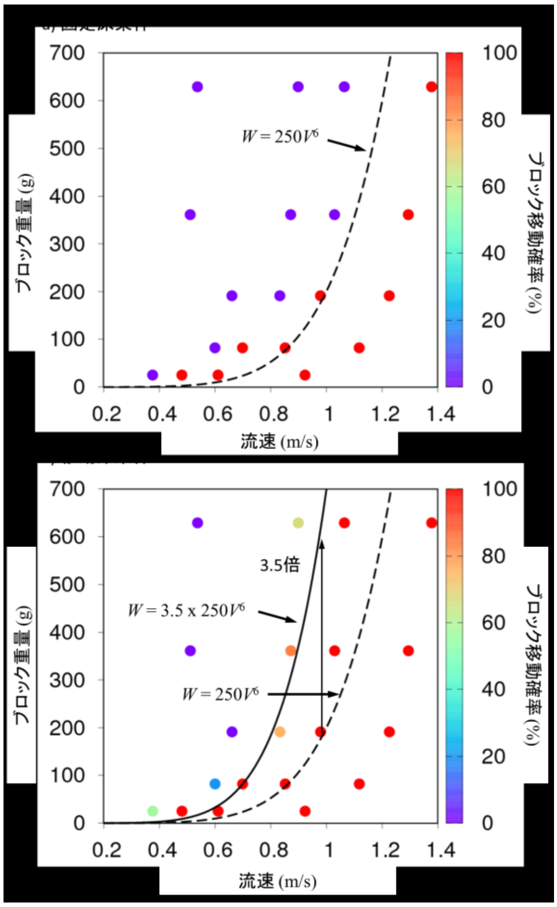


図-15　三角波発生条件におけるブロック移動確率と流速－ブロック重量の関係　a) 固定床、b) 移動床.

これまでに本実験において三角波がどのようにブロックの安定性を低下させるかについて定性的に述べてきた。以下では、三角波の影響をより定量的に評価するために、護岸の力学設計法の考え方との比較を行うこととする。護岸の力学設計法では、底面に設置したブロック構造物に対する外力として抗力と揚力、移動に対する抵抗力として摩擦力、重力を考慮した力の釣り合いを考えることにより、移動しないブロックの必要重量はブロックへ作用する流速の6乗に比例する式を導いている。ここで実施した固定床条件における実験は、この護岸の力学設計法で想定している状態と近いため、まず設計法の適用範囲内の実験ケースについて比較を行う。実験では、ブロックに作用する流速と重量、並びにブロックの移動確率がわかっているため、これをまとめることで、ブロックの移動と停止を区分する関係について示すことが出来る。このように実験結果をまとめたものを図-13に示す。実験結果のブロックの移動と停止を護岸の力学設計法の考え方から区分しようとすればおおよそ図中の点線のようになった。若干のずれはあるものの、実験結果についてはおおよそ区分出来ていると考えられる。次にここで示した関係が、移動床条件においてどのように変化するかを示す。移動床条件における結果をまとめる際には、あえて固定床条件の等流のような状態で測定された流速を用いている。これは、実際に三角波の発生を想定せずに、平坦固定床状態に生じる流速を用いてブロックの必要重量を算定したとき、どの程度必要ブロック重量を見誤るかを示すことに相当する。

図-14、15はそれぞれ三角波が発生しない条件と発生する条件に分けて、固定床と移動床条件で得られたブロックの移動確率と流速－ブロック重量との関係を見たものである。図中に示す点線は、図-13で求めた固定床条件におけるブロックの移動と停止を区分する線である。一方、移動床条件の実験結果にこの点線を載せれば、明らかに実験で観測された移動と停止を分けることが出来ていない。移動床条件で得られた結果を区分しようとすれば、新たに実線の関係が得られる。実線と点線のずれが大きければ大きいほど、移動床条件においてブロックが移動しやすくなっ

表-4 実験条件

	粒径 d (mm)	勾配 i_b	流量 Q (m³/s)	平均流速 U (m/s)	水深 h (m)	フルード数 Fr	レイノルズ数 Re	給砂量 (L/min)
Case 1	5	0.018	0.0195	0.87	0.045	1.31	$1.85 \cdot 10^4$	1.84
Case 2	5	0.018	0.0267	0.97	0.055	1.32	$2.44 \cdot 10^4$	2.90
Case 3	5	0.018	0.0429	1.07	0.080	1.21	$3.62 \cdot 10^4$	4.30
Case 4	1.42	0.008	0.0126	0.72	0.035	1.23	$1.23 \cdot 10^4$	0.70
Case 5	1.42	0.008	0.0238	1.03	0.046	1.53	$2.24 \cdot 10^4$	1.60

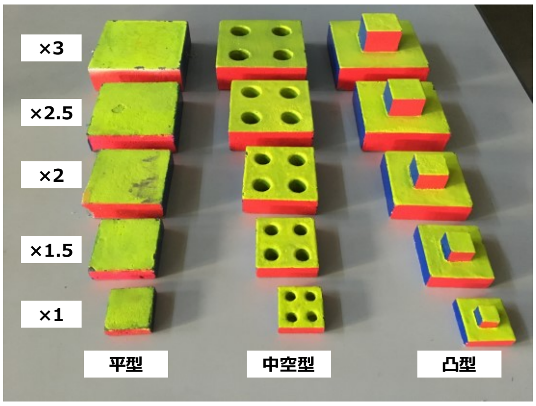


図-16 実験で用いたブロック

図-17 実験の様子

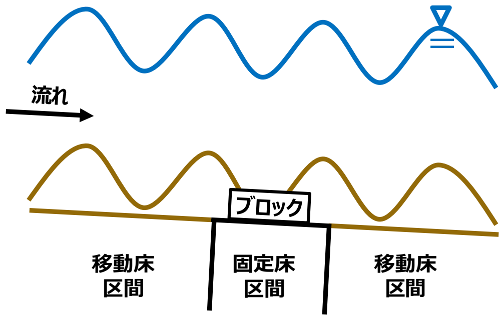


図-18 実験の概略図

ていることを示している。図-14 に示すように、移動床条件においても三角波が発生しないケースにおいては、両線のずれは比較的小さいものの、三角波が発生する場合は 2 つの線には大きなずれがあることがわかる。このずれを数値化すれば、固定床条件で移動しないブロックよりも、さらに 3.5 倍のブロック重量が必要なことになる。これは、ブロック重量を設計する際に用いる流速に対する割り増し係数に直すと $3.5^{1/6}$=1.23 程度に相当する。本結果は、三角波が発生する場では、ブロックが移動しないために必要な重量は同一水理条件における固定床条件よりも顕著に増加することを示唆している。

3. 1. 3 実問題への適用可能性：三角波が持つリスク

本実験結果は、三角波がブロックを不安定にする可能性があることを示唆している。三角波は護岸ブロックの力学的な安定性の照査や被災要因の解釈において従来考慮されていないものであり、本実験結果はより合理的な被災要因の解明やブロックの設計に新たな知見を与える可能性がある。一方、ここで示したような単純化された水理実験の結果が、実際の河川の問題に対してどのような意味を持つのか、若干の考察を以下に加えることとする。

実スケールでのブロックの設置については当然ながら河床面の上に置かれたものではなく、群体として河床面に埋め込まれる。この時、経年的に河床低下が進んだり、洪水中に一時的に河床が低下したりする場合があり、実験で見られたようなブロック－底面間への流砂の入り込み等の現象が生じる可能性がある。また、三角波が発生することで生じる高速流や三角波谷部から頂部にかけて発生する上昇流は、実験のみならず実スケールでも発生すると考えられるため、実験と同様に実際に現地に施工される護岸や護床ブロックを不安定化させる可能性はある。また、実際の場では、ブロック設置区間の上下流は移動床であり、侵食の影響を受ける。ブロック設置区間の上流から三角波が移動してきた場合、谷部においてブロック前面、下面の土砂が抜け出し、ブロックを下から上方へ押し上げようとする流体力も増加する。このような現象の類似例として、護床工前面の洗掘による被災があげられる。平成 19 年台風 9 号出水調査報告によれば、多摩川二ヶ領宿河原堰上流の護床工前面が出水により顕著な洗掘を受け、その洗掘域

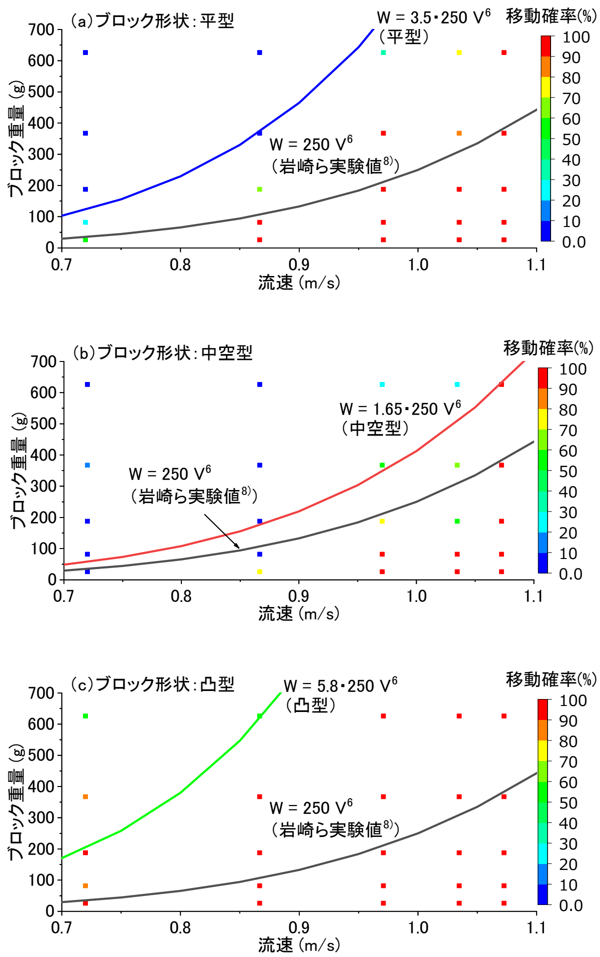


図-19　作用流速-ブロック重量の関係：(a) 平型，(b) 中空型，(c) 凸型

から発生する上昇流が護床工の被災要因となったことが示唆されている[9]。三角波も同様な洗掘と上昇流を発生させる要因であり、このような侵食機構によって、ブロックの安定性を低下させることが懸念される。最後に本実験では、三角波が発生した場合には、現状の力学的な安定性の照査法で想定されるよりも重いブロックが必要であることを示したが、実際の施工を考えると、構造物の巨大化はコストや施工面で不利である。そのため、三角波等の発生に強いブロック形状や、逆に三角波の発生を抑制するブロックなどを考え、重量を抑えつつ安定性を増す対策も重要であると考えられる。

3. 2 局所流・上昇流の影響を考慮したブロック安定性

3. 2. 1　実験方法

実験は、長さ 25 m、幅 0.5 m の可変勾配水路において実施した。実験条件は、既往の研究[10, 11]を参考に三角波が発生する条件とし、表-4 のように設定した。初期河床の厚さは 0.1 m、給砂は上流端河床が動的平衡となるように実施した。レイノルズ数は径深を代表長さに用いて算出した。

表-5　移動に占める滑動の割合

		平型	中空型	凸型
Case1	×1	0	0.67	0
	×1.5	0.50	移動せず	0
	×2.0	1.00	移動せず	1.00
	×2.5	移動せず	移動せず	1.00
	×3.0	移動せず	移動せず	1.00
Case2	×1	0.25	0	0
	×1.5	0.50	0.25	0
	×2.0	1.00	1.00	0
	×2.5	1.00	1.00	1.00
	×3.0	1.00	1.00	1.00
Case3	×1	0	0	0
	×1.5	0	0	1.00
	×2.0	0	0.43	0
	×2.5	0.14	0.86	0
	×3.0	0.14	0.86	1.00
Case4	×1	0.14	1.00	1.00
	×1.5	1.00	移動せず	1.00
	×2.0	1.00	移動せず	1.00
	×2.5	移動せず	1.00	1.00
	×3.0	移動せず	移動せず	1.00
Case5	×1	0	0.89	1.00
	×1.5	0.57	1.00	1.00
	×2.0	1.00	1.00	1.00
	×2.5	1.00	1.00	1.00
	×3.0	1.00	1.00	1.00

ブロック重量の影響を把握するため、形状が相似で寸法を変化させた 5 つのブロックをモルタルを用いて作製した。本報告書では以降、一番小さなブロックの寸法（長さ×幅×高さ ＝ 33 mm × 33 mm × 10 mm）を基準として、これらのブロックを×1、×1.5、×2、×2.5、×3 のように表記する。ブロック形状については、一般的に護岸や護床ブロックで用いられる平型、中空型、凸型の 3 種類の形状を選定した（図-16）。また、ブロック形状による効果を把握するため、ブロックの寸法が同じ時に平型、中空型、凸型とでブロック重量が同じである必要がある。そこで、モルタルに砂鉄やスタイロフォーム粉を均等に混ぜることで重心の位置を変えることなく密度を調整した。これらのブロックを河床面に設置し、ブロック上面を棒で押さえた状態から棒を取り外した際にブロックが移動するか

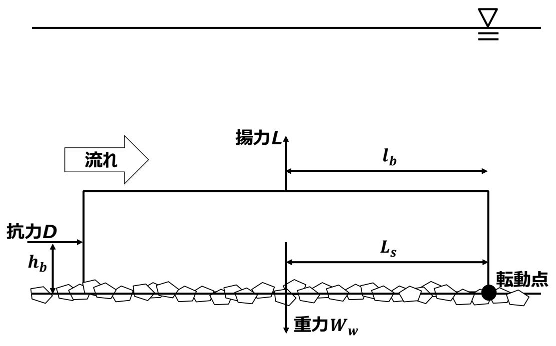


図-20 護岸の力学設計法[9]における力の作用図

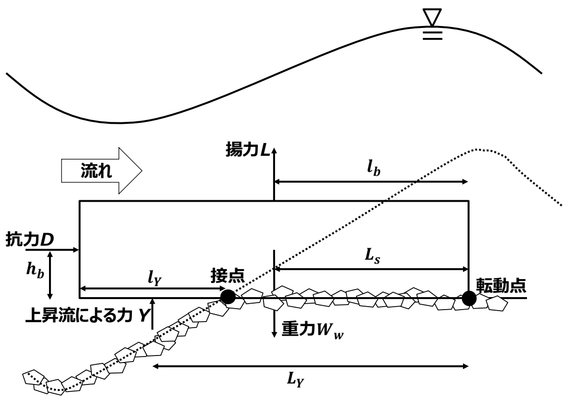


図-21 上昇流を考慮した力の作用図

静止するかの判定を行った（図-17）。判定は各ブロックに対して10回程度の実験から行われた。また、「静止」の判定は、棒の取り外し後、反砂堆が1波長通過する間、静止状態が継続したものと定義した。なお、移動床上に直接ブロックを設置するとブロックが沈下してしまったため、移動床区間の一部に短い固定床区間を設け、そこにブロックを設置した（図-18）。

実河川ではブロックを群体で設置しているため、本来は群体でのブロックの安定性を評価する必要がある。護岸の力学設計法[2]では個々の単体ブロックの安定性を調べ、これに割増係数を乗じることによって群体ブロックの安定性が評価されている。そこで、本研究でも岩崎ら[10]の実験方法を参照し、まず単体ブロックの安定性を把握する実験を実施した。

3．2．2 ブロックの安定性の評価

(1) 護岸の力学設計法[2]との比較

ブロック形状の影響を定量的に評価するために、護岸の力学設計法[2]と比較を行う。護岸の力学設計法[2]では、固定床における単体ブロックに対する外力の釣り合いを考え、移動しないブロックの必要重量がブロックへ作用する流速の6乗に比例する式を導いている。

図-19（a）～（c）に各ブロックにおける作用流速-ブロック重量の関係を示す。図中の点は、ある作用流速とブロック重量における各ブロックの移動確率であり、赤の時は100%移動し、青の時は100%静止である。図中の$W = 250V^6$（黒実線）は岩崎ら[10]が実験で得た三角波が発生しない場合（固定床）の平型ブロックの移動境界である。ブロック重量が移動境界を下回るとブロックが移動すると区分される。以後、移動境界は$W =$（倍率）・$250V^6$の形式で示す。

図-19（a）に平型ブロックにおける作用流速-ブロック重量の関係を示す。$W = 3.5 \cdot 250V^6$（青実線）は三角波が発生する場合（移動床）における平型ブロックの移動境界である。三角波が発生する場合、平型ブロックは護岸の力学設計法[2]で求められる3.5倍のブロック重量が必要となる。確認のため、本研究でも岩崎ら[10]と同条件で実験を行った結果、岩崎ら[10]の結果と一致した。

図-19（b）に中空型ブロックにおける作用流速-ブロック重量の関係を示す。$W = 1.65 \cdot 250V^6$（赤実線）は三角波が発生する場合（移動床）の中空型ブロックの移動境界を示している。中空型ブロックは護岸の力学設計法[2]で求められる1.65倍のブロック重量が必要であることが分かる。また、同条件における平型ブロック（青実線）と比べ、2.12倍軽い重量で安定性が得られた。中空型ブロックにおいては、穴から河床材料が鉛直上向きに抜けていく様子を観察できた。同様に、鉛直上向き流速、つまり上昇流も穴から抜けていると考えられる。したがって、上昇流を受けにくいためブロックが浮き上がらず、安定性が向上したと推察できる。

図-19（c）に凸型ブロックにおける作用流速-ブロック重量の関係を示す。$W = 5.8 \cdot 250V^6$（緑実線）は三角波が発生する場合（移動床）の凸型ブロックが移動しない条件を示している。凸型ブロックは護岸の力学設計法[2]で求められる5.8倍のブロック重量が必要であることが分かる。また、同条件における平型ブロック（青実線）と比べ、1.66倍重くないと安定性が得られないことが明らかになった。

(2) ブロックの移動形態

移動に占める滑動の割合を表-5に示す。ここで、ブロックの移動形態を滑動と転動とに区分した。なお、滑動とはブロックが回転することなく、河床と接したまま下流方向へ移動することと定義し、転動とはブロックがめくれて回転しながら下流方向へ移動することと定義した。全体的な傾向として、ブロック重量が軽い場合は転動傾向にあり、重い場合には滑動傾向にあることが分かる。しかし、Case3ではブロック重量によらず移動の形態のほとんどが転動

表-6　護岸の力学設計法[2]に対するβの倍率（$\beta = W/V_0^6$）

	滑動			転動		
	a) 護岸の力学設計法[2] α_1=1.0, α_2=0 (三角波非発生, 固定床)	a)+局所流 α_1=1.2, α_2=0 (三角波発生)	b) 上昇流を考慮 α_1=1.2, α_2=0.4 (三角波発生)	c) 護岸の力学設計法[2] α_1=1.0, α_2=0 (三角波非発生, 固定床)	c)+局所流 α_1=1.2, α_2=0 (三角波発生)	d) 上昇流を考慮 α_1=1.2, α_2=0.4 (三角波発生)
C_D	0.85	0.85	0.85	1.00	1.00	1.00
C_L	0.30	0.30	0.30	0.62	0.62	0.62
μ	0.65	0.65	0.65	—	—	—
β	253.9	758.0	913.5	248.9	743.3	1027.5
倍率	—	2.99	3.60	—	2.93	4.05

であった。またCase5ではブロック重量によらず移動の形態のほとんどが滑動であった。

既往の実験[10)]では、同じブロックであっても、設置された地点が三角波の頂部より若干上流であれば上昇流により転動し、三角波の谷部であれば主流方向の高速流が作用し滑動していた。本実験に関しては、Case1とCase2における×1、 ×1.5がそれに該当した。

3. 2. 3　局所流・上昇流を考慮したブロック安定性

(1)　定式化

護岸の力学設計法[2)]においては主流方向の断面平均流速を用いてブロックの安定性を評価している。しかし、既往の研究[10, 11)]では、局所的かつ瞬間的な主流方向流速の増加（以降、局所流と呼ぶ）や、反砂堆周辺での上昇流がブロックの安定性に影響を与えていることが示唆されている。また、本実験からも三角波の発生を考慮しない護岸の力学設計法[2)]の仮定ではブロックの必要重量を過小に評価していることが分かった。そこで滑動、転動それぞれに対し局所流と上昇流を考慮した力とモーメントの釣り合いを求め、新たなブロックの安定性評価式を導出する。

a)　護岸の力学設計法[2)]（滑動）

図-20に示すように護岸の力学設計法[2)]と同じ手法で力の釣り合いを考え、ブロック安定性評価式を導く。ただし、代表流速（ここでは主流方向流速とした）に対する局所的な最大流速の比 α_1 を定義し、局所流の影響を考慮しない場合（護岸の力学設計法[2)]と同様の仮定の場合）は $\alpha_1 = 1.0$、局所流の影響を考慮する場合は、既往の研究[11)]を参考に $\alpha_1 = 1.2$ とする。力の釣り合いより、滑動しない条件は以下のように表せる。

$$D < \mu(W_w - L) \tag{1}$$

ここで、D：抗力（N）、μ：静止摩擦係数、W_w：水中における部材の重量（N）、L：揚力（N）である。

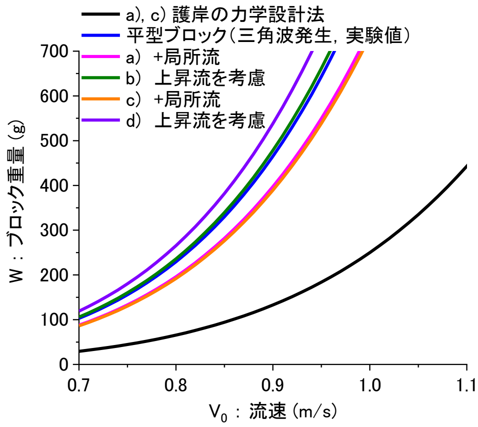


図-22　滑動・転動限界閾値となるブロック重量と流速の関係

抗力 D、揚力 L、水中における部材の重量 W_w、は以下のように表せる。

$$D = \frac{1}{2}\rho_w C_1 l^2 C_D (\alpha_1 V_0)^2 \tag{2}$$

$$L = \frac{1}{2}\rho_w C_2 l^2 C_L (\alpha_1 V_0)^2 \tag{3}$$

$$W_w = (1 - \rho_w/\rho_b)W \tag{4}$$

この時、A_D：抗力の投影面積（㎡）、A_b：ブロックの頂面の面積（㎡）、V_0：代表流速（m / s）、 C_1：ブロックの抗力方向の実際の投影面積と長さ l の正方形とみなした場合の面積比、C_2：ブロック頂面の実際の面積と長さ l の正方形とみなした場合の面積比である。W：部材の重量（N）とおくと、以下のように表せる。

$$W = \rho_b g K_V l^3 \tag{5}$$

この時、K_V：ブロックの実際の体積と長さ l の立方体とみなした場合の体積比である。式（2）～（5）を式（1）に代入すると、以下のように表せる。

$$W > \left(\frac{C_1 C_D + C_2 \mu C_L}{2\mu}\right)^3 \cdot \frac{1}{K_V^2}\left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w}\right)^3 \frac{\rho_b}{g^2}\alpha_1^6 V_0^6 \tag{6}$$

b)　上昇流を考慮した評価式（滑動）

上昇流を考慮するにあたり、ブロックに作用する力を図−21 に示した模式図のように仮定した。まず、上昇流による力 Yは鉛直上向きに作用する力であり、揚力とは独立した力であると想定した。また、上昇流による力 Yはベクトルであり、ブロック底面に作用するものとした。ブロックに上昇流が作用している時、ブロックは反砂堆の上流向き斜面に位置しているとした。これは、反砂堆の上流向き斜面において、主流方向平均流速に対して最大 0.4 程度の上昇流が生じていたことが報告されているためである[11]。また、本実験の観察からも、ブロックが反砂堆の上流向き斜面に位置している時、ブロックがやや浮き上がり不安定になり、滑動や転動に至る様子を確認できた。この時の具体的なブロックと河床の関係について述べる。反砂堆が流下し、ブロックが反砂堆の上流向き斜面に位置した時、接点より上流側にある反砂堆はブロックの影響を受けず維持されるが、接点より下流側では反砂堆は維持されずにブロック底面に沿うとした。この時ブロック底面は、長さ l_Y 露出しており、この露出している面に対して上昇流による力 Yが作用すると仮定した。

抗力は河床面に沿った方向に作用すると考えられるものの、本研究では抗力を流下方向成分の力と定義することにした。すなわち、代表流速を流下方向・鉛直方向の流速に分解し、流下方向の流速に基づいて抗力と揚力、鉛直方向の流速から上昇流による力を評価した。そのため、抗力と揚力は直交、上昇流による力と揚力は同じ方向に作用すると仮定したことになる。力の釣り合いより、滑動しない条件は以下のようになる。

$$D < \mu(W_w - L - Y) \tag{7}$$

上昇流による力 Yは以下のように表されるとする。

$$Y = \frac{1}{2}\rho_w A_Y C_D (\alpha_2 V_0)^2 \tag{8}$$

$$l_Y = C_3 l \tag{9}$$

$$A_Y = C_2 l l_Y = C_2 C_3 l^2 \tag{10}$$

ここで、上昇流による流速が主流の代表流速の α_2倍になると仮定する。上昇流の影響を考慮しない場合は $\alpha_2 = 0$であり、上昇流の影響を考慮する場合は、既往の研究[11]を参考に $\alpha_2 = 0.4$とした。また、試行錯誤的に$C_3 = 0.5$とした。式（7）に式（2）～（5）、(8)～（10）を代入し整理すると、以下のように表せる。（$\alpha_1 = 1.0$かつ $\alpha_2 = 0$の時、式（6）と一致）

$$W > \left(\frac{\alpha_1^2(C_1 C_D + C_2 \mu C_L + \alpha_2^2 C_2 C_3 \mu C_D)}{2\mu}\right)^3 \cdot \frac{1}{K_V^2}\left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w}\right)^3 \frac{\rho_b}{g^2} V_0^6 \tag{11}$$

c)　護岸の力学設計法[2]（転動）

護岸の力学設計法[2]におけるモーメントの釣り合いを考える。図−20 より、転動点まわりのモーメントの釣り合いより、転動しない条件は以下のように表せる。

$$D h_b + L l_b - W_w L_s < 0 \tag{12}$$

式（2）～（5）を代入し整理すると、以下のように表せる。

$$W > \left(\frac{C_1 C_D + C_2 C_L \frac{l_b}{h_b}}{2\frac{L_s}{h_b}}\right)^3 \cdot \frac{1}{K_V^2}\left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w}\right)^3 \frac{\rho_b}{g^2}\alpha_1^6 V_0^6 \tag{13}$$

d)　上昇流を考慮した評価式（転動）

護岸の力学設計法[2]で考慮されていなかった局所流と上昇流を考慮したモーメントの釣り合いを考える。図−21 より、モーメントの釣り合いより、転動しない条件は以下のように表せる。

$$D h_b + L l_b - W_w L_s + Y L_Y < 0 \tag{14}$$

式（14）に式（2）～（5）、(8)～（10）を代入し整理すると、以下のように表せる。

$$W > \left(\frac{\alpha_1^2\left(C_1 C_D + C_2 C_L \frac{l_b}{h_b}\right) + C_2 C_3 C_D \frac{L_Y}{h_b}\alpha_2^2}{2\frac{L_s}{h_b}}\right)^3 \cdot \frac{1}{K_V^2}\left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w}\right)^3 \frac{\rho_b}{g^2} V_0^6 \tag{15}$$

(2)　実験結果との適合性

図−19 (a) より、平型ブロックは三角波が発生する場合（移動床）において、三角波が発生しない場合（固定床）に対して 3.5 倍のブロック重量が必要であることが分かった。導出したブロックの安定性評価式が三角波発生の影響をどの程度反映できるのか検討する。式（6）、(11)、(13)、(15) が $W > \beta V_0^6$の形で整理できることから、βを求めるとともに、滑動と転動それぞれにおいて護岸の力学設計法[2]に対する βの倍率を算出し表−6 に示した。

三角波発生時にブロックに作用する抗力係数・揚力係数

を計測するには移動床上に三分力計を設置する必要があり困難である。そこで、既往の研究[2, 12)]からC_Dの範囲は0.3～1.3程度、C_Lの範囲は0.1～1.5程度であるため、この範囲内から岩崎ら[10)]の結果（護岸の力学設計法[2)]と同条件において $\beta = 250$）に適合するように抗力係数・揚力係数を試行錯誤的に決定した。検討の結果、滑動において$C_D = 0.85$、$C_L = 0.30$、$\mu = 0.65$、転動において $C_D = 1.00$、$C_L = 0.62$とした。なお、静止摩擦係数は護岸の力学設計法で用いられているμ = 0.65とした。

局所流・上昇流を考慮した作用流速–ブロック重量の関係を図-22に示す。滑動に着目すると、局所流のみを考慮（ a）+局所流 ）すると倍率が2.99となり15%過小であったが、局所流と上昇流を考慮（ b） 上昇流を考慮 ）すると倍率が3.60（3%過大）となり、おおむね実験結果（図-19 (a)、青実線）と一致した。したがって、ブロックが滑動する際には局所流のみならず上昇流の影響も考慮する必要があることが分かる。転動に着目すると、局所流のみを考慮（ c）+局所流 ）すると倍率が2.93（16%過小）、局所流と上昇流を考慮（ d） 上昇流を考慮 ）すると倍率が4.05（16%過大）であった。転動においても局所流や上昇流がブロックの安定性に影響があることが示唆された。

今後の課題として三角波発生時における C_Dと C_Lの評価が挙げられる。また、ブロックの連結効果の定量的な評価も検討する必要がある。実験などを通して詳細なブロックの滑動、転動機構を明らかにする予定である。

4. 三次元河床擾乱に対する不安定性の検討

4. 1. 1 流体モデル

本研究で用いる流れのモデルは、非静水圧の影響を考慮した水深積分モデルである原型ブシネスク型モデルである。本研究では、細田・余越[13)]が示した二次元の原形ブシネスク方程式を基とした基礎方程式を用いて、三次元小規模河床波を表現することを試みる。モデルの詳細は文献に譲り、基礎式のみを以下に示す。

$$\frac{\partial U^*}{\partial x^*} + \frac{\partial V^*}{\partial y^*} = 0 \tag{6}$$

$$\begin{aligned} &U^* \frac{\partial U^*}{\partial x^*} + V^* \frac{\partial U^*}{\partial y^*} = g^* \sin\theta \\ &- \frac{1}{h^*}\frac{\partial}{\partial x^*}\int_{\eta^*}^{H^*} \frac{p^*}{\rho^*} dz^* - \frac{1}{h^*}\left.\frac{p^*}{\rho^*}\right|_{z^*=\eta^*} \frac{\partial \eta^*}{\partial x^*} - \frac{\tau_x^*}{\rho^* h^*} \end{aligned} \tag{7}$$

$$\begin{aligned} &U^* \frac{\partial V^*}{\partial x^*} + V^* \frac{\partial V^*}{\partial y^*} = \\ &- \frac{1}{h^*}\frac{\partial}{\partial y^*}\int_{\eta^*}^{H^*} \frac{p^*}{\rho^*} dz^* - \frac{1}{h^*}\left.\frac{p^*}{\rho^*}\right|_{z^*=\eta^*} \frac{\partial \eta^*}{\partial y^*} - \frac{\tau_y^*}{\rho^* h^*} \end{aligned} \tag{8}$$

$$\begin{aligned} \frac{p^*}{\rho^*} &= g^* h^* \cos\theta (1-\zeta) - \left(B^{*2} + 2A^*B^* + \zeta^2 A^{*2}\right) \\ &+ (1-\zeta) U^* h^* \frac{\partial B^*}{\partial x^*} + \frac{1}{2}\left(1-\zeta^2\right) U^* h^* \frac{\partial A^*}{\partial x^*} \\ &+ (1-\zeta) V^* h^* \frac{\partial B^*}{\partial y^*} + \frac{1}{2}\left(1-\zeta^2\right) V^* h^* \frac{\partial A^*}{\partial y^*} \end{aligned} \tag{9}$$

$$A^* = U^* \frac{\partial h^*}{\partial x^*} + V^* \frac{\partial h^*}{\partial y^*},\quad B^* = U^* \frac{\partial \eta^*}{\partial x^*} + V^* \frac{\partial \eta^*}{\partial y^*} \tag{10}$$

ここに、x^*、y^*、z^*：流下、横断、鉛直方向軸、U^*、V^*：x^*、y^*方向の水深平均流速、h^*：水深、η^*：平均河床高から上向きを正とした変動量、$\zeta = (z^* - \eta^*)/h^*$、$g^*$：重力加速度、$\theta$：平均河床勾配角、$H^*$：水位、$p^*$：圧力、$\rho^*$：水の密度、$\tau_x^*$、$\tau_y^*$：$x^*$、$y^*$方向の河床せん断力であり、*は有次元量を意味する。なお、流れ場は定常的な表現である。

4. 1. 2 せん断力評価式

原形ブシネスクモデルは水面波や河床波をある程度表現することが知られているが、底面せん断力分布を正確に表現できず、小規模河床波の発生を表現するにはモデルの改良が必要とされている。ここでは細田ら[14)]と同様の方法をとる。すなわち、原形ブシネスク方程式を導出する際に仮定した鉛直方向流速を流れの非回転条件に代入して求まる水平流速の鉛直分布形より、底面近傍流速u_b^*、v_b^*を以下のように求める。

$$\begin{aligned} u_b^* &= U^* - h^* \Big[\\ &- \frac{1}{2}\left(\frac{\partial U^*}{\partial x^*}\frac{\partial \eta^*}{\partial x^*} + U^* \frac{\partial^2 \eta^*}{\partial x^{*2}} + \frac{\partial V^*}{\partial x^*}\frac{\partial \eta^*}{\partial y^*} + V^* \frac{\partial^2 \eta^*}{\partial x^* \partial y^*} \right) \\ &+ \frac{1}{6}\left(\frac{\partial U^*}{\partial x^*}\frac{\partial h^*}{\partial x^*} + U^* \frac{\partial^2 h^*}{\partial x^{*2}} + \frac{\partial V^*}{\partial x^*}\frac{\partial h^*}{\partial y^*} + V^* \frac{\partial^2 h^*}{\partial x^* \partial y^*} \right) \Big] \end{aligned} \tag{11}$$

$$\begin{aligned} v_b^* &= V^* - h^* \Big[\\ &- \frac{1}{2}\left(\frac{\partial U^*}{\partial y^*}\frac{\partial \eta^*}{\partial x^*} + U^* \frac{\partial^2 \eta^*}{\partial x^* \partial y^*} + \frac{\partial V^*}{\partial y^*}\frac{\partial \eta^*}{\partial y^*} + V^* \frac{\partial^2 \eta^*}{\partial y^{*2}} \right) \\ &+ \frac{1}{6}\left(\frac{\partial U^*}{\partial y^*}\frac{\partial h^*}{\partial x^*} + U^* \frac{\partial^2 h^*}{\partial x^* \partial y^*} + \frac{\partial V^*}{\partial y^*}\frac{\partial h^*}{\partial y^*} + V^* \frac{\partial^2 h^*}{\partial y^{*2}} \right) \Big] \end{aligned} \tag{12}$$

さらに、底面せん断力に対する流れの加速・減速の影響を考慮するために、Nakagawa and Tsujimoto[15)]を参考に最終

的な河床せん断力を以下のように見積もる。

$$\tau^* = \rho^* C_f V_b^{*2} \left(1 - \Gamma \frac{\partial h^*}{\partial s^*} + \Delta \frac{\partial \eta^*}{\partial s^*} \right) \tag{13}$$

ここに、C_f : 河床抵抗係数、V_b^* : 底面近傍流速、s^* : 局所流線座標の主流軸、及びΓ、Δ : モデル定数である。

4．1．3　河床変動モデル

河床変動は以下の土砂連続式より計算される。

$$(1-\lambda)\frac{\partial \eta^*}{\partial t^*} + \frac{\partial q_{bx}^*}{\partial x^*} + \frac{\partial q_{by}^*}{\partial y^*} = 0 \tag{14}$$

ここに、t^* : 時間、λ : 河床空隙率、q_{bx}^*、 q_{by}^* : x^*、 y^*方向掃流砂量である。小規模河床波の発生には、流れと底面せん断力間の位相差が重要な役割を演じるが、これとは別に掃流砂の非平衡性が底面せん断力と掃流砂量間に位相遅れをもたらし、反砂堆不安定性を生じさせ得ることが知られている[15、16]。流体モデルとして水深積分モデルを用いた場合、流砂の非平衡性を加味することで合理的な不安定性が得られる[17、18]。そこで本研究では、掃流砂の運動量保存より導かれた内田・福岡[19]による非平衡流砂モデルを参考に以下の基礎式を用いる。

$$\frac{\partial q_{bx}^*}{\partial t^*} + \frac{\partial u_{px}^* q_{bx}^*}{\partial x^*} + \frac{\partial u_{py}^* q_{bx}^*}{\partial y^*} = \frac{u_{pxe}^* q_{be}^* - u_{px}^* q_b^*}{l_s^*} \tag{15}$$

$$\frac{\partial q_{by}^*}{\partial t^*} + \frac{\partial u_{px}^* q_{by}^*}{\partial x^*} + \frac{\partial u_{py}^* q_{by}^*}{\partial y^*} = \frac{u_{pye}^* q_{be}^* - u_{py}^* q_b^*}{l_s^*} \tag{16}$$

ここに、q_b^* : 掃流砂量、q_{eb}^* : 平衡掃流砂量、u_{px}^*、 u_{py}^* : x^*、 y^*方向の砂粒子速度、u_{pxe}^*、u_{pye}^* : 平衡状態におけるx^*、 y^*方向の砂粒子速度、l_s^* : step length である。なお砂粒子移動速度は、簡単のために掃流砂量と掃流砂層厚、L_a^*とを関連付けて例えば以下のように置く[20]。

$$u_{px}^* = \frac{1}{L_a^*(1-\lambda)} q_{bx}^* \tag{17}$$

また、平衡状態の掃流砂量については一般的な二次元仮称変動モデルに用いられる以下の平衡流砂量式[21]と横断方向流砂量式[22]を組み合わせ、水深平均流速を考慮してx^*、y^*方向掃流砂量を求める。

$$q_{be}^* = 4(\tau_* - \tau_{*c})^{3/2}\sqrt{S_g g^* d^{*3}} \tag{18}$$

$$q_{ben}^* = q_{be}^* \left(\frac{u_{bn}^*}{V_b^*} - \frac{1}{\mu_c}\sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\frac{\partial \eta^*}{\partial n^*} \right) \tag{19}$$

ここに、n^* : 局所流線座標の横断方向軸、$V_b^* = (u_b^2 + v_b^2)^{1/2}$、$\tau_*$: シールズ数、τ_{*c} : 限界シールズ数、S_g : 土砂粒子の水中比重、μ_c : 静止摩擦係数である。

4．2　線形安定解析

上記方程式中の変数を以下のように無次元化する。

$$t^* = \frac{(1-\lambda)h_0^{*2}}{q_{b0}^*} t,\ \ p^* = \rho^* U_0^{*2} p \tag{20}$$

$$(x^*, y^*, h^*, \eta^*) = h_0^*(x, y, h, \eta) \tag{21}$$

$$(U^*, V^*) = U_0^*(U, V) \tag{22}$$

$$(q_{be}^*, q_{bx}^*, q_{by}^*) = q_{b0}^*(q_{be}, q_{bx}, q_{by}) \tag{23}$$

ここに、$()_0$ は等流状態の値であることを示し、

$$q_{b0}^* = 4(\tau_{*0} - \tau_{*c})^{3/2}\sqrt{S_g g^* d^{*3}},\ \ \tau_{*0} = \frac{C_f U_0^{*2}}{S_g g^* d^*} \tag{24}$$

である。さらに、これら無次元化された変数を

$$\begin{aligned}(U, V, h, \eta, q_{bx}, q_{by}) &= (1,0,1,0,1,0) \\ &\quad + \varepsilon(U_1, V_1, h_1, \eta_1, q_{bx1}, q_{by1})\end{aligned} \tag{25}$$

のように基本量と擾乱分にわけ基礎式に代入すれば、最終的に以下のような線形化方程式が得られる。ただし、C_fは定数として扱い、二次流の影響は無視している。

$$\frac{\partial U_1}{\partial x} + \frac{\partial h_1}{\partial x} + \frac{\partial V_1}{\partial y} = 0 \tag{26}$$

$$\begin{aligned}\frac{\partial U_1}{\partial x} &= -\frac{1}{F_r^2}\left(\frac{\partial h_1}{\partial x} + \frac{\partial \eta_1}{\partial x} \right) \\ &\quad - C_f(2U_1 - h_1) - \frac{1}{2}\frac{\partial^3 \eta_1}{\partial x^3} - \frac{1}{3}\frac{\partial^3 h_1}{\partial x^3}\end{aligned} \tag{27}$$

$$\begin{aligned}\frac{\partial V_1}{\partial x} &= -\frac{1}{F_r^2}\left(\frac{\partial h_1}{\partial y} + \frac{\partial \eta_1}{\partial y} \right) \\ &\quad - C_f V_1 - \frac{1}{2}\frac{\partial^3 \eta_1}{\partial x^2 \partial y} - \frac{1}{3}\frac{\partial^3 h_1}{\partial x^2 \partial y}\end{aligned} \tag{28}$$

$$\frac{\partial \eta_1}{\partial t} + \frac{\partial q_{bx1}}{\partial x} + \frac{\partial q y_1}{\partial y} = 0 \tag{29}$$

$$\begin{aligned}2\frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} &= \delta\Bigg(6\Theta U_1 - 3\Theta\Gamma\frac{\partial h_1}{\partial x} \\ &\quad + 3\Theta\Delta\frac{\partial \eta_1}{\partial x} - 3\Theta\frac{\partial^2 h_1}{\partial x^2} - \Theta\frac{\partial^2 \eta_1}{\partial x^2} - q_{bx1} \Bigg)\end{aligned} \tag{30}$$

$$\frac{\partial q_{by1}}{\partial x} = \delta\left(V_1 - \frac{1}{\mu_c}\sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_{*0}}}\frac{\partial \eta_1}{\partial y} - q_{by1}\right) \tag{31}$$

$$F_r = \frac{U_0^*}{\sqrt{g^* h_0^*}},\ \Theta = \frac{\tau_{*0}}{\tau_{*0} - \tau_{*c}},\ \delta = \frac{h_0^*}{l_s^*} \tag{32}$$

なお、式(15)、(16) に示す非平衡流砂量式における時間微分項については、無次元化により $L_a^* = h_0^*$なる無次元量がかかる。ここで扱うような場では通常掃流砂層厚は水深と比してかなり小さいため、これらの時間微分項は他の項より小さくなることが予想される。そこで、掃流砂量の時間微分項については無視することとする。これは、河床の変化に対して掃流砂は十分早く定常状態に達することを意味している。また、同様に C_f も小さなパラメータであるが、摩擦項については無視しない。線形化した摩擦項にこのような小さなパラメータが残るのは、浅水流モデルの枠組みで小規模河床波を扱うことにそもそも無理があることを示唆している。一方で、浅水流を基本としたモデルで小規模河床波を解析する試みは行われており、実現象を表す可能性があるかを示せれば、三次元モデル等よりも簡易で有効な技術となりうる。ここでは、後者の考え方をとり解析を進め、モデルの妥当性と限界を議論する。

線形安定解析を行うために、まず以下のように擾乱の縦横断方向波数、 k_x、 k_y を定義する[23]。

$$k_x = \frac{2\pi h_0^*}{L_x^*},\ k_y = \frac{2\pi h_0^*}{L_y^*} = \frac{2\pi h_0^*}{4B_w^*/m} = \frac{m\pi}{2\beta} \tag{33}$$

ここに、L_x^*、L_y^* : 擾乱の x^*、y^*方向波長、m : 擾乱のモード、B_w^* : 水路半幅、$\beta = B_w^*/h_0^*$である。上式では、横断方向波長は例えば m = 1 の擾乱に対して水路幅の二倍となるように定義している。線形化された方程式に対して以下の擾乱を与える。

$$\begin{aligned}&(U_1, h_1, \eta_1, q_{bx1}) = \\ &\quad (\mathbf{U}_1, \mathbf{H}_1, \mathbf{Z}_1, \mathbf{P}_1)e^{\Omega t}E_1 S_m + c.c.\quad (m = \mathrm{odd}) \\ &\quad (\mathbf{U}_1, \mathbf{H}_1, \mathbf{Z}_1, \mathbf{P}_1)e^{\Omega t}E_1 C_m + c.c.\quad (m = \mathrm{even})\end{aligned} \tag{34}$$

$$\begin{aligned}&(V_1, q_{by1}) = \\ &\quad (\mathbf{V}_1, \mathbf{Q}_1)e^{\Omega t}E_1 C_m + c.c.\quad (m = \mathrm{odd}) \\ &\quad (\mathbf{V}_1, \mathbf{Q}_1)e^{\Omega t}E_1 S_m + c.c.\quad (m = \mathrm{even})\end{aligned} \tag{35}$$

$$E_1 = e^{i(k_x - \omega t)} \tag{36}$$

$$S_m = \sin(k_y y),\quad C_m = \cos(k_y y) \tag{37}$$

ここに、Ω : 増幅率、ω : 角速度、c.c. : 複素共役数である。この擾乱は、代表長さを等流水深にとっていること以外は自由砂州の安定解析に用いられるものと同様であるが、k_y =0 のとき、m=0 となり、一般に小規模河床波の安定解析に用いられる二次元擾乱と等価なものとなる。これらをまとめると、

$$\begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & 0 & 0 & 0 \\ a_{21} & 0 & a_{23} & a_{24} & 0 & 0 \\ 0 & a_{32} & a_{33} & a_{34} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & a_{44} & a_{45} & a_{46} \\ a_{51} & 0 & a_{53} & a_{54} & a_{55} & a_{56} \\ 0 & a_{62} & 0 & a_{64} & 0 & a_{66} \end{pmatrix}\begin{pmatrix} \mathbf{U}_1 \\ \mathbf{V}_1 \\ \mathbf{H}_1 \\ \mathbf{Z}_1 \\ \mathbf{P}_1 \\ \mathbf{Q}_1 \end{pmatrix} = 0 \tag{38}$$

が得られ、$c = (-1)^m$ として、

$$a_{11} = ik_x,\ a_{12} = ck_y,\ a_{13} = ik_x \tag{39}$$

$$a_{21} = 2C_f + ik_x,\ a_{23} = -C_f + i\frac{k_x}{F_r^2} - \frac{i}{3}k_x^3 \tag{40}$$

$$a_{24} = ik_x\left(\frac{1}{F_r^2} - \frac{k_x^2}{2}\right),\ a_{32} = C_f + ik_x \tag{41}$$

$$a_{33} = -c\frac{k_y}{F_r^2} + \frac{c}{3}k_x^2 k_y,\ a_{34} = -c\frac{k_y}{F_r^2} + \frac{c}{2}k_x^2 k_y \tag{42}$$

$$a_{44} = \Omega - i\omega,\ a_{45} = ik_x,\ a_{46} = ck_y \tag{43}$$

$$a_{51} = -6\Theta\delta,\ a_{53} = \Theta\delta k_x(-k_x + 3i\Gamma) \tag{44}$$

$$a_{54} = -3\Theta\delta k_x(k_x + i\Delta),\ a_{55} = 2(\delta + ik_x) \tag{45}$$

$$a_{56} = ck_y,\quad a_{62} = -\delta \tag{46}$$

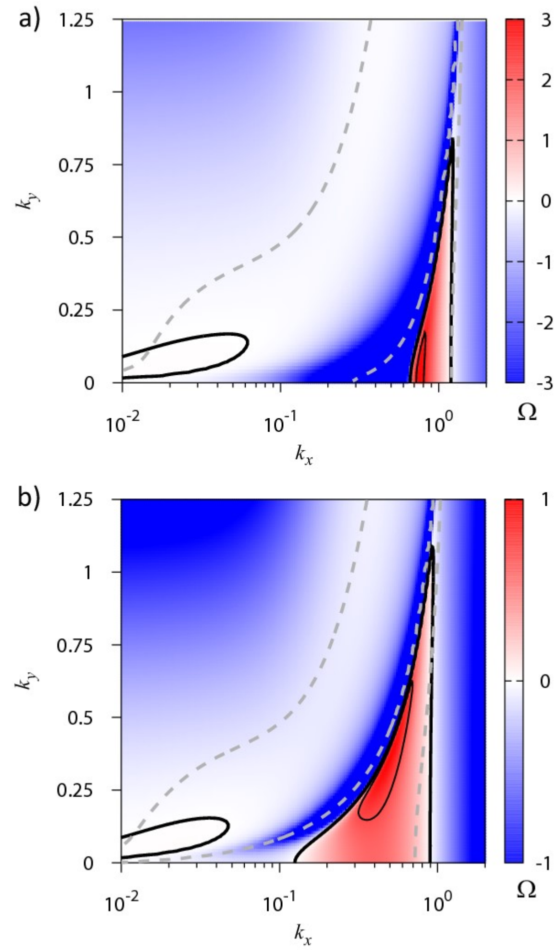
$$a_{64} = -ck_y\frac{\delta}{\mu_c}\sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_{*0}}},\quad a_{66} = \delta + ik_x \tag{47}$$

となる。式(38)が自明でない解を持つためには、係数行列の行列式が 0 でなくてはならない。この条件より、擾乱の増幅率を求めることができる。これらとほぼ同様のモデルを用いて既に二次元小規模河床波の不安定性について表現可能であることが、理論的、数値解析的に明らかにされている[17、18]。すなわち、ブシネスクモデル、式(13) に示すせん断力評価により導入される平均流と河床擾乱間の位相差、並びに非平衡流砂モデルにより導入される掃流砂

と河床擾乱間の位相差によって有限波長を持つ小規模河床波の発生が表現され、本モデルでも同様の不安定性を表現可能である。そこで以下では三次元反砂礫の不安定性に焦点を当て議論していく。なお、式(13) のΓ、Δは小規模河床波不安定性を変化させるパラメータであり、ここでは細田ら[14]が示す$\Gamma+\Delta$ = 3 を満たすように試行錯誤的に、Γ=1.5、Δ=1.5 とした。なおその他のパラメータとして、l_s^* = 100d^*、μ_c = 0.56 とし、C_fは相対粗度高さを粒径の 3 倍とした対数流速分布より求めている。

4. 3　結果

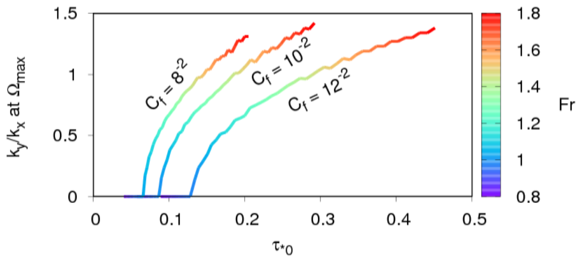
線形安定解析により得られた三次元擾乱に対する増幅率コンターを図-23 に示す。これらの図では、二つの不安定領域が現れている。一般に自由砂州の安定解析に用いられる、浅水流方程式と平衡流砂モデルを組み合わせたモデルで同様の解析を行うと、これらの図の波数の小さい領域の不安定性のみ現れる。従って、波数の小さい不安定領域が自由砂州、波数の大きい不安定領域が反砂堆に相当していると考えられる。図-23a における反砂堆不安定性は、k_y = 0 で増幅率が最大となり、二次元反砂堆が卓越する条件である一方、図-23b では増幅率が最大となる点が $k_y \neq 0$ に現れており、反砂堆が三次元化している例である。この反砂礫の三次元化について調べるために、最大増幅率点における波数比 k_y / k_x に対する水理パラメータの影響を図-17 に示す。図より、シールズ数の増加に伴い、横断方向波数がゼロから増加していき、反砂礫が三次元化する傾向にあることがわかる。なお、平坦床におけるフルード数、シールズ数、河床抵抗係数の相互依存性[24]により図-24 からわかるように、同一の C_f の下でのシールズ数の増加はフルード数の増加を意味する。また、C_fが小さい方が三次元反砂礫に遷移するシールズ数が大きく、k_y / k_x も小さいために反砂礫が三次元化しづらい傾向にある。本モデルの結果を三次元流体モデルを用いた線形安定解析[21]と比較する。まず、シールズ数が大きいほど、また C_fが大きいほど河床波が三次元化しやすいこと、砂州と反砂礫不安定性が線形領域において共存し得ることは、三次元モデルから得られる結果の傾向と類似している。一方、本結果では水理条件によって k_y が 2-3 以上の領域に反砂礫不安定性が現れる場合がある。この不安定領域は、卓越横断方向波数が得られない場合も多く、物理的意味が不明確である（そのため、本論文ではこの領域の不安定性を除いて議論している）。Colombini and Stocchino[24]は、そのような領域の不安定性について述べていないため、本モデルの妥当性については三次元モデルとの比較を通じて議論する必要がある。また、本研究で与えた擾乱は式(34)、(35)に示すように側壁を考慮したものとなっており、横断方向波数の取り得る値がモード数と幅 - 水深比の関係から決まる離散量となっている。これは、周期境界条件を用いた検討[24]と異なり、反砂礫の卓越波数を考える上の制約条件であり、今後検討が必要な点である。



図ー23　三次元擾乱に対する増幅率コンター図　a) 二次元河床波（$k_y = 0$ で増幅率最大となる。$F_r = 0.95$、$\tau_0 = 0.1$、$C_f = 1/11.3^2$。）、b) 三次元河床波（$k_y \neq 0$ で増幅率最大となる。$F_r = 1.25$、$\tau_0 = 0.16$、$C_f = 1/10.6^2$。）の例。黒の実線が中立曲線、グレーの破線が伝播速度がゼロとなる曲線を意味しており、三本の破線で分けられる四つの領域における擾乱の伝搬速度は、左から順に、負、正、負、正である。

4. 4　三角状水面波列との関連性

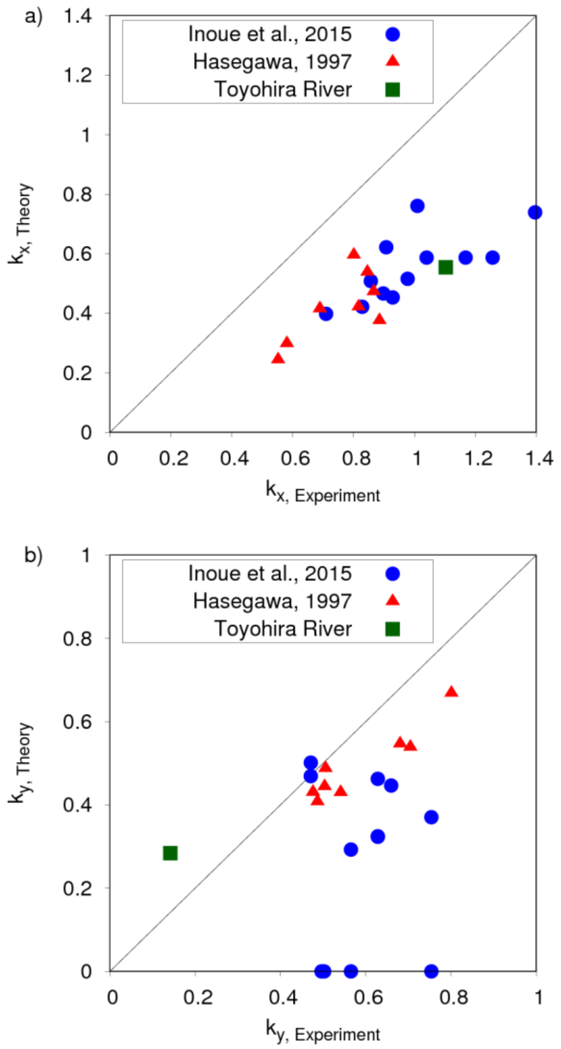
上述のように本モデルは三次元反砂堆の物理特性の一部は表現するようである。前述のように Colombini and Stocchino[24]は線形安定解析により類似した不安定領域を得ているが、実験値の具体的な比較をしていない。これは、従来の反砂堆の研究の多くが発生領域や二次元形状に着目しており、三次元形状に対する定量的な評価に乏しいだ



図－24　最大増幅率点における k_y/k_x のパラメータ依存性

けでなく、反砂堆の保存性の悪さや定量的な波数の測定が困難であることも要因と考えられる。一方、反砂堆と相互に発達するとされる三角状水面波列は、その波数の判定が比較的容易なことから、いくつかの例が報告されている[25]。ここでは、モデルから得られる反砂堆の縦横断卓越波数を実験等で観測される水面波、河床波と比較し、理論の適用性、並びに三次元反砂堆と水面波の関連について議論する。

ここでは、井上らによる三角波実験[25]、長谷川によるステップ・プール形成実験[26]、並びに豊平川に発生した三角波観測[1] を取り上げる。いずれも、三次元反砂堆と水面波の強い関連が示唆されているものである。すなわち、ここでは反砂礫と三角状水面波が同程度の縦横断波数を持っているものと見なして議論を進める。これらの例では、実験中に観測される水面波、もしくは実験後に測定された河床波の波長と横断方向列数が報告されている。これらの値と等流状態の水理量から、式(33)により縦横断方向波数として整理し、理論と比較する。実験の詳細については原著論文を参照されたい。x、 y 方向波数の比較を図-25 に示す。理論は波数を過小評価する傾向にあるが、実験結果を合理的に説明していると言っていいだろう。すなわち、ブシネスクモデルと非平衡モデルによって三次元的な反砂堆とそれに励起される水面波が表現可能であることが示唆される。ただし、波数が大きくなるにつれて理論値との乖離が大きくなっているように見える。従来、三角状水面波列は、不規則底面形状に誘起される定在 Airy 波[27]や、定在 Airy 波の一種である斜め交錯波と反砂堆との共鳴[6、26、28]によって物理的に説明されていることより、水面波の不安定性や分散性を正しく表現することが重要であると考えられる。一方、本研究で用いた原型ブシネスク方程式は、水面の分散性を表現するものの、基本的に長波領域近傍に適用範囲が限定され、波数が大きい領域で水面波の分散関係を満足しないことが知られている[28]。従って、反砂堆のような波数の比較的大きい擾乱に励起される水面



図－25　実験と理論における　a) 縦断、
b) 横断方向波数の比較

波の表現に難があり、実験値を表現しなくなったと考えられる。これを改善するには、より高度なブシネスクモデルの適用が考えられるが、方程式が著しく複雑になるため、理論はもとより、数値計算への展開までを踏まえると、もはや扱いやすいモデルではなくなる。また、三次元モデルを用いるとしても、Colombini and Stocchino[24]が示した範囲では卓越縦断方向波数は本モデルと同程度であり、三角波との関連性を明確にするには更なる議論が必要だろう。

また、実験と理論における横断方向波数の定義についても議論の余地がある。本研究では、横断方向波数を式(33)と定義しているが、例えば、実験では $m = 1$ の水面波といえば、水路中央部の水面が盛り上がっている状態を指す。本理論と長谷川ら[26]の理論を考えれば、この水面形の発生

には二通りの解釈が出来る。長谷川ら[26]によれば、このような水面波によって、$m = 0$ の二次元反砂堆が三次元化し、水面と河床波が共鳴する。これはYokokawa et al.[29]による実験の様子をよく説明している。一方、本理論によれば水路中央の水面が盛り上がるのは、$m = 2$ となる複列砂州的な河床波によっても生じ得る。この際、側壁付近の水面が盛り上がる二列の波が出来るが、側壁の影響により、その形状が押さえられているとも解釈出来るかもしれない。実際には、これら二つの要素の両方が入り交じっているものと考えられる。特に、本理論で $m = 0$ となっているものは長谷川らによる理論によって説明可能とも考えられる。この点を明らかにするには、より厳密な河床 - 水面形状の時空間変化、非線形的な水面波 - 河床波の相互関係を明らかにする必要があるだろう。

最後に、三角状水面波列はその進行方向が下流に向かうものがほとんどであり[8]、反砂堆も流下反砂堆となっていると予想されるが、本理論では図-23に示すように伝播方向を説明しない。今後の課題である。

5. 反砂碓と三角波の平面二次元数値計算モデル

本研究で採用している数値計算モデルは、流れの水深積分モデルである平面二次元ブシネスク方程式[13]と、掃流砂運動の非平衡性を考慮したオイラー型の非平衡掃流砂モデル[19]を組み合わせたものである。本モデルにおいては、掃流砂の非平衡性が遡上反砂堆の不安定性に寄与し、ブシネスクモデルに含まれる非静水圧の影響は浅水流モデルで表現できない河床波上の水面形の再現性を向上させる。以下、モデルの基礎式等について記述するが、必要に応じて参考文献を参照されたい。

5. 1 支配方程式

本研究で採用した平面二次元ブシネスク方程式は以下の様である。

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial hU}{\partial x}+\frac{\partial hV}{\partial y}=0 \tag{48}$$

$$\frac{\partial U}{\partial t}+U\frac{\partial U}{\partial x}+V\frac{\partial U}{\partial y} =-g\left(\frac{\partial h}{\partial x}+\frac{\partial \eta}{\partial x}\right)-\frac{\tau_x}{\rho h}+\frac{1}{h}\frac{\partial \phi}{\partial x} \tag{49}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t}+U\frac{\partial V}{\partial x}+V\frac{\partial V}{\partial y} =-g\left(\frac{\partial h}{\partial y}+\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)-\frac{\tau_y}{\rho h}+\frac{1}{h}\frac{\partial \phi}{\partial y} \tag{50}$$

$$\begin{aligned}\phi=-\int_\eta^H\frac{p'}{\rho}dz&=h^3\left(B+\frac{1}{3}\right)\left(\frac{\partial^2 U}{\partial x\partial t}+\frac{\partial^2 V}{\partial y\partial t}\right)\\&+\frac{h^3}{3}\left[U\left(\frac{\partial^2 U}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 V}{\partial x\partial y}\right)+V\left(\frac{\partial^2 U}{\partial x\partial y}+\frac{\partial^2 V}{\partial y^2}\right)\right]\\&-\frac{h^2}{2}\left(U^2\frac{\partial^2\eta}{\partial x^2}+2UV\frac{\partial^2\eta}{\partial x\partial y}+V^2\frac{\partial^2\eta}{\partial y^2}\right)\\&+\frac{h^3}{3}Bg\left(\frac{\partial^2 H}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 H}{\partial y^2}\right)\end{aligned} \tag{51}$$

ここに、 t : 時間、x、 y、 z : 流下、横断、鉛直方向軸、U、 V : x、 y 方向の水深平均流速、h : 水深、η : 河床高、g : 重力加速度、H : 水位、p' : 静水圧からの変動圧力、ρ : 水の密度、τ_x、 τ_y : x、 y 方向の河床せん断力、B : ブシネスクモデルの線形分散関係を修正する係数であり、ここではB=1/15とした[27]。河床せん断力については、

$$\tau=\rho C_f\left(u_b^{\,2}+v_b^{\,2}\right) \tag{52}$$

とし、底面流速u_b、 v_bについては、ブシネスクモデルを導入する際に仮定した水平流速の鉛直分布形より以下の様に求める。

$$\begin{aligned}u_b&=U+\left(U\frac{\partial h}{\partial x}+V\frac{\partial h}{\partial y}\right)\left(\frac{1}{2}\frac{\partial \eta}{\partial x}+\frac{1}{6}\frac{\partial h}{\partial x}\right)\\&-\left[\frac{1}{2}\frac{\partial}{\partial x}\left(U\frac{\partial \eta}{\partial x}+V\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)+\frac{1}{6}\frac{\partial}{\partial x}\left(U\frac{\partial h}{\partial x}+V\frac{\partial h}{\partial y}\right)\right]h\end{aligned} \tag{53}$$

$$\begin{aligned}v_b&=V+\left(U\frac{\partial h}{\partial x}+V\frac{\partial h}{\partial y}\right)\left(\frac{1}{2}\frac{\partial \eta}{\partial y}+\frac{1}{6}\frac{\partial h}{\partial y}\right)\\&-\left[\frac{1}{2}\frac{\partial}{\partial y}\left(U\frac{\partial \eta}{\partial x}+V\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)+\frac{1}{6}\frac{\partial}{\partial y}\left(U\frac{\partial h}{\partial x}+V\frac{\partial h}{\partial y}\right)\right]h\end{aligned} \tag{54}$$

河床せん断力に対する流れの加速・減速の影響は河床波の発達について本質的な役割を果たすが、著者ら[31]の検討に用いたNakagawa and Tsujimoto[15] による一次元的な提案式を二次元にそのまま援用することには議論が必要なことと、数値計算上の取り扱いが難しいこともあり、ここでは省略している。

図－26　Case　1 の水理条件で発生した三角波 [8]
a）Case 1 実験開始 5 分後

河床変動は以下の土砂連続式より計算される。

$$(1-\lambda)\frac{\partial \eta}{\partial t}+\frac{\partial q_{bx}}{\partial x}+\frac{\partial q_{by}}{\partial y}=0 \tag{55}$$

ここに、λ：河床空隙率、q_{bx}、q_{by}：x、y 方向掃流砂量である。掃流砂ベクトルについては、掃流砂の非平衡性を考慮した内田・福岡[19] による非平衡流砂モデルを参考に以下の基礎式を用いる。

$$\frac{\partial q_{bx}}{\partial t}+\frac{\partial u_{px}q_{bx}}{\partial x}+\frac{\partial u_{py}q_{bx}}{\partial y}=\frac{u_{pxe}q_{be}-u_{px}q_{b}}{l_s} \tag{56}$$

$$\frac{\partial q_{by}}{\partial t}+\frac{\partial u_{px}q_{by}}{\partial x}+\frac{\partial u_{py}q_{by}}{\partial y}=\frac{u_{pye}q_{be}-u_{py}q_{b}}{l_s} \tag{57}$$

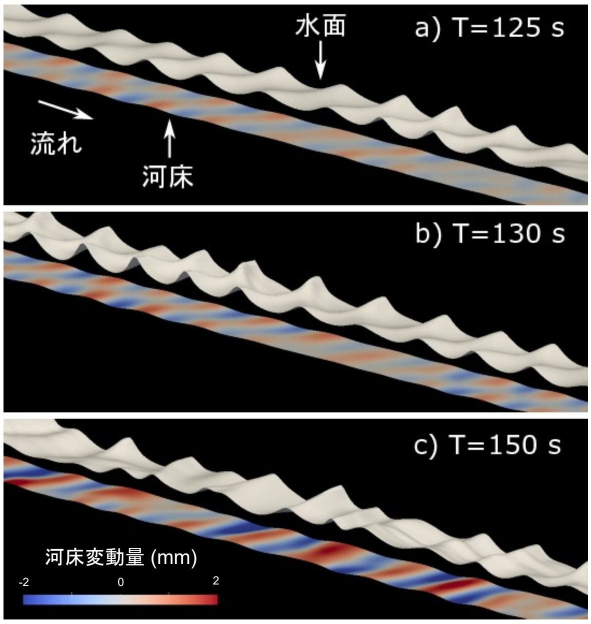
ここに、q_b：掃流砂量、q_{eb}：平衡掃流砂量、u_{px}、u_{py}：x、y 方向の砂粒子速度、u_{pxe}、u_{pye}：平衡状態における x、y 方向の砂粒子速度、l_s：step length である。砂粒子速度は、掃流砂量を交換層厚で除した平均的な移動速度として扱い、平衡状態の掃流砂量については、平衡流砂量式と横断方向流砂量式を組み合わせて求める。詳細は既報 [31] を参照されたい。

5. 2 数値計算法

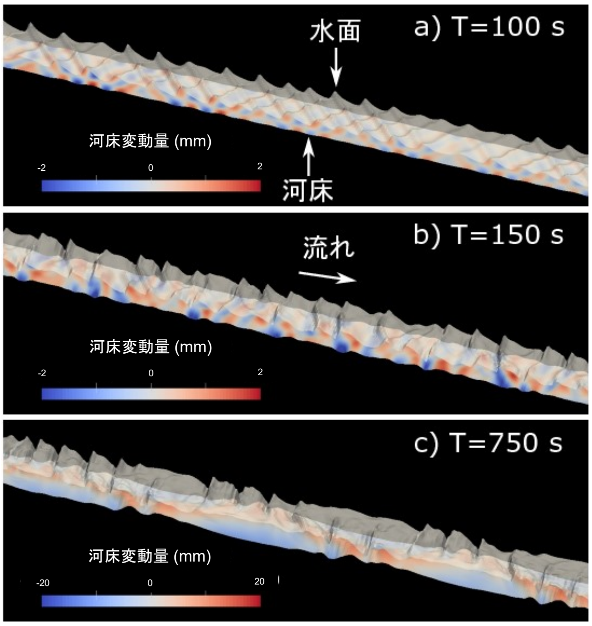
上記の支配方程式をスタッカード格子上で離散化し、数値計算を行う。流れの方程式については、Jang and Shimizu[32] を参考に運動方程式を移流項と非移流項を分離し、連続式と非移流項のみを含む運動方程式を連立させて水深について陰的に計算する。また、移流項については三次風上差分により計算を行う。運動方程式に表れる非静水圧項、すなわち分散項については、鴨原・藤間 [33] を参考に以下の様に取り扱う。具体的には、まず運動方程式を、

$$\frac{\partial U}{\partial t}+f_x=\frac{1}{h}\frac{\partial \phi}{\partial x},\quad \frac{\partial V}{\partial t}+f_y=\frac{1}{h}\frac{\partial \phi}{\partial y} \tag{58}$$

とおく。ここで、f_x、f_y：分散項以外の項である。これらを式(51)に代入すれば、ϕに関する以下のポアソン方程式



図－27　Case　1 の計算結果



図－28　Case2 の計算結果

が得られる。

$$
\begin{aligned}
\phi = {} & h^3\left(B+\frac{1}{3}\right)\left[\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{1}{h}\frac{\partial \phi}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{1}{h}\frac{\partial \phi}{\partial y}\right)\right] \\
& +\frac{h^3}{3}\left[U\left(\frac{\partial^2 U}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 V}{\partial x \partial y}\right)+V\left(\frac{\partial^2 U}{\partial x \partial y}+\frac{\partial^2 V}{\partial y^2}\right)\right] \\
& -\frac{h^2}{2}\left(U^2\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2}+2UV\frac{\partial^2 \eta}{\partial x \partial y}+V^2\frac{\partial^2 \eta}{\partial y^2}\right) \\
& +\frac{h^3}{3}Bg\left(\frac{\partial^2 H}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 H}{\partial y^2}\right) \\
& -h^3\left(B+\frac{1}{3}\right)\left(\frac{\partial f_x}{\partial x}+\frac{\partial f_y}{\partial y}\right)
\end{aligned}
\tag{59}
$$

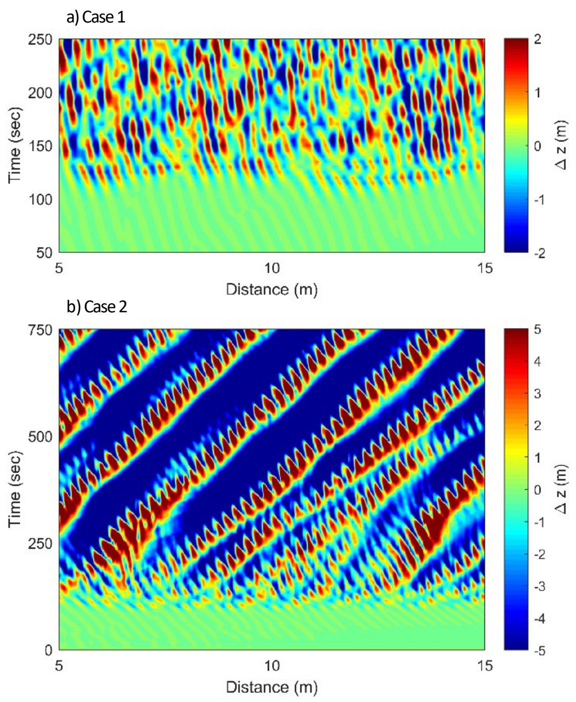
のポアソン方程式を解くことにより、非静水圧分の圧力場が求まり、これから分散項が計算出来る。通常、ブシネスクモデルは分散項に非定常項が含まれるため、時間に対して陰的に解かなければならない上に、三階の空間微分項があるために離散化が難しい。一方この方法は、時間に対する繰り返し計算を非静水圧ϕに対する空間のポアソン方程式に置き換えているため、収束方法や計算法が明確となり、かつ式(59) の空間微分階数が最大で 2 に留まるので離散化も行いやすいという大きな利点がある。

5. 3 結果と考察

5. 3. 1 数値計算結果

前章に示した計算モデルの性能を把握するために、モデルを三角波に関する井上ら[8]の室内実験に適用した。彼らは、勾配、流量、水路幅、河床材料粒径などを変化させることで、様々な条件における三角波形成の有無について調べており、水路横断方向にいくつかの列となって発生する三角波や、砂州が形成された河床における三角波の発生といった現象が報告されている。ここでは、非砂州、砂州条件となる二つの実験ケース（井上らにおける Run1 と Run3）にモデルを適用する。ここでは便宜上、それぞれを Case 1、Case 2 とする。これらのケースでは、図-26 や図-3 に示す様な三角波が形成されるとともに河床波も形成されていることがわかる。

具体的な水理条件は Case 1 が初期水路勾配 0.008、流量 15.2 l/s であり、Case 2 ではそれぞれ 0.0145、8.1 l/s である。両ケースに共通の条件として、水路長は 20 m、水路幅を 0.5 m とし、格子幅を両方向ともに 2 cm としている。境界条件としては、上流端から定常流量を与え、下流端は自由流出とするが、上下流端からそれぞれ 2 m の区間は計算の安定性を考慮して固定床と設定している。また、粒径は 1.42 mm とし、step length は粒径の 100 倍とし、交換層厚は粒径の 2 倍としている。



図—29 a) Case 1、b) Case 2 における右岸側壁付近の河床変動量の時間変化（左上、右上に伸びる模様がそれぞれ上流、下流移動している河床形態を意味している）

Case 1、2 における水面形と河床の計算結果をそれぞれ図-27、 28 に示す。非砂州条件である Case 1 では、計算初期にまず交互砂州上の河床波が表れていることがわかるが(図-27a)、これはいわゆる交互砂州よりも波長はかなり短く上流に移動しており、三次元的な遡上反砂堆である。この反砂堆が発達するにつれて水面は大きく変形し、極めて急峻な水面波が発達していることがわかる(図-27b)。この水面波は従来急流河川に見られる三角波に対応していると考えられ、本モデルにより三角波の再現が可能であることが示唆される。この段階に達すると、河床波の形状は二次元的な形状に変化すると同時に、消滅と発達を繰り返す状態(図-27c) となり、上流移動する河床波が不明確になる。河床波の移動状況を示すために、図-29 に右側壁近傍における河床変動量の時間変化を示す。この図は河床波の走時曲線を示しており、図中の左上に伸びる縞状のコンターが上流移動を示し、右上に伸びるものは下流移動する河床形態を意味する。図より、Case 1 においては、波長の短い上流移動する河床形態のみが卓越していることがわかる。また、左上に伸びる同一の縞線上で、河床変動量が増減を繰り返しており、河床波が発達と消滅を繰り返していることがわかる。

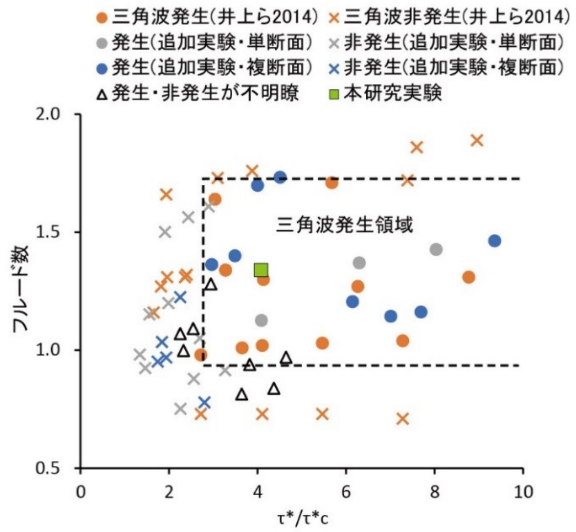
一方、交互砂州形成条件である Case 2 は、比較的川幅が広い条件であるためか、図-28a からわかるように計算

初期には水路横断方向に複数の三角波が形成されている。計算が進むにつれて、この複数列の三角波はCase 1 と同様に二次元的な形状に変化する(図-28b)。さらに時間が経過すると、これらの反砂堆よりも明らかに波長の長い河床波が表れるが(図-28c)、これは交互砂州に対応する。この段階になると、下流に移動する自由交互砂州と上流に移動する反砂堆が共存する形となる。河床形状の時間変化である図-29 を見ると、左上に伸びる上流側に移動する成分と右上に伸びる下流側へ移動する成分が表れており、前者が反砂堆、後者が交互砂州に相当する。交互砂州が形成された時の反砂堆形状は比較的二次元的であるが、図-28c を見ると砂州の瀬に比較的明瞭な反砂堆とそれに伴う三角波が形成されている。この初期に複数列の三角波が発生する様子と、その後砂州の形成によって三角波の発生状況が変化する様子は、図-26 に示す井上ら[8] の実験結果とも定性的には一致している。

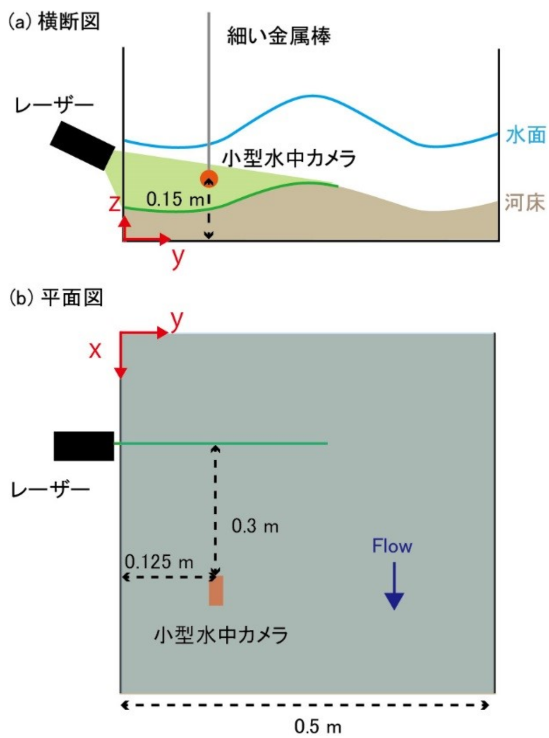
5. 3. 2 考察

本数値計算結果を井上ら[8] の実験結果と定性的に比較すると以下のことがいえそうである。まず、本計算モデルは、水理条件を変化させると、実験と同じように異なる波長、横断方向の列数を持つ三角波が計算されている。これは、本モデルを用いることで、実際に様々な条件で発生する三角波の特性や発生条件などをより議論できる可能性がある。また、上述したように本モデルは、実験で見られたような三角波−反砂堆と交互砂州の同時形成を計算可能である。この反砂堆と共存する砂州の波長は実験では3.8 m 程度であったのに対して、計算では4-5 m 程度であり、実験結果を良好に再現しているといえる。これらは一般的に河川に適用される数値計算モデルでは表現出来ない点であり、ここで構築したモデルの優位性を示している。

しかし一方で、計算結果と実験結果に乖離がある点として、以下の事柄があげられる。まず、計算された反砂堆の波長は実験よりも長い。実験ではCase 1、 2 の条件における反砂堆の流下方向波長はそれぞれ 22.5 cm、 17.5 cm であったのに対し、数値計算ではそれぞれ 35 cm、 27 cm 程度であった。また、実験における反砂堆は全て流下反砂堆であったが、計算された反砂堆は全て上流側に移動しており、実験結果を再現していない。さらに、実験においては、砂州が形成されない限り、横断方向にいくつかの列を持った反砂堆が比較的維持され得るが、数値計算結果においては、初期に形成された多列の三次元反砂堆は時間の経過とともに二次元的な形状に移行する。これらの点については、計算モデルが流下反砂堆を適切に再現出来ていないことに原因があると思われる。三角波の再現にはその発生原因となる流下反砂堆を合理的に再現する必要があるが、そのためには、5.1 で示したように、河床せん断力の評価が重要となる。今後は、この点をモデルに反映させ、より高精度かつ汎用性の高いモデルへと改良を行うとともに、現地スケールの現象に適用し、モデルの有用性について議論する必要がある。

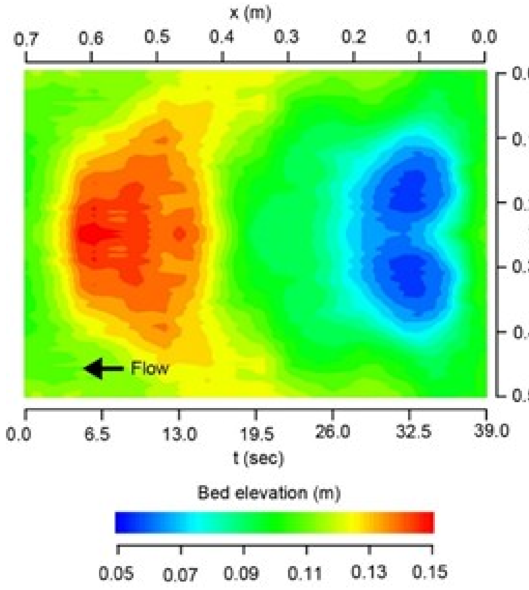


図−30 三角波の発生区分図

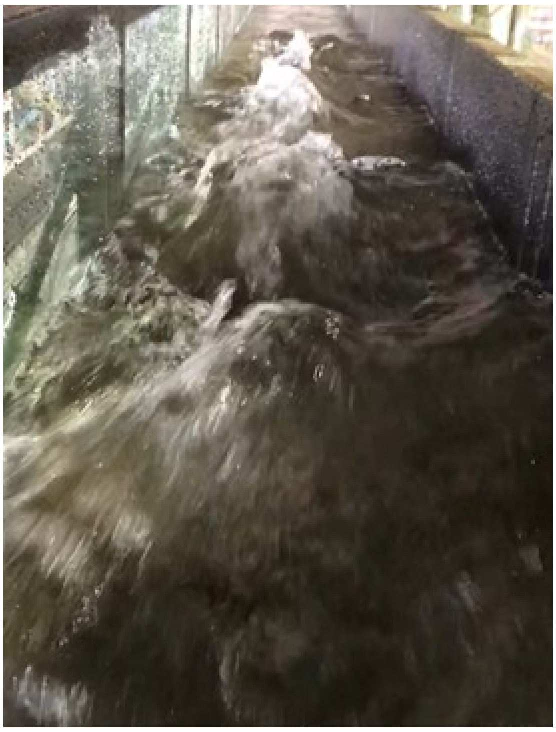


図−31 移動床実験における河床形状の観測イメージ

6. 三角波形成時の河床・水面形状と内部流況の計測



図－32　移動床実験で計測した反砂堆の河床形状
（左岸側は計測した右岸側の対称としている）



図－33　固定床実験における三角波

射流下の流路では、反砂堆の上の水面が河床と同位相となるため、三角波と呼ばれる大きな水面波が形成される。三角波の形成は、内部流速を局所的に変化させ、ブロックの不安定化に寄与することが指摘されている [10]。本研究は、ブロックの設計法に関する基礎データを取得することを目的に、三次元的な反砂堆の河床形状、その上の水面形状と空間的な流速場の計測を実施した。

6. 1 実験方法

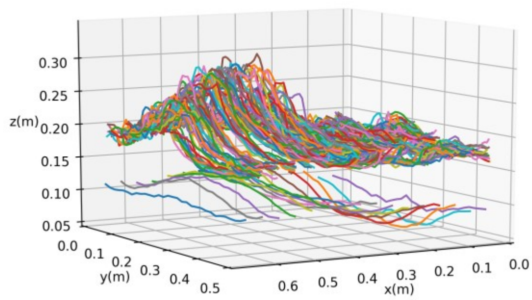
水路は長さ 25 m、幅 0.5 m、勾配 0.018 の直線水路であり、流量は 60 ℓ/s、移動床実験で使用された河床材料の粒径は 5 mm（単一砂）、初期砂礫床の厚さは 0.1 m、給砂は上流端河床が動的平衡となるように実施した。

移動床実験の初期平坦河床状態における水深は 0.094 m、フルード数は 1.34、無次元掃流力 τ_*は 0.204 であり、三次元的な反砂堆とそれに伴う三角波が発生しやすい領域に位置する（図-30）。なお、図-30 は既往実験 [8]とその後に筆者らが行った追加実験を再整理したものである。図-30 より、複断面であっても単断面と同様の領域区分で三角波発生領域を整理できることがわかる。

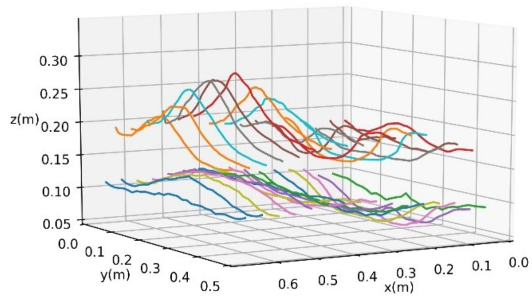
6. 1. 1 移動床実験における河床の計測

水面と河床面の動的な計測方法として、レーザーシートを水路上方から照射し、水面と河床面における反射光を水路上方に設置したカメラにより撮影し、画像解析により標高を算出する方法がある [34]。しかし、三角波の水面には白波が立つため、河床面の反射光を撮影しにくい。そこで本

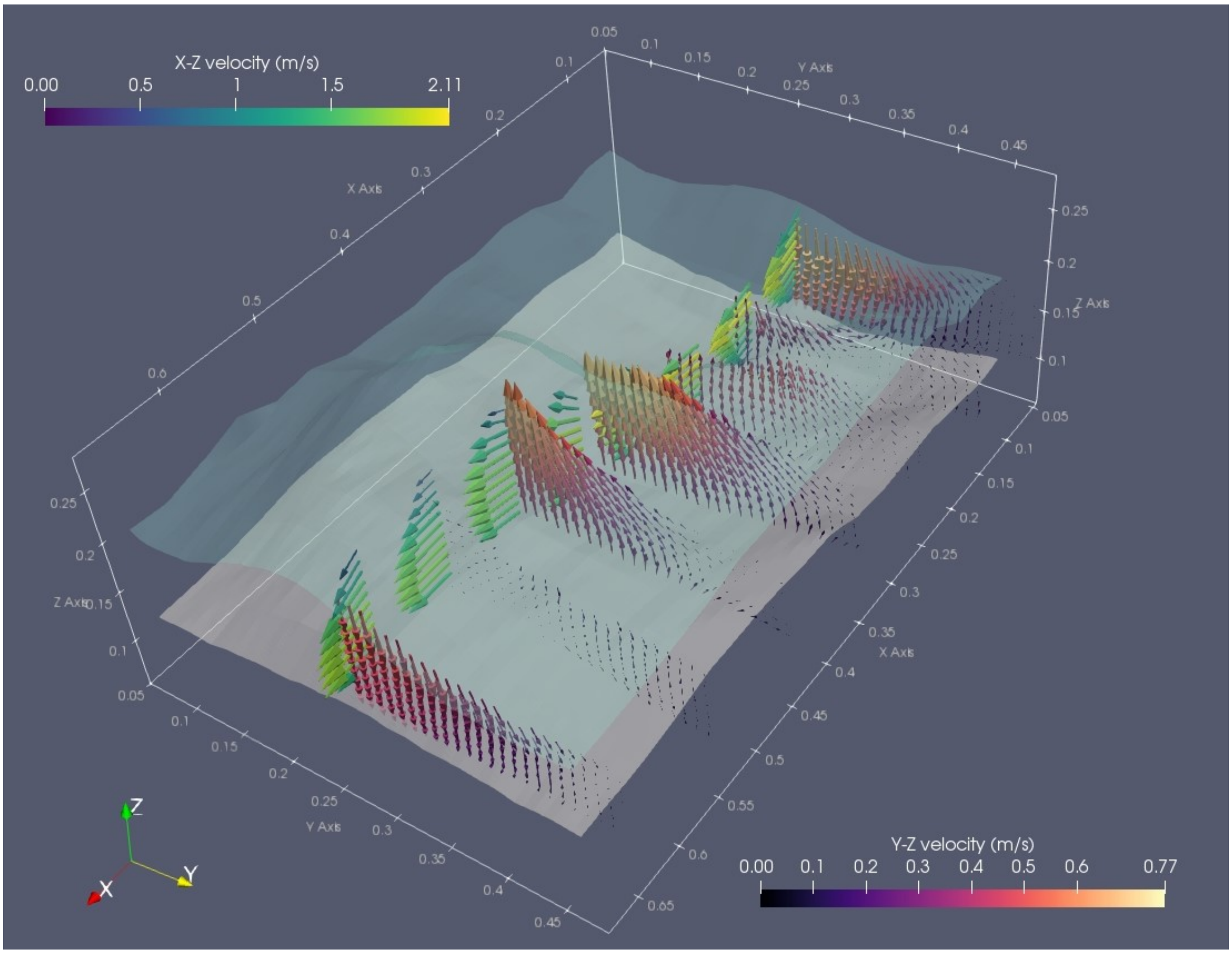
(a) 全データ



(b) 時間平均



図－34　固定床実験で計測した水面形状



図―35　固定床実験で計測した流速分布

（x-z 方向の流速ベクトルの長さは、y-z 方向の流速ベクトル長さの半分で描画している。）

研究では、ガラス製の側面から斜めにレーザーシートを照射し、レーザーシート照射断面の下流側に小型水中カメラ（Panasonic HX-A1H、直径 25 mm、長さ 83 mm）を細い棒を用いて設置し、河床面の反射光を撮影した（図-31）。下流側に設置した理由は、射流場であるため上流へ影響が伝播しづらいと考えたためである。

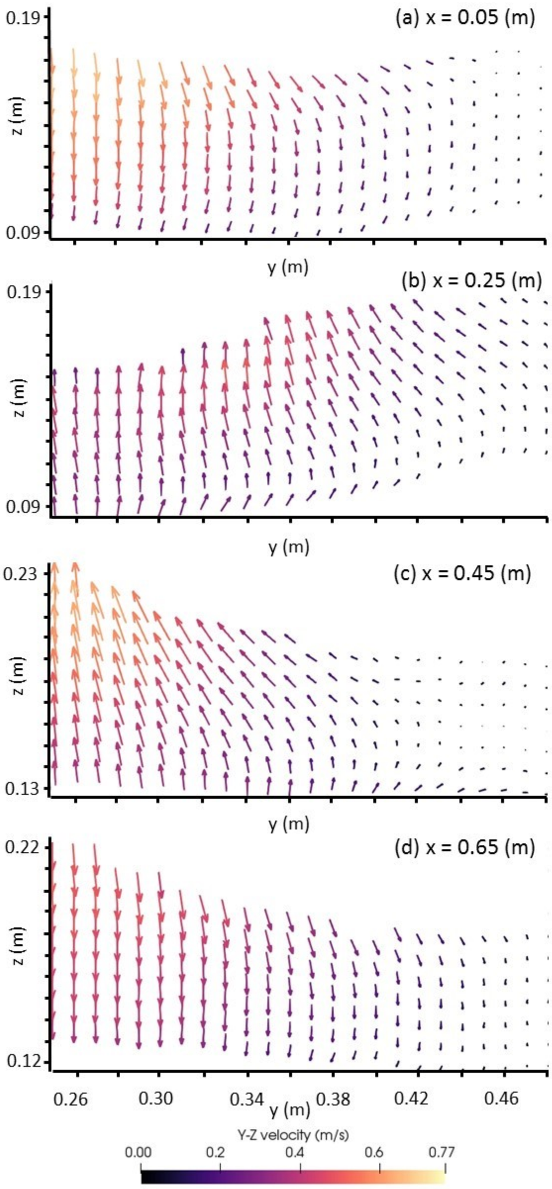
撮影した画像の歪みと角度は別途撮影したキャリブレーションボードを用いて補正し、輝度の変化が最も大きい位置を河床面として河床高を算出した（光切断法）。本研究実験において反砂堆はゆっくりと流下するため、同じ断面を時系列的に連続撮影することで、三次元的な河床形状を計測した。

6. 1. 2 固定床実験における水面形・流速分布の計測

固定床実験の河床は、移動床実験で測定した河床形状を基にモルタル床を作成し、その上に粒径 5 mm の砂を貼り付け、移動床実験と粗度が近くなるようにした。

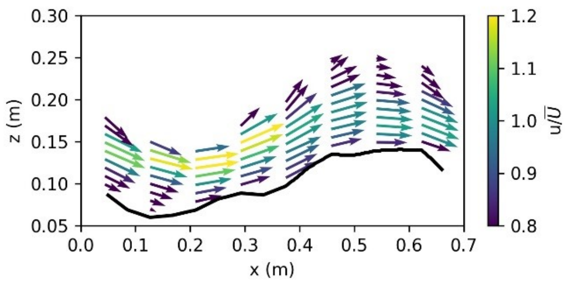
図-31 に示すように、移動床実験における河床の計測範囲はレーザーシートが届く水路の半分程度である。そこで、y = 0 ～ 0.25 m までの計測データが水路中央で対称であるとして、y=0.25 ～ 0.5 m の固定床を作成した。流下方向には、同じ形状の反砂堆を 10 波長作成し（1 波長 0.7 m）、その上下流は平坦床とした。計測は上流側から 5 波長目の反砂堆を対象に実施した。

水面形は、水路上方から水面に向け横断方向にレーザーシートを照射し、水面における反射光をデジタル一眼レフカメラ（Canon 5D mark-Ⅲ）を用い、一断面につき 1/6 秒間隔で 2 秒間撮影し、河床と同様に光切断法を用いて水位を算定した。固定床実験では反砂堆が移動しないため、レーザーシートを x 方向に 0.043 m 間隔で移動させることにより、三次元的な水面形状の計測を行った。カメラはレーザーシート断面の下流 0.3 m、水面から約 0.3 m 上方の大気中に設置し、レーザーシートとカメラは同時に移動させ、相対位置が変わらないようにした。流速は、二次元

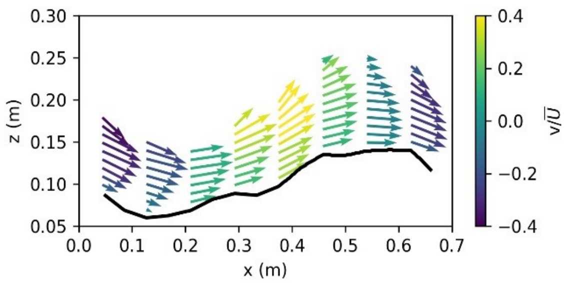


図－36　y-z 平面の流速分布

（a）流下方向流速



（b）鉛直方向流速



図－37　局所流速と平均流速の比

の電磁流速計を用いて、x – z 方向と y – z 方向を別々に計測した。三次元流速計ではなく二次元流速計を用いた理由は、二次元流速計のセンサー部が三次元流速計のセンサー部よりも小さく、流れに与える影響が小さいためである。

x – z 方向の流速分布は、水路中央（y = 0.25 m）の流下方向断面に沿って、x 方向に 0.083 m 間隔、z 方向に河床から水面まで 0.01 m 間隔で計測した。y – z 方向の流速分布は、x 方向に 0.05 m、y 方向に 0.01 m、z 方向に河床から水面までの 0.01 m 間隔で計測した。計測は 1 地点につき 0.01 秒間隔で 60 秒間を行い、その平均値を用いた。

6．2．1 三次元反砂堆の形状

図-32 に移動床実験で観測された三次元的な反砂堆の河床高を示す。波高は約 0.1 m、波長は 0.7 m、一波長が観測断面を通過するのにかかった時間（周期）は 39 秒であった。なお、移動床実験の反砂堆と三角波は 10 分～20 分程度の周期で発達と減衰を繰り返しており、計測は反砂堆が十分に発達している時間帯に行われた。

一般的に、反砂堆は上流に移動し、上流向き斜面（トラフからクレストまでの面）と下流向き斜面（クレストからトラフまでの面）の長さが大きく変わらず、正弦波に近い形状を有する。しかし、今回計測された反砂堆は、波速 0.018 m/s で流下しており、上流向き斜面の長さが（約 0.5 m）、下流向き斜面の長さ（約 0.2 m）に比べ長く、正弦波とは異なる形状をしていた（図-32）。

クレストの平面形状は、下流に向きに弧を描く三日月型であり、横断方向中央（y = 0. 25 m）で最も標高が高く、側壁に向かい低下した（図-32）。トラフも同様に下流に向きに弧を描いているが、最深部は中央ではなく、少し側壁側（y = 0.18 m 及び 0.32 m 付近）に位置した。

6．2．2 三角波の水面形状

図-33 に示すように、モルタルで作成した反砂堆起伏の上には、流下方向に連続した三角波が形成された。この三角波は、定性的な観測ではあるが、移動床実験で発生した三角波と同じ形状をしていた。三角波は時間的に細かく振

動していたが（図-34a）、2 秒間（12 データ）の時間平均をとると反砂堆起伏と概ね同位相であり（図-34b）、その波高は 0.14 m、波高水深比（平坦床の水深に対する波高）は 1.49 であった。なお、移動床で見られた 10～20 分周期の波高の発達・減衰は顕著でなかった。

移動床実験で用いた 60 ℓ/s と異なる流量を与えた場合、水面波は形成されるが波高水深比は小さくなることを予備実験で確認している（例えば、流量 90 ℓ/s における波高水深比は 0.76）。このことから水面波の発生にはその流量に見合った反砂堆起伏を必要としないが、三角波のように水面波高が増大するためには、既往研究[26]で指摘されているように、水面における斜め交錯波と反砂堆の波長が一致し、両者が共鳴する必要があると考えられる。

6. 2. 3 流速分布と三角波・反砂堆の関係

遡上反砂堆では、上流向き斜面の流速が下流向き斜面の流速より小さくなる。この結果、下流向き斜面で侵食された土砂が上流向き斜面に堆積し、反砂堆は上流へ移動する[35]。一方、流下反砂堆では、下流向き斜面の流速が上流向き斜面の流速より小さくなる。この結果、上流向き斜面で侵食された土砂がトラフに堆積し、反砂堆は下流へ移動する[35]。図-35 に示した本研究実験の x － z 方向流速を見ると、流速の最大値は x＝0.25 ～ 0.35 m 付近の上流向き斜面に現れており、流下反砂堆の特徴を示している。また、流下方向流速が加速される x＝0.25 ～ 0.35 m 付近において上昇流が発生しており、この地点でブロックの不安定化が顕著になると予想される。

次に、図-35、36 に示した y － z 方向流速の水面付近を見ると、x＝0 ～ 0.15 m 付近の下流向き斜面では、流れは鉛直下向きかつ側壁方向へ向かっている。この流れは x＝0.25 m 付近で側壁に衝突し、向きが逆転する。鉛直上向き水路中央へ向かう流れは、x = 0.35 m 付近で加速し、x = 0.45 m 付近で水面を急激に上昇させる。この結果、図-33 に示したような砕波を伴う三角波が生じたと考えられる。その下流側のクレストの頂部付近（x＝0.55 m）では、y － z 方向の流速は小さくなり、x = 0.65 m 付近で流向が再度逆転し、鉛直下向き・側壁へ向かう流れへ変化する。以上のことから、水面付近の流れは、側壁に衝突しながら左右・上下の向きを変え、クレスト頂部付近で交差していると考えられる。

一方、底面付近では、上昇・下降といった鉛直方向の流れの向きは水面付近と変わらないが、横断方向の流れの向きは水面付近と逆になっている。x＝0 ～ 0.15 m (図-36a) では水路中央に集まるように流れており、これが図-32 のトラフで見られる中央部が若干高く、最深部が中央部より少し離れた位置に生じる要因と考えられる。また、x = 0.25m ～0.45 m 付近では側壁に向かう流れが生じており（図-36b、c）、これがクレストを三日月型に変形させていると想定される。ただし、本研究は三次元化した後の河床を用いているため、この底面付近の流れが二次元反砂堆の三次元化に寄与したのか、三次元化した後に生じたのかは不明である。今後、二次元反砂堆や三次元化している途中の反砂堆の流速分布の把握が待たれる。

6. 2. 4 局所流速とブロックの安定性

護岸の力学設計法では、単体ブロックの滑動、転動を、平坦固定床上を想定した力の釣り合いから求め、ブロックの必要重量は流速の 6 乗に比例する式を導いている。なお、群体ブロックの場合も補正係数が付加される以外は同じ式になるため、ここでは基本となる単体ブロックを対象とする。ブロックに作用する流速は一次元計算により算定され、一次元計算に含まれない要素は割り増し係数として加味される。

図-37 に流下方向と鉛直方向の局所流速と平均流速の比を示す。ここで、平均流速は、平坦河床における流下方向の平均流速であり、マニングの流速公式より求めたものである。これを、護岸の力学設計法[2]の一次元計算によって算定される流速と考えると、図-37 に示した比が反砂堆の影響による割り増し係数と捉えることができる。

図-37a に示した u/U の最大値（1.2）を割り増し係数とすると、反砂堆が形成された場合のブロックの必要重量は、平坦固定床上のブロックの必要重量の約 3 倍(1.2^6=2.986) となる。この値は、反砂堆の形成によってブロックの必要重量が、平坦固定床時の約 3.5 倍になるという岩崎らの実験結果[10]に対し 15 %の過小評価となった。

この要因として考えられるのは流速の時間的な変動である。図-34 a)に示したように三角波は振動しており、この影響で瞬間的な流速は図-37 a)に示した一分間の時間平均値より大きなものとなる。この瞬間的な流速がブロックの移動を規定している可能性がある。もう一つ考えられる要因は上昇流の影響である。岩崎らの実験では、反砂堆の上流向き斜面を加速しながら上昇する流れによりブロックがめくれ、転動するケースが多く見られた[10]。しかし、既往設計法[2]において、揚力は流下方向流速の 2 乗に揚力係数をかけることで算定されており、上昇流の影響は含まれていない。図-37 b)を見ると、鉛直方向流速と平均流速の比は最大 0.4 程度あり、この影響をブロックの設計にどのように反映させるかが次の課題となる。

7. 結論

本報告では、まずこれまであまり知られていなかった三角波の発生について幅広い条件下における系統的な実験を実施し、その結果を整理した。実験結果より、三角波の発生には反砂碓の発生が重要な役割を担っていること、三角波は縦断方向だけでなく横断方向にも列を伴って発生し、低水路中央のみならずより広い範囲において発生しうることが示唆された。また、反砂碓と三角波は交互砂州と同時に発生可能であり、砂州の影響によって三角波の発生位置もまた変化することが確認された。本実験で得られた三角波の波数を、長谷川らの理論と比較したところ良好な結果が得られた。これは、反砂碓と水面固有の斜め交錯波が共鳴することで三角波が発生するという長谷川らの主張を支持する結果である。一方で、発生・非発生が分かれる原因等については、今後より深い検討が必要である。

この結果を踏まえ、三角波の発生が河川管理上どのようなリスクをもたらし得るかについて、護岸や護床工等のブロック構造物の安定性に着目した単純な水理実験により検討した。実験結果より、三角波が発生すると、局所的な高流速や上昇流が発生し、ブロックが移動しやすくなることを示した。従来、護岸等の力学的な安定性の照査に用いられる護岸の力学設計法では、このような三角波の発生に伴う流れの変化を考慮していないため、設計ブロック重量を過小評価する可能性がある。また、三角波が発生しやすい急流河川における護岸等の構造物の被災事例の解釈に有用な知見を与える可能性がある。

ブロック形状に着目し、高速流下においてブロック形状がブロックの安定性に与える影響を把握する実験を実施した。また、局所流や上昇流を考慮したブロックの力の釣り合い、モーメントの釣り合いを求め、ブロックの安定条件について考察した。

その結果、ブロックの安定性はブロック形状によって顕著な差を示し、中空型ブロックが最も安定性が高いことが実験から分かった。また、ブロックが移動する時の形態を滑動と転動とに区別すると、ブロック重量や水理条件によって移動形態を整理しうることが分かった。

以上の結果をもとに、局所流と上昇流を考慮してブロックの安定性を考察した。護岸の力学設計法[2]に対して、局所流と上昇流を考慮したモデルは実験結果におおむね一致した。よって、ブロックの安定性に局所流や上昇流が大きく影響していることが明らかとなった。

次いで、理論の面から現象を考察した。まず、原形ブシネスク方程式と非平衡流砂モデルを組み合わせて、三次元反砂堆の不安定性について線形安定解析により検討し、得られた反砂堆不安定性と三角状水面波列が観測された実験結果を比較した。その結果、構築したモデルは三次元反砂堆不安定性の一部を表現することが明らかとなった。この不安定性を実験と比較したところ、三角状水面波列実験と概ねよい関係が得られた。一方で、横断方向波数が大きい領域に不安定性が存在すること、実験結果の波長を長く表現すること等の欠点も示唆されるため、今後は高次ブシネスクモデルや三次元モデルを用いた検討が必要である。また、数値計算により非線形領域の挙動についても明らかにしたいと考えている。

続いて、高流速条件下において発生する三角波を数値的に再現する手法について述べた。三角波を再現するためには、河床に形成される反砂堆を再現することが重要である。本研究では、比較的河川流－河床変動解析に扱いやすいことを狙い、流れの水深積分モデルである平面二次元ブシネスク方程式と非平衡掃流砂モデルを組み合わせたモデルを構築し、これを三角波に関する系統的な室内実験[8]に適用した。その結果、構築したモデルは、三次元的な反砂堆の形成とそれにより発生する三角波を計算可能であることが示された。また、このような水面－河床の変動と同時に、従来のモデルでも解析可能な交互砂州の形成も計算可能であることを示した。

計算結果や実験結果を見ると、交互砂州が形成されている場合、三角波は水路中央よりも、より側壁にそった形で形成される。我が国において、交互砂州は一般的に見られる河川地形であり、この結果は、低水路河岸近傍においても三角波が発生することを示唆している。低水路河岸沿いに発生する三角波は、低水路護岸等河川構造物の被災リスクを増大させるものであり、そのようなリスクに関する検討、また水理量の推定において本モデルが適用できる可能性がある。本検討により、再現が難しい点も明らかとなったが、それらを改善しつつ、高流速とともに発生する特徴的な現象である三角波の再現性を改善していきたいと考えている。その上で、計算モデルを現地スケールの急流河川に適用し、モデルの性能を議論するとともに、計算結果から予期される三角波の発生条件、発生箇所、発生した際の流速などを用いて、具体的な高速流対策につなげていきたい。

最後に、反砂堆周辺の流れ場に関する関する基礎データを取得することを目的に水理実験を行い、三次元的な反砂堆の河床形状、その上の水面形状と空間的な流速場の計測を実施した。また、反砂堆周辺の上昇流や局所流を考慮したブロックの安定性について検討した。実験結果から、三次元的な反砂堆は下流側に弧を描く三日月型の形状をしており、既往研究[36]で用いられた正弦波と比べると、トラ

フからクレストまでの上流向き斜面が、下流向き斜面より長いことが確認された。流れに着目すると、三次元的な反砂堆上の流れは、側壁に衝突しながら斜めに流れており、トラフからクレストへ向かう斜面で加速しながら水路中央に集中し、水面を急激に上昇させ、三角波を発生させることが確認された。また、反砂堆上の流下方向の局所流速 u と平坦固定床状の平均流速の比は最大 1.2 となった。この値を反砂堆による割り増し係数と考え、必要重量を算定したところ、既往実験の必要重量に対し 15 %の過小評価となった。今後、この過小評価の主な原因と考えられる鉛直方向流速の影響を考慮したブロックの安定性評価手法を開発するとともに、群体ブロックの安定性についても検討する必要がある。

参考文献

1) 山口甲：日本一の急流都市河川　豊平川、(財) 河川環境管理財団北海道事務所、pp.126-130、2005.
2) 国土開発技術研究センター編：改訂護岸の力学設計法、山海堂、pp.1-153、2007.
3) 北海道開発局札幌開発建設部：石狩川流域誌、pp.1-132、2010.
4) 芦田和男、道上正規 ：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究、土木学会論文報告集、Vol. 195、pp.59-69、1971.
5) 黒木幹男、岸力：中規模河床形態の領域区分に関する理論的研究、土木学会論文集、第 342 号、pp.87-98、1984.
6) 長谷川和義、山口甲、伊賀久晃、辻珠希：急勾配河川における三角状水面波列の発生条件について、平成21年度土木学会北海道支部論文報告集、第66号、B-1、2007.
7) Hayashi, T. : Formation of dunes and antidunes in open chan-nels, Journal of Hydraulic Division, Proc. of ASCE, Vol. 96, No.HY2, pp.357-366, 1970.
8) 井上卓也、長谷川和義、渡部靖憲、船木淳悟：三次元的な反砂堆上の水面波に関する実験的研究、土木学会論文集 A2（応用力学)、Vol.71、No.2、pp.I_739-I_746、2015.
9) 土木学会水工学委員会平成 19 年台風 9 号出水調査団：平成１９年台風９号出水の調査と今後の河川維持管理のあり方に関する調査研究、河川整備基金助成事業報告書、2007.
10) 岩崎理樹、井上卓也、矢部浩規 ：三角波発生条件下におけるブロック安定性に関する実験、土木学会論文集 B1(水工学) Vol.74、No.4、pp.I_1207-I_1212、2018.
11) 井上卓也、岩崎理樹、矢部浩規：三角波形成時の河床・水面形状と内部流況の計測、土木学会論文集 B1（水工学)、Vol.75、No.2、pp.I_451-I_456、2019.
12) 重枝未玲、秋山壽一郎、石原仁：常流あるいは射流中に置かれた水没柱状物体に働く流体力、土木学会論文集 B1（水工学)、Vol.62、No.2、pp.I_889-I_894、2006.
13) 細田尚、余越正一郎、岩佐義朗：三次元波状路床上の流れに関する解析、広島大学工学部研究報告、Vol.33、pp.47-51、1983.
14) 細田尚、村本嘉雄、宮本雅章：水深積分モデルによる波状路床上の流れの底面せん断応力解析、土木学会論文集、No.558/II-38、pp.81-89、1997。
15) Nakagawa, H. and Tsujimoto, T.: Sand bed instability due to bed load motion, Proc. of ASCE, Vol.106, HY12, pp.2029- 2051, 1980.
16) Parker, G.: Sediment Inertia as Cause of River Antidunes, Journal of the Hydraulics Division, Vol.101, Issue 2, pp.211-221, 1975.
17) 音田慎一郎、細田尚：水深積分モデルによる小規模河床波の発生・発達過程と流れの抵抗則の数値解析、水工学論文集、第 48 巻、pp.973-978、2004.
18) 井上卓也、岩崎理樹、音田慎一郎：流れの水深積分モデルと非平衡流砂モデルによる反砂堆不安定性、土木学会論文集 A2（応用力学)、Vol.72、No. 2、pp.I_565-I_574、2016.
19) 内田龍彦、福岡捷二：浅水流の仮定を用いない水深積分モデルによる種々な小規模河床形態の統一的解析法の構築、土木学会論文集 B1(水工学）、Vol.69、No.4、pp.I_1135-I_1140、2013.
20) 泉典洋、佐藤博重：掃流砂の非平衡性を考慮した河床デューンの線形安定解析、北海道河川財団研究所紀要、XVIII、2007.
21) Wong, M. and Parker, G.: Reanalysis and Correction of Bed-Load Relation of Meyer-Peter and Muller Using Their Own Database, Journal of Hydraulic Engineering, Vol.132, Issue 11, pp.1159-1168, 2006.
22) Hasegawa, K.: Universal bank erosion coefficient for meandering rivers, Journal of Hydraulic Engineering, Vol.115, Issue 6, pp.744-765, 1989.
23) 黒木幹男、村井禎美、岸力：小規模河床形態と中規模河床形態の共存について、水理講演会論文集、第 29 巻、pp.461-466、1985.
24) Colombini, M. and Stocchino, A.: Three-dimensional river bed forms, J. Fluid Mech., Vol.695, pp.63-80, 2012.
25) 井上卓也、長谷川和義、渡部靖憲、船木淳悟：三次元的な反砂堆上の水面波に関する実験的研究、土木学会論文集 A2（応用力学)、Vol.71、No.2、pp.I_739-I_746、2015.
26) 長谷川和義：渓流の淵・瀬の水理とその応用、水工学に関する夏期研修会講義集、33-A-9、pp.1-22、1997.
27) 山田正、池内正幸、堀江良徳：不規則底面をもつ開水路流れに関する研究、水理講演会論文集、第 28 巻、 pp.149-155、1984.
28) 灘岡和夫：最近の非線形分散性波動理論の新展開、水工学に関する夏期研修会講義集、31-B-3、pp.1-21、1995.
29) Yokokawa, M., Hasegawa, K., Kanbayashi, S., and Endo, N. : Formative conditions and sedimentary structures of sandy 3D antidunes: an application of the gravel step-pool model to fine-grained sand in an experimental flume, Earth Surface Processes and Landforms, Vol.35, pp.1720-1729, 2010.
30) Madsen, P.A. and Sørensen, O.R.: A new form of the Boussinesq equations with improved linear dispersion characteristics. Part 2. A slowly-varying bathymetry, *Coastal Eng.*, Vol.18, pp.183-204, 1992.
31) 岩崎理樹、井上卓也、矢部浩規：三次元反砂堆のモデル化：

三角状水面波列との関連性、土木学会論文集 B1(水工学)、Vol.73、No.4、pp.I_901-I_906、2016.
32) Jang, C. and Shimizu, Y.: Numerical simulations of the behavior of alternate bars with different bank strengths, *J. Hydraul. Res.*, Vol.43, pp.596-612, 2005.
33) 鴫原良典、藤間功司：津波数値解析における分散波理論モデルの適用性と新しい数値計算法の提案、土木学会論文集 B、Vol.63、No.1、pp.51-66、2007.
34) 星野剛、安田浩保、利根川明弘：動的光切断法を用いた河床波形成過程における水面・水底面の幾何学形状の計測、土木学会論文集 B1(水工学) Vol.72、No.4、pp.I_883-I_888、2016.
35) Gary Parker : Morphodynamics e-book, 2004.
36) 長谷川和義：底面起伏をもつ水路における射流の特徴、都市域急流河川の流れと河床変動の数値解析に関するシンポジウム、pp.147-158、1994.

1.2　近年顕在化・極端化してきた水災害に対する防災施設設計技術の開発

1.2.1　浸透に対する河川堤防の点検・評価・対策手法に関する研究（その１）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）
研究担当者：佐々木哲也、石原雅規、青柳悠大

【要旨】
降雨や河川水が堤防へ浸透することにより、法面が崩壊し、場合によっては決壊することがある。このような法面の崩壊は、進行性を有していることがあるが、進行性を考慮した浸透安全性評価手法等は実用化されていない状況にある。そこで、本研究では、進行性を考慮した浸透安全性評価手法や対策の優先順位付け、合理的な対策工の設計・施工法・維持管理方法を提案する予定である。これまで、大型模型実験を行うことにより降雨及び河川水による堤体への浸潤挙動やそれに伴う進行性破壊のメカニズムを詳細に把握した。この結果を踏まえ、浸潤挙動をより高い精度で再現できる解析手法に関する検討を行うとともに、進行性を評価可能な新たな円弧すべり計算法を提案した。また、平成 30 年度から、模型実験により、ドレーン工及び礫混合土を用いた対策による進行性破壊抑制効果を確認し、対策工法の設計法の構築を始めているところである。

令和２年度には、レーン工や礫混合土を用いた対策の効果を検証するために、大型模型実験を実施した。また、令和元年東日本台風により漏水が発生した阿武隈川の堤防（令和元年に開削調査実施箇所）の解析的な検討を行い、本川のみならず支川からの浸透の影響を強く受けていることを明らかにした。
キーワード：河川堤防、浸透、進行性破壊、浸透流解析、円弧すべり解析、模型実験、開削調査

1. はじめに

近年降雨の局地化・集中化・激甚化による堤防被害が頻発しており、大規模な氾濫を防ぐ堤防強化が喫緊の課題となっている。これまでの堤防点検の結果から膨大な延長の安全性の不足する箇所が存在することが分かっている。そのため、優先順位をつけて、より効率的・効果的に堤防整備・管理を行い、浸透に対する安全性を向上させることが求められている。

これまでに報告されている堤防の被災事例の多くは決壊に至らない漏水や法崩れであるが、中には決壊に至った事例も存在する。法面の崩壊に関しては、一度すべりを起こした後、それ以上進行しない場合もあるが、徐々に変状範囲が拡大する進行性を有することもある。しかし現行の浸透に対する安全性照査法では、すべりの発生の可能性を評価することはできても、その進行性を考慮した評価を行うことはできず、決壊に対する安全性の評価が必ずしもできていないのが現状である。また、すべりの評価を行う上では、堤体内の浸潤挙動を正確に予測することが不可欠となるが、特に降雨の浸透に関しては予測することが難しいとの研究成果が報告されている状況にある。

そこで、本研究は、堤防の浸透破壊の進行性および降雨の堤体への浸透特性を踏まえた浸透安全性の評価技術や対策技術について研究し、要対策延長の短縮や進行性を考慮した対策の優先順位付け、合理的な対策工の設計・施工法・維持管理方法を提案するものである。

2. 浸透による進行性破壊に関する大型模型実験

2. 1 大型模型実験の概要

河川堤防の浸透に対する安全性照査においては、河川水位や降雨の外力を与えた非定常浸透流解析を実施し、得られた浸潤線をもとに円弧すべり計算を行うほか、局所動水勾配等によってパイピングや盤ぶくれの評価を行うこととなっている。しかし、実際の河川堤防の被災事例をみると、法尻の比較的浅い部分が崩壊した後、法面上部に進行する変状発生事例が把握されている。この進行性破壊は、発生条件や発生メカニズムについて未だ不明な点が多く、その評価手法は現時点では確立されていない状況にある。

これまでに法尻部を対象とした小型模型実験[1]等により、進行性破壊の発生条件（堤体材料の物性、法面勾配、法尻付近の動水勾配等）について検討を行ってきたが、堤体全体の進行性破壊をより詳細に把握するため、大型模型実験を行った。

図 2-1 に実験模型を、図 2-2、図 2-3 に堤体模型材料の物性を示す。厚さ 0.3m の基盤層（ローム）の上に、延長

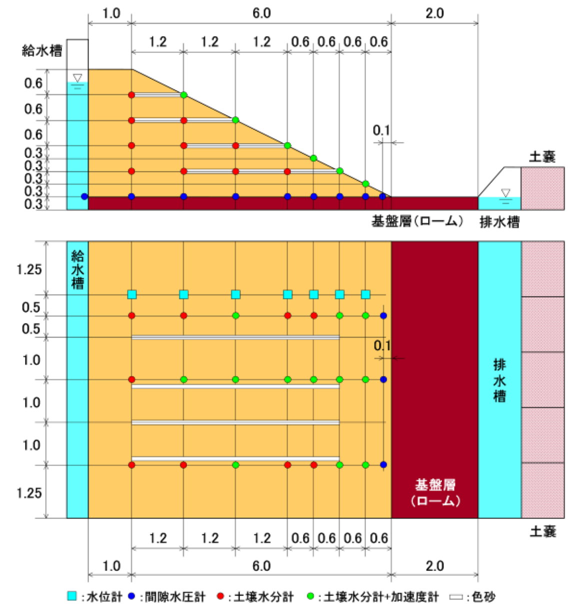


図 2-1　実験模型図

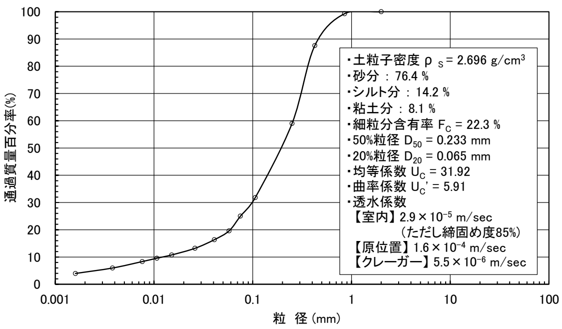


図 2-2　堤体材料の粒径加積曲線及び各種諸元

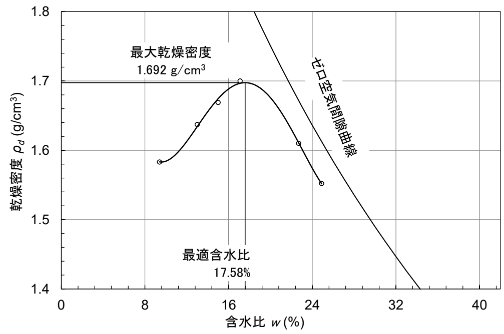


図 2-3　堤体材料の締固め曲線

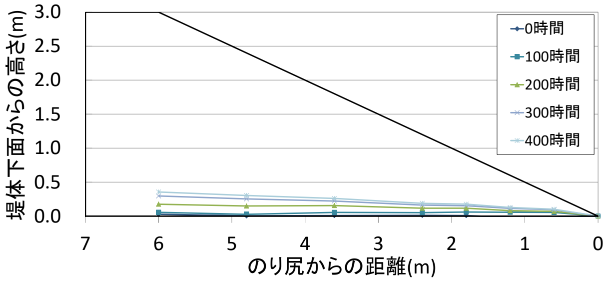


図 2-4　降雨実験の堤体内水位

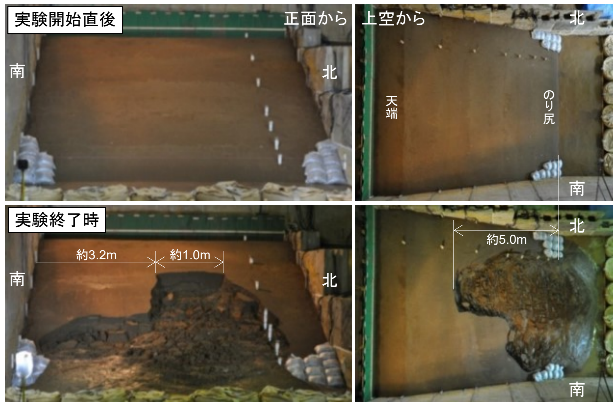


写真 2-1　実験前後の模型の状況

方向 6.5m、幅 7m（天端幅 1m、法面水平幅 6m、半断面）、高さ 3m（法面勾配 1：2）の半断面の堤体模型を、千葉県香取市産の材料を用いて、平均含水比 19.6%、平均締固め度 86.1%で構築した。堤体背後にはフィルタ材を介して水を供給するための給水槽を設けた。堤体内には、実験後の開削により堤体内の変形を確認するための色砂を敷設するとともに、堤体底部に間隙水圧計と水位計、堤体内部に土壌水分計を設置した。また模型の経時的な形状の変化を把握するため、模型正面から 2 台の静止画カメラにより 5 分間に 1 枚の時間間隔でステレオ撮影を行い、画像解析により堤体模型表面の座標を求めた。

実験前に基盤層を飽和させるため、給・排水槽に基盤層上面の深さ（基盤層下面から 0.3m）まで給水し、給・排水槽の水位を 7 日間保持した。まず、模型に 1mm/hr の降雨を 400 時間与えて各計測器で計測した（降雨実験）。その後、約 7 日間かけて十分に堤体内の水を排出した後に、基盤層上面を初期水位として、背後の給水槽に堤防模型天端-0.3m（水位 2.7m）まで約 3 時間かけて水位を上昇させ、その後は給水槽内の水位を一定に保つよう給水を行った（水位上昇実験）。水位上昇実験の開始から約 16 時間で天端付近にまで亀裂が発生し、変状進行形態が変わってきたことから、給水槽内の水位を低下させて実験を終了した。実験後は、崩壊した範囲について土層強度検査棒による貫入試験、試料採取と各種室内土質試験（粒度、密度等）を行うとともに、開削による断面の撮影・スケッチ等を行った。

降雨実験の堤体内水位の上昇過程を図 2-4 に示す。水位が最も高い法尻から 6m 位置では、100 時間まで堤体内水位に顕著な上昇は見られず、100 時間から 300 時間の間で比較的大きな上昇傾向を示し、その後は緩く上昇した。最高水位は 35cm を記録した。

写真 2-1 に水位上昇実験前後の模型の状態を示す。給水槽水位を 2.7m まで上昇させた後、約 1 時間で南から約

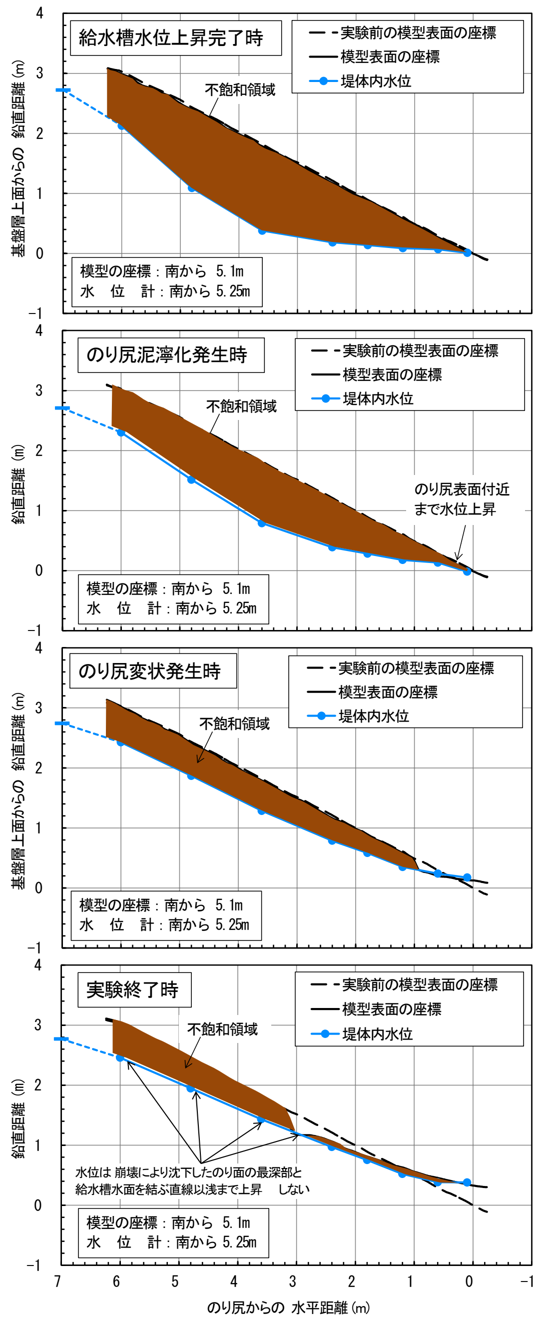


図 2-5　堤体模型表面の座標と堤体内水位の分布

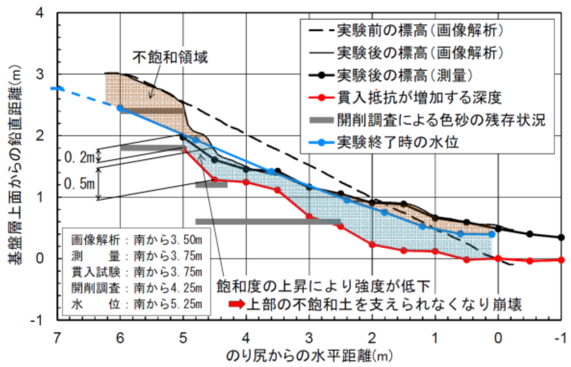


図 2-6　実験後の画像解析、測量、貫入試験、開削調査等の結果

4m 地点の法尻付近から泥濘化し始め、実験開始後 16 時間で法尻から水平距離約 5m まで変状が進行した。南から 3.2～4.2m の断面が最も変状が天端方向へ進行しており、法面の鉛直沈下量が最大で約 0.58m 生じた。図 2-5 に、画像解析により求めた南から 5.1m の断面（水位計に近い断面）における堤体模型表面の座標と、水位計（一部、間隙水圧計）により計測した堤体内水位の分布を示す。法尻が泥濘化を開始した時点で、法尻の水位が表面付近まで上昇している。しかし、その後の変状の進行中、水位は上昇するものの、崩壊により沈下した法面の最深部と給水槽水面を結ぶ直線以浅まで上昇することはなく、変状進行中は法面から堤体内水位（浸潤面）までは不飽和の状態となっていると考えられる。

実験後に崩壊範囲において土層強度検査棒による貫入試験を行った。図 2-6 に、南から 3.5～3.75m の模型表面の座標と貫入抵抗が増加した深度、南から 4.25m の色砂の残存状況、実験終了時の水位を示す。貫入抵抗の増加は、調査者の感覚によるものであるが、開削調査による色砂の残存状況と概ね一致することから、堤体土が変状した範囲の下端に対応するものと考えられる。天端に近い崩壊範囲では貫入抵抗が増加する深度が、概ね実験終了時の水位より 0.2～0.5m 程度深くなっており、水位以深の堤体土の飽和度が上昇することにより強度が低下し、水位下 0.2～0.5m の飽和した堤体土が水位以浅の不飽和土を支えられなくなり崩壊に至ったものと推測される。

2. 2　進行性破壊のメカニズム

実験により得られた水位と変状の進行をまとめると、①（4 時間目）法尻に水位が達することで変状が生じ始める。②（～12 時間目）法尻付近の水位の上昇に伴い変状範囲が拡大した。③（13~15 時間目）堤体内水位がほぼ一定であるが変状が急激に進行した。④堤体内水位が十分に低下すると変状の進行は止まる。

変状の進行に伴い変状の進行速度だけでなく、変状の進行形態も変化している。極初期の段階では、飽和している範囲のみが泥濘化していた。飽和したことや浸透流の影響により強度が低下した結果だと考えられる。その後の変状の進行に関しても、飽和した範囲の強度低下が大きく影響していると考えられるが、徐々に、法面に明瞭な亀裂が現れるようになり、法面の不飽和部分を含めた崩壊に変わっていった。亀裂が現れてもすぐに亀裂下側の土塊が下方に移動（崩壊）するわけではなく、徐々に亀裂の幅を増やしながら、高さ方向には暫く留まっているか、非常にゆっくりとした速度で下に移動する。その後、急激に下方に移動（崩壊）する。実際の変状の進行は 3 次元的に起きている

ので、位置を変えながらこのような動きが繰り返されることによって、法面上方に向かって変状が進行した。亀裂が入るのは、サクションによって高い強度が発揮されている証拠であるが、急激に下方に移動する時点では、先行して入った亀裂のために、不飽和部分はほとんど抵抗していないものと考えられる。なお、亀裂の現れる空間的な間隔は、初期ほど小さく、変状が進行するに従って大きくなる。途中からは、不飽和部分のみの崩壊も生じていた。15 時間目や 17 時間目の地表面形状にその痕跡が見られる。変状範囲の上側端部は、表面に不飽和部分があるために、急勾配の崖状になっている。不飽和部分は法面上方ほど厚いため、変状が進行するほど、崖の高さが大きくなる。ある程度高くなると、不飽和土の強度では、崖の形状を保てなくなり、不飽和部分のみの崩壊も生じるようになると考えられる。このような崖の形成自体が変状の進行に影響を及ぼしていると考えられる。13 時間～15 時間目は堤体内水位がほぼ変化していないにもかかわらず変状が進行するのは、飽和して強度の低下した堤体土の上に、崖による偏土圧が作用しているためだと考えられる。このような連鎖的な崖の崩壊がある程度の時間をかけて進行する理由は、崩壊直後一時的に、不飽和部分が堤体内水位以下にめり込み、崖の足元に強度の高い範囲ができるためではないかと推測する。時間とともに飽和していくことで、強度を失い、次の崩壊が始まると考えられる。

3. 浸透流解析に関する検討

すべりの評価を行う上では、堤体内の浸潤挙動を正確に予測することが不可欠となるが、特に降雨の浸透に関しては予測することが難しいとの研究成果が報告されている状況にある。2．で示した降雨浸透及び河川水の横からの浸透による浸潤挙動を、様々な条件による浸透流解析の結果と比較し、より正確に予測する上で今後検討すべき着目点を明らかにした。

3. 1 降雨による堤体内浸潤挙動の再現

3. 1. 1 飽和透水係数の推定

降雨定常状態における堤体内水位を把握することができれば、浸透流解析を用いて透水係数を逆算することが可能である。室内と原位置での透水係数は 1 オーダー程度異なることから、水位の発達形状に着目し、定常状態における水位及び飽和透水係数の推定を試みた。実験時における天端のり肩部の水位時系列は S 字を描くことから、図 3-1 に示す成長曲線（$y = Kb^{e^{-cx}}$）を用いてフィッティングし、定常時の天端のり肩部の水位は堤体下面から 0.36m 上方にあると推定した。この定常水位を再現可能な飽和透水係数として、表 3-1 に示す堤体部の透水係数を変化させた浸透流解析結果から、透水係数を 5.0×10E-5m/sec とした場合に最も実験水位と整合する結果となった。この透水係数の値は、事前に実施した 2 通りの透水試験結果の平均値程度である。

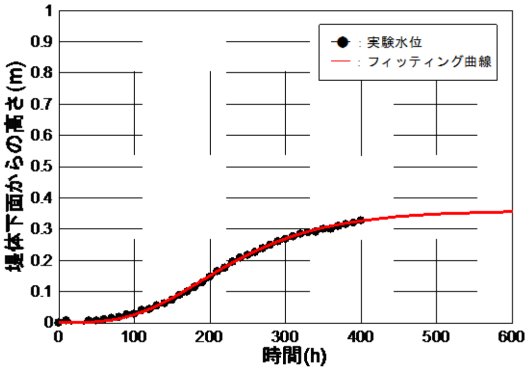


図 3-1 実験結果（のり肩部水位）

表 3-1 透水係数の違いによるのり肩水位

透水係数(m/s)	法肩部における解析水位(m)
1.00E-05	+0.99
5.00E-05	+0.37
1.00E-04	+0.23

※実験時の水位は+0.36m

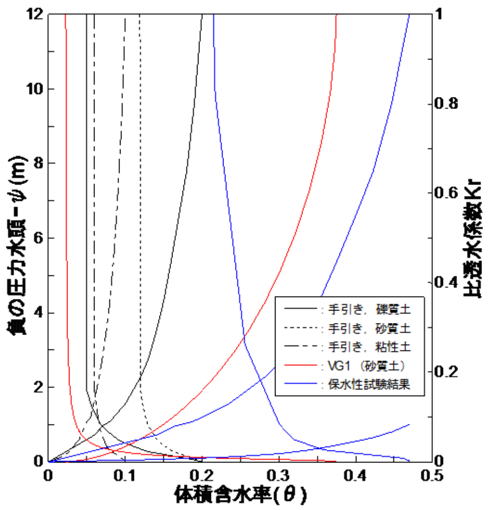


図 3-2 検討に用いた不飽和特性

3. 1. 2 不飽和特性が浸潤挙動に与える影響

「河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）」（以下、「手引き」と呼ぶ。）[2] では、礫質土、砂質土、粘性土それぞれについて図 3-2 に示す不飽和特性を与えており、飽和時の見かけの体積含水率は、礫質土および砂質土で 0.20、粘性土で 0.1 である。一方、堤体材料に使用されている土を対

象として実施した保水性試験から得られた飽和時の体積含水率は0.47であり、「手引き」と比較して大きい。そこで、浸透流解析における不飽和特性の影響を把握するため、表3-2のCASE1〜3に示すように不飽和特性を変化させ、模型実験の再現解析を行った。ここで、実施した保水性試験は、排水過程を対象としたものである。

一般的に、水分保持曲線はヒステリシスループを描き、同一サクションにおける水分保持量は給水過程で小さいことが知られていることから、降雨実験のように給水過程を対象とした実験において排水過程の不飽和特性を用いると実験結果を再現できない可能性が高い。そこで、既往文献で透水性の高い土の給水過程に対して設定されるVG モデル[3]（図 3-3）を CASE3 とした。なお、堤体土の透水係数は5.0×10E-5m/sec とし、CASE2 に置ける θ〜kr 関係は、「手引き」の砂質土を参考に、飽和の体積含水率を 0.47 に引き伸ばした。検討結果を図 3-4 に示す。CASE1 および CASE2 において、法肩部の水位は上に凸の曲線を示し、実験水位と挙動が大きく異なる一方、CASE3 では、実験と比較して、やや大きな水位を示すものの、S 字の発達形状は同様である。これは、VG モデルの不飽和特性が、降雨開始後初期段階の体積含水率の低い状態において透水性が低いことによるものと考えられる。

3. 1. 3 透水係数の異方性が浸潤挙動に与える影響

築堤では、撒出し・転圧を繰返すことから、一般的には、水平方向の透水性が鉛直方向よりも大きくなると考えられる。模型も同様の作製方法であることから、「手引き」、「保水性試験結果」、「VG モデル」の 3 つの不飽和特性に加え、鉛直方向の透水係数を水平方向の 1/5 倍、 1/10 倍と変化させ、透水係数の異方性を考慮した検討を実施した。各ケースの条件は表 3-2 に示すとおりである。図 3-4 に示す検討結果より、「手引き」および「保水性試験（排水過程）結果」の不飽和特性では、浸潤面の発達形状が再現できないが、「VG モデル」の不飽和特性を用いることで、CASE3b'において実験水位と整合する結果となる。ただし、透水係数の異方性が水位の発達形状に与える影響は、不飽和特性が与える影響に対して小さいものと考えられる。

3. 2 水位上昇実験による堤体内浸透挙動の再現

降雨に対する検討の結果、不飽和特性を工夫することで再現性が向上することは上述のとおりであるが、ここでは、「手引き」に示されている不飽和特性を用いて水位上昇実験における浸潤挙動を再現することとした。

等方にさまざまな透水係数を与えたところ、4 時間目までの堤体内水面形状が実験結果によく一致していた条件が、透水係数 1.0E-5m/sec であった。その結果を図 3-5(a)

表 3-2 検討ケース一覧

検討ケース	不飽和特性	堤体透水係数	
		kh(m/s)	kv(m/s)
CASE1	手引き、砂質土	5.00E-05	5.00E-05
CASE2	保水性試験結果	5.00E-05	5.00E-05
CASE3	VGモデル、砂質土	5.00E-05	5.00E-05
CASE a'	CASE1,2,3に対応する不飽和特性	5.00E-05	1.00E-05
CASE b'		1.00E-04	1.00E-05
CASE a''		2.50E-05	5.00E-06
CASE b''		5.00E-05	5.00E-06

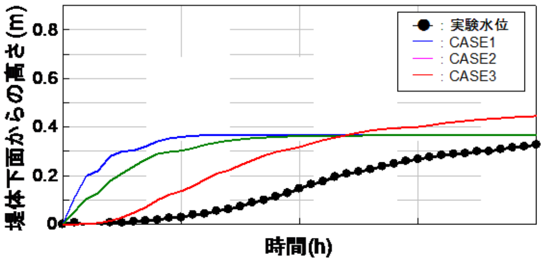


図 3-3 不飽和特性の違いによる水位の比較

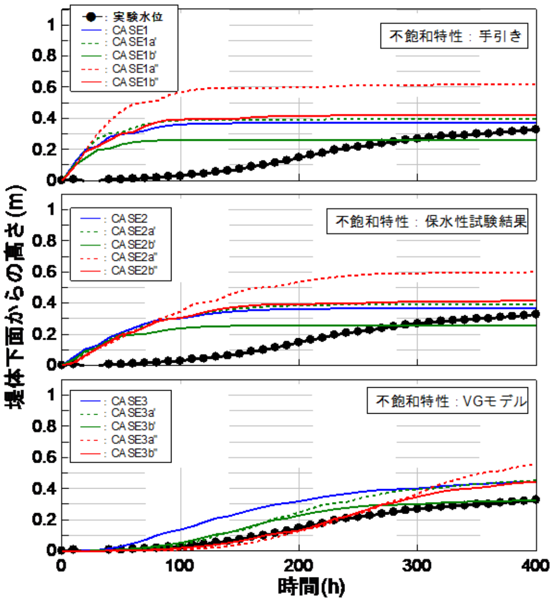


図 3-4 透水係数の異方性による水位の比較

に示す。1 時間目と 4 時間目の水面形は、実験と解析でよく似た形状となっていることが確認できる。しかし、4 時間目の実験と解析を細かく比較すると、実験の方が堤体底部で法面に向かって水位が伸びていることが分かる。このために、早期に法尻に水位が達し、泥濘化が発生していた。1 時間目に関してもその傾向が見て取れる。法面に向かって水位が伸びる点に関しては、透水係数の異方性を考慮することによって、ある程度解消することが可能である。図 3-5(b)、(c)に鉛直方向の透水係数を 1/10、1/100 に低減した結果を示す。次に図 3-5(a)の 7 時間目以降を見ると、実

験では法面に平行に、楔状の不飽和領域を残してゆっくり

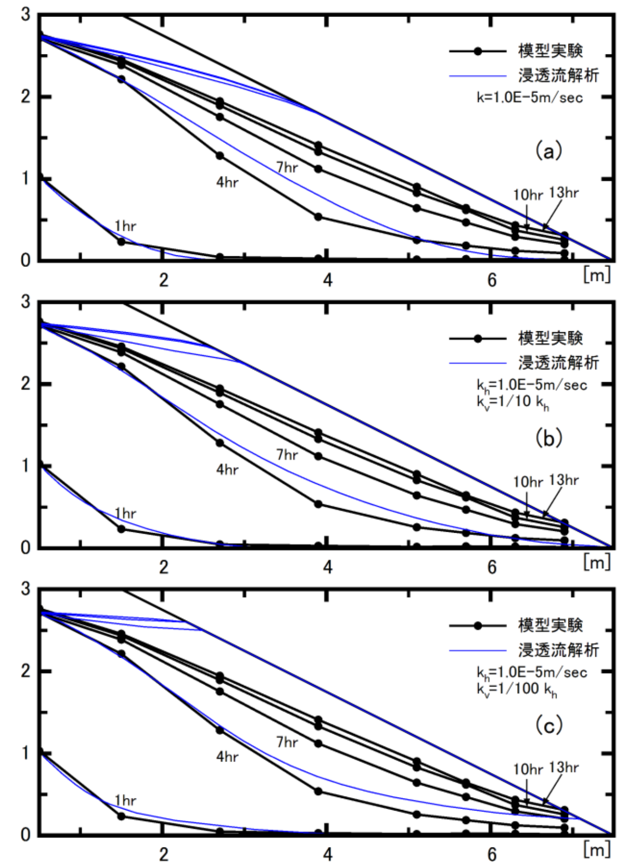


図 3-5 模型実験と浸透実験の堤体内水位の比較（異方性考慮）

と水位が上昇した。一方、解析では早い段階で法面の 2/3 程度の範囲が飽和状態となってしまっており、実験結果との乖離が大きい。実験での楔状の不飽和領域が残り続けたことに関しては、変状の進行が影響した可能性も否定できないが、変状が発生しなかった模型実験でも同様に不飽和領域が残り続けることが確認されている。水槽の最高水位と干渉しないよう図 3-6 のハッチをかけた模型表面厚さ 0.2m の範囲に高い透水係数（10 倍、33 倍）を与えた。堤体内観測孔で観測された水位は、法尻に最も近い位置を除けば、法面から 0.2m 程度下の線に漸近するような傾向を示し、法尻直近の水位とそれよりも内側の水面形が別の挙動をとっているように見えることから、高い透水係数を与える範囲を表層 20cm の範囲に設定した。その結果、表層に高い透水係数を与えるほど、大きな楔状の不飽和領域を形成するようになった。同じ土質材料であっても、深い位置と浅い位置では土圧が異なり、そのために密度が変わる可能性があるため、模型の深い位置と浅い位置で透水係数が変化してもおかしくはない。また、今回の模型は、各層の表面高さを管理することで密度関して作られているため、深い位置と浅い位置で元の密度が正確には揃ってい

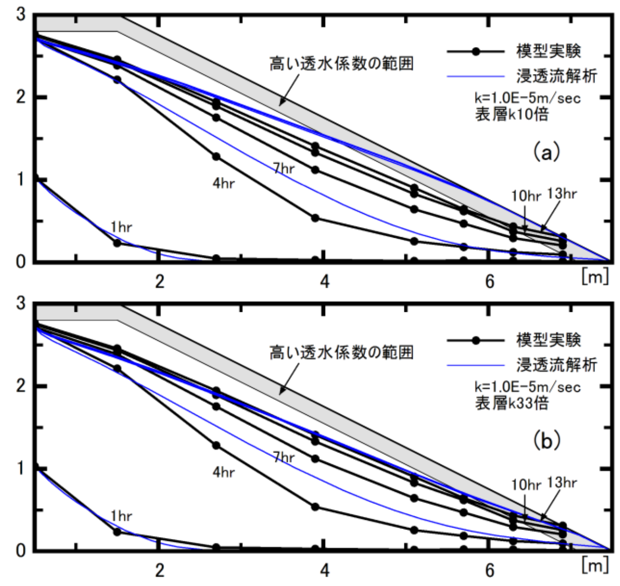


図 3-6 模型実験と浸透流計算の堤体内水位の比較（表層に高い透水係数の範囲を設定）

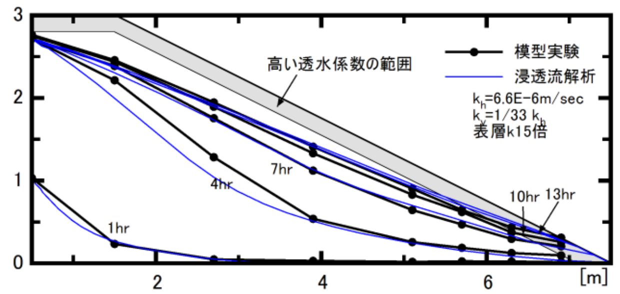


図 3-7 模型実験と浸透流解析の堤体内水位にの比較（最も一致した結果）

ない可能性がある。一層の厚さが 0.15m と薄いので、上の層を作るときに、下の層もわずかに圧縮することも考えられる。下の層の層厚が変化してしまうと、表面の高さを合わせるために、上の層を緩めに作る必要が生じる。今後の模型実験においては、盛土内の密度分布や透水係数の分布を調べ、このようなモデル化の妥当性について検証する必要がある。

水平方向の透水係数、鉛直方向の透水係数、表層の透水係数の組み合わせを色々と変え、模型実験と整合性の高い条件を探した結果を図 3-7 に示す。今回の模型実験に関しては、透水係数の異方性や表層の扱いを工夫することによって、堤体内水位の形状、時間変化をある程度再現することができた。このような方法が、実際の堤防でも、また、降雨に対しても有効であるかに関しては今後の課題である。

4. 進行性を考慮した評価法の提案

堤防を含む土構造物の安定検討では、円弧すべり安全率の最小値による評価が一般的[2]である。この方法では、壊れるか壊れないか、あるいは、壊れやすさを評価できても、浸透による堤防の法尻からの崩壊のように徐々に崩壊範囲が拡大し、徐々に堤防機能が低下するような問題や、堤防の機能への影響を評価するためには、適用性は低い。一方で、実務での利用も考慮すると、必要な定数が多い方法や複雑な方法は好ましくないことから、現状の設計技術の延長線上でこのような問題へ適用可能な評価法が必要であると考えられる。

4. 1 評価法の概要[4]

実務での利用を視野に、必要な定数が多い方法や複雑な方法ではなく、現状の設計技術の延長線上で浸透による法尻からの変状の進行を評価可能な方法を提案する。

計算方法の大枠としては、堤防の浸透安全性の照査に用いられている浸透流解析と円弧すべり計算であるが、現在実務に用いられている円弧すべり安全率の最小値ではなく、円弧すべり安全率が基準値以下となる範囲を求める方法である。この範囲が変状・崩壊の範囲に対応するとみなすことによって、堤防の機能に大きく影響する崩壊範囲の拡大を求めることが可能となる。2.で述べたとおり、各崩壊時点では、法面表面の不飽和部分はほとんど抵抗していないと考えられることから、堤体内水位より上の範囲には引張亀裂が入るものとして、安全率を計算した。

この方法の妥当性を確認するために、上述の大型模型実験結果と計算結果を比較した。浸透による法尻からの変状の進行メカニズムは非常に複雑であるため、この方法では、例えば、堤体内水位がほとんど変化しなくても、崩壊範囲上部に形成された崖による偏土圧によって崩壊範囲が拡大するなどの一部の進行メカニズムは加味されていない。

4. 2 円弧すべり計算による崩壊範囲の再現計算

浸透流解析によって堤体内水位をある程度再現することはできたものの、実験と完全に一致しているわけではないので、まず、実験において水位計で計測された堤体内水位を用いて崩壊範囲の再現計算を行った。その後、図3-7の浸透流解析による水位でも再現計算を行った。

4.2.1 計測水位に基づく再現計算

観測孔は法尻から0.3m入った位置にあるので、法尻付近の堤体水位は、近傍の2つの観測孔の水位を外挿し、法面と交差した点と法尻を結んだとして設定した。また、堤体土の強度定数はc=0kN/m^2、ϕ=36.8°と設定した。CUB試験の結果ではc'=2.2kN/m2、ϕ'=36.8°の結果が得られていたが、模型実験において法尻に水位が達した時点で泥濘化した状況を踏まえ、粘着力を見ないことにした。なお、基礎地盤（ローム層）を通過する円弧は考慮していない。3時間ごとに円弧すべり安全率が1未満となる円弧の通過する範囲と水位の関係を図4-1に示す。

4時間目では、法面を薄く掠めるような範囲で、図4-1の縮尺では見えない程度となっており、概ね実験結果（泥濘化のみ）と一致している。時間の経過とともに、徐々に範囲が広がり、16時間目で法面の4割程度の範囲が安全率1未満となった。しかし、実験では16時間の時点で法面の約8割の範囲が崩壊しているため、危険側の評価となっている。

最小安全率によって、このような状況を評価しようした場合には、まず、どの時点の変状が最小安全率に対応しているのかということが問題となる。例えば、最小安全率となる円弧が、変状の範囲に対応していると仮定すると、例えば、7時間目のような小さな崩壊範囲を表現するには、ゼロではない小さな粘着力を与える必要がある。このような小さな粘着力を室内土質試験結果から適切に設定するのは、極めて難しい。一方、本評価法であれば、ゼロではない小さな粘着力を与える必要はなく、実務的である。

4.2.2 強度低下を見込んだ再現解析

円弧すべり安全率が1未満の範囲が実験の変状範囲に比べ小さくなった理由として、崩壊した土の強度の低下を見込んでいないことや崖の形成によって変状範囲の上端部が不安定化し、崩壊が連鎖的に発生することが考えられる。崩壊による崖の形成を計算に取り込むのは、難しいため、崩壊した土の強度低下を考慮することを試みた。

具体的には、一度、安全率が1を下回った範囲の内部摩擦角を24°に低下させた。実験では、崩壊した土の勾配は、5割程度であり、そののり勾配で、円弧すべり安全率が1程度となる内部摩擦角が24°であるためである。それ以外の条件は、全て同じである。3時間ごとに円弧すべり安全率が1未満となる円弧の通過する範囲と水位の関係を図4-2に示す。

4～10時間の円弧すべり安全率が1を下回る範囲は、実験による変状範囲とほぼ一致した。一方、13時間目の円弧すべり安全率が1を下回る範囲は、実験に比べかなり広い範囲となった。本計算方法は、ある水位を与え続けた場合の最終的に変状が及ぶ範囲を求めているようなものである。実験でも、13～15時間の水位はほぼ変化していないが、変状が拡大している。拡大を止めるために、15時間目を過ぎたところで給水槽の水位を低下させ、堤体内水位が十分に低下したことで、変状の拡大が収まった状況であった。従って、図4-2の13時間目の円弧の範囲は、

実験における 13 時間時点の水位を与え続けた場合の変状範囲とは異なる。しかし、実際の変状の拡大はある程度の時間がかかるものなので、その分、安全側の評価となっている点に留意が必要である。

また、10 時間目と 13 時間目の水位の変化は僅かであるが、安全率が 1 を下回る範囲は劇的に大きくなっている点に本評価法の特徴が現れている。

4.2.3 浸透流解析による堤体内水位を用いた強度低下を見込んだ再現解析

最後に解析によって求めた堤内水位を使って、強度低下を見込んだ計算の結果を図 4-3 に示す。7 時間目から 10 時間目の間で、安全率が 1 を下回る範囲が大幅に拡大した。この間の水位変化は実験結果に比べても大きく、13 時間目の水位は、部分的に実験よりも解析の方が高い状態であったためと考えられる。

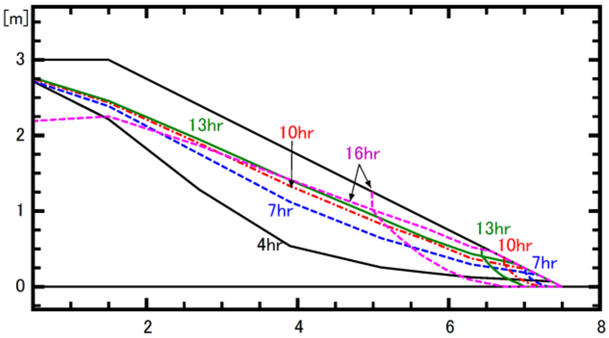


図 4-1 堤体内水位と円弧すべり安全率が 1 を下回る範囲

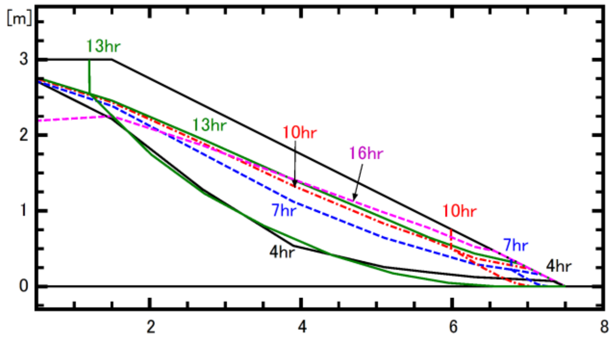


図 4-2 崩壊土の強度低下を考慮した場合の堤体内水位と円弧すべり安全率が 1 を下回る範囲

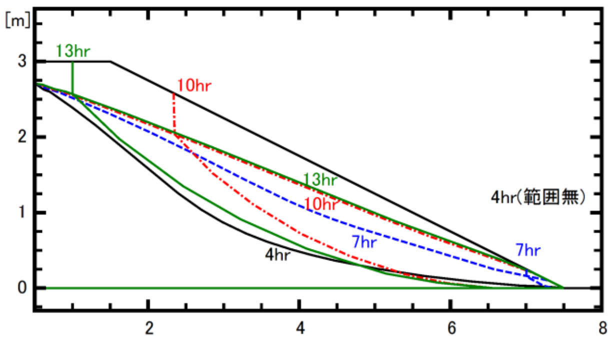


図 4-3 解析により求めた水位と崩壊土の強度低下を考慮した場合の円弧すべり安全率が 1 を下回る範囲

4. 3 評価法に関するまとめ

図 4-1～図 4-2 に示した円弧すべり安全率 1 を下回った範囲と模型実験で変状が確認された範囲を法尻からの水平距離で整理した結果を図 4-4 に示す。図 4-1 の強度低下を見込まない場合には、安全率が 1 未満の範囲よりも模型実験の変状範囲が常に大きく、危険側の評価となっていることが確認できる。図 4-2 の実験水位を用いて強度低下を考慮した場合には、途中（10 時間目）まで計算と実験がほぼ一致しており、13 時間目に計算結果が大きく上側に振れている。この間で、模型実験の変状進行形態は、水位上昇に対応した変状進行から、崖の形成により進行に時間を要する連鎖的な変状進行に変化しているが、提案した方法では崖の形成による連鎖的な変状進行をモデル化できていないためであると考えられる。図 4-3 の解析水位を用いた場合には、より早い段階で安全側の結果となった。

提案した評価法は、堤体内水位が法面にある程度近づくと、僅かな水位の変化によって安全率が 1 を下回る範囲

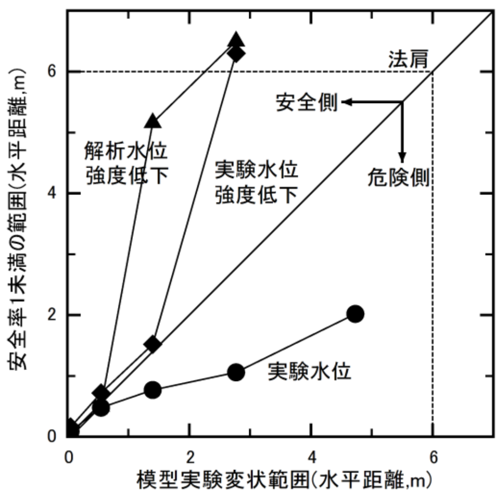


図 4-4 模型実験の変状範囲と安全率 1 未満の範囲

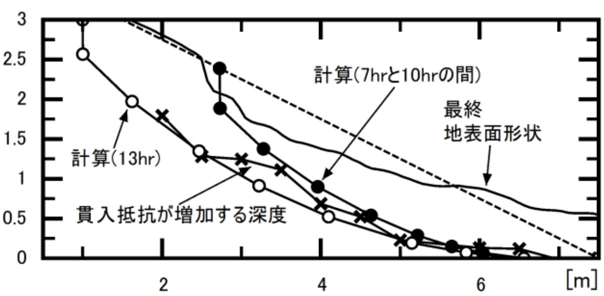


図 4-5 模型実験の変状深度と計算結果の比較

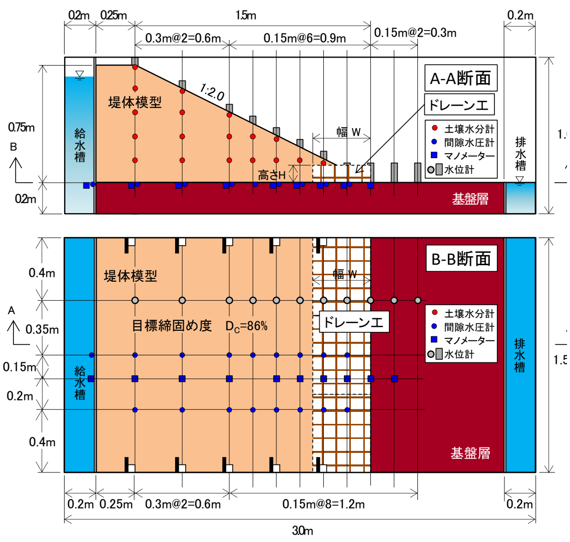


図 5-1 実験模型図

表 5-1 実験ケース一覧

ケース名	対策種別	ドレーン工寸法
ケース1	無対策	－
ケース2	ドレーン工	D=15.0cm、H=7.5cm
ケース3	ドレーン工	D=30.0cm、H=7.5cm
ケース4	ドレーン工	D=45.0cm、H=7.5cm

が激変するという特徴を有している。模型実験でも類似の傾向が確認されているため、間違いとは言えないが設計手法として活用する上では注意を要する。

これまで模型実験と提案した評価法を 1 次元的に比較してきたが、ここで深さに関しても確認する。模型実験終了後に、土層検査棒を模型に貫入し、緩んだ範囲を調べている。図 4-5 に土層検査棒で調べた緩んだ範囲と解析水位を用いて強度低下を考慮した場合の計算結果を比較した。計算結果としては、図 4-2 の 7 時間目と 10 時間目の間で模型実験の最終変状範囲とほぼ同じ範囲で安全率が 1 を下回った範囲と、13 時間目の 2 つの結果を示した。貫入抵抗が増加する深度は、地表面の形状に変化が現れる前から堤体内部では緩みが進行している状態を現わしていると考えられ、これが 2 つの計算結果の間に収まっており、よく整合している。

5. ドレーン工の進行性破壊に対する対策効果に関する小型模型実験

河川堤防の浸透による進行性破壊は、河川水の浸透により法尻付近の水位が上昇することに伴って法尻から開始、進展していくことが、2. の大型模型実験からわかっている。このような浸透による進行性破壊を抑止するためには、堤体内に浸透した水を法尻から速やかに排水し、法尻付近の浸潤面を上昇させないことが重要と考えられる。そこで、堤体の浸透による進行性破壊を抑止する対策工として、ドレーン工が挙げられる。ここでは、堤体内の浸潤面の低下を目的としたドレーン工法の対策効果について小型模型実験により検討した。

5. 1 実験概要

5.1.1 実験模型および計測装置

実験模型を図 5-1 に、実験ケース一覧を表 5-1 に示す。堤体材料に使用した砂質土（香取砂）の物性は、前章の図 2-2 及び図 2-3 と同様である。厚さ 0.2m の基盤層（ローム）の上に、香取砂を用いて奥行き 1.5m、幅 1.75m（天端幅 0.25m、法面水平幅 1.5m、半断面）、高さ 0.75m（法面勾配 1：2）の堤体模型を、平均含水比 15%、平均締固め度 86.1%で構築した。堤体背後にはフィルタ材を介して水を供給するための給水槽を設けた。ドレーン工模型には、縦横 5mm の格子状の金網で作成したカゴ内に砕石 6 号（5～13mm）を充填し、その周囲を植生シート（ナガレナイシート）で覆ったものを使用した。高さ 7.5cm、奥行き 1.5m で、幅（法尻から天端方向の水平長さ）を 15cm、30cm、45cm の 3 種類で実験できるよう模型を作成した。このうち、ドレーン幅 30cm のケース 3 は、変状が発生しなかったドレーン幅 45cm の実験ケース 4 の実験後の模型の法尻付近を開削し、ドレーン幅を 30cm に縮小して再度覆土した模型を用いた。

堤体底部に間隙水圧計と水位計、堤体内部に土壌水分計を設置した。また模型の経時的な形状の変化を把握するため、模型正面及び上面から最大 5 台の静止画カメラにより 30 秒間隔で撮影を行い、画像解析により堤体模型表面の座標を計算した。

5.1.2 実験方法

実験前に基盤層を飽和させるため、給・排水槽に基盤層上面の深さ（基盤層下面から 0.2m）まで給水し 2 日間以上静置した。実験は基盤層上面を初期水位として、背後の給水槽の水位が約 4 分間で所定の水位となるよう上昇させ、その後は給水槽内の水位を一定に保つよう逐次給水を行った。給水槽の水位は、無対策のケース 1 と、幅 15cm のドレーンを設置したケース 2 については、堤体模型高さの 90%（0.675m）とし、堤体天端-0.1m 程度の高さまで変状が進行した時点で実験を終了した。幅 45cm のドレーンを設置したケース 4 については堤体模型高さの 90%（0.675m）で 24 時間水位を維持しても変状が発生しなかったため、その後堤体模型高さの 99%（0.74m）の水位で 24 時間実験を継続した。幅 30cm のドレーンを設置したケース 3 については、変状の発生や変状が天端方向に進行を開始する時点の模型の状態を把握するため、堤体模

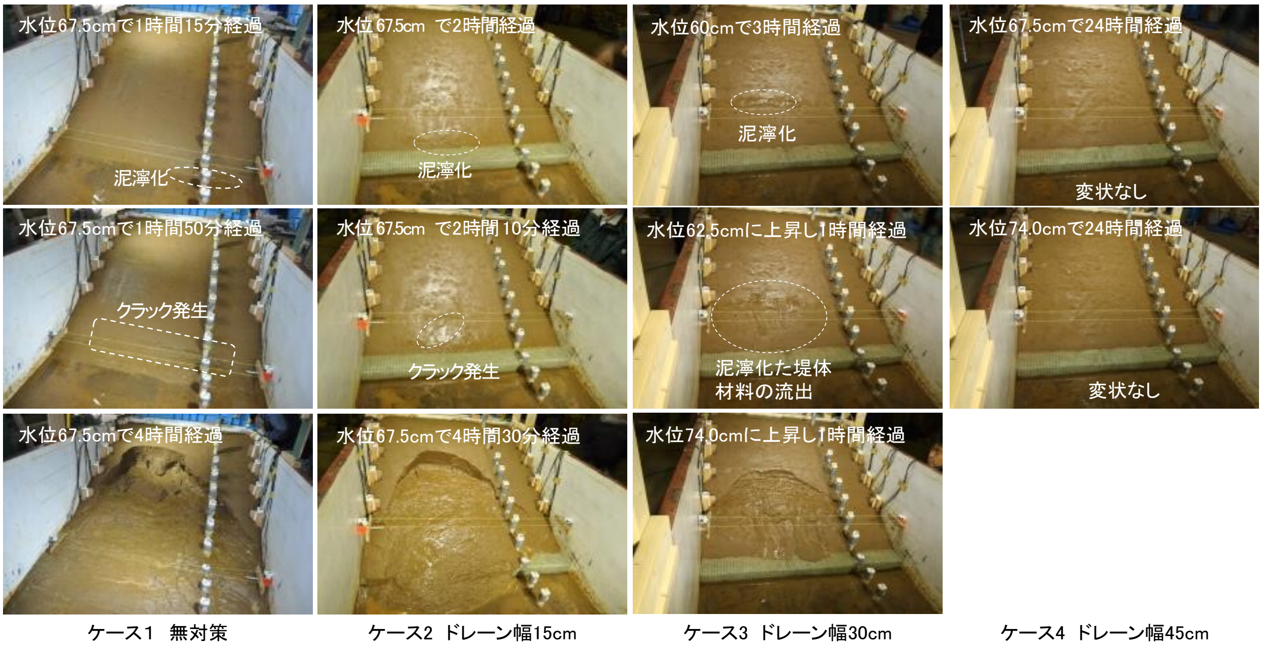


写真 5-1 各ケースの模型の変状状況

型高さの 80%（0.6m）の水位を 3 時間維持した後、1 時間ごとに 2.5cm 水位を上昇（上限水位 0.74m）させる実験を行った。

5. 2 実験結果

5. 2. 1 変状の発生状況

写真 5-1 にケース 1～4 の模型の変状開始時点の状況及び破壊進行状況を示す。無対策のケース 1 では、水位を堤体天端の 90%まで上昇させた後、約 1 時間で法尻が泥濘化し、約 2 時間で法尻から天端方向に水平に 15cm の位置でクラックが発生し、その後、破壊が天端方向に進行した。幅 15cm のドレーンを設置したケース 2 では、無対策と同様にドレーン背後の堤体が泥濘化し、法尻から天端方向に水平に約 30cm の位置にクラックが発生し、無対策と同様に天端方向に進行した。一方、幅 45cm のドレーンを設置したケース 4 については、堤体模型の高さ 90%の水位で 24 時間、加えて堤体高さの 99%の水位で 24 時間実験を行っても変状は発生しなかった。幅 30cm のドレーンを設置したケース 3 については、堤体高さの 80%まで水位を上昇させた後、約 2 時間で法面中腹（法尻から天端方向に水平に約 50cm の位置）で泥濘化したが、その後は変状が進行しなかった。その後、水位を 1 時間ごとに 2.5cm 上昇させた結果、水位を 72.5cm まで上昇させた時点で法面中腹（法尻から天端方向に水平に 70cm の位置）で泥濘化が始まり、進行性破壊へ移行した。

5.2.2 変状発生時の堤体内水位の状況

図 5-2 に各ケースの変状発生時の堤体内水位と堤体表面の形状を示す。ドレーンを設置したケース 2～4 ではドレーン背後の水位は上昇しておらず、ドレーンが堤体内に浸透した水を排水していることが確認できる。しかし、ドレーン工で浸潤面を低下できる範囲はドレーン工背後の限られた範囲のみであり、幅 15cm 及び 30cm のケースでは、ドレーン工の影響範囲外で水位が法面に接近（本実験では 7cm 以下）することで堤体の泥濘化が発生し、水位と接近している法長が一定以上（本研究では 30cm 程度）に達した段階で法面にクラックが発生し、進行性破壊へ移行することがわかった。進行性破壊が発生したケースを比較すると、ドレーン幅 30cm のケース 3 ではクラックが発生する位置が、無対策およびドレーン幅 15cm のケース 1、2 に比べ高い位置で発生しており、進行性破壊による崩壊範囲も小規模である。また、幅 45cm のドレーン工を設置したケース 4 では、ドレーン工の影響範囲が十分に堤体内に入り込んでいるため、水位が法面に接近していない。以上の結果から、ドレーン工により浸潤面を法面に接近させないことで進行性破壊を抑制することができることがわかった。進行性破壊を完全に防ぐためには一定規模以上のドレーン工が必要であるが、一方で、ドレーン工の幅が不十分な場合でも浸潤面と法面が接近する位置を法面の高い位置にずらし、進行性破壊による崩壊の規模を小さくことができると考えられる。

6. 礫混合土を用いた対策の効果に関する小型模型実験

6. 1 礫混合土を用いた対策とは

前述の大型模型実験の結果から、進行性を有するすべりを抑制するためには、堤体内水位の上昇を抑えることと堤

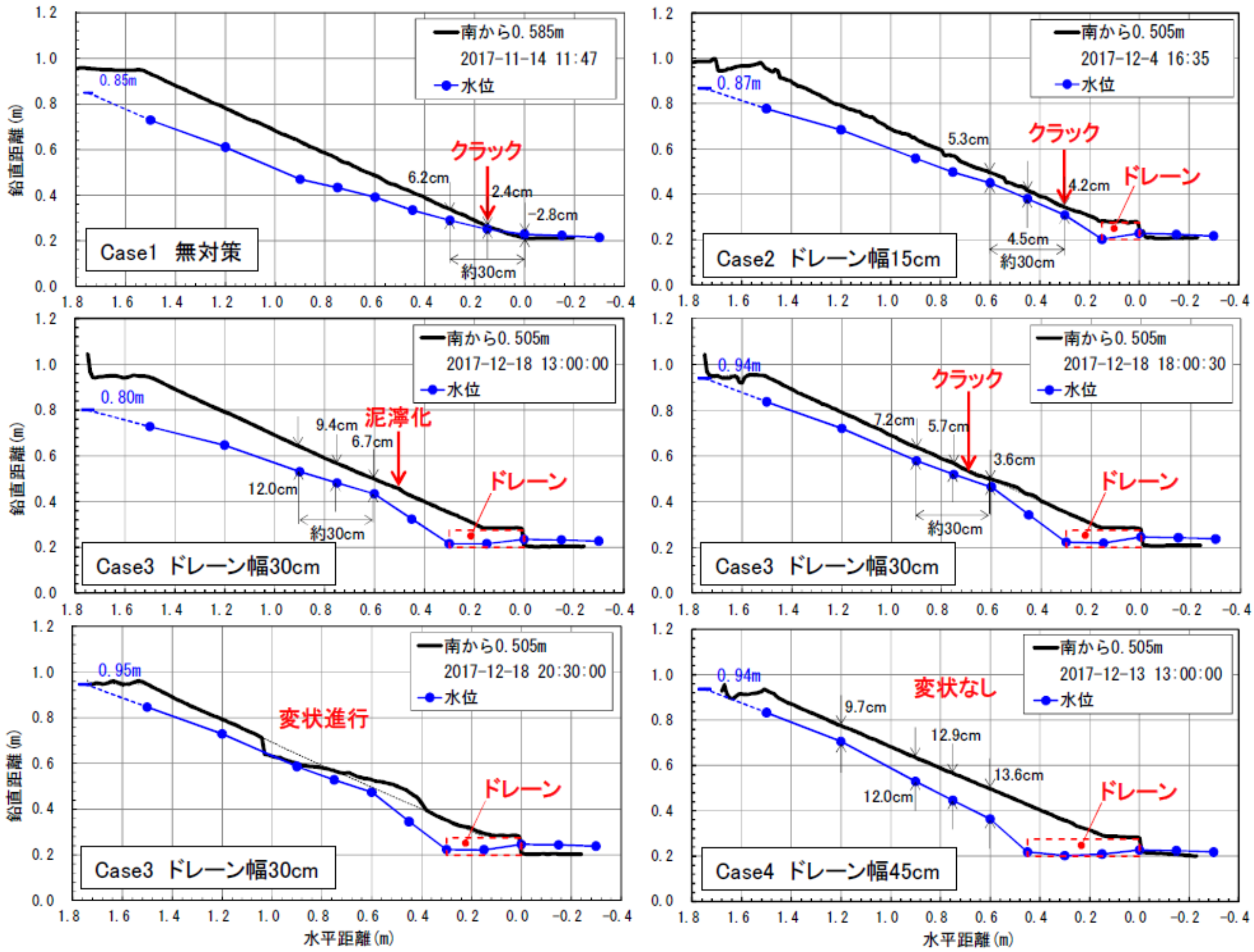


図 5-2　変状発生時の堤体模型の状況

体のせん断強度を増大させることが有効であると考えられる。

すべり対策としては、先に実験を行ったドレーン工の施工実績が極めて多い。しかし、人工材料を用いているために、目詰まり等の経年劣化のおそれが完全に払拭できている訳ではない。

このようなドレーン工の短所を踏まえ、より安価な対策として、礫混合土を用いた対策効果を小型の模型実験により確認した。礫混合土を用いた対策は、堤体土に礫を混合し、法面も含めて、良く締固めて施工し、主にはせん断強度の増大を期待する方法である。ドレーン工のように、法面中段が弱点になることはなく、堤体土との違いがドレーン工よりも小さく、土質材料のみを用いる工法であるため、目詰まり等の経年劣化の懸念は遥かに小さい。

6. 2 小型模型実験の概要 [5]

模型の形状、主要な計測機器の配置を図 6-1 に示す。模型は、幅 3m、高さ 1m、奥行き 1.5m の鋼製土槽の中で作製した。土槽内部に模型背面から水を供給できるように幅 0.2m の給水槽を設け、水位が調整できる。

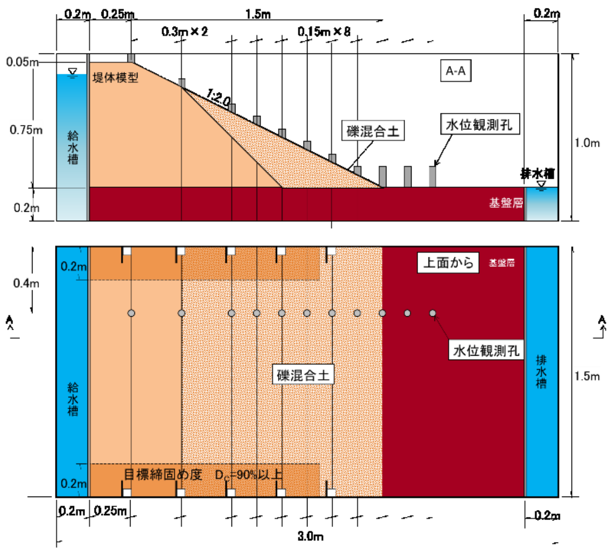


図 6-1　対策工に係る小型模型の概要（初期形状）

関東ロームによる厚さ 0.2m の基礎地盤の上に、高さ 0.75m の半断面の堤防を作製した。堤体土は、大型模型実験で用いた材料と同じ時期に同じ産地から入手したもの

表 6-1 対策工に係る小型模型実験の条件一覧

<table>
<tr><th></th><th>対策工配合条件
堤体土：3号砕石：5号砕石</th><th>対策工の締固め度</th><th>実験結果概要</th></tr>
<tr><td>Case0 無対策</td><td>－</td><td>－</td><td>4 時間で大規模崩壊</td></tr>
<tr><td>Case1 対策１</td><td>礫混合率 35%
13：3.5：3.5</td><td rowspan="2">100%</td><td>4 時間で中規模崩壊</td></tr>
<tr><td>Case2 対策２</td><td rowspan="2">礫混合率 50%
2:1:1</td><td>72 時間で変状なし</td></tr>
<tr><td>Case3 対策３</td><td>90%</td><td>4 時間で小規模崩壊</td></tr>
</table>

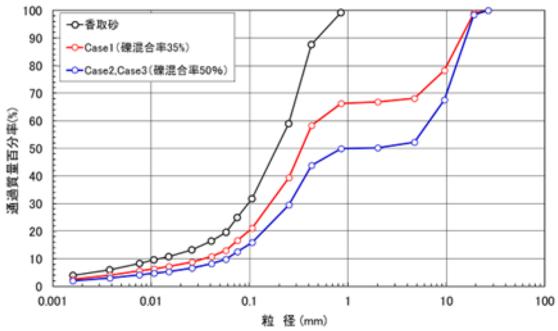


図 6-2　粒径加積曲線

である。礫混合土（堤体土に礫を混合したもの）と合わせて、粒径加積曲線を図 6-2 に示す。対策工以外の目標締固め度も 86%と大型模型実験と同じである。

無対策の Case0 は、堤体全てが目標締固め度 86%の堤体土で作製されたものである。一方、Case1～3 が、図 6-1 に示した法尻の三角形の範囲を礫混合土で置き換えた対策有のケースである。対策の範囲は、Case1～3 で全く同じであるが、礫混合率と締固め度が異なる。礫混合率及び締固め度を表 6-1 に示す。同表に示したように礫混合土に配合した礫は、3 号砕石と 5 号砕石を同量ずつ配合したもので、5mm～20mm 程度の粒径が主体である。

基礎地盤の飽和が完了した後、給水槽の水位を堤防高の 90%の水位（0.675m）まで上昇させ、その水位を維持した。変状が発生しない場合は実験開始から 72 時間継続させた。変状が発生した場合は、ある程度の変状が発生したことを確認した上で、給水槽の水位を低下し、実験を終了した。結果的に、Case0 と Case1 は 4 時間で、Case3 は 7 時間で終了した。Case1～3 では、同じ模型の法面を削り取ることによって法勾配を変えて 3 回の実験を行っているが、ここでは大きな違いが見られた各ケースで最初に行った法勾配 1：2 の結果を示す。

6. 3 小型模型実験の結果

実験開始 4 時間後（Case2 のみ、72 時間後）の模型の状況を写真 6-1 に示す。Case1 および Case3 の変状が生じた範囲は、無対策の Case0 に比べると狭かった。さらに、Case1 と Case3 を比較すると Case3 の方がより狭い。礫混合率および締固め度が最も高い Case2 では実験開始から 72 時間経過した後も変状は生じなかった。

次に変状発生時の堤体内水位と変状発生箇所を図 6-3 に示す。ただし、変状が発生しなかった Case2 では、堤体内水位が定常となった時点の水位（実験中の最高の水位）を示した。無対策の Case0 と比べて礫混合土による対策を実施した Case1~3 の水位が高い。水位がより高い状態で変状が生じ始めたり、水位がかなり高くなっても変状が生じないことから、礫混合によってせん断強度の増大したことが推測される。礫混合によって増大したせん断強度を、模型実験の初期の変状範囲とその時の堤体内水位から逆算する試みも行っている[6)]。

最後に、実験終了後に貫入試験により調べた緩み範囲を図 6-4 に示す。緩み範囲の大きさは、Case0＞Case1＞Case3＞Case2 の順に小さくなる。実験継続時間は、ケースによって異なるが、緩み範囲の大きさとは真逆の順番となっているため、緩み範囲の小ささが対策効果の大きさを表すと解釈することができる。礫混合率が高い程、締固め度が高い程、高い効果が得られる。特に、礫混合率を 50%であれば、締固め度 90%でも十分な効果が得られることが分かる。

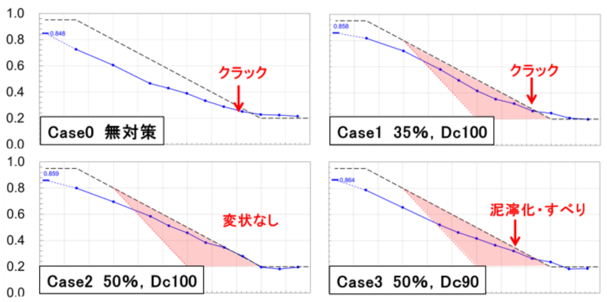


図 6-3 変状発生時の堤体内水位

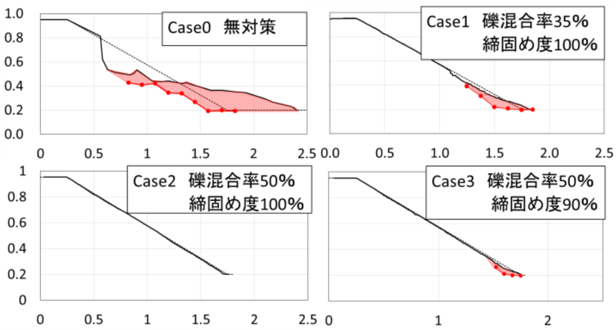


図 6-4 実験終了時の変状範囲

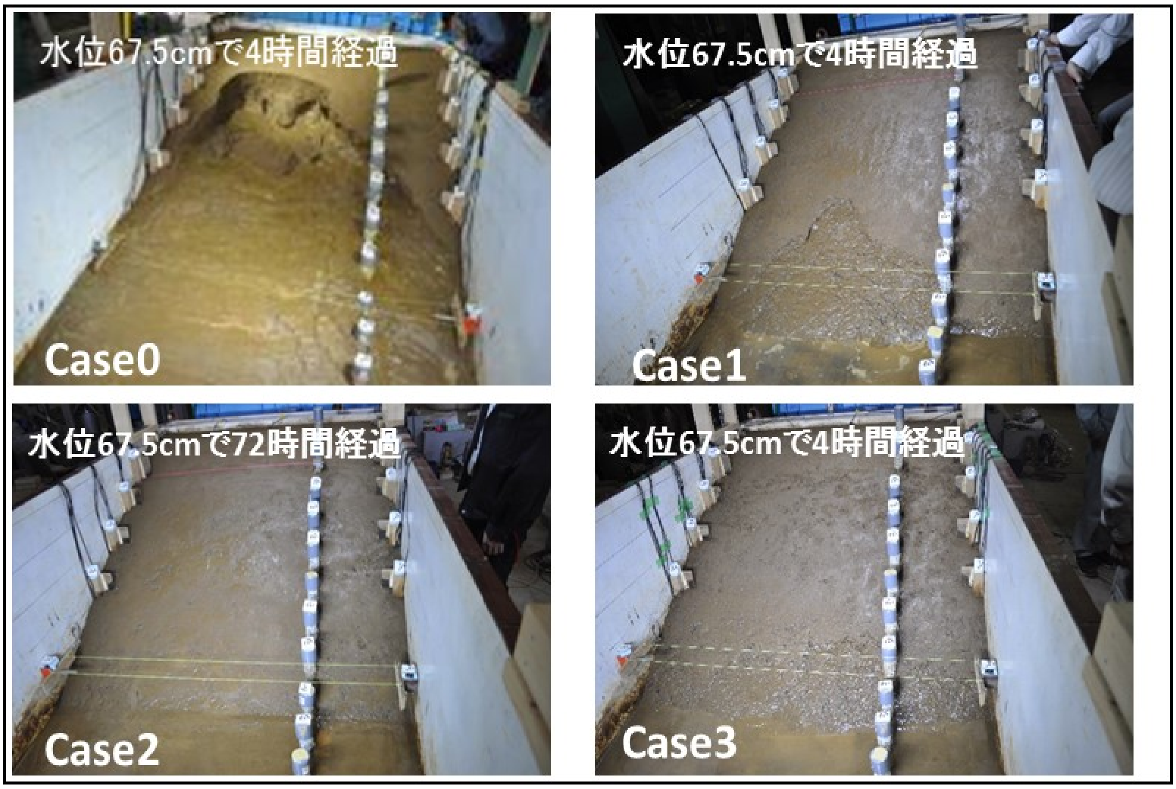


写真 6-1 模型の状況（Case2 以外は実験開始から 4 時間後）

締固め度が高い程、せん断強度が増大することは、既往の研究からも明らかであるが、礫混合率が高い程、せん断強度が増大することに関しては不明な点が多い。礫のような大きな粒子が混じり、礫同士のかみ合わせが働くことにより、せん断変形が生じるには、より広い範囲の土粒子が移動する必要がある。特に法面表層付近の低拘束圧下において、このようなメカニズムが顕著に現れ、せん断強度が増大しているものと推測される。

6．4 大型模型実験の概要 7)

礫同士のかみ合わせにより低拘束圧下におけるせん断強度が増大することで、礫混合土の対策効果が発揮されているとすると、その対策効果は模型の大きさによって変化することが予測される。寸法効果の一種であり、同じ仕様の礫混合土でも、模型の大きさが大きい程、対策効果が得られにくくなることを意味する。このため、盛土高さ 3m の大型模型を用いて対策工の効果を検証した。

実験模型の概要図を図 6-5 に、実験に用いた堤体材料(山砂)および礫混合土の粒度分布を図 6-6 に、実験条件を表 6-2 に示す。模型形状は堤防の半断面を模擬したものとし、高さ 3m、幅 7m（天端幅 1m、法幅 6m、2 割勾配）、奥行き 6.5m とした。模型背面には水を供給するための給水槽を設け、任意の水位を継続して与えられる構造とした。無対策の Case1 は、厚さ 30cm のローム層の上に、山砂

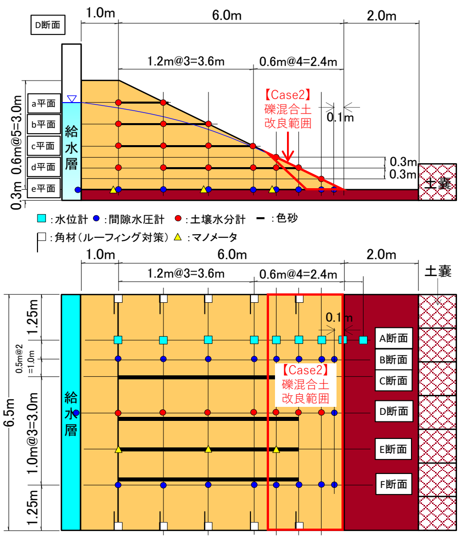


図 6-5 大型模型実験概要図

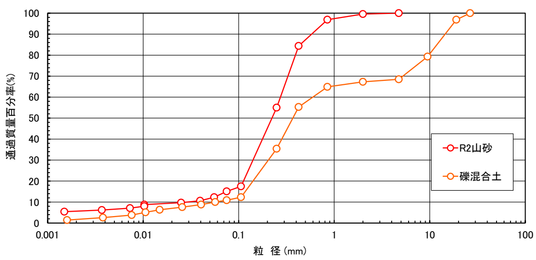


図 6-6 大型模型実験使用材料の粒径加積曲線

表 6-2 大型模型実験の条件一覧

<table>
<tr><td rowspan="2"></td><td colspan="4">堤体部</td><td colspan="5">対策工部</td></tr>
<tr><td>材料</td><td>設定
含水比
(%)</td><td>乾燥
密度
(g/cm3)</td><td>締固
め度
(%)</td><td>材料</td><td>配合条件
(乾燥質量比)
山砂:5号砕石:6号砕石</td><td>設定
含水比
(%)</td><td>乾燥
密度
(g/cm3)</td><td>締固
め度
(%)</td></tr>
<tr><td>case1</td><td>香取砂</td><td rowspan="2">14</td><td rowspan="2">1.432</td><td rowspan="2">86</td><td colspan="2">なし</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td></tr>
<tr><td>case2</td><td>(山砂</td><td>礫混合土</td><td>4:1:1(礫混合率33%</td><td>11</td><td>1.711</td><td>90</td></tr>
</table>

図 6-7 礫混合土での簡易透水試験実施状況

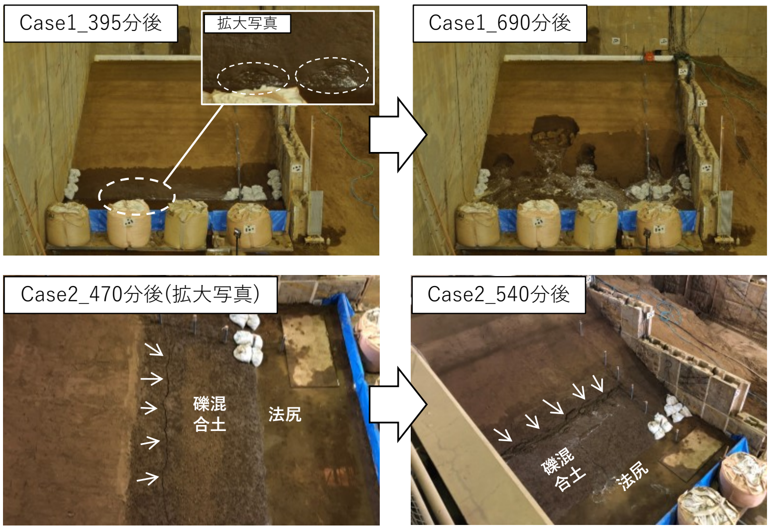


図 6-8 大型模型実験の模型変状

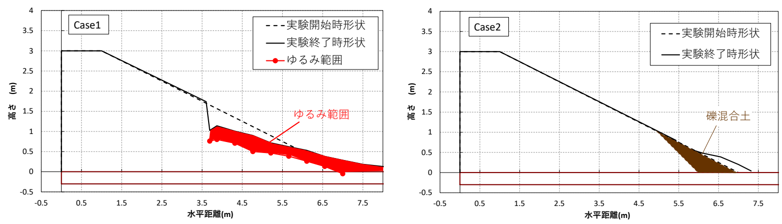


図 6-9 大型模型実験終了時の地表面形状と緩み範囲

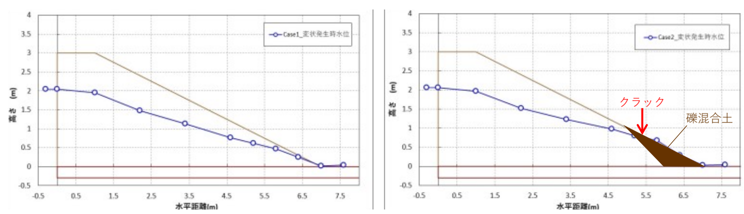


図 6-10 大型模型実験変状開始時の堤体内水位

（香取砂）を、締固め度 86%を目標に突き固めて作製した。礫混合土による改良を行った Case2 では、Case1 の実験終了後、模型崩壊部を撤去し、山砂および礫混合土を所定の締固め度となるよう突き固めて作製した。礫混合土は山砂に 5 号、6 号単粒砕石（1:1 配合）を混合率 33%になるように加えることで作製した。礫混合土の改良範囲は法尻から幅 1m、高さ 1m とした(図 6-5)。

実験前に基盤層（ローム層）の高さまで給水槽の水位を上昇させ、2 週間程度放置し、基盤層を飽和させた。基盤層の飽和確認後、給水槽の水位を堤防高の 70%（2.1m）まで上昇させ、水位を保つことで堤体への浸透実験を実施した。浸透実験は模型に変状が確認されるまで行い、各実験ケースの終了後は、土層強度検査棒を貫入し、堤体のゆるみ範囲を確認した。また、Case2 終了後模型を開削し、礫混合土およびその背後の山砂にて、簡易的な原位置透水試験(簡易透水試験)を実施した(図 3)。簡易透水試験は、小規模な変水位透水試験であり、アクリルパイプ内に注いだ水が地中に浸潤するまでの時間および水位変化を測定することによって透水係数を算出している。透水係数の算出には JGS1319- 2017[3])を準用しており、詳細は参考文献 8)を参照されたい。

6. 5 大型模型実験の結果

図 6-8 に各ケースの変状発生時および実験終了時(変状進行終了時)の模型状況を示す。Case1 は、給水開始から約 390 分後に法尻が泥濘化する様子が確認され、時間の経過とともに法面の崩壊が天端方向へと進行していく状況が確認された。Case2 は、給水開始から約 470 分後に高さ 0.8m の位置にクラックが確認され、その後クラックが徐々に広がり、法尻方向への水平変位が確認された。変位後は、クラックから水がしみ出し、礫混合土を侵食する状況が確認された。法尻付近は、湿潤しているものの、泥濘化には至らなかった。図 6-9 に各ケースの実験終了後の模型形状を示す。図中の赤枠で囲まれた範囲は堤体のゆるみ範囲を示している。Case1 は広範囲に深く、ゆるみを含めた変状が発生しているのに対し、Case2 は礫混合土部周辺の変位にとどまっており、変状状況、規模に顕著な差が見られた。これは、礫混合土の礫同士の噛み合わせによってせ

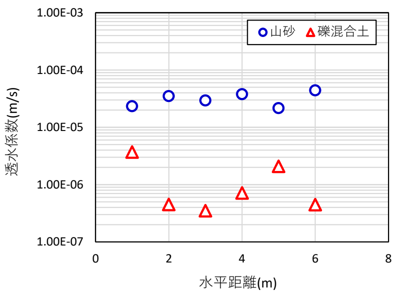


図 6-11 原位置簡易透水試験による透水係数

ん断強度が増加したためであると考えられる。

各ケースの変状発生時の堤体内水位状況を図 6-10 に示す。Case2 は、Case1 と比較して法尻付近の水位が高くなっており、0.7m 程度の高さまで水位が地表面に到達している。これは、クラックが発生した位置と概ね同程度であった。もう少し変形が進んだ時点では、礫混合土の手前の観測孔で被圧している様子も確認できた。また、図 6-11 は簡易透水試験により算出した山砂および礫混合土の透水係数を示している。いずれの地点においても、礫混合土の透水係数は山砂よりも小さく、最大 120 倍以上の差が生じている。以上より、礫混合土の透水性が低いことにより、法尻付近の水位が上昇し、礫混合土に大きな水圧が作用し、水平に変位したと考えられる。ただし、礫混合土の透水係数が山砂よりも小さくなった理由については不明な点が多い。例えば、室内透水試験では、山砂と礫混合土でほぼ同じ透水係数が得られている。

礫混合土で法尻付近を改良した大型模型実験により、改良部の変形は発生したものの、無対策と比較して変状状況や規模に顕著な差が確認された。今後は、 礫混合土の改良範囲を拡げたケースを実施し、更なる検証を行う予定である。

7. 令和元年東日本台風に係る河川堤防の被災調査

7. 1 被災状況把握・被災原因推定のための現地調査

7. 1. 1 調査概要

令和元年 10 月に発生した令和元年東日本台風は、各地で観測史上 1 位を更新する記録的な大雨を降らせ、甚大な被害をもたらした。河川堤防においても被害は大きく、直轄管理区間の 14 地点（7 河川）で、県管理区間の 128 地点（67 河川）で決壊した。決壊以外にも越水、侵食、浸透による多数の被害が確認された。

そこで、浸透が原因と考えられる被災箇所を中心に、被災状況の把握、および被災原因の推定を目的に現地調査を行った。表 7-1 に示す東北、関東、北陸地整管理区間、一部県管理区間を対象とし、令和元年 10 月 16 日～令和 2 年 3 月 19 日の期間で調査した。目視により堤内外の被災状況、堤防周辺状況、痕跡水位（堤防越流の有無）の確認を行った。また、必要に応じて土検棒や検土杖により堤体や基礎地盤の土質を確認した。

表 7-1 現地調査箇所

日程	地整	調査区間	箇所数
令和1年10月16日	関東	利根川水系　鬼怒川	5
令和1年10月22日～25日	東北	【直轄管理区間】 北上川水系　江合川，新江合川 鳴瀬川水系　鳴瀬川，吉田川 【宮城県管理区間】 鳴瀬川水系　渋井川 【福島県管理区間】 阿武隈川水系　滝川，佐久間川，濁川，安達太良川，藤田川，谷田川	30
令和1年10月29日	中部	信濃川水系　信濃川	6
令和1年10月30日～31日	中部	信濃川水系　千曲川	14
令和1年11月12日～15日	東北	阿武隈川水系　阿武隈川下流 阿武隈川水系　阿武隈川上流	31
令和1年12月25日	東北	【宮城県管理区間】 阿武隈川水系　半田川、高倉川 【福島県管理区間】 阿武隈川水系　谷田川	3
令和2年3月5日	東北	阿武隈川水系　高倉川	1
令和2年3月10日	関東	荒川水系　都幾川，越辺川	3
令和2年3月19日	関東	那珂川水系　那珂川，藤井川 久慈川水系　久慈川	6
合　計			99

図 7-1 阿武隈川上流漏水発生箇所

7. 1. 2 調査結果

現地調査を行った結果、以下の特徴を確認した。

- 河川水および雨水による侵食が多い（46/99）
- 決壊箇所以外の越流が確認された箇所では、川裏側の侵食による被災が多い(9/14)・表のりすべり、表のり崩

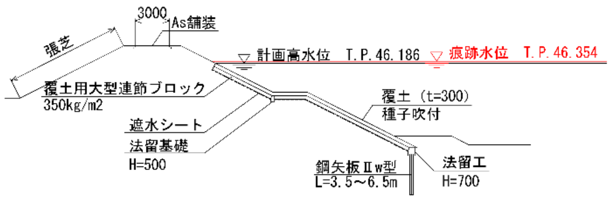


図 7-2　本川堤防構造（平成の大改修整備）

写真 7-1　支川法尻の噴砂　写真 7-2　合流部の噴砂

写真 7-3　果樹間の噴砂　　写真 7-4　畑の噴砂

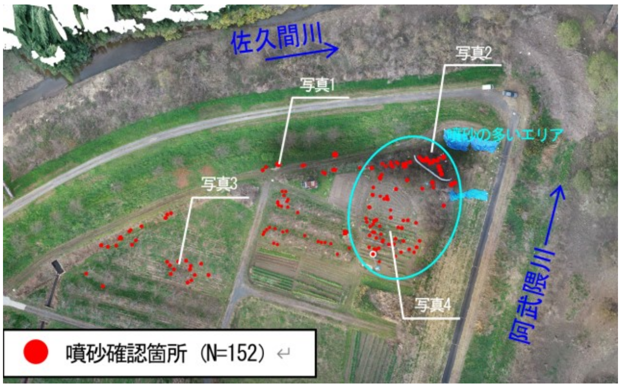


図 7-3　噴砂確認箇所

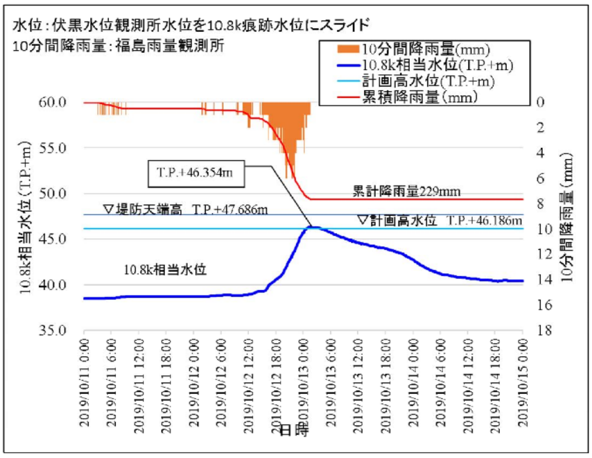


図 7-4　10 分間降雨量及び本川水位

れが発生している箇所は、水位低下時の堤体内の残留水位が原因だと考えられる

・浸透を原因とする被災は少ない(9/99)

阿武隈川 2 箇所において基盤漏水や堤体漏水の顕著な痕跡を確認した。そこで、この 2 箇所については、追加で堤防開削調査を行なった。ここでは、浸透流解析等も含めて実施した阿武隈川上流 10.8k 左岸（図 7-1）の調査・検討状況を報告する。

7. 2 阿武隈川上流 10. 8k 左岸の被災状況

阿武隈川は、西は奥羽山脈、東は阿武隈山地の間の低平地を流れる河川で、古くから多くの水害を経験してきた。阿武隈川では大正 8 年より直轄事業として河川改修が実施されてきたが、当該箇所では、平成 10 年に発生した洪水を契機に行われた阿武隈川の「平成の大改修」によって本川堤防の護岸及び遮水矢板（長さ 3.5～6.5m 程度）が整備された(図 7-2)。なお、令和元年 10 月の被災を受け、堤防天端までの遮水シートの敷設と、難透水層までの鋼矢板を打設された。一方、支川である佐久間川は伊達郡桑折町を流域に持ち、同国見町にて阿武隈川に合流する支川であり、福島県が管理している。堤防構造等は不明である。

当該箇所では、堤内地において写真 7-1～4（撮影位置は図 7-3 に示す）のような噴砂が確認された。噴砂は 152 箇所で確認され、分布状況は図 7-3 に示す通りである。写真 7-1 より、支川法尻部で大きな噴砂が確認できた。噴砂の大きさは直径 2m 程度で、今回の被災箇所における 1 つあたりの噴砂の規模は最も大きい。写真 7-2 では合流部に集中する噴砂を確認した。噴砂の大きさも直径 100cm 程度のものが多く、今回の被災箇所では最も激しいものである。写真 7-3、写真 7-4 では果樹および畑の間に小さな噴砂を複数確認した。群発する噴砂が多いエリアは図 7-3 の水色丸の範囲である。支川は更に上流まで噴砂が確認できるが、本川は水色丸から上流には確認出来なかった。

被災当時の洪水、河川水位の波形を図 7-4 に示す。当該箇所周辺に観測所が無かったため、10 月 11 日～15 日の上流 30k に位置する福島雨量観測所の 10 分間降雨量と、上流 16k に位置する伏黒水位観測所で観測された水位(T.P.51.218m)を、10.8k で確認された痕跡水位のピーク(T.P.46.354m)に合わせた。10 分間降雨量は、10 月 12 日 20 時～同 22 時がピークとなっており、水位は 10 月 13 日 1 時～3 時がピークで、2 時間程度計画高水位を超えていたと推定できる。

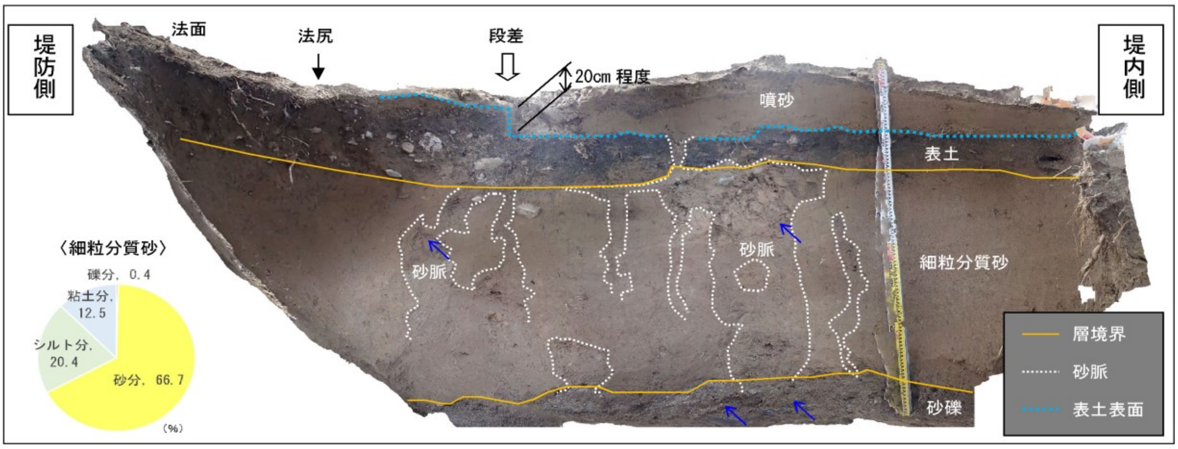


図 7-6 阿武隈川上流の開削面（A-A’）

7. 3 堤防開削調査等の現地調査[9]

現地では、漏水箇所の開削調査、ボーリング調査、サウンディング調査、土質試料の採取及び室内土質試験、原位置透水試験を行った。これらの結果を踏まえ、浸透流解析のモデル化・定数設定を行った。

漏水箇所の開削調査は、図 7-5 に示すように合流部の法尻近傍で行った。このうち代表的な開削面が、図 7-6 に示すものである。噴砂を除いた層序は、地表面から約 0.2m 程度が表土、表土から 1.2〜1.5m 程度が細粒分質砂、以深が砂礫となっていた。この細粒分質砂はビニール袋の欠片や鉄筋等が混入していたことから、人工的な埋土(以下、埋土) であることが分かった。また、埋土に下層の砂礫層からの複数の砂脈が見られることから、噴砂はその下位に位置する砂礫層由来の噴出物であると考えられる。また、砂脈内と砂礫層の上端境界においてシルトブロックが見られ、埋土が侵食されていることが確認できた。

ボーリング調査は、本川堤防の川表で 2 箇所（福島河川国道事務所実施)、支川堤防の川裏で 1 箇所実施した。調査結果より推定した地層横断図を図 7-7 に示す。支川堤防のボーリング結果では、埋土（Fs）や砂層（As）の確認はできず、堤防直下は砂礫層（Ag1）であった。この砂礫層（Ag1）は開削調査の下面で確認した砂礫層とよく似ており、同一層であるものと考えられる。一方、本川堤防の下には砂層（As）が確認された。この砂層と埋土との関係は確認できなかったが、支川堤防下には無い地層である。打ち止めとした洪積粘性土（Dc1）は本川・支川ともに同一深度で確認できた。

サウンディング調査では、土層強度検査棒により地盤性状、特に噴砂が発生していた埋土部分について Ag1 層の上端を確認した。埋土部分では限界貫入深度が概ね 0.8〜1.5m が多く、開削調査で確認した砂礫層の層上面までの深さ 1.5m と概ね一致することが分かった。

本川及び支川堤防表面、噴砂発生箇所の埋土の粒度試験

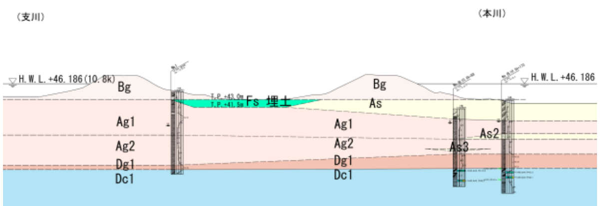


図 7-7 ボーリング調査結果より推定した地層横断図

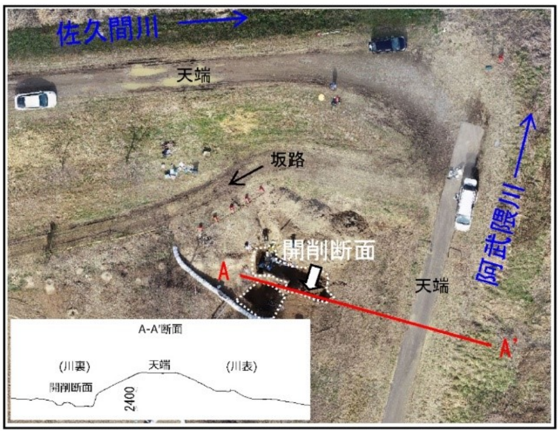


図 7-5 開削位置と堤防の関係

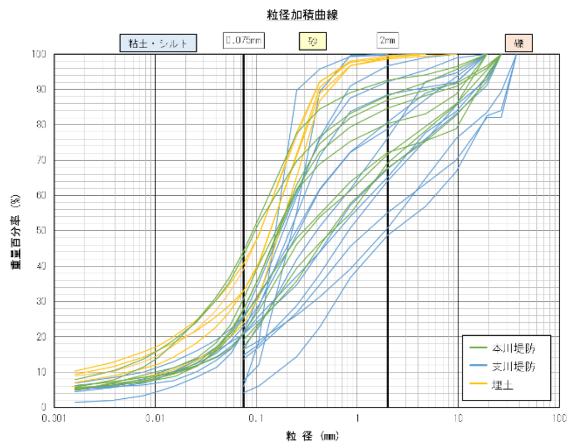


図 7-8 採取試料の粒度分布

表 7-2 透水試験結果

地層番号	現場透水試験	室内透水試験	(参考)creager式	備考
	m/s	m/s	m/s	
支川堤防Bg	3.71E-05	-	4.283E-05	簡易透水試験
埋土Fs	2.01E-06	-	1.184E-06	簡易透水試験
本川堤防Bg	5.35E-06	-	4.688E-06	簡易透水試験
支川ボーリングAg1	2.39E-05	-	3.414E-03	JGS1314
支川ボーリングAg2	4.86E-04	-	1.130E-03	JGS1314
本川堤防Dc	-	2.72E-10	3.000E-08	

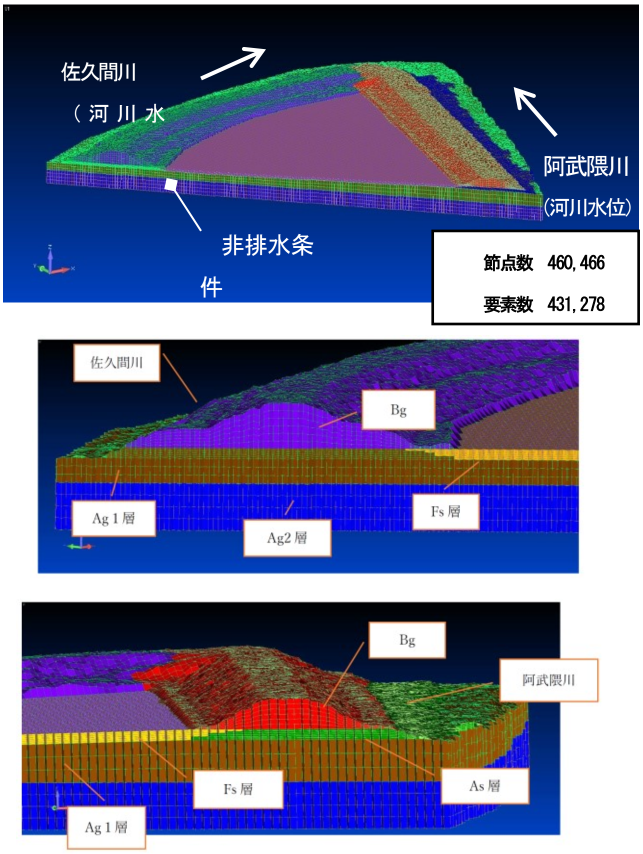


図 7-9 三次元浸透流解析モデル

表 7-3 各土層の定数

層名		湿潤単位体積重量	20%粒径	透水係数		非貯留係数	不飽和浸透特性
		γ_t	D_{20}	k		Ss	
			ave	ave	使用値		
		kN/m^3	mm	m/s		1/m	
Bg	本川	19.0	0.053	5.35.E-06	現場透水	1.0.E-04	礫質土G
Bg	支川	19.0	0.110	3.71.E-05	現場透水	1.0.E-04	礫質土G
Fs	埋土	19.0	0.047	2.01.E-06	現場透水	1.0.E-04	砂質土SF
As		18.0	-	1.00.E-05	一般値	1.0.E-04	砂質土SF
Ag1		19.0	0.821	2.39.E-05	現場透水（孔内）	1.0.E-04	礫質土G
Ag2		20.0	0.583	4.86.E-04	現場透水（孔内）	1.0.E-04	礫質土G
Dg		20.0	0.583	4.86.E-04	Ag2参考	1.0.E-04	礫質土G
Dc		18.0	0.004	2.55.E-10	室内透水	1.0.E-03	粘性土C
採用根拠		河川砂防技術基準の一般値	粒度試験結果	使用値に示す通り。		構造検討の手引き	構造検討の手引き

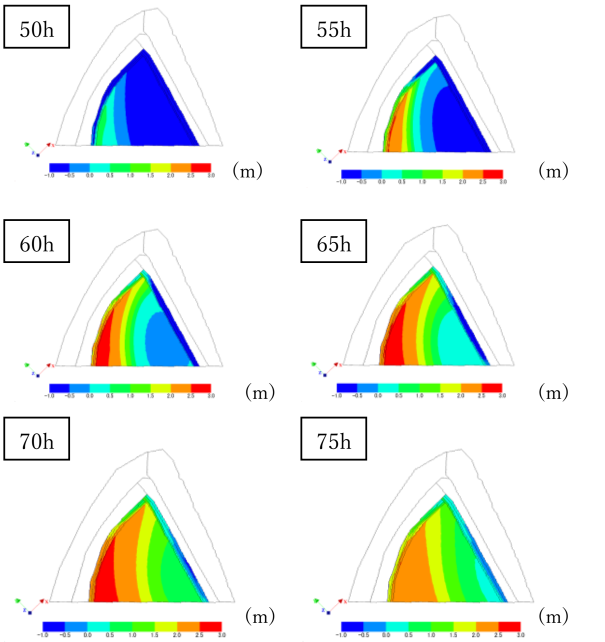


図 7-10 三次元浸透流解析結果（圧力水頭分布）

を行った結果が図 7-8 である。埋土は細粒分が多い砂が主体であることが分かった。本川・支川堤防の表面には礫分を多く含む土が使用され、支川堤防のバラツキが大きいことが分かった。

原位置透水試験は、本川・支川堤防、埋土を対象に地表面と開削面を対象とした簡易透水試験 8)を複数箇所で実施した。また、支川のボーリングを実施する際に Ag1、Ag2 層を対象に JGS1314（単孔を用いた現場透水試験方法）により透水試験を実施した。また、一部では室内透水試験が実施されていたので、これらの結果を表 7-2 に整理した。複数の試験結果がある場合には、平均値を示した。

7. 4 三次元浸透流解析 [10]

当該箇所のような支川合流部では、本川だけでなく支川浸透も生じることが推測される。この結果、合流点付近はそれ以外の箇所に比べ漏水が発生しやすいことが考えられる。当該箇所でも合流点付近の噴砂が最も大きく、合流点から離れるに従って、規模が小さくなり、ついには確認されなくなった。そこで、本川・支川双方からの浸透の影響を、三次元浸透流解析により検討した。

解析モデルを図 7-9 に示す。当該箇所の地表面形状は DEM データより、地層モデルは図 7-7 より作成した。堤内地の埋土の分布が不明であるため、埋土の層厚は 1.5m で一様にした。護岸及び遮水矢板はモデルに反映していない。モデル節点数は約 46 万点、要素数は約 43 万要素となった。堤内地盤高は支川上流に向かって低くなる傾向である。このため、透水層（Ag1 層）上面の標高は支川上流側に向かって低下するモデルとした。噴砂が確認された範囲を包含するように本川、支川ともに堤防延長 160m を

表 7-4 解析ケース（二次元浸透流解析）

	解析領域	外水	備考
CASE1	本川・支川	実績波形	測線1
CASE2	本川・支川	実績波形	測線2
CASE3	本川・支川	実績波形	測線3
CASE4	本川・支川	モデル波形	詳細点検の方法

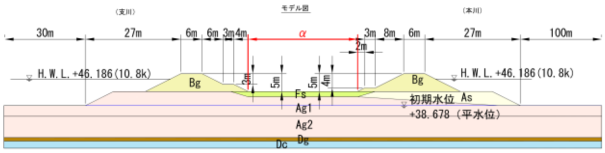


図 7-11　二次元浸透流解析モデル断面

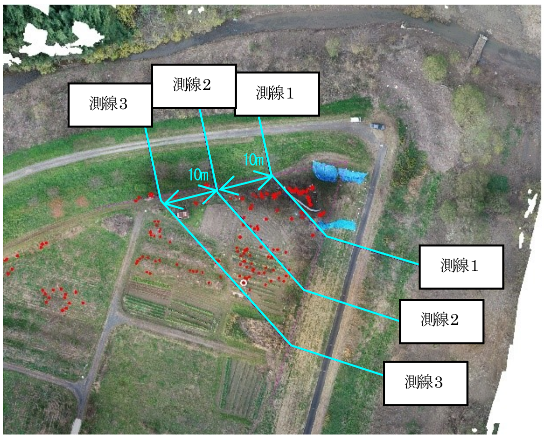


図 7-12　二次元浸透流解析モデル断面位置

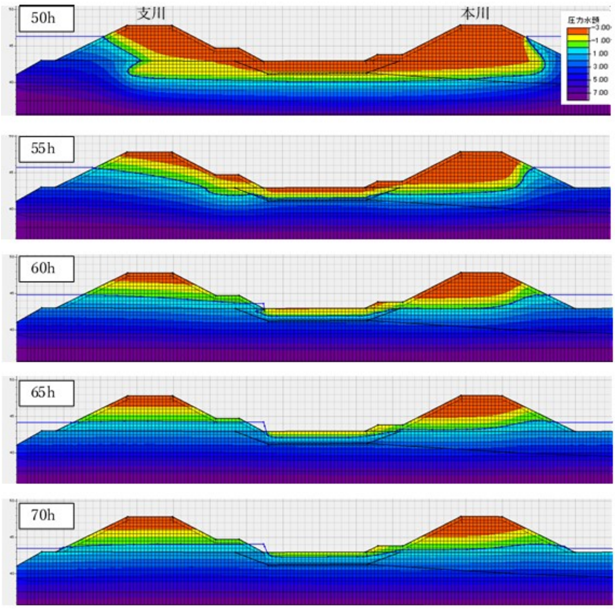


図 7-13　二次元浸透流解析結果

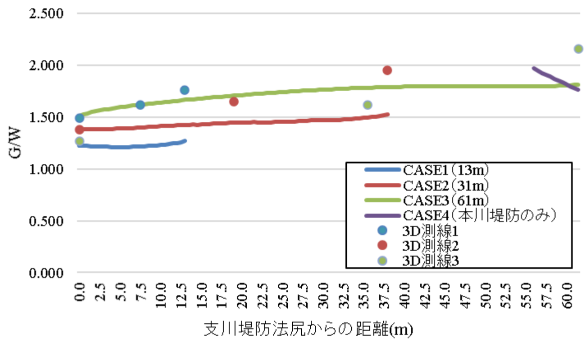


図 7-14　G/W の比較

モデル化した。外力は図 7-4 に示す河川水位と降雨量を使用した。また、各土層の定数は表 7-3 を用いた。ここ示した比貯留係数及び不飽和透水特性は、土質に応じて河川堤防の構造検討の手引きより設定したものである。

図 7-10 に 50h 後～75h 後までの 5h 毎の埋土層下面の圧力水頭分布を示す。河川水位のピークは 50h でその後、水位は低下する。圧力水頭は 50h より徐々に増え、65h～70h の時点でピーク値を迎える。圧力は支川上流側より堤防形状に沿って弧を帯びながら上昇する。これは、支川上流の埋土層下面の標高が低く、河川水との比高が大きくなっていることから、圧力が上がりやすくなっているものと考えられる。また、本川側の堤防法尻は圧力が上がりにくく、65h でようやく合流部の圧力が上がることが確認できる。本川側の堤内地盤高が高いことや、支川堤防に対して本川堤防の透水係数が低いことが要因であると考えられる。これは、図 7-3 に示す噴砂発生状況分布図でもこの傾向がうかがえる。

7．5 二次元浸透流解析 [10]

二次元浸透流解析では、本川、支川をモデル化することによって両方向からの河川水の影響を確認するため、表 7-4 に示す検討ケースの解析を実施した。CASE1～CASE3 に使用したモデル断面図を図 7-11 に示す。図中の α は図 7-12 に示す測線によって変化する両川堤防間の距離である。測線位置は、最も激しく噴砂が確認された測線 1、一定規模以上の噴砂が点在する範囲の中央の測線 2、測線 2 の範囲の外側の測線 3 を設定し、CASE1～CASE3 で α の値をそれぞれ 13m、37m、61m とした。三次元浸透流解析で考慮した堤内地盤の傾斜については考慮していない。河川側の境界は、本川側は 100m（河川中心 200m と影響が変わらない距離、計算時間短縮のため縮小）、支川側は河川中心の 30m とした。解析に用いた定数や外力は、三次元浸透流解析と同じである。CASE4 では詳細点検と同様に手引きに示す方法により、本川のみの堤防を対象に解析を行った。河川水位及び降雨は、手引きに示すモデル波形を作成して用い、堤内地の地下水は地表面-50cm とした。

図 7-13 に CASE1 の 50h 後～75h 後までの 5h 毎の埋

土層下面の圧力水頭分布を示す。河川水位のピークである 50h から遅れて 70h でピークを迎えており、三次元浸透流解析と概ね同じ挙動である。また、支川側の圧力が先行して上昇していることも確認できるように二次元の解析モデルでも三次元解析と同じ傾向の結果が得られることが分かる。

基盤漏水の指標として用いられる G/W を三次元解析と二次元解析で比較を行った。こちらも概ね同様の結果が得られており、支川合流部の検討では、モデル断面と境界条件を工夫すれば、二次元浸透流解析を用いて評価が可能であることが分かった。

8. まとめ

本研究は、堤防の浸透破壊の進行性を踏まえた、浸透安全性評価や対策の優先順位付け、合理的な対策工の設計・施工法・維持管理方法を提案することを目的としている。平成 28 年度～令和 2 年度の取り組みで得られた知見を以下に示す。

1) 河川水の浸透による進行性破壊発生時において、法面付近には楔状の不飽和領域が残るが、この不飽和領域は崩壊の進行に対し、抵抗にはなっていない。堤体内水位が一定でも、崖の形成に伴う連鎖的な崩壊で、変状が進行する。また、緩み領域は、見た目から想像される変状範囲よりも、特に法肩に近づくほど深くなっていることが明らかとなった。
2) 降雨の浸透による堤体浸潤挙動は、不飽和特性を VG モデルとし、透水係数に異方性を持たせることで、降雨による堤体内水位を精度よく再現できる可能性を明らかにした。また、河川水の浸透による堤体浸潤挙動についても、法面表層付近に透水性の高い範囲を設定し、異方性を考慮することで、河川水の浸透を精度よく再現できる可能性を明らかにした。
3) 進行性破壊のメカニズムを考慮した新しい評価法を提案した。変状の進行は、堤体内水位に対して極めて敏感であるため、まず浸透流解析によって水位の変化が適切に評価できる必要がある。一方で、堤体内水位を適切に再現できれば、提案した評価法で、安全側に崩壊範囲を評価できることがわかった。
4) ドレーン工により浸潤面を法面に接近させないことで進行性破壊を抑制することができることがわかった。そのため、進行性破壊を完全に防ぐためには一定規模以上のドレーン工が必要であることに留意が必要である。
5) 進行性破壊に対するより安価な対策として、礫混合土を用いた対策の効果を小型模型実験により確認した。礫混合率を増やすことや締固め度を大きくすることにより、より高い対策効果が得られることが小型模型実験で確認できた。せん断強度が増大することにより対策効果が発揮されているものと推測される。大型模型実験でも効果の検証を行ったところ、小さな範囲の礫混合土の対策でも、一定の効果が確認できた。引き続き、大型模型実験での検証を継続する予定である。
6) 令和元年東日本台風に係る河川堤防の被災調査を行った結果、相対的に河川水および雨水の侵食による被災が多く、浸透による被災は少ないことを確認した。また、浸透による被災箇所で開削調査やボーリング調査を行い、これらの結果を踏まえ、解析的な検討を実施した。支川合流部では、本川だけでなく支川からの浸透の影響を受けていることが推測される。この問題は三次元問題ではあるが、モデル化や境界条件の設定を上手く行えば、二次元浸透流解析でも支川からの影響を考慮した検討が実施できることを示した。

謝辞

本報の被災状況調査においては、関東地方整備局、東北地方整備局、北陸地方整備局に、開削調査・ボーリング調査にあたっては東北地方整備局、福島河川国道事務所、仙台河川国道事務所、福島県に多大なるご協力を頂いた。この場を借りて謝意を表する。

参考文献

1) 秋場俊一、吉田直人、石原雅規、佐々木哲也：河川堤防の進行性破壊に関する模型実験における進行速度と破壊過程、第 71 回年次学術講演会、2015
2) (一財)国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)、2012
3) 李圭太：河川堤防における安全性評価に関する研究、京都大学、2008、博士論文
4) 石原雅規、秋場俊一、東拓生、吉田直人、佐々木哲也: 浸透による堤防のり尻からの崩壊に関する大型模型実験と室内土質試験、第 5 回河川堤防技術シンポジウム、2017
5) 佐々木亨、杉山詠一、石原雅規、佐々木哲也：浸透による進行性破壊に対する礫混合土の対策効果に関する模型実験、第 54 回地盤工学研究発表会、2019
6) 杉山詠一、佐々木亨、石原雅規、佐々木哲也：円弧すべり計算を用いた強度定数の推定による礫混合土の対策効果の検討、第 54 回地盤工学研究発表会、2019

7) 杉山詠一、石原雅規、佐々木哲也：浸透による進行性破壊に対する礫混合土の対策効果に関する大型模型実験、土木学会第76回年次学術講演会、2021
8) 杉山詠一、石原雅規、富澤彰仁、佐々木哲也：地下水面より上の地盤を対象とした現場透水試験方法の違いによる結果の比較、土木学会第75回年次学術講演会、2020
9) 田川央、石原雅規、梶取真一、佐々木哲也、杉山詠一：阿武隈川における漏水箇所の開削調査、第75回年次学術講演会、2019
10) 田川央、石原雅規、佐々木哲也：令和元年台風19号による阿武隈川の漏水箇所における調査調査及び被災要因分析、河川技術論文集、Vol.27、2021

1.2 浸透に対する堤防の安全性評価技術、調査技術の開発

1.2.2 浸透に対する河川堤防の点検・評価・対策手法に関する研究（その２）

（空間的不均質性を考慮した堤防の浸透特性調査技術の構築（サウンディング））

担当チーム：地質・地盤研究グループ（地質）
研究担当者：阿南修司、品川俊介、矢島良紀

【要旨】
宮崎県・北川の基礎地盤漏水箇所周辺で、土層強度検査棒（土検棒）貫入試験による高密度サウンディング調査を実施した。実験により、貫入音や貫入ロッドの振動から土質変化が把握できることを確認した。また、限界貫入深度の浅い箇所と噴砂箇所がほぼ一致し、この限界貫入深度は礫層の上面高度と一致することを掘削調査で確認した。さらに土検棒貫入試験による地盤の定性的な硬さ判定と簡易動的コーン貫入試験の結果比較により、調査者によらず両者によい関係が認められた。以上より、土検棒貫入試験は基礎地盤漏水に関する調査に有効であると考えられた。さらに、土検棒貫入試験の自動化・省力化を目指し、自走式静的貫入試験装置とセンサー入り土検棒を設計・製作した。自走式静的貫入試験装置が有する貫入抵抗測定機能により、地盤強度の連続測定が可能となった。このほか、自走式静的貫入試験装置を用いたセンサー入り土検棒貫入試験の結果、粘性土と砂質土とを区分できる可能性が示された。
キーワード：土検棒貫入試験、高密度サウンディング、基礎地盤漏水、地質構造、土質区分

1. はじめに

河川堤防の被災形態の一つである漏水現象のうち、基礎地盤を透水径路とする漏水に関しては、基礎地盤の構造を正確に把握することが、被災原因の解明や要対策箇所の決定に必要である。

これまでの河川堤防基礎地盤の調査では、数 100m 程度の間隔で設定された代表断面において、川表のり尻付近、堤防天端および川裏のり尻付近の３点のボーリング調査によって把握された地質情報を基に、代表断面の横断面図と縦断面図に整理することが行われることが多かった。しかしながら、例えば平成 24 年 7 月洪水における矢部川右岸 7.3k 付近の堤防破堤では、基礎地盤の浅所に存在する局所的な砂層の分布とその連続性が、被災の主な原因の一つとされている [1]が、従前の調査手法でこの事例のような堤防基礎地盤の弱点箇所を事前把握することは、一般的に難しい。

多くの河川堤防が立地する平野部の地盤構造は、多くの場合、表層部の人為的な影響を受けた部分の下位に河川の影響を受けた堆積物が存在すると考えられる。河川の堆積物の粒度は、流速と相関があることから、上流あるいは河川の流心に近いほど粗粒で、下流あるいは河川の流心から遠ざかるほど細粒になると考えられる。このような河川堆積物の法則性を利用することで、基礎地盤の構造推定の精度が向上すると考えられる。

平野部の基礎地盤構造を知るための簡単な方法は、地形分類である。なぜなら、堆積する地層の最表層の堆積面が、ほぼ現在の地形面をなすと考えられるからである。一方、日本の平野表層部は、程度の差こそあれすべて人工改変を受けている。また、現世の河川堆積物を観察すると、堤防に挟まれた河川域内においても河川は曲流し、堆積物の粒度は鉛直あるいは水平方向に著しく変化することがわかる。

このように、河川の影響を受けた堆積物が分布する平野部の基礎地盤構造は、概略は地形分類で把握できるものの、その不均質性は著しいものと考えるべきである。

過年度の研究において、平成 24 年 7 月洪水における菊池川左岸堤防の川裏のり尻付近で生じた基礎地盤漏水箇所周辺について、土層強度検査棒（以下、「土検棒」という）を用いた高密度サウンディング調査を行ったところ、本調査手法により土質区分が可能で、測線配置を工夫することで堆積物の立体的な構造が推定できることがわかった [2]。

本研究では、土検棒による高密度サウンディング調査手法の河川堤防基礎地盤への適用性を、より多くの事例

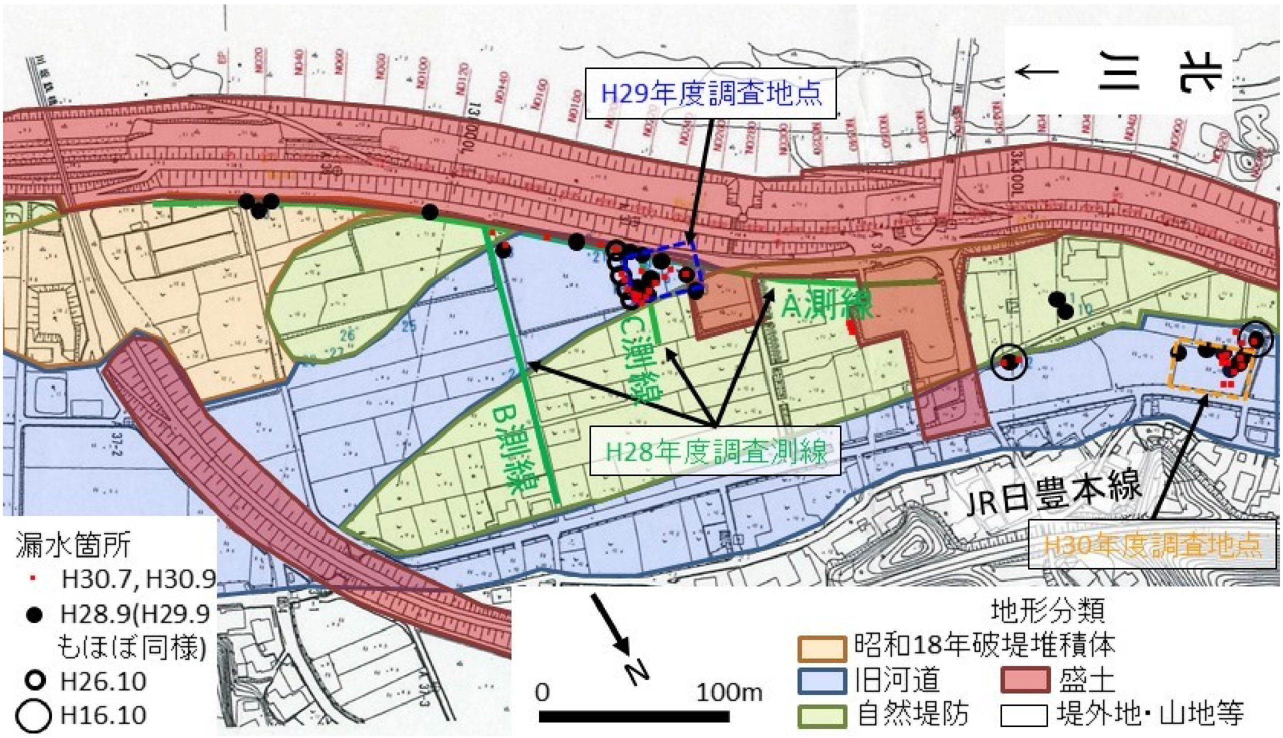


図-1 調査地点周辺の地形分類図・漏水箇所および調査地点 3)を修正

で確認する。また、装置を自動化することにより、河川堤防基礎地盤の不均質構造を効率的に把握する手法を開発し、堤防基礎地盤の浸透安全性調査精度を向上させることを目的とする。

平成 28 年度は、平成 28 年 9 月洪水による北川左岸 13k 付近の基礎地盤漏水箇所周辺で、土検棒貫入試験を実施し、本手法の適用性を検討した。また、土質区分の客観化・自動化を目指し、センサー入り土検棒を設計・製作した。

平成 29 年度は、平成 28 年 9 月洪水に引き続いて平成 29 年 9 月洪水で被災した、北川左岸 13k 付近の基礎地盤漏水箇所周辺で、土検棒貫入試験による高密度サウンディング調査（グリッド土検棒調査）を実施し、本手法の適用性を検討した。また、平成 28 年度に開発した、センサー入り土検棒による土質区分の検討を実施した。

平成 30 年度は、平成 29 年に引き続き平成 30 年 7 月および 9 月の洪水で被災した北川左岸 13.4k 付近の基礎地盤漏水箇所にて、土検棒貫入試験と簡易動的コーン貫入試験との結果比較を行い、土検棒貫入試験による地盤の硬さ判定の客観性に関する検討を行った。また、自走式静的貫入試験装置を開発し、貫入抵抗の連続測定を試行した。

令和元年度は、自走式静的貫入試験装置によりセンサー入り土検棒を地中に貫入し、土質区分が可能かどうかの試行を行った。

令和 2 年度は、土質の層相変化が小さい自然地盤において自走式静的貫入試験装置による貫入抵抗や土質区分の連続測定を試行し、その適用性を確認するとともに、これまで検討してきた堤防基礎地盤の浸透安全性に着目した地質調査方法の体系化に向けた検討を行った。

2. 土検棒を用いた高密度サウンディング調査の適用性検討

2. 1 調査地の概要

調査地点は、宮崎県延岡市北川町長井川坂の、北川左岸 13k 付近である。本調査地では、平成 28 年 9 月 20 日、台風第 16 号の影響による出水により、堤内地の広い範囲に基礎地盤漏水が発生し、多数の噴砂痕が認められた。また平成 29 年 9 月 17 日、台風第 18 号の影響による出水によって、前年とほぼ同じ箇所に同じような基礎地盤漏水が発生した。さらに平成 30 年 7 月 3 日の台風第 7 号、および 9 月 30 日の台風第 24 号の影響による出水で、でも基礎地盤漏水が発生した。なお平成 26 年 10 月の出水時にも今回の基礎地盤漏水箇所のごく近傍で同様の漏水が発生したことがわかっている。

図-1 は、調査地点周辺の地形分類図上に漏水箇所（宮

崎県延岡土木事務所提供資料および現地調査結果による）と本研究にて土検棒貫入試験を行った場所を示した

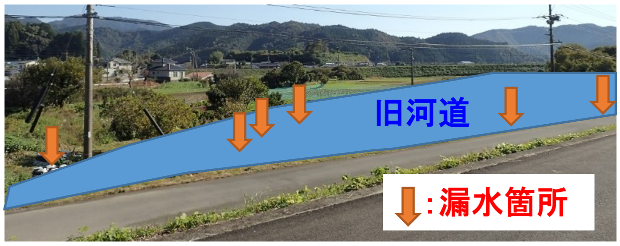


図-2　旧河道沿いに集中する漏水箇所

ものである。調査地点付近には帯状の低まりをなす旧河道が堤防沿いと山裾に存在する。そして平成 29 年度の調査地点である基礎地盤漏水箇所の畑地は旧河道で、噴砂痕が列をなして存在する（**図-2**）。旧河道部に集中して漏水が発生していることから、漏水と表層地質との関係が示唆される。

また、昭和 23 年撮影の空中写真によると、調査地内に砂礫堆のようなものが認められた。北川では昭和 18 年 9 月 22 日に大規模な出水があったことから、洪水の痕跡であると考えた。

2. 2　調査方法

2.2.1　地形との地質構造との関係に関する調査

まず堤内地の堤防沿いの地形と地質構造との関係を把握するために、主測線（A 測線）を、これに直交する方向の副測線 2 本（下流側より B 測線、C 測線）を配置し（**図-1** の H28 年度調査測線）、原則として 10m 間隔に測点を配し、土検棒貫入試験を行った。具体的には、土検棒が貫入できなくなるまで人力でゆっくり押し込んだ。そして貫入時に発生する音と手に伝わる細かい振動や手応えから、ロッド先端部の土質を推定し、5cm 刻みで記載した。ただし、ゆっくり押し込んで貫入ができなくなった場合は、ロッドを少し引き揚げ、勢いを付けて貫入を試みた。そして最終的に貫入ができなくなった深度を貫入限界深度として記載した。

また、調査地点の標高をレーザー距離計により、10cm 単位で計測した。なお、盛土などと考えられる、砕石等が混入した地盤は、ほとんど貫入ができなかったことから調査地点から除外した。

2.2.2　噴砂・陥没地点の地質構造を把握するための調査

噴砂・陥没地点の地質構造の特徴を把握するため、**図-1** の H29 年度調査地点について、**図-3** に示すように調査地点に 2m グリッドを設定し、グリッドの交点で土検棒が貫入できなくなるまで地中に押し込んだ。このような調査手法を「グリッド土検棒調査」と呼ぶこととする。貫入方法については **2.2.1** と同様である。

図-3　北川左岸 13k 付近の噴砂痕箇所と調査測線
写真はトレンチの最終段階（国総研河川研究室提供）。赤丸は 2017 年の噴砂痕位置（現地で記載）、水色丸（破線）は 2016 年洪水時の土嚢積み位置（写真重ね合わせによる）、水色丸（実線）は 2016 年 11 月調査時に発見した路面陥没位置を示す。

2.2.3　土検棒貫入試験による地盤の硬さ判定の客観性に関する検討[4)]

土検棒貫入試験では、人力でロッドを押し込む際に、地盤の硬さが定性的に把握できる。噴砂･陥没地点など、土が流動化した履歴を有すると考えられる場所では、一般に地盤の硬さが特に柔らかいと評価される。一方で硬さを定量的に把握しようとする場合、これまで標準貫入試験、簡易動的コーン貫入試験（以下「簡易貫入試験」という）などが用いられてきたが、いずれも土検棒貫入試験より大がかりで、**2.2.2** で行ったような高密度調査を実施するのは現実的でない。また、土検棒に貫入抵抗を測定するためのバネばかりを装着して測定する方法は、それらより簡便であるが作業性が悪い。そこで土検棒貫入試験による地盤の定性的な硬さ判定と簡易貫入試験とを**図-1** の平成 30 年度調査地点内に設定した同一グリッドで多数実施し、結果の比較を行った。

調査は、水田面に 32m×16m のグリッドを設定し、その内 64 箇所のグリッド交点付近で土検棒貫入試験と簡易貫入試験をセットで実施した。土検棒貫入試験の方法は **2.2.1** と同様である。なお地盤の硬さや土質の判定・推定方法に関して、事前に感覚のすりあわせは行わな

かった。また、調査は4班（2人1組）で行い、1つの班内で貫入作業と記載作業とを時折交代しながら作業を行った。簡易貫入試験は、原則的に貫入深さ10cmごとの打撃回数（これを「Nd 値」という）を記載し、一部を除いて概ね20回以上になる深度まで実施した。ただし、周辺の地質状況をふまえ、3m より著しく浅いところについては20回を超えても貫入を継続した。

2. 3　調査結果

2.3.1　地形との地質構造との関係

土検棒による調査に基づいて作成した地形・土質断面図を図-4および図-5に示す。図-5については宮崎県延岡土木事務所が実施したオーガー調査から明らかになった土質を併記する。

地形と地下の地質構造との関係を見ると、例えば測線Aの10~50mの範囲に示されるように、一連の地形種の範囲においても砂礫層の深度が変化していることがわかる。また、地形種と表層地質との関係がある程度認められる。すなわち、測線Aの断面図からは、自然堤防では砂混じり粘性土が、旧河道では上位に粘性土が、下位に砂混じり粘性土が、さらにその下には砂礫が存在する様に見える。また、氾濫堆積物らしきものが分布するところでは明らかに貫入限界深度が浅く、粗粒な堆積物が分布しているように見える。一方、測線BおよびCでは自然堤防で粘性土が分布している。その原因については現在のところ明らかではないものの、本調査によって地質構造の詳細を明らかにすることができた。

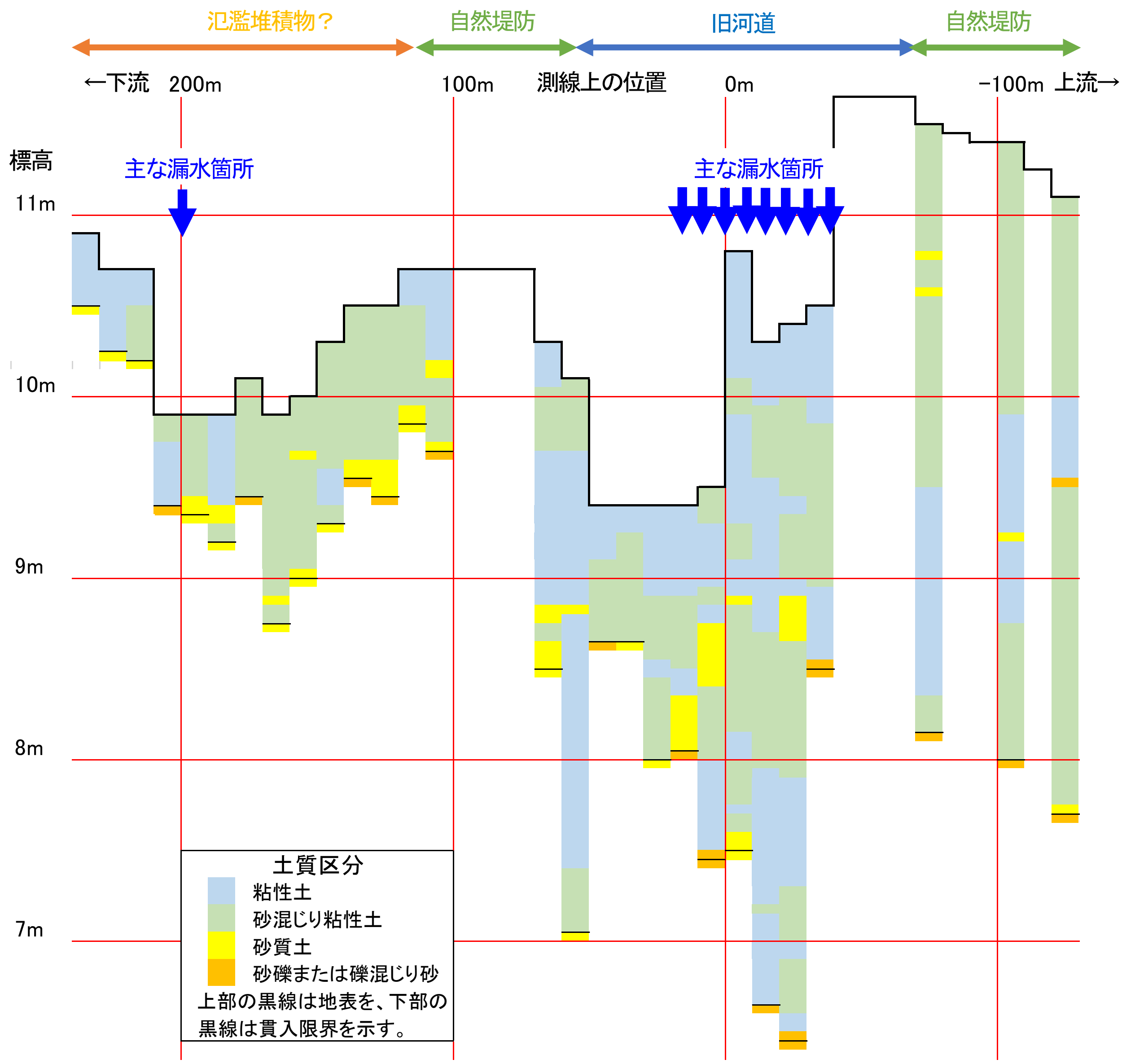
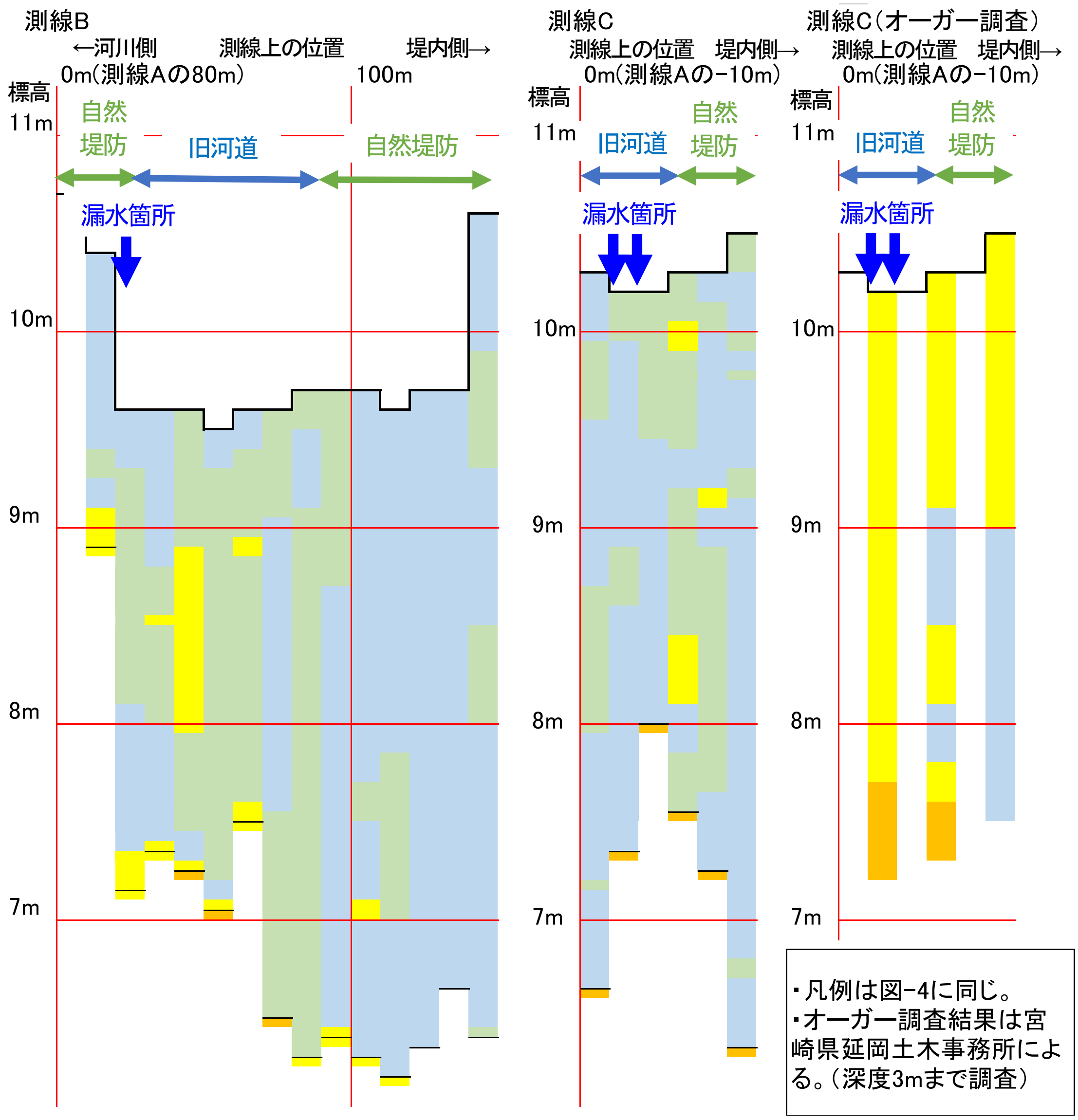
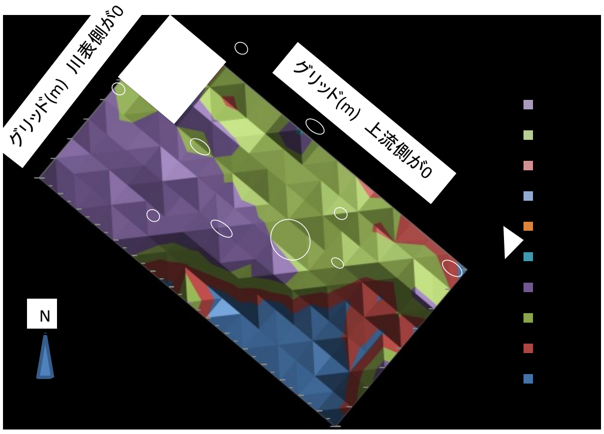


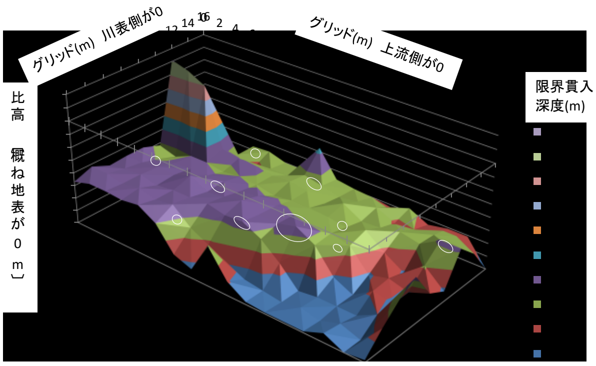
図-4　測線Aの地形・土質断面図



図−5　測線B、測線Cの地形・土質断面図



図−6　グリッド土検棒調査による貫入限界深度図
白丸は2017年の噴砂痕位置



図−7　グリッド土検棒調査による3D貫入限界深度図
白丸は2017年の噴砂痕位置

測線Cにおいて、オーガー調査による試料観察と粒度分析に基づく土質区分と、土検棒による土質区分を比較すると、粒度の変化トレンドは一致しているものの、土質判定自体は一致していない。具体的には、土検棒による結果は実際よりやや細粒に判定する傾向があった。事前にボーリング調査箇所で土検棒による土質判定を行い、判定基準の確認をすることで、より高精度な土質判定が可能となると考えられる。

2.3.2 噴砂・陥没地点の地質構造

グリッド土検棒調査による貫入限界深度図を**図-6** および**図-7** に示す。

土検棒の貫入限界深度は調査地点の南端で概ねGL-3.5mと深く、調査地点中央部で急に浅くなり、最も浅いところでGL-1.8mの帯状の高まりをなす。さらに北側では少しずつ深くなっていた。そして噴砂痕は、貫入限界深度の浅い箇所に分布していることが明らかとなった。また掘削調査によって、土検棒の貫入限界深度は礫層の上面高度であることがわかった。

すなわち、礫層は一様な高さに堆積しているのではなく、帯状のマウンドを形成しているものと考えられた。礫層を覆う透水性の低い地層の厚さが薄いところで漏水が発生している点については、透水理論と矛盾しない。以上のように本調査箇所においては、グリッド土検棒調査によって河川堤防基礎地盤の三次元地質構造を詳細に把握することができた。またその結果は、地盤漏水原因の推定に有効であることが示された。

2.3.3 土検棒貫入試験による地盤の硬さ判定の客観性[4)]

1）土検棒の貫入限界深度とNd値との関係

土検棒の貫入限界深度付近のNd値の変化を確認した。**図-8** は、縦軸に土検棒の貫入限界深度を、横軸にNd値が16以上となる区間の上限深度をとったグラフである。分析した64地点うち78%が±10cmの範囲内にあることから、土検棒はNd値15程度までは貫入できるものと考られた。この結果は土検棒貫入試験の貫入限界値は、簡易貫入試験の試験値でNd値10～15に相当するとされていること[1)]と大きな矛盾はない。**図-8** には、土検棒の貫入限界深度とNd値が16以上となる区間の上限深度との差が20cmを超える7地点について、乖離した要因などを示した。Nd値が10程度であるが厚さが30cmある地層が貫入できなかった箇所がある。また、**図-9** のように掘削調査によって砂礫層上面深度が急変する箇所が観察され20cm程度のごく近傍での試験においても場合によっては50cm程度も深度が異なることがあり得ることがわかった。さらに、陥没跡の埋土である礫を捉えた

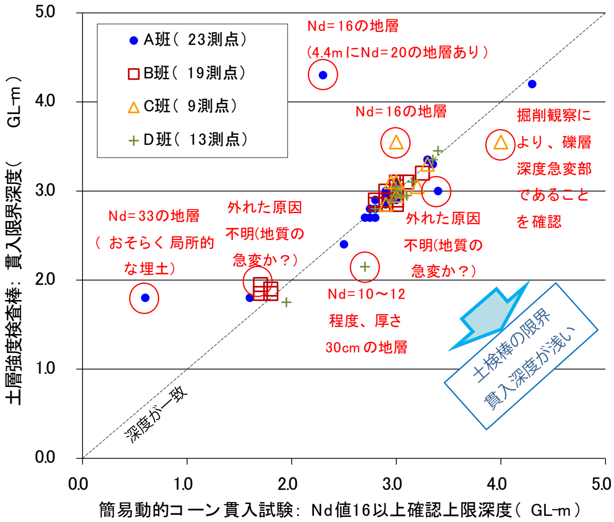


図-8 Nd値16以上確認上限深度と土層強度検査棒の貫入限界深度との関係[4)]

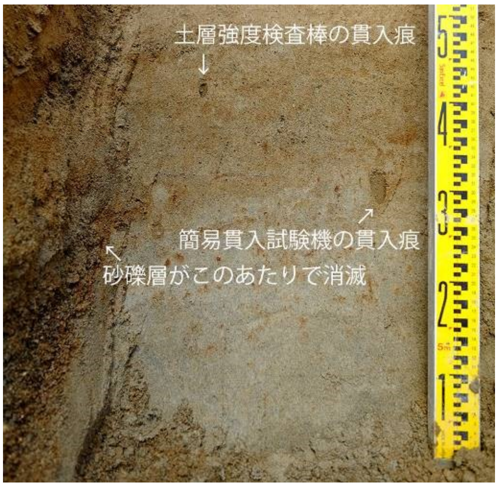


図-9 掘削による砂礫層深度急変部の確認状況[4)]

と思われる結果も存在し、調査結果は基本的に地盤構成物質の不均質性を捉えているものと推測された。

2）土検棒貫入試験における、調査者の主観による地盤の硬さ判定とNd値との関係

土検棒による地盤の硬さ判定に関して、各調査者が主観で判定・記載を行った結果を、「硬い」と「柔らかい」の２種のいずれかに整理した。「硬い」には、「締まる」、「すごく硬い」や「やや硬い」のほか、礫や粗粒砂の混入を示す記述がある部分が含まれる。従って粗粒であるが柔らかい地層は、「硬い」に含まれている可能性がある。また「柔らかい」には「緩い」や「やや柔らかい」のほか、「スーッと入る」などを含む。地層硬さ判定結果とNd値との関係を**図-10** に、調査班ごとの地層硬さ判定結果とNd値との関係を**図-11** に示す。記載に際して事前に感覚のすりあわせを行わなかったにもかかわらず、調査者によらず概ねNd値4より小さな層を「柔らかい」、4より大きな層を「硬い」と区分しており、調査者の感

覚は、ある程度定量的な区分と対応していた。

3）土検棒貫入試験による定性的な地盤の硬さ判定の有用性

土検棒貫入試験による定性的な地盤の硬さ判定結果は、調査者によらず簡易貫入試験値とよい関係が認められた。具体的には、「柔らかい」と判定されるものはNd値4より小さく、「硬い」と判定されるものはNd値より大きく、貫入限界深度は概ね Nd 値 15 程度である。

本方法は、測定機器を用いずに判定することから調査効率が高く、現場調査に有用であると考えられる。

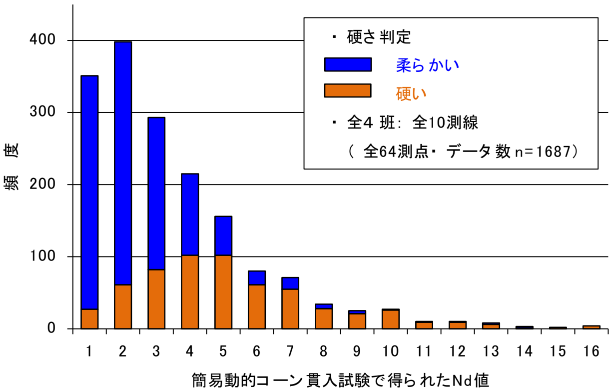


図-10　土層強度検査棒による地層の硬さ判定と Nd 値との関係[4]

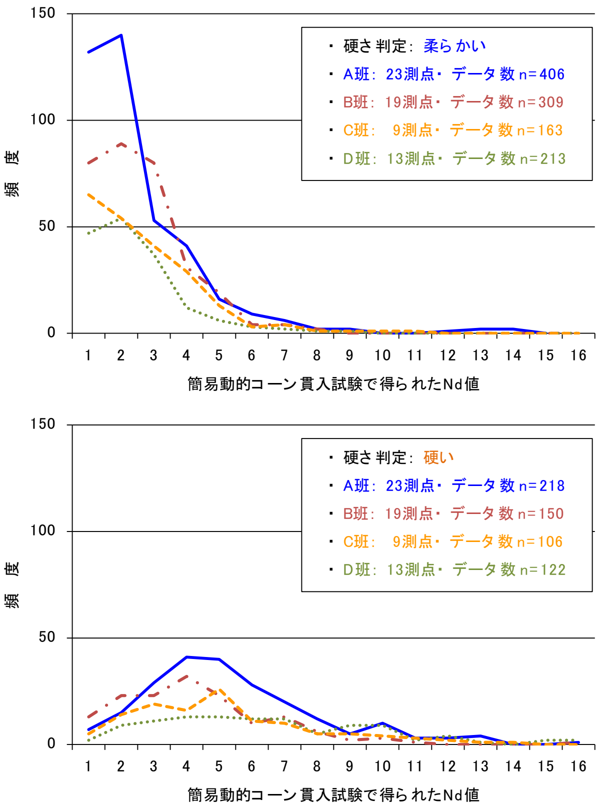


図-11　調査班ごとの地層の硬さ判定と Nd 値との関係[4]

3.　土検棒貫入試験の自動化検討

3.1　土検棒貫入試験の自動化イメージ

土検棒貫入試験は、機器が軽量、迅速で安価な調査が可能、土質区分ができるといった特徴を持つ、浅層地盤調査に有効なツールである。一方、人力で貫入するために多点調査を実施する際に手が痛くなる、貫入深度を記録するのが面倒、土質区分の際に調査者の判断が介入するなど、改善の余地がある。

本研究では、河川堤防基礎地盤の高密度サウンディング調査を効率よく実施するため、土検棒の自走式静的貫入試験装置および土質判定の客観化・自動化に関する技術開発を行う。土検棒貫入試験の自動化イメージを図-12に示す。

3.2 で行う機器の開発に当たっては下記の仕様を目標とした。

調査場所については、高水敷や河川堤防川裏の水田、畑地などの平坦地を想定した。

調査深度については、深いほどよいが、ロッドの変形などを考慮し、3m 以上を確保することを目標とした。

調査時間は、1 時間に 5 点程度（貫入抵抗を測定しない場合における人力による試験と同程度）を目標とした。

装置は現場内で自走できるものを構想した。具体的には貫入装置をクローラー運搬車に搭載する。また、装置を現場までワンボックスカーに搭載して輸送できる大きさ、重量とすることとした。

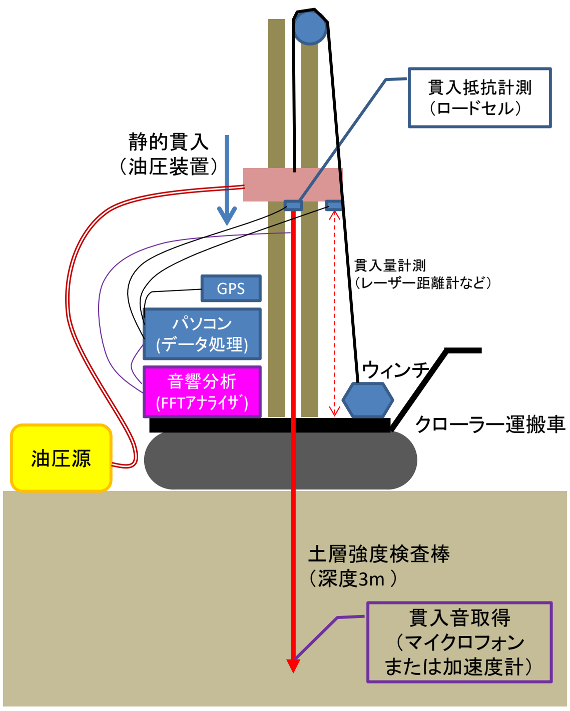


図-12　土検棒貫入試験の自動化イメージ

試験に関し、貫入抵抗、貫入深度および貫入位置を記録できるものとし、3.3 で開発するセンサー入り土検棒により、土質区分を行うことを目標とした。

3. 2 自走式静的貫入試験装置の開発

3.2.1 開発した装置

開発した装置の外観を図-13 に示す。装置は運搬時において、全長 320cm、幅 90cm、高さ 115cm、重量 500kg で、ワンボックスカーに自走して積載できる。実験時には長さ 200cm の貫入装置部を立てるとともにアウトリガーを張り出して、装置全体の水平を確保できる。

貫入装置の動力はクローラー運搬車付属の油圧源で、クローラー運搬車のエンジンにて作動する。

貫入装置にはロードセルおよびロータリーエンコーダーが付属しており、貫入抵抗やロッドの上下動を記録できる。なお、貫入は 1 ストローク最大 135cm で、それより深い深度に貫入する場合は、ロッドをつかみ直すことで、対応することができる。貫入力は最大 2.6kN である。

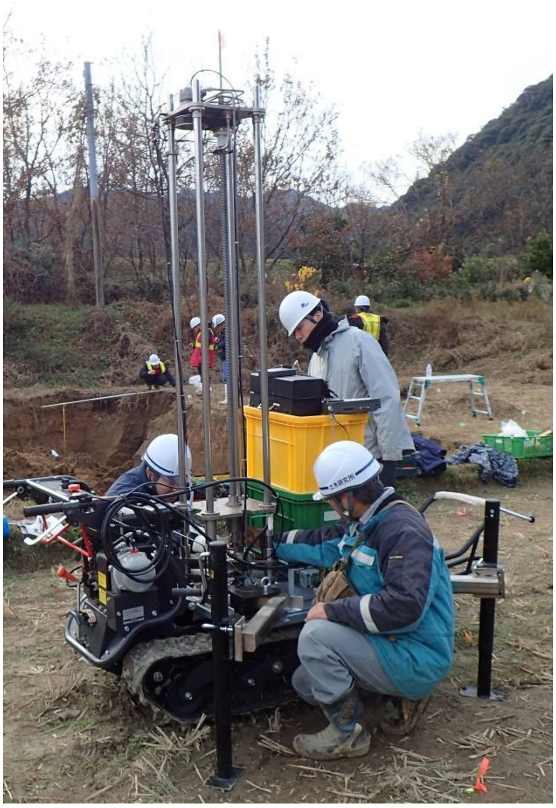


図-13 自走式静的貫入試験装置

3.2.2 貫入抵抗測定実験

貫入抵抗測定実験は、バネばかりを用い、人力貫入により貫入抵抗の最大値を 10cm ごとに測定した結果と、自走式静的貫入試験装置付属のロードセルの計測値を比較することで行った。

自走式貫入試験装置は約 2cm/s の速さで貫入を行った。人力での貫入速度は計測していないが、過去の経験から、著しく硬い地盤でなければ概ね 5cm/s 程度と思われる。

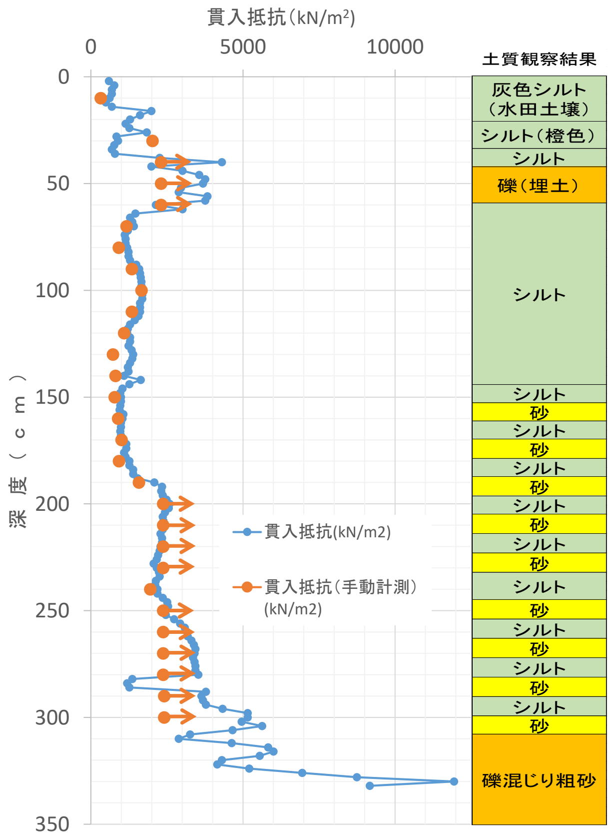


図-14 土検棒の貫入抵抗に関するロードセルとバネばかりによる手動計測の比較結果および土質

3.2.3 貫入抵抗値の比較実験結果

比較実験の結果を図-14 に示す。比較の結果、両者は非常によい関係を示した。人力貫入ではバネばかりを用いた計測について、最大 400N までとしたことから、深度 40～60cm、 200～230cm および 250～300cm については計測の最大値を超過した。一方、装置付属のロードセルではその 6.5 倍の貫入抵抗値を計測することが可能であることから、値の変化が記録できている。

図-14 には、測定場所における土質観察結果を示す。礫ないしは礫混じり粗砂で大きな貫入抵抗が得られた。また貫入抵抗がやや大きい 190～300cm の部分は砂・シルト互層、それより上位は主にシルト主体で、本地点においては貫入抵抗と土質との関係も認められる。

これまでの高密度サウンディング試験では、その作業

の繁雑さから地盤の貫入抵抗値のデータを取得した事例が少ないが、自走式静的貫入試験装置の実用化によって、地盤の評価における、貫入抵抗値のデータの利用も可能となるものと考えられる。

3. 3 センサー入り土検棒の開発

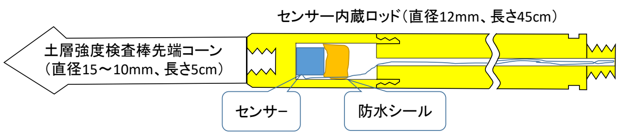
3.3.1 センサー入りロッドの開発

土検棒による土質判定は、人力での貫入時に発生する音と手に伝わる細かい振動や手応えといったものから、ロッド先端部の土質を推定するものである。具体的には、粘性土の場合には無音に近く、振動もほとんど伝わってこないが、砂分があるとジャリジャリないしはザーッというような音が発生し、細かい振動が手に伝わる。これらをマイクロフォンまたは加速度センサーで捉え、波形解析することで、土質区分をしようとするものである。

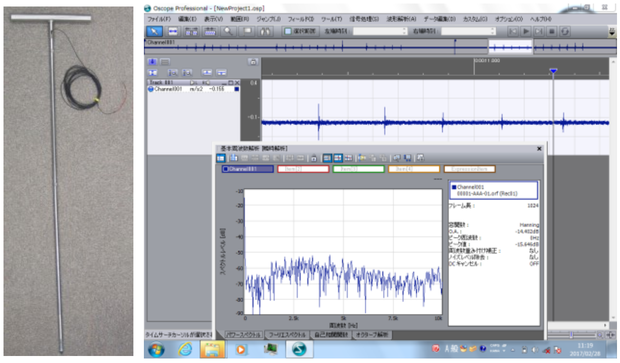
15mm の先端コーンを備えた貫入棒であるがその先端に近い部分のロッド内に、大きさ 3.8×3.0×1.1mm の大きさのアンプ内蔵型マイクロフォンまたは大きさ 5.0×5.0×1.2mm の三軸加速度センサーを埋め込み、中空構造のロッド内にケーブルを通し、信号を地上に取り出す構造（**図–15**）とした。ただし、中空構造とすることによるロッドの強度低下および、センサーを埋め込む空間としてある程度の大きさが必要であることから、ロッドの直径を 12mm とすることとした。

センサーで取得した信号は、市販のデータレコーダーに取り込み、市販のデータ解析ソフトウェアで解析できる。**図–16** に、製作したセンサー入りロッドの外観と、センサー波形の表示例を示す。

波形は、土の粒度組成、土の含水状態、貫入深度、貫入速度などの影響を受けて変化すると考えられることから、各種の条件を変えた実験を行うことで、土質区分の指標を検討する必要がある。そこで粒度調整をした 2 種類の模擬地盤（粘性土と砂質土）を築造し、これらにセンサー入り土検棒（以下、「センサー入り土検棒」という）を人力で貫入し、土質区分の可能性を実験的に検討した。



図–15 センサー入りロッド先端部の構造



図–16 製作したセンサー入りロッド（左）とセンサー波形表示（右）

3.3.2 センサー入り土検棒による土質区分実験

模擬地盤は、幅、奥行、深さが各 1m の砂質土および粘性土を各 1 体ずつ築造した。実験後に採取した模擬地盤の深度別土質試験結果を**表–1** に示す。

センサー入り土検棒は、3 軸加速度センサー入りのものとマイクロフォン入りのものを使用し、それぞれ砂質土、粘性土に各 8 回、人力で貫入した。貫入する場所は、それぞれ概ね 20cm の離隔を取ることで、貫入済みの地盤の影響を小さくした。貫入速度は毎回変化せざるを得ないが、できる限り定速になるように心がけるとともに、貫入時の様子をビデオカメラで撮影し、平均貫入速度を算出した。そして、貫入速度が 5cm/s 程度のものと、10cm/s 程度のもの各 2 点を抽出（**表–2**）し、以後の解析に用いた。また解析には、貫入深度がデータに影響している可能性を考え、深度 80-90cm 付近のデータを分析することにした。

振動データないしは音響データは小野測器製データレコーダーDR-7100 に記録し、これを小野測器製データ解析ソフトウェア OS-2720 を用いて解析を行った。

表–1 模擬地盤の深度別土質試験結果

土質	深度	含水比	細粒分含有率	均等係数	締固度
砂質土	0-25cm	14.9%	18.7%	11.91	91.5%
	25-50cm	15.3%	20.3%	13.21	89.0%
	50-75cm	15.9%	20.1%	23.89	90.1%
	75-100cm	16.0%	19.3%	10.63	92.2%
粘性土	0-25cm	60.2%	51.9%	41.15	88.8%
	25-50cm	61.4%	56.0%	40.42	91.9%
	50-75cm	62.1%	53.0%	57.62	90.7%
	75-100cm	62.6%	55.1%	48.70	92.0%

表-2　解析に用いたデータと平均貫入速度

センサー種類	土質	データ番号	平均貫入速度	データラベル
加速度センサー	砂質土	2-2	5.0cm/s	砂質土 5cm/s
		2-6	6.3cm/s	砂質土 5cm/s
		2-8	10.0cm/s	砂質土 10cm/s
		2-1	12.5cm/s	砂質土 10cm/s
	粘性土	1-7	5.0cm/s	粘性土 5cm/s
		1-1	5.3cm/s	粘性土 5cm/s
		1-3	11.1cm/s	粘性土 10cm/s
		1-5	12.5cm/s	粘性土 10cm/s
音響センサー	砂質土	2-11	4.8cm/s	砂質土 5cm/s
		2-9	4.3cm/s	砂質土 5cm/s
		2-13	11.1cm/s	砂質土 10cm/s
		2-10	7.7cm/s	砂質土 10cm/s
	粘性土	1-11	5.6cm/s	粘性土 5cm/s
		1-10	4.3cm/s	粘性土 5cm/s
		1-12	9.1cm/s	粘性土 10cm/s
		1-16	7.7cm/s	粘性土 10cm/s

3.3.3　土質区分実験結果

1）加速度センサー

加速度センサーは 3 軸成分を独立に取得するもので、水平方向（X 軸、Y 軸）および鉛直方向（Z 軸）ではデータの性質が大きく異なることがわかった。X 軸と Y 軸はよく似た波形であったことから、以後、X 軸と Z 軸のデータを扱う。

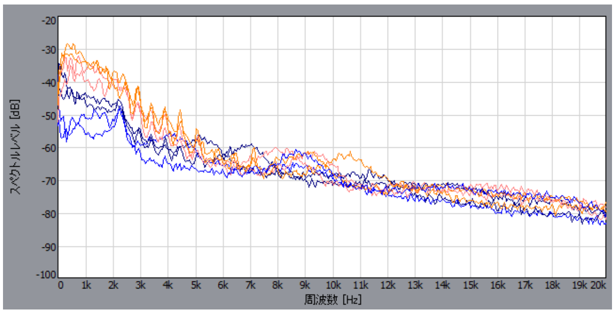


図-16　加速度センサー（X 軸）のパワースペクトル（0k～20kHz）
橙、朱は砂質土、紺、青は粘性土

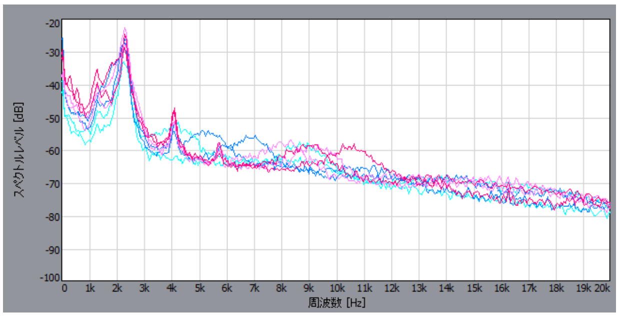


図-17　加速度センサー（Z 軸）のパワースペクトル（0k～20kHz）
赤、桃は砂質土、薄青、水色は粘性土

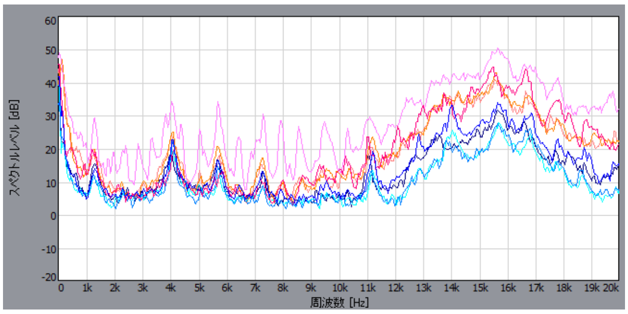


図-18　音響センサーのパワースペクトル（0k～20kHz）
赤、桃、橙、朱は砂質土、紺、青、薄青、水色は粘性土

パワースペクトルを見ると、X 軸（図-16）、Z 軸（図-17）とも、2.5kHz 以下の成分が大きく、高い周波数帯ではスペクトルレベルが小さくなっている。

X 軸は Z 軸に比べてスペクトルレベルが大きく、パワースペクトルを見ると 400～3kHz の帯域では、砂質土は粘性土のスペクトルレベルを下回らず、最大 20dB 程度（振幅でいうと 10 倍程度）も上回ることから、土質区分に使える可能性がある。また、図-16 の橙、紺は貫入速度 10cm/s、朱、青は貫入速度 5cm/s であるが、特に 2kHz 以下の帯域で貫入速度が速いものでスペクトルレベルが大きくなっていることが特徴的である。

一方、Z 軸は土質に依らず 2.3Hz 付近に著しく大きなスペクトルレベルを持ち、これは固有振動の可能性がある。また、200～2kHz 付近では砂質土が粘性土より大きなスペクトルレベルを持つ傾向はあるが、一部逆転しているなど、土質の識別を行うことは難しいように見える。

2）音響センサー

音響センサーのパワースペクトルは 100Hz 付近の低周波帯と 15～16kHz に極大を持つ。10kHz 以下は土質による違いが顕著でないが、それより高い周波数帯では土質による違いが顕著である（図-18）。また図-18 の薄青、水色は貫入速度 10cm/s、紺、青は貫入速度 5cm/s の粘性土であるが、特に 10kHz 以上の帯域で貫入速度が速いもので振幅が小さくなっていることが特徴的である。

3）土質区分の可能性と今後の検討課題

加速度センサーの X 軸（低周波領域）および音響センサー（高周波領域）による土質区分の可能性が示された。また、スペクトルレベルには貫入速度依存性が一部に認められた。今後はロッド長が長くなった際のパワースペクトルへの影響や、含水率を変化させた際の土質区分の可能性について、さらなる検討が必要である。また、開発した自走式静的貫入試験装置を使用した際の機械が発

する振動や雑音の影響を踏まえた検討を行っていく必要がある。

3. 4 自走式静的貫入試験装置を用いたセンサー入り土検棒による土質区分実験

3.4.1 試験条件

センサー入り土検棒の貫入は、自走式静的貫入試験装置により行った。本装置は、ダンプ機能付きのミニクローラー運搬車を改造して油圧ポンプによるロッド貫入機構を搭載したもので、その動力は運搬車のエンジンに直結した油圧発生装置によるものである。すなわち、エンジンからのノイズがロッドに直接伝わる可能性がある条件で試験を実施した。貫入速度は約 2cm/s に制御した。1 ストロークで最大 135cm 貫入可能で、今回は 3 ストローク、深度 330cm まで試験を実施した。

センサー入りロッドは、3.3 により良好な結果が得られた、加速度センサー入りのロッドを使用した。

試験は土木研究所構内で実施した。原地盤は表層 200cm まではシルト、200～300cm は粘土であった。今回は砂質土と粘性土で波形の違いを把握することを調査の目的としたことから、表層 0～100cm をダブルスコップで掘削した後に硅砂 6 号を充てんし、約 30cm 程度充てんするごとに水をしみこませて築造した層を砂質土の試験層とした。また、230cm～300cm の、砂分を全く含まない天然の黒色粘土層を粘性土の試験層とした。

3.4.2 試験結果

試験結果の一部（砂質土、粘性土および貫入停止時の X 軸（水平方向）のパワースペクトルの例）を図-19 に示す。砂質土、粘性土は複数の試験区間のデータを重ね合わせて表示している。

貫入停止時のスペクトル（黒色）は概ね 0±10dB 程度の平坦な波形を示した。

粘性土のスペクトル（水色）は、貫入停止時の波形とあまり違いが認められなかった。

砂質土は 1,500Hz 程度以下の低周波数領域で 20±10dB 程度の振動を検出しているが、それより高い周波数領域では粘性土と顕著な違いが認められなかった。

以上の結果から、自走式静的貫入試験装置を用いた加速度センサー入りロッドの貫入試験により、砂質土と粘性土の識別の可能性が示された。

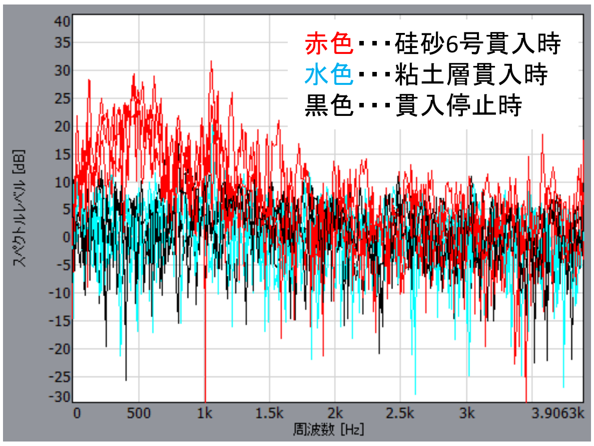


図-19 自走式静的貫入試験装置を用いた、加速度センサー入りロッド貫入試験の結果

3. 5 自走式静的貫入試験装置による貫入抵抗・土質区分測定の自然地盤への適用性試験

3.5.1 試験条件

自走式静的貫入試験装置は 3.4 で使用した機器と同様にミニクローラー運搬車に油圧ポンプによるロッド貫入機構を搭載したものであり、使用するセンサー入りロッドも同様に加速度センサーを先端付近に内蔵している。

試験は利根川水系桜川の右岸河口付近に位置する霞ヶ浦河川事務所土浦出張所構内の自然地盤を対象に 2 箇所（KD1-1,KD1-2）実施した。貫入速度は約 2cm/s、サンプリング周波数は 10kHz であり、深度 400cm まで貫入した。なお、試験時間は装置の移動設置を含めて 1 箇所あたり約 20 分である。

調査箇所はごく近傍で過年度にボーリング調査を実施しており、深度 240cm までの土質分布が明らかになっている。それによると、地表から 60cm までは不均質なシルト質砂、100cm までは不均質な砂まじりシルトからなる埋土であり、100cm 以深が自然地盤である。自然地盤としては、粘土混じり砂（～125cm）、微細砂（～160cm）、細砂（～180cm）、微細砂（～190cm）となっており、さらに 240cm までは細砂が確認されている。なお、ボーリング掘削時の地下水位は地表面－143cm であった。

3.5.3 土質判定方法

土質判定は 3.4.2 と同様に X 軸の加速度センサーの計測記録を基に検討を行った。試験箇所の地盤は細砂、微細砂、シルトというように層相のコントラストが小さいため、粒度と加速度センサーの計測値との関係を定量的に評価するため、土質判定の指標として 15cm を 1 区間としたフーリエスペクトルのピーク周波数を用いた（図-20）。判定基準は 3.4.2 の結果をふまえ、ピーク周波数 1,500Hz 以下を粗粒（砂質土）、2,000Hz 以上を細粒（粘性土）、1,500～2,000Hz を中間的な粒度とした。

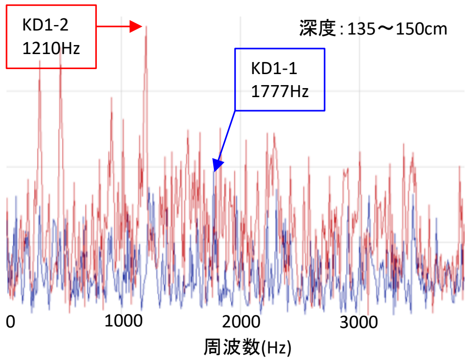


図-20　ピーク周波数の解析例

3.5.3　試験結果

既往ボーリングの近傍で実施した2点（水平距離で約50cm離れ）の試験結果および解析例を**図-21**に示す。図は左から貫入強度、ピーク周波数、土質判定、既往ボーリング結果である。

貫入強度は2地点の地盤強度の傾向がおおむね一致しており、強度によって地層対比が可能なほどの高精度・高分解能でデータが取得できていることが確認できた。本研究で開発した自走式静的貫入試験装置は、土層強度検査棒を貫入に使用することで、既往の静的貫入試験装置と比べ、大幅な小型化、調査の高速化を実現する一方で、人力での貫入では困難であった強度の大きい地盤を含め、連続データが取得できるため、表層の詳細な地盤構造の把握に極めて有効であることがわかった。

また、土質判定に関しては粒度分析を実施していないため定性的な比較となるが、ボーリングコアで細砂、シルト質砂である区間は微細砂や砂まじりシルトと評価された区間と比べピーク周波数が低くなる傾向があった。閾値や解析方法についてはさらなる改良の余地があるが、今回の試験により自然地盤においても定量的な指標に基づく土質区分ができる可能性を確認した。引き続き、多様な地盤で適用性を検討するとともに、機械ノイズの低減や判定技術の精度向上に取り組む。

3. 6　堤防基礎地盤の浸透安全性に関する地質調査方法の体系化

堤防基礎地盤の浸透安全性について、現状では主として少数のボーリングデータに基づいて堤防横断方向の代表断面の地質モデルを作成し、地質・土質毎に透水係数を設定して二次元浸透流解析を行い、これに基づいて評価を実施してきた。一方で例えば平成24年の矢部川右岸7.3kにおける破堤[1)]では、幅数10mの局所に分布する砂層がパイピング経路であると推定されており、これらの地層の分布を把握するためには現状の離散データに基づく手法では不十分であり、連続データないしは連続と見なせる程度に高密度の点群データに基づく必要がある。

そこでこれまで開発・検討を実施してきた、微地形、平均動水勾配と被災履歴との関係に基づく浸透安全性の概略評価手法、物理探査・稠密サウンディングなどの手法をボーリングデータと組み合わせた、地質構造の概査･精査手法､トレンチ調査による被災原因調査手法と、調査結果に基づく合理的な地質モデルの作成手法を体系的に整理し、土木研究所資料「堤防基礎地盤の浸透安全性に着目した地形・地質調査方法」（仮題）として次年度にとりまとめるべく、その骨子を作成した。**図-22** に資料の目次案を示す。

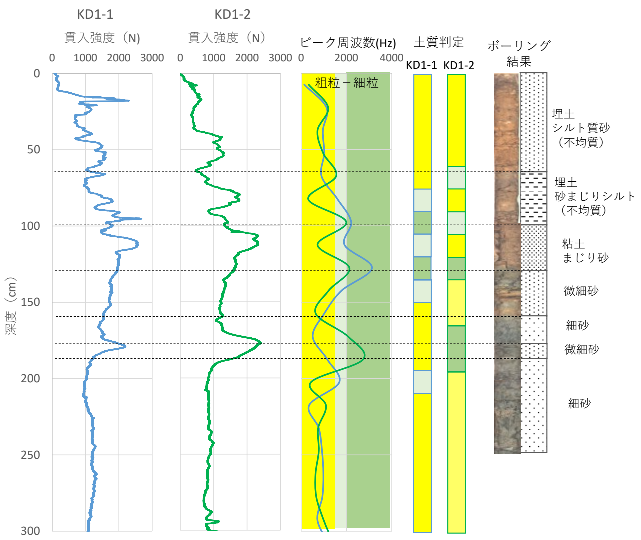


図-21 自然地盤において自走式静的貫入試験装置で取得したデータの解析例

土研資料｢堤防基礎地盤の浸透安全性に着目した地形･地質調査方法｣(仮題)
目次案

図-22　土研資料「堤防基礎地盤の浸透安全性に着目した地形・地質調査方法（仮題）」の目次案

4. まとめ

北川左岸 13k 付近の基礎地盤漏水箇所周辺で、土検棒貫入試験による高密度サウンディング調査を実施した。その結果、本手法が河川堤防基礎地盤の地盤漏水調査に有効であることを示した。

また、土検棒貫入試験の自動化のため、自走式静的貫入試験装置およびセンサー入り土検棒を開発した。その結果、本装置により精度よく土検棒の貫入抵抗を連続的に測定できること、および自走式静的貫入試験装置を用いたセンサー入り土検棒貫入試験により自然地盤においても粘性土と砂質土とを区分できる可能性が示された。

加えて、堤防基礎地盤の地質調査方法の体系化を図るため、土研資料「堤防基礎地盤の浸透安全性に着目した地形・地質調査方法（仮題）」の骨子を作成した。

謝辞

現地調査の実施に当たっては岩元聡副主幹（当時）、小田幸裕主任技師（当時）、安部知之主査をはじめとする宮崎県延岡土木事務所河川砂防課のご協力および資料提供などの便宜を図っていただきました。また、愛媛大学岡村研究室および名古屋工業大学前田研究室の皆様には簡易動的コーン貫入試験のデータをご提供いただきました。さらに、地権者および宮崎県延岡市北川町川坂区の皆様のご協力を賜りました。自走式静的貫入試験装置の現地試験には、関東地方整備局霞ヶ浦河川事務所土浦出張所に試験箇所の提供等の便宜を図っていただきました。ここに御礼申し上げます。

参考文献

1) 矢部川堤防調査委員会：右岸 7.3k 付近の被災メカニズム、矢部川堤防調査委員会報告書、pp.4-2～4-60、2013
2) 品川俊介・日外勝仁・佐々木靖人：土層強度検査棒による河川堤防基礎地盤の高密度サウンディング調査、第 1 回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム　委員会報告・講演概要集, 土木学会地盤工学委員会堤防小委員会、pp.64～65、2013
3) 品川俊介・矢島良紀・西塚　大・阿南修司：河川堤防基礎地盤漏水現場におけるトレンチ調査、日本第四紀学会講演要旨集、No.48、p.7、2018
4) 山本定雄・矢島良紀・品川俊介・富澤彰仁・杉山詠一・松尾達也・植田律・西塚大・前田健一・岡村未対：土層強度検査棒による地盤硬さ判定と簡易動的コーン貫入試験結果との比較、第 54 回地盤工学研究発表会講演集、2019

1.2　浸透に対する堤防の安全性評価技術、調査技術の開発

1.2.3　浸透に対する河川堤防の点検・評価・対策手法に関する研究（その３）

（空間的不均質性を考慮した堤防の浸透特性調査技術の構築）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（特命）
研究担当者：齋藤清志、稲崎富士、尾西恭亮

【要旨】
本研究では河川堤防の不均質性の実態を明らかにするとともに、そのような空間的・時間的不均質構造が堤防の浸透特性にどのように影響するかを把握することが可能な調査技術の開発と堤防構成材料の工学的特性を明らかにすることを目的としている。平成 28 年度は、大規模模型実験による浸透時の非線形堤体破壊過程の追跡と内部計測物性パラメータの特徴的変動の検出、サウンディング時音響解析による土質特性の空間的不均質性の把握手法に関する基礎実験、長期モニタリングによる堤防の降雨・地震応答の時空間的変動検出手法の検証実験等を実施した。平成 29 年度は、電気探査による、模擬堤防への雨水の浸透、および高透水性基盤への浸透過程のモニタリング試験を実施した。平成 30 年度からは、各種物理探査手法の透水性の異なる地層の判別への適用試験を実施した。はじめに、電気探査と表面波探査による堤体内部と基礎地盤の砂礫層の分布特定を行った。令和元年度は堤内地において透水性の高い領域を特定する手法の適用試験を実施した。令和 2 年度は地中レーダと土層強度検査棒を組合わせた調査手法による漏水範囲特定への有効性を確認した。
キーワード：不飽和帯、非線形特性、統合物理探査、表面波探査、電気探査、S 波速度、比抵抗

1. はじめに

河川堤防の多くの区間は、長い年月をかけて築堤・改築を繰り返してきた歴史を有し、したがって内部の物性分布は不均質になっている。これに加え、土構造物は材料物性および施工性において均質性を保つことが困難であり、本質的に不均質な性状を有している。これまでは、一定区間内では堤防内部・基礎地盤の物性分布は均質である、と仮定して堤防の安全性を推定してきた。しかし近年の堤防開削調査や連続的な断面構造を把握可能な統合物理探査の適用によって、堤防が縦断方向には数 10m のオーダーで、横断方向には数 m のオーダーで物性構造が変化することがわかってきた [1)]。そしてこのような堤防・基礎地盤の局所的な不均質構造が浸透安全性と密接に関連していることも明らかになってきた [2)]。このため、空間的な不均質構造を的確に把握し、その脆弱性を的確に推定することが可能な現場調査技術の開発と適用が期待されている。本研究では、これまで土木研究所物理探査技術担当において研究開発を進めてきた統合物理探査技術 [3)] の時空間的分解能を向上させ、局所的な不均質構造をもイメージングできるようにするとともに、物理探査によって求められる物性構造と評価対象とする浸透特性との関係性を実験的に推定することを目的とする。

平成 28 年度は、土木研究所構内に築造してある模擬堤防を用い、堤防表層の不飽和帯への降雨浸透過程をリアルタイムでモニタリングする現場計測技術についての検証実験を実施するとともに、熊本地震に伴って出現した地表断層によって変位を受けた実堤防において統合物理探査を実施し、断層変位による堤防の耐浸透特性の影響範囲を特定できるかを検証した。加えて不飽和堤体材料の含水特性と物理探査計測物性との関係性を求める室内材料試験計測を実施した。平成 29 年度は、模擬堤防の降雨浸透過程のモニタリングを電気探査で実施した。また、堤体の基盤が高浸透性である条件における浸透モニタリングを実施した。平成 30 年度は、小貝川や北川において、表面波探査や電気探査を適用し、旧河道や高透水性地盤の分布の把握への有効性を確かめた。令和元年度には、漏水発生が広域に及ぶ被災地において、漏水経路を特定するために、堤内地において透水性の高い領域を特定する調査への物理探査手法の有効性を確かめた。令和２年度には、漏水被災堤防の川裏法尻において、地中レーダと土層強度検査棒を組合わせた調査を実施し、漏水危険区間の特定に有効であることを確かめた。

2. 堤防の空間的不均質構造のスケールに関する検討

2. 1 河川堤防の不均質性の実態

河川堤防に対する浸透安全性は、いわゆる詳細点検[4]の手順に従って実施されてきた。安全性評価は、基本的に裏のりの円弧すべり、川裏でのパイピング、および盤ぶくれを対象とし、一連区間を基礎地盤地質や微地形、堤防形状などを考慮して細分し、各細分区間内において最も厳しい条件を有すると想定される箇所を代表断面に設定し、横断方向に最低３本の土質調査ボーリングと現場透水試験を実施し、その結果に基づいて局所動水勾配を非定常浸透流解析によって推定し、パイピング等に対する安全性を照査する、という手順で実施される。この手順に対しては、設定した代表断面が、実際に細分区間内で最も厳しい条件を有する箇所であるといえるのか、堤体内部の不均質性をどのように浸透流解析に反映するのか、現場透水試験や室内試験等によって基礎地盤や堤体の透水特性を適切に推定できるか、という指摘への回答が求められていた。

図 1 は、詳細点検時の土質調査ボーリングから推定した堤防横断地質断面構造の推定事例を示したものである。この断面では現場透水試験は実施されておらず、下流の細分区間での試験結果、およびボーリング試料の粒度分析結果から、基礎地盤に対しては $1.5\text{-}4.2\times10^{-5}$ m/s、堤体盛土部は $1\times10^{-5}\sim10^{-8}$ m/s という透水係数値が推定されていた。しかし堤体部については同図でも１区分で表現されているように、わずか３本の土質調査ボーリングによって堤防内部の不均質構造を捉えることは基本的に不可能であった。また基礎地盤に対しても上部礫層の連続性と浸透特性が把握されておらず、実地盤構造とその特性を考慮した浸透安全性照査には至っていない。図２は、上図の断面とほぼ同じ位置での開削面の層相観察結果とボーリング柱状図、統合物理探査から推定した層相とを比較したものである。実際の堤体内部の構造が築堤履歴を反映して極めて不均質であること、築堤履歴を４期に区分できること、堤体内部にも粗粒で透水性が高いと推定される材料が使用されていること、さらに堤体部の不均質性のオーダーが数 m 程度であること、などがわかる。

2. 2 河川堤防の不均質構造の把握手法

2011 年東日本地震で被災を受けた堤防区間において、オールコアボーリングと従来の土質調査ボーリングをほぼ同一地点で実施し、両者の堤体部分の層相区分を比較したところ、層相境界深度が 2m 近くずれている場合があった。オールコアボーリングでは連続試料を半裁し、

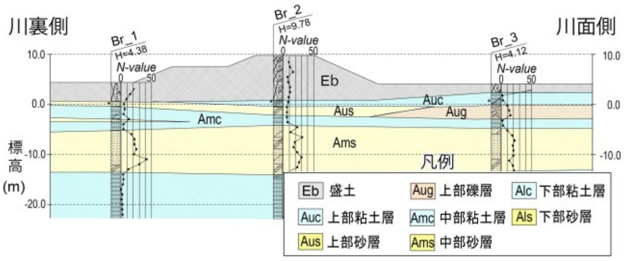


図 1 詳細点検による横断地質断面構造推定事例

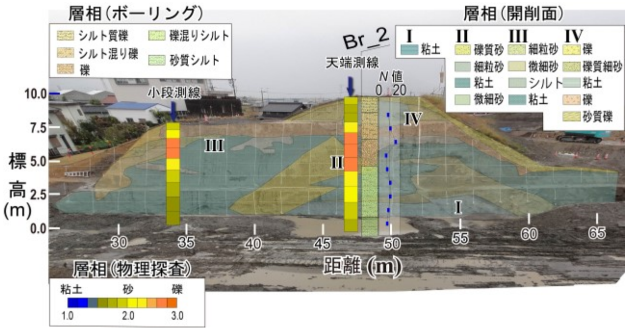


図 2 開削面調査結果とボーリング調査結果・物理探査推定層相との比較

堆積構造や層相を詳細に観察・記載するのに対し、通常の土質調査ボーリングでは部分的な貫入試験試料に対する観察だけであり、土質試験でも元の成層状態を乱して試料調整し、一括的な粒度特性を求めるために細粒分の影響を受けやすくなることが知られている。

一方、縦断方向の統合物理探査測線から対応部分の計測結果を抽出し、粒度特性・層相などとの関係を統計的に推定[5]した結果を２本、図２の探査測線直下に示した。物理探査の結果からでも、土質調査ボーリングと匹敵するかそれ以上の空間分解能で堤体内部層相分布を非破壊でかつ連続断面として推定できることがわかる。

従来の土質調査ボーリングで求められる N 値についても、貫入時にサンプラの刃先が地層中に礫や木片、貝殻濃集層などの異物・薄層に遭遇すると貫入抵抗が増大し、計測データに影響を与えることが知られている。またＮ値５程度以下の範囲は測定感度が低く、細かな層相の違いを捉えられないことがある。特に材料としての不均質性が大きい盛土材料に対しては、層相や粒度特性を反映していない場合があることに注意を要する。図３にその実態を図示する。同図は関東地方の河川堤防および周辺盛土地盤で実施された土質調査ボーリングの標準貫入試験結果（N 値）と同一孔・近接孔で実施された高精度Ｓ波速度検層によるＳ波速度値を比較したものである。標準貫入試験区間が通常は 30cm であるのに対し、Ｓ波速度は 1m 区間の区間速度値であるため、両者は必ずしも１対１対応しない。しかし自然地層においてはＳ波速

度と N 値との間に強い相関があることがわかる。一方ボーリング孔上部の盛土区間のデータに対しては両者の相関が著しく低く、特に砂層のバラつきが大きいことがわかる。さらに自然地層に比べると、盛土部は相対的にN 値が大きく計測される傾向があることがわかる。この図は、自然地層に比べて盛土層の不均質性が大きいこと、標準貫入試験値はその不均質性の影響を受けやすいことを示している。すなわち、河川堤防堤体材料に対しては、標準貫入試験値から土質層相や物性値を推定することは適当とは言えない。

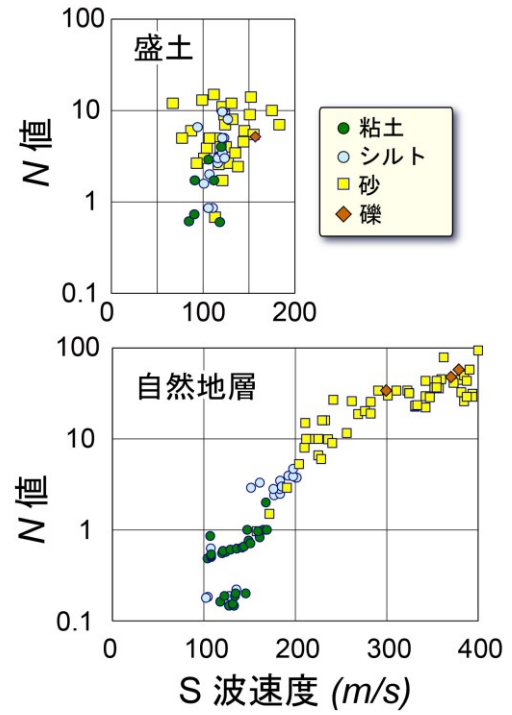


図 3 S 波速度と N 値の関係。上：盛土部、下：自然地層。

3. 堤防の時間的空間的不均質構造の計測手法の検証

3. 1 地震被災河川堤防に対する統合物理探査の適用性検証

2016 年 4 月 14 日および 16 日に発生した一連の熊本地震によって、南阿蘇村で大規模な斜面崩壊が生じるとともに、それによって落橋した阿蘇大橋を含め合計 192 箇所で橋梁が被害を受けた。また国管理河川、県管理河川を合わせて 356 箇所の河川堤防においてひび割れ、沈下、のりすべりおよび液状化などの変状が生起した。このうち益城町を流下する木山川では、地震に伴って地表に出現した右横ずれ断層交差部において亀裂、横ずれが発生した。2011 年東北地方太平洋沖地震時にも東北地方、関東地方の堤防で液状化被害が発生したが、地震断層によって河川堤防が変位する事例はこれまでほとんど報告されていなかった。そこで地表地震断層と交差する区間に探査測線を設定し、断層による内部物性構造の影響区間を評価することを目的として統合物理探査を実施した[6)]。測線位置図を図 4 に、また右岸側堤防上に設定した測線の統合物理探査結果断面を図 5 に示す。現地探査は地震発生から 10 か月を経過した平成 29 年 2 月に実施したが、その時点においても地表地震断層交差部で堤防天端に亀裂が認められた。

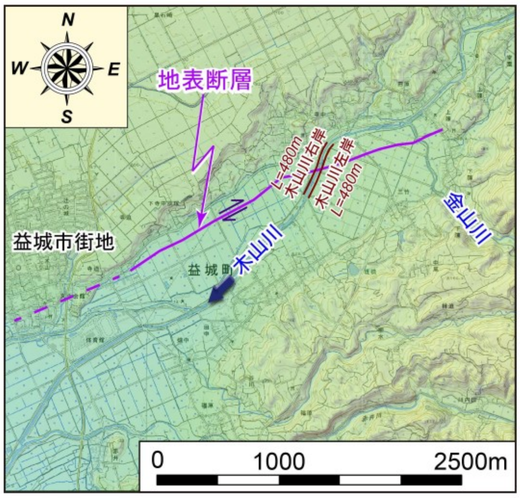


図 4 地震被災河川堤防統合物理探査測線位置図

統合物理探査断面のうち比抵抗断面には、堤体部分が相対的に高比抵抗になっていることが示されている。堤体部の比抵抗は 600‐2500Ωm の値を示し、粗粒の材料で構築されていることが推定された。しかし地表地震断層交差部を挟んだ区間での変化は見いだされなかった。また S 波速度断面（中段）でも断層交差部で物性構造が変化する兆候は認められなかった。このことは地表地震断層による内部変形が、存在したとしても極めて狭小（数 m 程度以下）な範囲に限られることを示唆している。あるいは、小規模ずれ変形に対して内部変形によって解消するという土構造物特有の自己修復機能が働いたことに

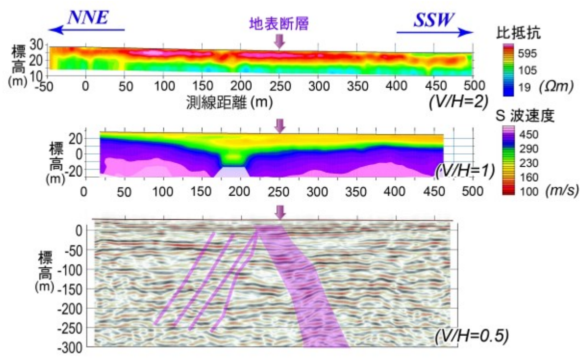


図 5 木山川右岸測線統合物理探査結果断面。上：比抵抗断面、中：S 波速度構造断面、下：P 波反射深度断面。

より物性値の低下が捉えられなかったとも考えられる。

同図下段に示した稍深部の地盤構造断面には、断層に伴う南東側上がりの逆断層累積変形構造が捉えられている。すなわち、地表に出現した地震断層は、繰り返し活動した活断層の一部であることがわかった。断層に伴う変形構造は地表地震断層の北西側 100m 程度まで及んでいることも分かった。このことは地表地震断層との交差部だけでなく、100m 程度以上の区間を断層に伴う影響区間、すなわち空間的不均質帯として取り扱うべきであることを示している。なおＳ波速度構造断面には、地表地震断層交差部から上流側約 100m の位置に幅 25m 程度の低速度帯が存在することが示されている。探査深度が約 50m までであり、この低速度帯が地下深部まで連続する断層破砕帯であるかは不明である。しかし基礎地盤中に局所的に低速度帯が存在すると、地表部で地震動が増幅されることが知られている。強震動によって堤体部が局所的に緩み、透水性が大きくなることを想定する必要がある。実際、この区間では川表側ブロック護岸が変形し剥離崩壊していた。また雑微動レベルも周辺より大きかった。この低速度帯は左岸側堤防測線下にも存在しており、空間的に連続することがわかった。

現地調査実験の結果、地震で変状が生起した河川堤防に対して統合物理探査が有用であり局所的な不均質構造を捉えることが可能であることを実証することができた。またいくつかの手法を組み合わせて実施し総合的に解析することで、把握した不均質構造の浸透特性や耐震特性の経時変化を推定可能であることがわかった。また本現地調査実験は、地震や地震断層により被災を受けた河川堤防の影響範囲を地表徴候だけから推定することは危険であり、内部物性構造の空間的分布・不均質構造を面的に捉えることが可能な統合物理探査の有用性を改めて示すものであった。

3. 2　長期統合物理探査モニタリングによる堤防不飽和帯の降雨応答調査技術の検討

土木研究所では、ほぼリアルタイムで多チャンネルの比抵抗を測定可能な高速電気探査装置を開発し [7]、同装置を用いることで堤防表層部の降雨浸透過程を４次元（3 次元空間+時間）で捉えることが可能であることを示してきた [8),9)]。これらの検証実験では、堤防天端に溝を掘削し、その溝内に清水を注水して堤体表層部の不飽和帯に浸透させている。この人工注水実験により、不飽和帯内に形成される浸潤体の成長拡大過程を比抵抗の変化率として捉え、3 次元的に表示した。実験結果からは、濡れにより浸潤体の成長速度が変化すること、浸潤体が円筒状や半球状ではなく不整形で層境界面に沿って進展すること、またのり傾斜方向にも進展すること、がわかった。

一方湿潤状態の変化や強震動負荷によって、堤防・基礎地盤のＳ波速度が変化することもわかってきた [10),11)]。このことは、統合物理探査で求められる比抵抗値やＳ波速度値が、ある特定の地盤条件を反映したものであり、場に固有・固定的な値ではないことを意味している。逆に、比抵抗値やＳ波速度値の空間変動だけでなく時間変動を調べることで、負荷に対して堤防のどの場所がどのように応答するか、という動的な応答特性と局所的不均質性をより的確に把握することが可能となる。

土木研究所構内地質野外実験場に築造された模擬堤防でのＳ波速度変化計測事例を図 6 および図 7 に示す。このうち図 6 は、模擬堤防を横断する方向に測線を設定し、25cm 間隔に地震計を配置し、S 波トモグラフィ探査を実施・解析した結果である。2 回の計測の間に、日雨量 30mm に達する豪雨があり、停電・倒木被害などが発生した。この降雨の浸透によって、模擬堤防表層部のＳ波速度が低下した。S 波速度の低下率は最大で-20%に達したが、特に堤防のり肩部で低下率が大きくなっていることがわかる。天端には緩い傾斜がつけられており、表流水はのり方向に流れる。これによりのり肩部に集中した表流水と降雨が合わさって内部に浸透した結果、局所的な S 波速度の低下が発生したという解釈が可能である。一方図 7 は、模擬堤防天端中央部に長さ約 38m の測線を設定し、40cm 間隔に地震計を配列して。準静的手法 [12)]により表面波の分散曲線を求めて堤防縦断方向の S 波速度構造を再構成したものである [13)]。表面波の測定は 11 月 22 日から 12 月 26 日までの間に、20 次にわたって実施された。同図にはそのうち、日雨量 19mm の降水を観測した当日（11 月 24 日）とその 2 日前、および 14 日後（12 月 8 日）の S 波速度構造断面を示してある。なお 11 月 24 日と 12 月 8 日の間には累積雨量で 27mm の降水があったが、12 月 8 日を含めて 4 日間は降水がなく、模擬堤防は乾燥過程にあったと推定される。同図に示すように、降雨によってＳ波速度が最大で-20%低下した。S 波速度の変化域は表層約 50cm に集中しており、S 波トモグラフィ探査解析断面と極めて整合的であった。S 波速度の低下は均一ではなく、特定の区間（測線左側）に集中しているように見える。その区間は 12 月 8 日のＳ波速度断面でも低速度域として観測されている。このように、堤防に測線を固定展開し、連続的に表面波や比抵抗を測定してそれらの経時変動を捉える、いわゆるタイ

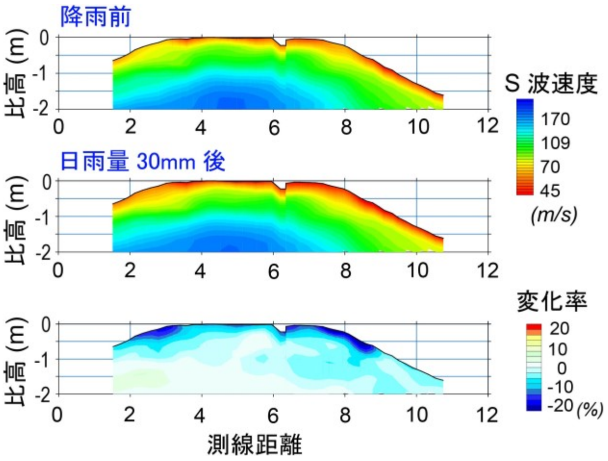


図６　S 波トモグラフィ探査による降雨前後の模擬堤防のS 波速度変化検出

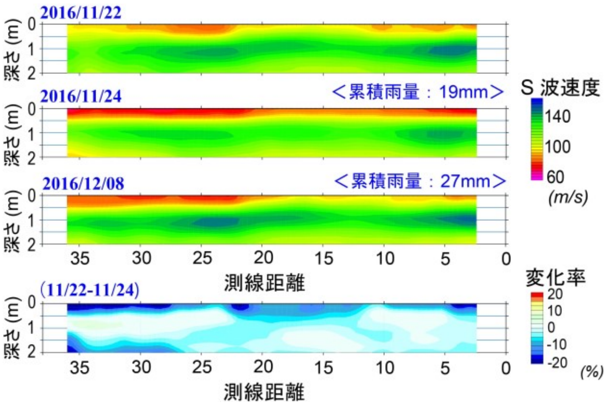


図7　準静的表面波探査による降雨前後の模擬堤防のS波速度変化検出

ムラプス観測によって、堤防内部の不均質性、すなわち降雨等の影響を受けやすい区間をイメージングすることが可能であることを実証した。

3. 3　堤体内浸透の高速電気探査によるモニタリング

高水時に堤体内または堤体基盤の浸透水により生じるパイピングは、主要な破堤原因の中で、普遍的な対策手法の確立が遅れている現象である。調査によりパイピングを生じる堤体内浸透の発生危険領域を事前に検知できれば、パイピング破堤の防止対策を施せる。そこで、土質構成がわかっている模擬堤防を用意し、堤体内浸透の様子を非破壊で検知可能か、探査試験を行った。

図８に作成した試験堤防の断面を示す。堤体底部に高浸透性の川砂で構成される層を設けてある。堤体底部の高浸透層に直接浸透水を供給可能なように、片側（川表側を想定）は川砂が露出した注水ピットが用意されている。

はじめに、強雨時の降雨浸透水の比抵抗変化によるモニタリング結果を示す。図９に台風時の、図 10 に強雨時の比抵抗変化を示す。青色の領域は電気伝導度の増大

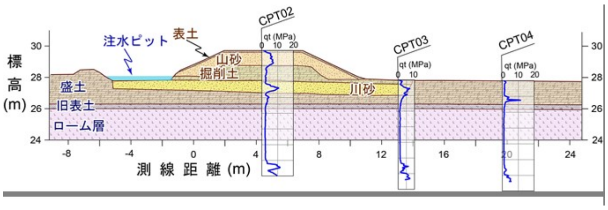


図８　高浸透基盤を持つ模擬堤防の土質構成[16]

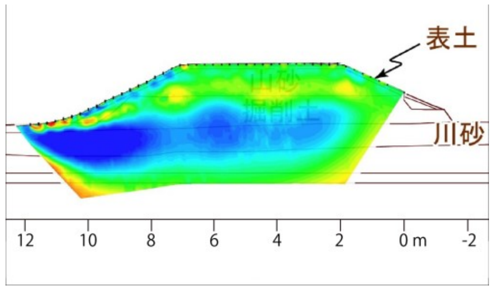


図９　台風時の比抵抗変化（24 時間）

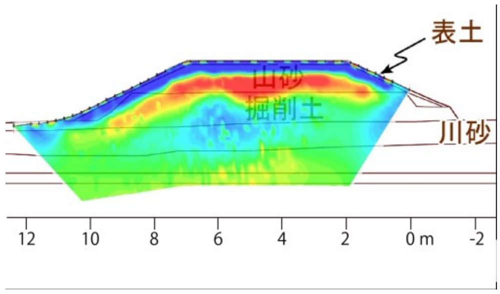


図 10　強雨時の比抵抗変化（48 時間）

を示し、赤色は変化が少ないことを示している。台風時は 24 時間で 112mm の累積降雨量があり、強雨時は 48 時間で 59mm の降雨量があった。比抵抗変化分布の相違は、降雨以前の降雨量が原因であり、台風時は降雨前 1 週間で 91mm の累計降雨量があった一方で、強雨時は降雨前 1 週間でわずか 9mm の累計降雨量しかない。このため、台風時は堤体の含水比が既に高く、天端からの雨水の浸透が限定的であったのに対し、強雨時は堤体の水分飽和度が比較的低く、堤体表土が雨水の浸透受容領域となったと理解することができる。このように、電気探査による比抵抗変化分布により、浸透様式の相違を検出することが可能であることがわかった。

また、晴天時に注水ピットから浸透水を注入させ、堤体底部の高浸透層における浸透水を検知する試験を行った。注水量を図 11 に示す。累計で約 13m^3 の注水を行った。この時、堤体を横断する注水の浸透方向に、電極を 25cm 間隔で 96 本配置（23.75m）し、繰り返し電気探査を行った。

比抵抗変化結果を図 12 に示す。各変化図の左上の数字が日時を表す。水分率計を堤体の両法尻付近に設置しており、注水 12 分後に注水ピット側の川砂層に浸透水

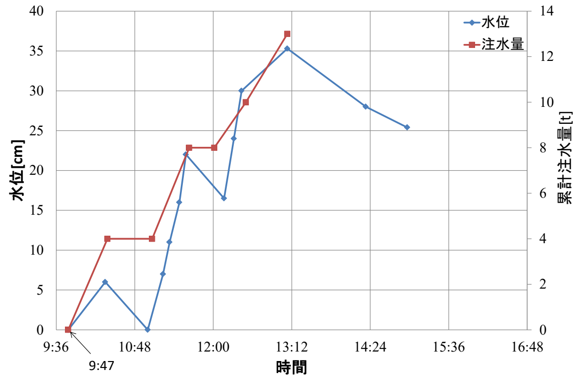


図 11　ピット内水位と累計注水量[16)]

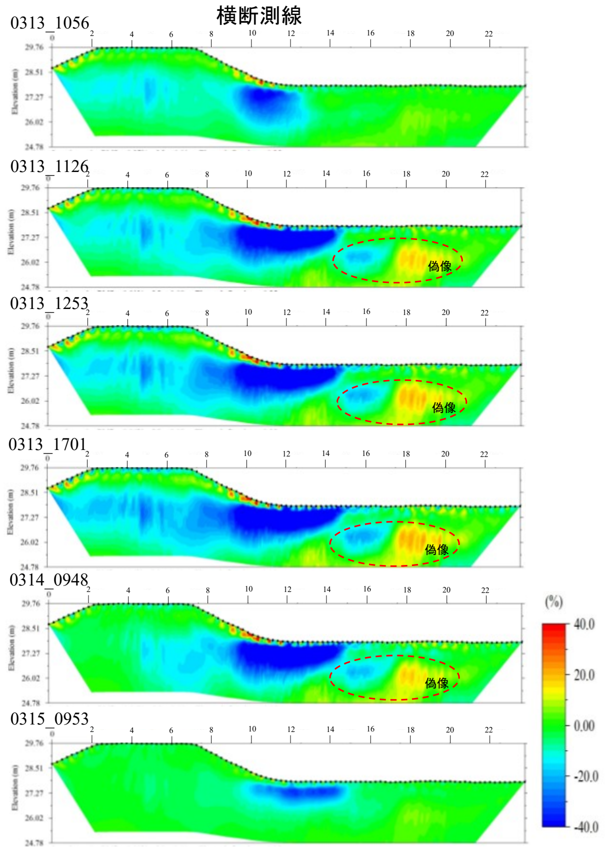


図 12　比抵抗分布の変化

が到達し、52 分後に注水ピットと反対側（川裏側）付近の川砂層に達したことが分かっている。したがって、川裏側の到達時刻の目安は 64 分後の 10:51 となる。1 回目の変化断面である 10:56 頃に、浸透水のフロントが堤内地に到着していることと、整合的な比抵抗変化断面が得られている。

その後、法尻より川裏と川表の両方の方向に向けて比抵抗の低下領域が拡大している。これは、川砂層の存在する全領域において含水比が上昇していることを意味しており、初期においては高浸透層の下部に浸透領域が広がり、その後上部の含水比が高まることを示唆している。川裏側からの漏水確認は 13:28 であり、堤体底部の浸透が十分に進行したあとであることから、浸透水の受容領域が飽和した後に漏水過程へ移行する流動過程が示唆される結果となった。

3. 4　室内試料試験による計測物性と評価物性の相関性の検討

河川堤防に対する統合物理探査および稠密物理探査で求められる空間情報は、S 波速度または比抵抗などの物性値であり、浸透特性の空間分布を評価するには、調査により得られた物性値を用いて、体積含水率や透水係数などの浸透特性を表す物性値を推定する必要がある。浸透特性の推定には、従来原位置での現場透水試験による直接的な測定、標準貫入試験採取試料の土質特性からの間接推定が多用されてきた。しかし標準貫入試験の N 値は連続的でなく局所的な物性変動の影響を大きく受ける。また従来の現場透水試験は、透水性が小さい層相の場合、平衡状態に到達する時間が長くなり、また計測孔の周辺数 cm の範囲の掘削の影響を強く受ける。局所的な計測値であり、ある細分区間の代表値として採用することの可否を判断することが困難であった。これに対し、物理探査計測物性値から何らかの方法で浸透特性を推定することができれば、空間的に連続する浸透特性分布を推定することが可能となる。実際、岩石の飽和状態での浸透特性を、物理探査で求められる比抵抗から推定することは実用的に実施されている[14)]。一方で不飽和未固結層に対しては、モデル化や工学的な関連づけが不十分であった。そこで、河川堤防の開削断面 10 箇所において直接比抵抗や S 波速度を測定するとともに、堤体構成材料を採取し、土質試験を実施し、両者の相関を検討してきた[15)]。断面上での計測点数は総計で 2000 以上、分析試料数は 530 以上に達した。その解析結果例を図 13 に示す。同図は、原位置で測定した比抵抗と、計測地点から採取した試料の含水率との関係を、粒度特性（D20）をパラメータとしてプロットしたものである。原位置で定容積試料を採取することが困難であったことから、重量含水率を計算しているが、両者には高い相関性があることが示されている。ただし浸透特性を推定するには、重量含水率ではなく、体積含水率を求めることが不可欠である。そこで、定容積未固結砂質試料を使用した室内実験を実施した。結果の一例を図 14 に示す。同図は豊浦標準砂（D20=2.3:ただし φ スケール）を乾燥密度約 1.70g/cm^3 に調整して径 5cm、長さ 10cm の円柱状に整形し、含水

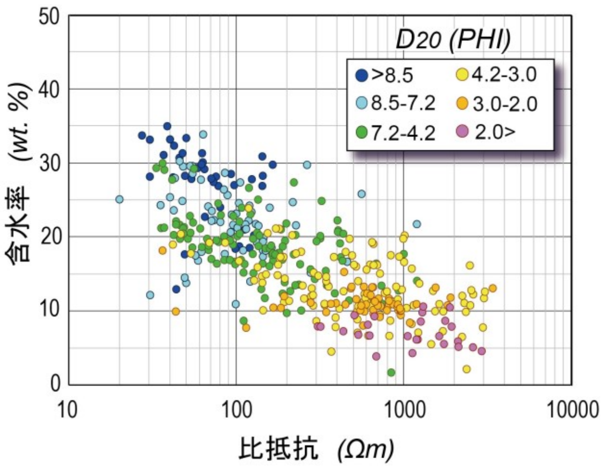


図 13　堤体材料の比抵抗と含水率、粒度特性の関係

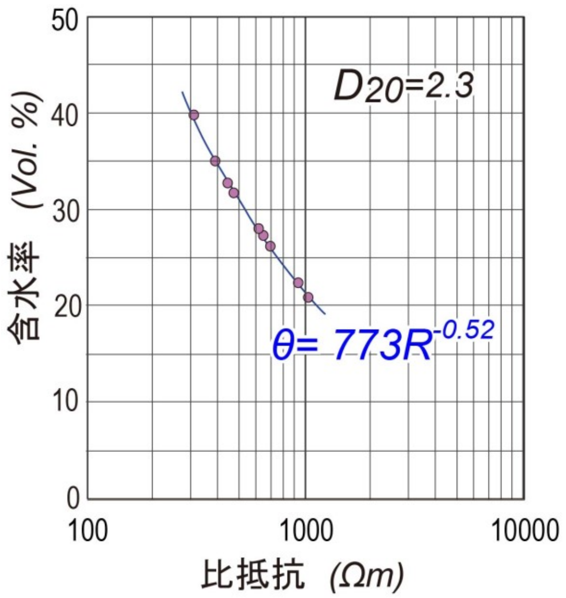


図 14　室内実験による豊浦標準砂の比抵抗と含水率の関係

率を変化させて比抵抗を測定したものである。同図に示されるように比抵抗と体積含水率は強い相関性を有し、比抵抗から高い確度で体積含水率を推定できることがわかった。このことは比抵抗の時間変化率から体積含水率の時間変化、すなわち透水係数を推定することが可能であることを示している。

3. 5　物理探査手法による透水性の異なる地層の判別

河川堤防や基礎地盤の浸透特性の場所による不均質性が全体の安全性に影響する場合があり、浸透破堤やパイピングに関する安全性評価には不均質構造の把握が必要となる。物理探査手法の活用により、空間的不均質性を把握できる。しかし、調査地全域に詳細な物理探査を適用することは非現実的であり、調査効率や費用対効果を高める現場に即した調査技術の選択や計画が実用性向上

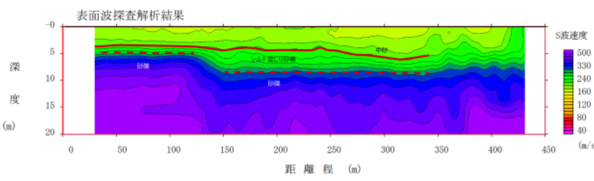


図 15　表面波探査によるＳ波速度分布

に重要となる。

そこで、実際の河川の堤防周辺に物理探査手法を適用した。小貝川において、水域統合物理探査を実施し、これまで、有効な調査手法が少なかった河道部における浅部物理探査の適用性を検証し、陸域と同様に浅部地盤調査が可能であることがわかった。

また、北川において、堤防天端における表面波探査および電気探査を実施し、基礎地盤の土質分布の推定調査手法を検証した。浅部物理探査によりボーリング調査で判明した基礎地盤の地質分布の連続性や変化の仕方を確認できることがわかった（図 15）。調査目的に即した物理探査を適用すれば、ボーリング調査地点間の地盤の連続性がわかり、堤防管理効率の向上を図ることができる。また、堤内地の電気比抵抗分布を図 16 に示す。漏水域が広範囲に分布している場合には、堤内地の透水性分布の把握が漏水経路の特定に必要となる。4 測線分の電気探査により取得された電気比抵抗分布を、地形判読結果と共に示している。電気比抵抗分布は深度約 12m までを示している。

砂礫層または砂礫混じり砂層は電気比抵抗が低くなる傾向を示す。網線で示す範囲は、表層付近に砂礫層または礫混じり砂層が存在すると推定され、透水性が周囲より高い領域となる。地形判読により旧河道と推定されている領域は周囲より標高が低い傾向がある。漏水が生じる地点は、標高の条件に加えて、周囲より透水性の高い層が地表付近まで存在していることが条件となっていることが電気比抵抗分布と漏水箇所の分布より推定される。

図の中央部に点線で電気比抵抗分布より推定される旧河川の境界線を示す。推定線より左側（南側）は電気比抵抗が深度方向に増大しており、浅部から深部に向けて構成粒子の粒径が大きくなる水平な堆積構造が分布していると考えられる。地形判定により推定されている旧河道域と整合している。砂礫層や礫混じり砂層は川側より連続していると共に、下流側（図中の下側）の方が電気比抵抗が高く礫質な傾向を示している。

一方、上流側では旧河道と推定される領域に沿って比較的粗粒成分で構成される地層の連続性が確認でき、独立した浸透経路が存在している可能性がある。

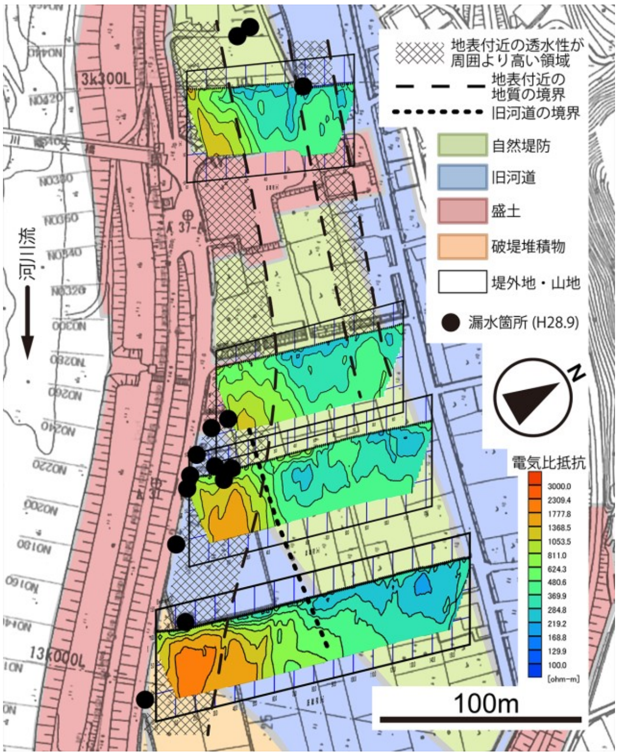


図16　電気比抵抗断面と地形判読結果との対比（色分けで示す地形判読結果と漏水箇所は品川ほか（2018）による）

旧河道は浸透経路となっても、表層まで砂礫層等の高透水層が連続していない場合は、漏水域とはならない。電気探査により地表からはわからない透水性の高い領域の範囲が特定できることから、漏水に影響する行き止まり構造の把握に有効である。

物理探査の適用が２次元から３次元に近づくと費用が増大するため、限られた測定量で必要な情報を把握する必要がある。既存のボーリングや地形情報から推定される地質分布を参考にして調査測線を設定することが重要となる。

3. 6　物理探査と貫入試験の組合わせによる漏水範囲の判別

ボーリング調査や貫入試験は、調査地点間の構造分布が不明確となる。一方、物理探査結果だけでは土質の判定が難しい場合が多い。そこで、両者を組合わせ、欠点を補う調査方法が有効である。ただし、物理探査の測線上かつ物理探査の示す構造分布が急激な変化を示していない箇所に都合良くボーリング等の記録が存在することは多くはない。

そこで、迅速に貫入試験記録が得られる土層強度検査棒と組合わせた事例を図 17 に示す。阿武隈川水系の堤内地における調査事例で、物理探査の記録は地中レーダを用いた。地中レーダは電磁波の反射応答を観測していることから、地層構造の分布を捉えることができるが、土質の判定は単独では難しい。一方、土層強度検査棒は礫が存在すると、さらに深い位置まで貫入することが困難となる場合がある。

図 17 では舗装用の砂利のため、川裏法尻では土層強度検査棒の深い位置の記録が得られていない。しかし、より川から離れた堤内地では、土層強度検査棒により透水層となる礫混じり層の判別が行えている。一方、地中レーダ断面では地層境界分布を得られているが、土質の判定は行えない。土層強度検査棒で判定した透水層の上面境界を、地中レーダ記録を用いて空間追跡することで、法尻において透水層が浅くなっている区間を特定している。透水層の深さが浅くなり被覆土が消滅する境界点において噴砂が生じており、2 つの噴砂箇所の間の区間の漏水ポテンシャルが高いことがわかる。

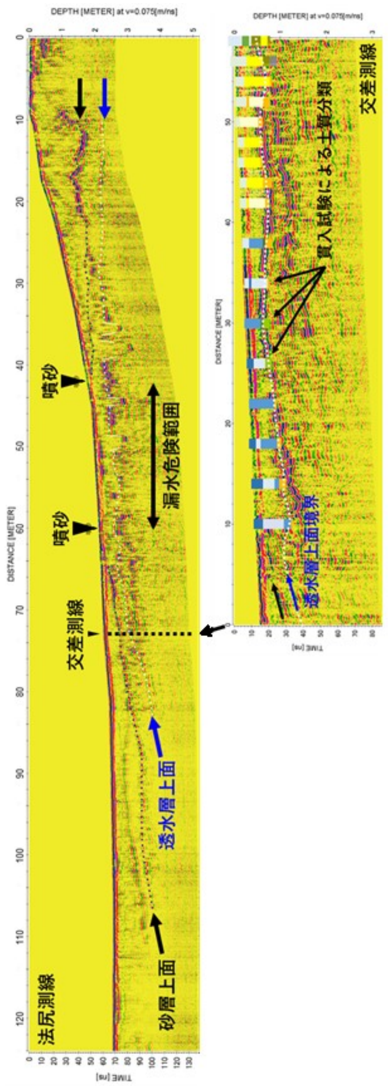


図 17　地中レーダと土層強度検査棒の組合わせによる漏水発生域の特定

地中レーダと土層強度検査棒は調査の分解能、深度、速度が類似しており、複数の同じ測定箇所の記録が容易に得られることから、互いの長所を良好に補完できる手法と考えられる。

4. まとめ

土木研究所構内に築造してある模擬堤防を用い、堤防表層の不飽和帯への降雨浸透過程をリアルタイムでモニタリングする現場計測技術についての検証実験を実施した。その結果新たに考案した準静的表面波探査およびS波トモグラフィ探査によって、表層不飽和帯への降雨浸透に伴うS波速度の低下を時空間的に明らかにすることができた。このことは、同手法によって河川堤防内部の空間的不均質構造を詳細に把握することが可能であることを示すものである。

一方、電気探査による比抵抗変化では、強雨前の堤体の含水状態の分布により降雨の浸透域が影響を受けることを検知することができた。また、堤体底部に設けた高浸透層における注水の浸透を、比抵抗変化で捉えることが示されると共に､川裏へ到達後にも浸透領域が拡大し､浸透領域の飽和後に漏水発生へ移行する現象が捉えられた。これまで、不可能であった堤体内および堤体底部の漏水経路を特定可能であることを示す結果である。

2016 年熊本地震では､地表断層によって河川堤防が変位を受けるという、これまでにも報告されたことのない事象が発生した。そこで断層で変位した実堤防において統合物理探査を実施し、断層変位による堤防の耐浸透特性の影響範囲を特定できるかを検証した。その結果地表断層交差部では堤体内部に異常は見出されなかったものの、基礎地盤内部には断層活動に伴う累積変位が存在すること、今回出現した地震断層とは異なる区間に低速度帯を確認することができた。適用結果は、断層等による堤防の変状とその影響範囲を把握するのに統合物理探査が有用であることを実証するものであった。

物理探査計測物性値であるS波速度および比抵抗値と評価物性値である浸透特性との関連性を把握することを目的として室内実験を実施した。その結果、不飽和砂質試料において、比抵抗値と体積含水率とに強い相関性があることを確認した。このことは計測物性値である比抵抗値から体積含水率を仲介して透水係数の空間分布を推定することが可能であることを示している。

浸透破堤の原因となる基盤漏水の透水経路の把握のために、空間方向に連続的な調査の適用検証を実施した。S 波速度や電気比抵抗によりボーリングが示す砂礫層の識別が行え、空間拡張できることを示した。また、広域の漏水経路の特定には堤内地における高透水領域の把握が必要で、物理探査の有効性が示された。

地中レーダと土層強度検査棒を組合わせることにより、透水層の分布を取得できることを示した。透水層が地表に接近する端部において噴砂が発生しており、噴砂箇所の間の区間を漏水危険範囲として特定した。

参考文献

1) Inazaki, T. ： Problems in practical application of integrated geophysical technique for the vulnerability assessment of levee systems、 *Proceedings of the 11th SEGJ International Symposium*、pp.68-71、2013.

2）Inazaki, T.、Aoike, K., and Kaneko, M. ：Detailed geophysical imaging of the shallow surfaces at an underseepage site behind a levee、*Proceedings of the 29h Annual Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems* (SAGEEP2016)、 6p.、 2016.

3) 土木研究所・物理探査学会(編)：河川堤防の統合物理探査－安全性評価への適用の手引き－、120p.、愛智出版、2013.

4） 国土交通省 ： 河川堤防設計指針、 http://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/bousai/gijyutukaihatu/pdf/teibou_sekkei.pdf、8p.、2007.

5) 林 宏一・稲崎富士・北尾 馨・北 高穂：河川堤防における S 波速度と比抵抗のクロスプロットを用いた土質の統計的な推定、物理探査学会第 128 回学術講演会講演論文集、pp.174-177、2013.

6) 稲崎富士・木佐貫寛・尾西恭亮：熊本地震被災地での浅部物理探査、物理探査学会第 136 回学術講演会講演論文集、pp.110-113、2017.

7) Imamura, S.、 Inazaki, T.、 Kita, T.、 and Sakanishi, K.：Development and applications of improved high-speed resistivity profiling system using code division multiple transmission 、 Proceedings of the 11th SEGJ International Symposium、pp.68-71、2013.

8) 稲崎富士・坂西啓一郎・今村杉夫：実堤防における不飽和帯浸透過程の比抵抗経時変化モニタリング、物理探査学会第 132 回学術講演会講演論文集、pp.79-82、2015.

9) 木佐貫寛・稲崎富士・尾西恭亮 ：模擬堤防を用いた水の浸透モニタリング、物理探査学会第 135 回学術講演会講演論文集、pp.1-4、2016.

10) 稲崎富士：2011 年東北地方太平洋沖地震による河川堤防・表層地盤の S 波速度構造の変化、日本地震学会講演予稿集

2016 年度秋季大会、p.155、2016.
11) 稲崎富士：小規模地震計アレイによる表層地盤の S 波速度変化計測、物理探査学会第 112 回学術講演会講演論文集、pp.153-156、2005.
12) 稲崎富士・木佐貫寛・林 宏一・北 高穂・尾西恭亮：準静的表面波探査:極浅層 S 波速度構造探査の新たなアプローチ、物理探査学会第 136 回学術講演会講演論文集、pp.59-62、2017.
13) 木佐貫寛・稲崎富士・尾西恭亮：繰り返し計測による模擬堤防における内部物性構造変化の把握、物理探査学会第 136 回学術講演会講演論文集、pp.138-141、2017.
14) 高橋 亨・田中荘一：地盤工学における物理探査データのロックフィジックスをベースにした解釈技術に関する研究（その 7）－物理探査データによる透水係数の推定－、深田地質研究所年報、14、pp.165-172、2013.
15) 稲崎富士：開削部詳細調査に基づく堤体材料特性と物理探査測定データの関連性について、物理探査学会第 130 回学術講演会講演論文集、pp.247-250、2014.
16) 木佐貫寛・小河原敬徳・稲崎富士・尾西恭亮：模擬堤防における基盤浸透過程のモニタリング、物理探査学会第 138 回学術講演会講演論文集、pp.33-36、2018.
17) 品川俊介・矢島良紀・西塚 大・阿南修司：河川堤防基礎地盤漏水現場におけるトレンチ調査、日本第四紀学会講演要旨集、48、p.7、2018.

1.3 津波が構造物に与える影響の評価及び設計法の開発

1.3.1 河川遡上津波を考慮した河道及び河川構造物の設計技術に関する研究

担当チーム：水工研究グループ（水理チーム）
研究担当者：石神孝之、猪股広典、中西哲

【要旨】
河川河口域・下流域でよく見られるシェル構造ゲートを対象とした河川遡上津波の水理模型実験を実施し、波高やゲートに作用する波圧の計測を実施し、シェル構造ゲートへの波圧を推定する計算式について検討した。またオープンソースによる数値計算による実験の再現を行い、実験の境界条件を入射波として与えたところ、水理模型実験の水位やゲートに作用する波圧を良好に再現することができた。併せて、シェル構造ゲートに対する波圧の影響を軽減するための対策について、数値計算を行った。
キーワード：河川遡上津波、シェル構造ゲート、波圧推定、OpenFOAM

1. はじめに

先の東日本大震災では、海岸部の被害だけでなく、河川を遡上・流下した津波によって、河川堤防等及び沿川流域でも甚大な被害が生じた。これらを踏まえ、今後の河川管理においては、洪水や高潮だけでなく津波を計画的防御の対象として位置づける必要性が指摘される[1]とともに、津波に対応した堰・水門等の設計や操作のあり方等について基本的な考え方[2]が示された。基本的考え方を受け、河川法施行規則及び河川管理施設等構造令施行規則が一部改正され、「津波」や「計画津波水位」の規定等が明確化された（H25.7.5 施行）。

東日本大震災における河川遡上津波の被害として、シェル構造ゲートの浮き上がり等による被災が挙げられる。今次津波による被災事例は、幸いにも速やかな復旧がなされ、取水等への影響は少なかった。しかし、これらの被災経験を踏まえ、「東北地方太平洋沖地震を踏まえた河口堰・水門等技術検討委員会」では、提言をとりまとめ、シェル構造ゲートの設計・構造の考え方や検討や研究開発が必要な事項について、「河川津波による扉体の浮き上がりを抑制するためには、扉体の基本構造に立ち返って検討を行う必要がある。現時点では既存施設に有効な浮き上がり対策を施すことは困難であり、浮き上がることを前提とした対策も含めて今後技術開発を行っていく必要がある。なお、今後の新設や更新時期に対応できるよう、浮き上がり防止のための施設設計の考え方を整理しておく必要がある」としており、その設計手法の確立や起こりうる被災の把握が必要とされている[2]。

現在の設計方法では、津波を計画的防御の対象、つまり外力として想定しているとされているが、その詳細な設計手法についての言及はなされていない。簡易的な津波の外力の算定手法にとどまっており、シェル構造ゲートそのものを対象とした河川遡上津波による外力算出方法の開発は急務である。

シェル構造ゲート周辺の河川遡上津波は、

- 河川遡上津波は砕波段波や波状段波など地形との相互作用により形成される自由表面を含む問題であること
- 流れの 3 次元（断面 2 次元）性により、複雑な渦運動を伴うこと

といった特徴があり、これらの理由によりシェル構造ゲートに作用する現象を把握することは困難であると考えられる。

本研究は、前述の河川遡上津波による構造物周辺の流れの複雑さに鑑み、河川遡上津波による構造物周辺の水理現象の把握と河川遡上津波外力の算出手法の開発や設計技術への適応を目的とする。平成 28 年、平成 29 年度は、シェル構造ゲートを対象とし、主に水理模型実験と数値計算による解析を行った。これより、シェル構造ゲートに作用する鉛直荷重の算定方法、ならびに数値計算による再現性を確認した。また、平成 30 年度は、ゲート前面がドライ条件下での、河川遡上津波がシェル構造ゲートに与える影響およびその算定式について検討を行った。令和元年度は、ゲート前面ドライ条件下における河川遡上津波が砕波段波状の場合の数値計算手法に表 1 津波水理模型実験ケースついて検討し、水理模型実験との比較を行った。令和 2 年度は、数値計算により、シェル構造

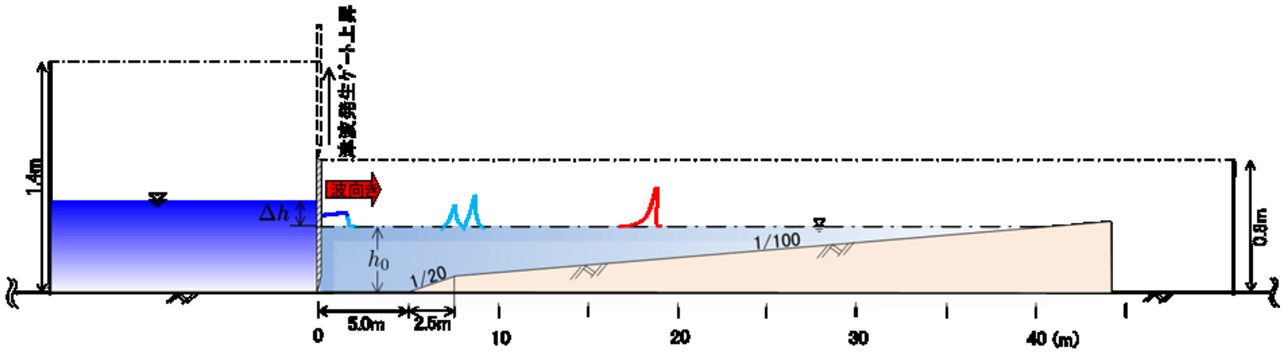


図１　河川遡上津波実験水路

ゲートに対する河川遡上津波の作用波圧を低減させる対策について検討した。

2. シェル構造ゲートを対象とした河川遡上津波の水理模型実験

2. 1 実験条件

2.1.1 実験水路概要

水理模型実験に用いた水路は、図 1 に示すように、水路幅 1.5m､水路長 51m の二次元水路部分とゲートによって仕切られた貯水槽部分（幅 1.5m、長さ 15m）からなるコンクリート製である。仕切りゲートはコンプレッサーによって引上げられる方式とし､段波～波状段波（ソリトン分裂）～砕波の一連の津波変形を再現できる機能を有する。仕切りゲートの位置を 0.0m とすると水路縦断勾配は、0.0m から 5.0m まではレベルとし、5.0m から 7.5m までは I=1/20、それより陸側は I=1/100 である。なお上流端は貯水槽となっている。

この水路において水路水深 h_0 および貯水槽水深と水路水深との差Δh を設定し湛水後、仕切りゲートの急開（引上げ速度≒0.35m/s）によって河川遡上津波を模した段波を発生させ実験を実施した。河川遡上津波は河川を遡上するにつれて､波状段波を形成し､その後砕波段波となる。これらは一般的に波高と水深の比によって規定され、波高/水深が大きくなるにつれて、波状段波から砕波段波へと形状を変化させる。またこれらによって津波波力の算定も変化する。実施した実験ケースを表 1 に示す。初期水位は 40 cm、シェル構造ゲート位置は 19 m であり、このゲートの前後の水位はゲート天端高とほぼ同値とした。なお、実験のバラツキを抑制するためそれぞれのケースの実験を 3 回行った。

2.1.2 シェル構造ゲートの詳細

実験に使用したシェル構造ゲート模型の断面図を図 2 に示す。この模型形状は実際に東日本大震災時に津波による浮き上がり被災を受けた堰を参考にした。ゲート模型は木製であり、各部に曲率はつけていない。

表１　実施した実験ケース

実験ケース	h_0 (m)	Δh (m)
ケース 1	0.4	0.125
ケース 2		0.150
ケース 3		0.175

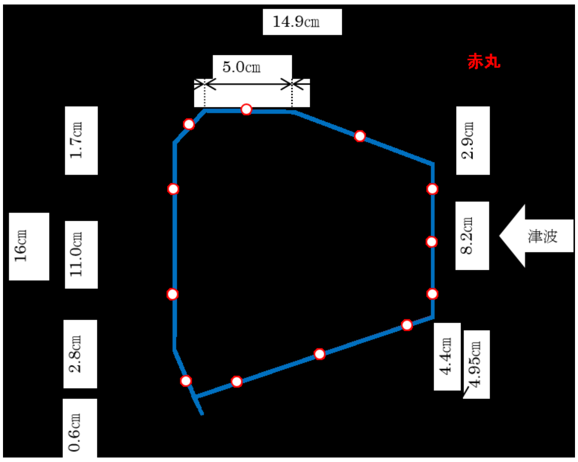


図２　シェル構造ゲート模型断面図及び圧力計設置位置

この模型を水路全幅で波向き（津波入射方向）に直角に設置した。図 1 に示す津波発生ゲートの縦断方向設置位置は仕切りゲートより 19.0 m である。

2.1.3 水理量計測

実験で計測した項目は、波高（水位）、流速およびシェル構造ゲートに作用する波圧であり､約 70 秒間の同期測定（サンプリング間隔=100Hz）を実施した。

波高（水位）の計測には容量式波高計を使用した。波高の計測位置は、2.5、7.5、17.5、18.9、19.25、20.5、27.5m とした。各実験に際して､水路水深が設定水深に湛水した後、水位計をゼロセットした。

流速は、3 次元電磁流速計で計測したが、今回対象となる実験は 2 次元流れが支配的となるため、縦断方向流速（X 方向、陸方向を正）および鉛直方向流速（Z 方向、上

向きを正）のみを整理した。

ゲートに作用する波圧を計測するのに用いたセンサーは、ひずみ計測計である。図 2 のゲート断面図中に示した赤丸のとおり、各面に作用する波圧分布が計測できるようゲートまわりに 12 基設置した。各実験に際して、水位計と同様に水路水深が設定水深に湛水した後、圧力センサーをゼロセットした。

2. 2 実験結果

2. 2. 1 波高の縦断変化および波圧

図 3、図 4 に実験結果の代表例として、ケース 1 の波高・波圧の計測結果を示す。図 3 より、津波が上流側に遡上するにつれ、波が分裂し波高が高くなっているのが確認できる。また、図 4 よりゲート下面・正面におけるピーク波圧は波高が最も高い津波第一波時であった。ゲート上面・背面のピーク波圧はセンサーの設置位置で第一波、第二波と異なる結果となった。また第二波時にゲート背面にて負圧が発生していることが確認された。

2. 2. 2 シェル構造ゲートに作用する鉛直荷重

シェル構造ゲートの浮き上がりについて検討するため、各実験におけるゲートの単位幅あたりの鉛直荷重を算出した。鉛直荷重の算出方法を式(1)に示す。鉛直荷重は各圧力センサーで計測された圧力から各面における鉛直荷重を計算し、それを合算して算出した。

$$F = \sum (PL\cos\theta) \qquad 式(1)$$

ここで、F:単位幅あたりの鉛直荷重(kN/m)、P:実験時の圧力（kpa）、L は圧力センサーの作用長さ（m）であり、今回の実験では各面の長さをセンサーの数で割り算出した。

実験時のゲート上下流の地点（18.9m、19.3m 地点）の波高をもとに修正谷本式を用い、実験値と同様単位幅あたりの鉛直荷重を算出した。図 5 にケース 1 における単位幅あたりの鉛直荷重の比較結果を示す。図 5 より津波高の最も高い津波第一衝突時に鉛直荷重が最も高いことが分かる。また、第一波・二波において、修正谷本式・静水圧ともに実験結果を下回る波圧となっているが、修正谷本式と静水圧を足したものは実験値を上回っている。また、図 6 に全ケースにおける実験値と計算値の比較を示す。図よりすべてのケースにおいて、修正谷本式と静水圧を足したものは実験値を上回っている。

よって、修正谷本式+静水圧でシェル構造ゲートの鉛直荷重を算出することができる。

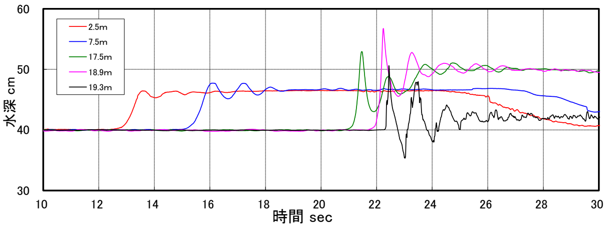


図 3　津波波高の時系列変化（ケース 1　2 回目）

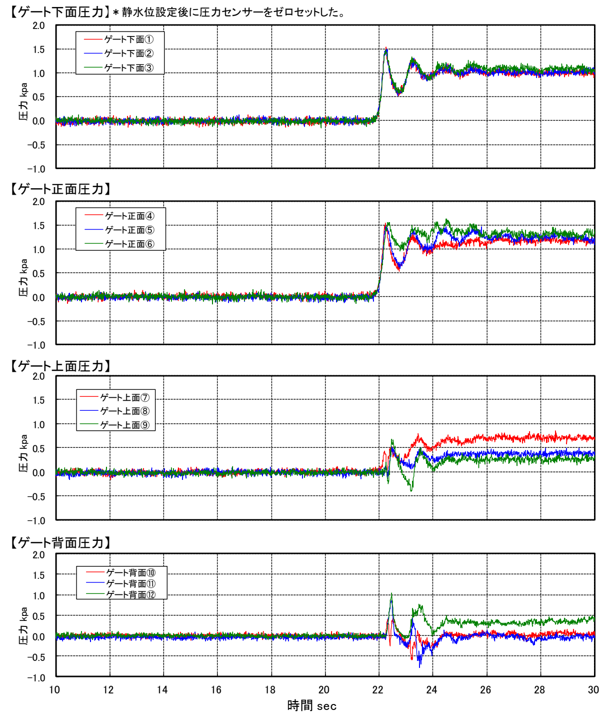


図 4 津波波圧の時系列変化（ケース 1　2 回目）

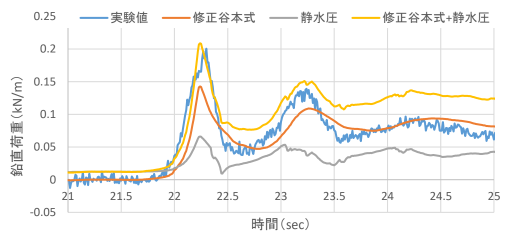


図 5　実験値と計算値の比較（ケース 1　2 回目）

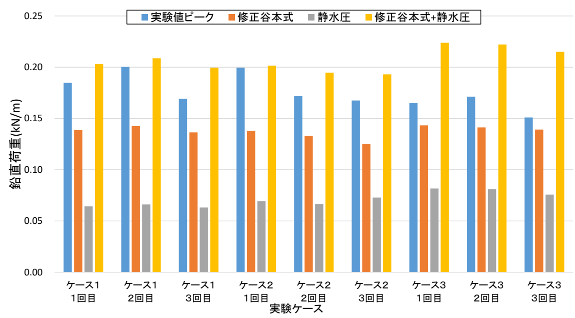


図 6　実験値と計算値の比較

3. シェル構造ゲート下流がドライ条件の場合の作用波圧に関する検討

3. 1 実験概要

これまでの研究で、ゲート天端まで下流水位がある状態で津波荷重を受けた際の作用波圧の検討は行われてきたが、下流がドライかドライに近い状態で津波荷重を受けた場合については確認されていない。

実際の被災にあったシェル構造ゲートでは、ゲート前面の水深が小さかった可能性がある。ゲート前面の水深が小さい場合では、津波の先端部がシェル構造ゲートの下流部下面に直接作用することが考えられる。また、ドライ条件下では、作用する津波波力の算定方法としては、榊山の式が適用されるため[3]、その検討を行った。

実験には、2.1 で述べた水路、シェル構造ゲートを用いた。実験ケースを表 2 に示す。ゲート直下位置で水位が 0 cm となるように、初期水位は 24 cm とし、シェル構造ゲートの上流側は、天端まで満水状態とした。実験のバラツキを抑制するため、それぞれのケースの実験を 3 回行った。

表 2　実験ケース

実験ケース	h_0 (m)	Δh (m)
ケース 1	0.24	0.10
ケース 2		0.20
ケース 3		0.30
ケース 4		0.40
ケース 5		0.50

3. 2 実験結果および波圧式との比較

図 7、図 8 に実験結果の代表例として、ケース 5 の波高・波圧の計測結果を示す。本ケースでは発生した波はすぐに砕波し、水位を保ったまま、砕波段波として水路を遡上し、t=12s あたりで、段波の先端がゲート下面に衝突した。ゲートに作用する波圧は、下面板に初めにピーク圧力が発生し、衝突後の波の遡上に伴い、前面にピーク圧力が発生しているのを確認した。

本山ら[4]と同様に、各実験におけるゲートの単位幅あたりの鉛直荷重を算出した。図 9 に各実験ケースの Δh と鉛直荷重の関係を示す。Δh が大きくなるにしたがい、鉛直荷重が大きくなることが確認できたが、ゲート衝突時の水脈の厚いケース 4、ケース 5 では、リップ部に段波が到達せず、空気だまりが生じ、下面の作用波圧が低くなった可能性がある。

本実験の鉛直荷重について、陸上遡上津波の波圧推定式である、榊山の式[5]との比較を図 10 に示す。本実験結果では、榊山の式を適用し算出した鉛直荷重よりも大きな荷重が加わる結果となった。榊山の式は鉛直壁面に加わる波圧を算出する式であり、壁面に衝突した津波は、壁面を遡上するように流れる。一方で、シェル構造ゲートの下面板部は閉塞空間であり、下面板部に潜り込んだ流れは遡上することができず、シェル構造ゲートに高い圧力を作用させたと考えられる。榊山[5]による検討でも、同様の理由で 2 次元構造物の無次元波圧が、3 次元構造物の無次元波圧よりも大きくなることが確認されている。また、本実験では、シェル構造ゲート直下での流速および進行波の最大水位が得られていないため、シェル構造ゲートより 4 m 下流の H15.0 位置での流速および最大水位を榊山の式に適用していることに留意が必要である。

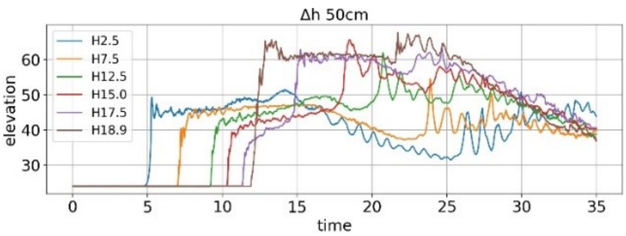


図 7　実験時の波高の推移（ケース 5）

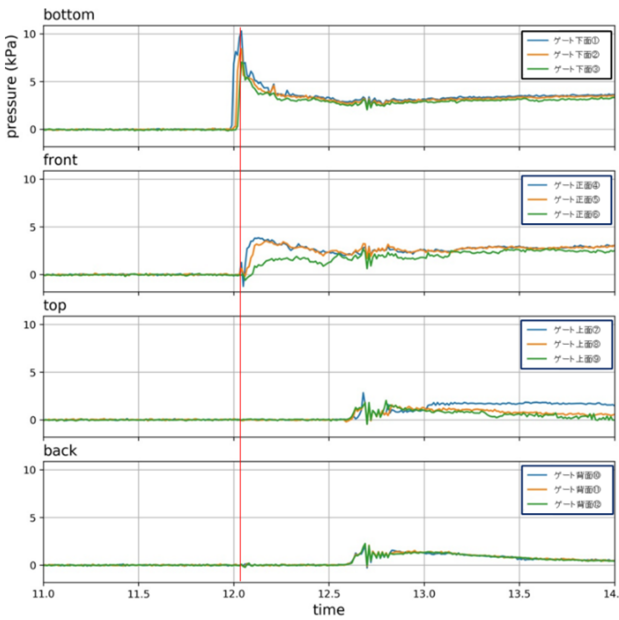


図 8　実験時の波圧の推移（ケース 5）

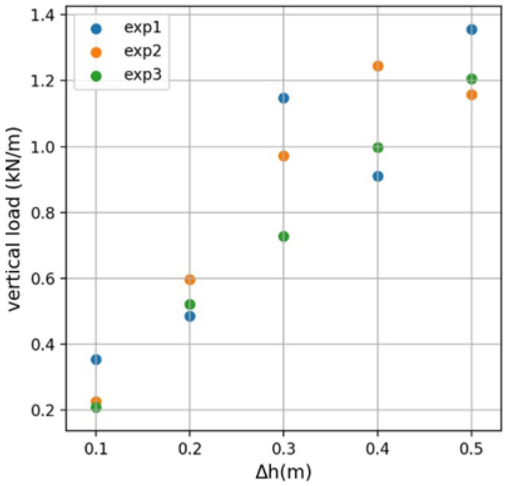


図 9　Δh と鉛直荷重の関係

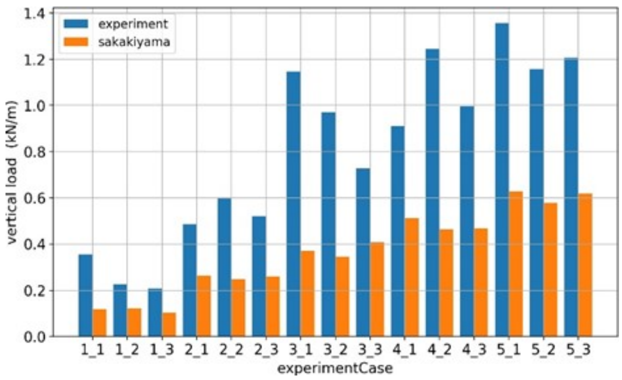


図 10　実験値と計算値の比較

4. 数値計算による水理現象把握ソリトン分裂を伴うゲートへの津波波圧の検討

4. 1 数値計算手法

河川遡上津波は、波の分裂、砕波を伴ういわゆる自由表面問題の流体現象である。そのため流れの 3 次元性のほかに、気相と液相の境界を表現する必要がある。このような問題に対する数値計算手法として、種々の手法が提案されている。

OpenFOAM[6] は、有限体積法の偏微分方程式ソルバー開発用のクラスライブラリであり、オブジェクト指向プログラミング言語 C++で書かれている [7]。そのためユーザーは、自身が対象とする問題に対して適当なツールをクラスライブラリから選択することができるが、本研究の対象となる問題は、3 次元（断面 2 次元）の自由表面問題であり、これに対応する標準ソルバーは、interFoam として用意されている。interFoam は自由表面の補足手法として VOF（Volume of Fluid）法を採用している。

ここでは、OpenFOAM の interFoam ソルバーを河川遡上津波実験に適用させ、数値計算の再現性について、シェル構造ゲートを計算領域内に設置した条件において確認した。

4. 2 境界条件の設定

河川遡上津波は、下流から非定常の（波状）段波が侵入する。水理模型実験ではゲートの解放により、津波を再現したが、数値計算の検証をするためには下流の境界条件に水理模型実験と同様の波形を与える必要がある。実験での最下流端水位計測位置（津波発生ゲートから 2.5m 上流）での波高の時系列変化は、急激に上昇し、ほぼ一定の高さの後、減衰しており、不規則波の様相を呈した。この不規則派を表現するため、OpenFOAM の拡張ユーティリティである waves2Foam ライブラリ [8]を使用した。

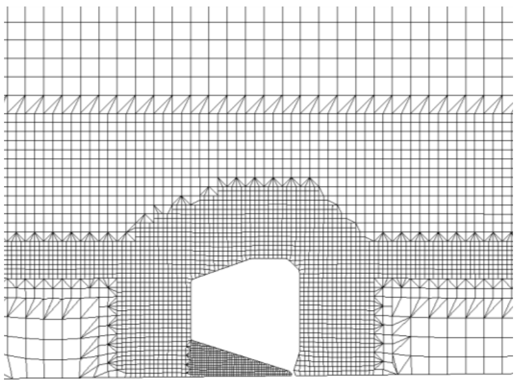


図 11　シェル構造ゲート周辺メッシュ

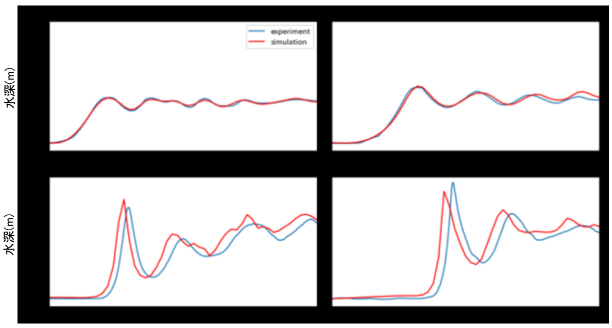


図 12　水位時系列変化に関する実験値と計算値の比較（ケース 1）

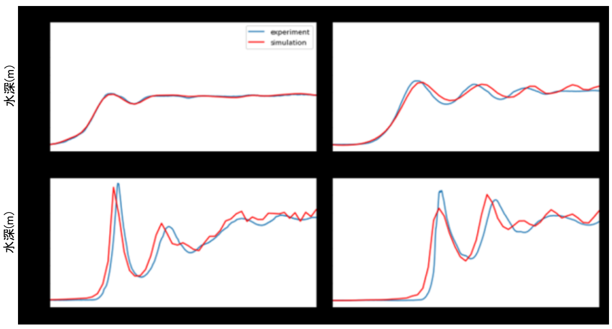


図 13　水位時系列変化に関する実験値と計算値の比較（ケース 2）

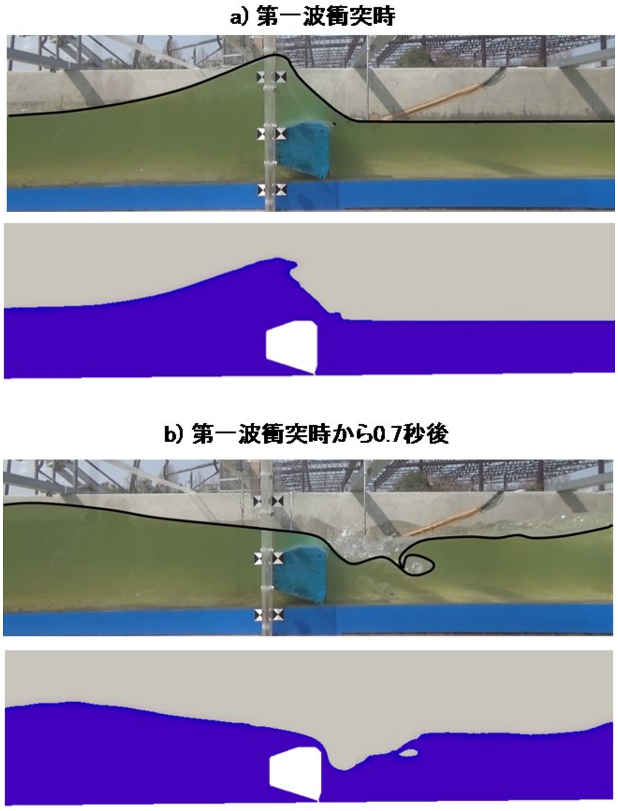


図 14　ゲート周辺での水面形詳細（ケース 1）(それぞれの時刻で上：実験動画、下：数値計算結果. 数値計算結果は青が液体でグレーが気体を表す)

表 3　計算ケース

No.	表記	内容
実験	Exp	水理模型実験
計算	interFoam	標準 interFoam
計算	isoFoam	isoAdvector を考慮した interIsoFOAM

waves2Foam では線形波はもちろん、孤立波などの非線形波を境界に設定できるほか、それらの重ね合せも表現することができる。

一般に不規則波を表現することは難しいが、本研究の境界条件では、一次近似 Stokes 波（Airy 波）を重ね合わせることで数値計算における入射波とした。Airy 波は波長、波高および時間遅れをパラメータとするコサイン波で表される。そのため、実験条件の最下流端水位にフーリエ変換（離散コサイン変換）を行うことで、線形波に分解し、そのスペクトル上位 50 個の線形波を重ね合わせることで下流端境界条件の入力波とした。

4. 3 計算メッシュ

計算領域のメッシュは、OpenFOAM のメッシュ作成ユーティリティである、blockMesh および snappyHexMesh を使用した[7]。

基本的なメッシュ構造は 25mm であり、計算領域を x 方向に 800、y 方向に 1、z 方向に 40 メッシュに分割した。さらにシェル構造ゲートの形状をよく表現できるようにゲート周辺を局所的に 2 段階（6.25mm）細かく設定した。加えて気液境界の不安定性を抑えるため、z = 0.35~0.45m で 2 段階、z=0.45~0.6m で 1 段階（12.5mm）細かく設定した。また、ゲート下部について、ゲート構造を再現するため、基本メッシュより 3 段階（3.125mm）細かいメッシュとした。ゲート付近のメッシュは図 11 のとおりである。y 方向は基本的なメッシュは一個、つまり断面 2 次元となっているが、詳細分割によって局所的に 3 次元となっている。総メッシュ数は 11 万個程度であった。

離散化スキームは、時間微分は 2 次精度の Crank-Nicolson 法、勾配項（grad）は cellLimitede forth とした。発散項（div）は流速ベクトルは線形補間に TVD 制限をつけた limitedLinearV を、VOF 法の体積率 F については制限関数付き 2 次精度 TVD（MUSCL）とした。拡散項は 2 次精度の線形補間とした。圧力ー速度場の連成手法は SIMPLE 法と PISO 法を組み合わせた PIMPLE 法で行った。離散化スキームには高精度の手法を採用しているが、これらによってゲート周辺の気液境界が比較的安定させることができる。

時間刻み幅は 0.01sec を基本とし、計算領域内の最大クーラン数に応じて減少させた。なお最小の時間刻みは 10-4sec のオーダーであった。乱流モデルは考慮していない。初期条件は、z = 0.4m を静水面とし、速度は 0 m/sec、圧力は静水圧とした。津波流入部（下流端）における境界条件は上記、waves2foam で設定した。ゲートや河床などの境界については non-slip 条件とした。また上流端は計算領域を小さくするため、x = 22.5m で壁面と設定した。

4. 4 数値計算結果

(1)　水位の時間変動

図 12 及び図 13 は水位計測位置における水理実験と計算結果の比較である。 ケース 1 について、x = 2.5 m は最下流端であり、境界条件として与えた水位である。離散コサイン変換により分解した合成波が精度よく与えられている。x = 7.5m では若干の位相のズレは見られる。x = 17.5 m および x = 18.9 m では位相のズレは x = 7.5 m と比較して大きくなったものの、段波第一波から第三波までの水位変化を良好に再現している。

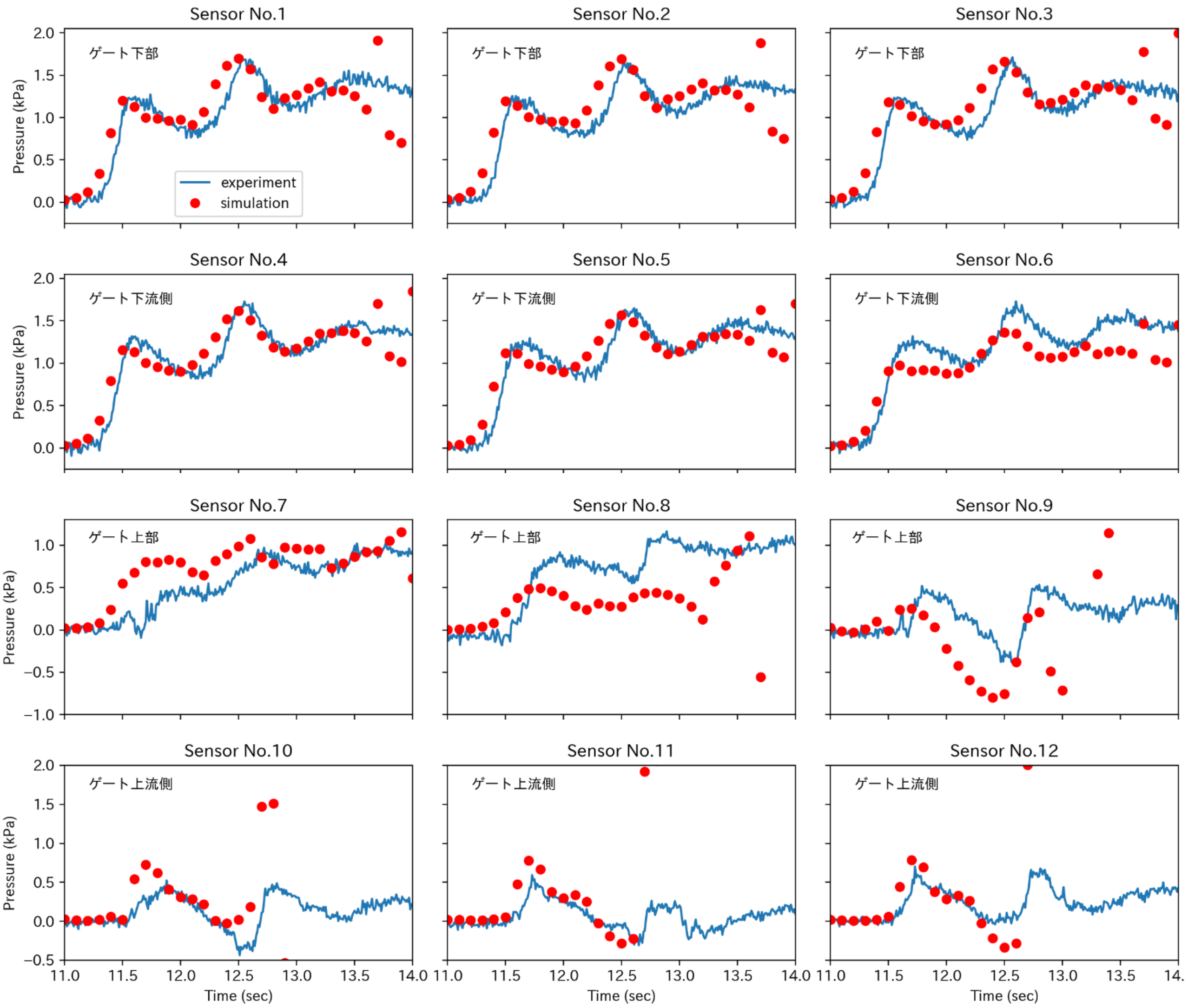


図 15　　圧力時系列の実験と数値計算の比較（ケース 3）

ケース 2 およびケース 3 も第一波および第二波については精度良く再現しているが、x＝18.9 での計算結果は砕波影響を受けて、実験値より若干小さい値となった。ケース 3 は完全に砕波したものがゲートに作用するケースであるが、砕波による第一波波高の低減と、第二波の波高も再現できている。

ゲート周辺の水面形変化の詳細を検討するため、実験を側部から撮影した動画と計算結果の比較を行った。図 14 はケース 1 の第一波衝突時とその 0.7 秒後の動画のキャプチャ画像と計算結果の比較である。動画キャプチャ画像は気液境界を明確化するため、目視によりトレースした界面を付加している。計算結果が実験を精度良く再現していることがわかる。特に衝突後 0.7 秒後では、ゲート上流部静水面付近（図中ゲート右上）で気液境界の急激な湾曲とゲート上流側の巻き波をよく再現できている。

(2)　波圧の時間変動

実験により計測された圧力と数値計算結果の比較を行った（図 15）。図 15 はケース 3 における比較図であるが、Case1 および 2 の比較も同様の傾向となったため、図は省略している。センサー番号 1 から 3 はゲート下部、4 から 6 はゲート下流側、7 から 9 はゲート上部、10 から 12 はゲート上流側である（図 2 参照）。

ゲート下部および下流側での再現性は高い。下流側で比較すると静水面付近のセンサー（No.6）の数値計算結果が若干小さくなっている。また t = 13.5 秒後以降に数値計算結果に圧力の振動が見られた。ゲート上部の数値計算結果は実験の測定値と比較して差異が生じるものの、圧力の時間変動の傾向は再現されている。ゲート上面および上流部で見られる圧力振動は、下部および下流部と比較して早く発生した。ゲート上流側では、t＝12.6 まで高い再現性となった。それ以降圧力振動が発生し、この開

始時間は他のセンサーよりも早くなった。圧力振動発生のため、計算の表示時間後半の圧力値が表示範囲に収まっていない。これらの圧力振動について、ゲート周辺のメッシュ構造や、離散化手法等の検討が必要である。

表４　計算の基本設定

Adjusttimestep	True
maxCo	0.15
maxAlphaCo	0.25
fcScheme	
ddt	CrankNicolson 0.5
grad	cellLimited fourth 1
div(rhoPhi,U)	Gauss limitedLinearV 1
laplacian	Gauss linear corrected
interpolationSchemes	Gauss linear corrected
snGrad	corrected
fvSolution	
p* (solver, prec, tol, relTol)	GAMG, DIC, 1e-7, 0
U*(solver, prec, tol, relTol)	PBiCG, DILU, 1e-9, 0
momentumPredictor	Yes
nOuterCorrectors	1
nCorrectors	3
nNonOrthogonalCorrectors	1

5. 砕波段波の数値計算に関する考察

3 章によるドライ条件下での水理模型実験による検討では、シェル構造ゲートに大きな上向きの力が作用を示し、また既存の波圧算定式である榊山の式よりも大きな値になることを示唆した。以上より河川遡上津波の河川構造物への影響を考慮する際に、砕波段波の水理学的機構およびその構造物への作用が重要になると考えられる。

一方砕波を伴う津波の数値計算は、その気液混相流の複雑なプロセスを有しており、再現することはそれ自体大きなチャレンジである。本検討ではシェル構造ゲートに作用する砕波を伴う河川遡上津波の水理実験の数値計算による再現性を検討した。

5. 1 数値計算手法

ゲート直下位置で水位が 0 cm となるように、初期水位は 24 cm とし、ゲート上流側は、天端まで満水状態とした。また貯水槽に 24 cm ＋ 20 cm（dh＝0.2 m）の水をため、ゲート引き上げ方式により、遡上津波を発生させた。

数値計算には、前章と同様にオープンソースの流体解析ライブラリであるOpenFOAM（OpenFOAM＋v1812）を使用した。使用したソルバはソルバはinterFoam および interIsoFoam[9)、10)] である。interFoam は、気液の界面追跡に標準の VOF（Volume of Fluid）法を採用している。VOF は気液界面等の補足手法として一般的であるが、その特性上気液界面が不明瞭になってしまう。一方interIsoFoam では isoAdvector を採用し、明瞭な気液境界を表現することが可能である。本研究ではこのふたつの気液境界表現手法の違いを比較した。

水理模型実験の再現のため、実験計測最下流端水位を流入境界条件として与えた。その際に水位の時間変化にフーリエ変換（離散コサイン変換）を行い、そのスペクトル上位約 100 個の線形波を重ね合わせた。なお境界での入射波の取扱に、waves2Foam ライブラリ[7)]を使用した。計算ケースを表 3 に、計算条件を表 4 に示す。

5. 2 数値計算結果

図 16 に各ケースにおける、遡上津波のゲート衝突直前の水面形を示す。水理模型実験では砕波段波の先端の鋭角の波先がゲート下面に流れ込んでいる。isoAdvector を用いた isoFoam では、ゲート下面への潜り込みを表現できているが、interFoam では潜り込みが表現できず、ゲート前面から上部へと液相が伝播していることがわかる。また、interFoam では砕波段波後方の水面形の微小なゆらぎが見られたが、isoFoam では見られなかった。

図17にゲート下面に設置した圧力センサーの実験計測値および計算値の結果を示す。interFoam ではピークが表現できていない。一方 isoFoam 衝突時間が 0.6 秒ほど速くなっているものの、ピークはほぼ同一の結果となった。以上より、ゲート下面に侵入するような段波を数値計算で再現するためには、明瞭な気液境界を表現できる isoAdvector を導入するほうが有利である。

6. 津波による作用波圧軽減対策に関する検討

前項までに、OpenFOAM を用いた河川遡上津波に関する数値解析手法について述べた。水理実験水路で実施した実験値と数値解析の結果を比較した結果、数値解析手法は概ね妥当であることが示された。ここでは、提案した数値解析手法を用いて、津波によるシェル構造ゲートに対する作用波圧軽減対策について検討した。

6. 1 作用波圧を軽減するための対策案

ここでは、下記の２通りの対策について検討した。

①　ゲート全開

「東日本大震災を踏まえた堰・水門等の設計、操作の在り方について」[2)]においては、堰に関する今後の操作の考

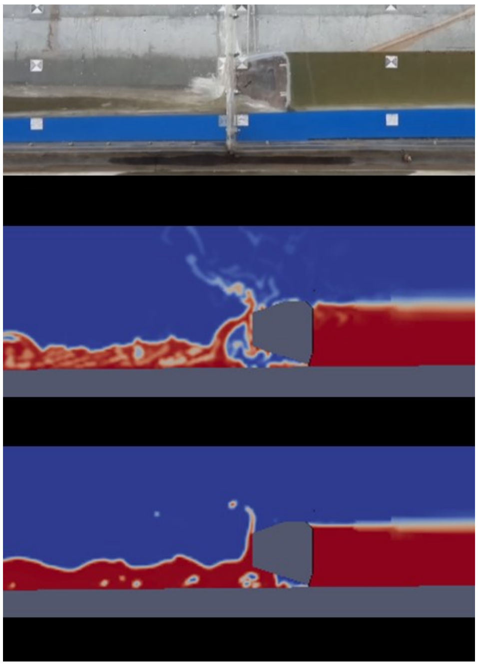


図 16　ゲート衝突直後の水面計詳細

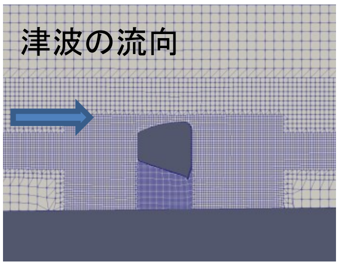


図 18　ゲート全開設定における計算メッシュ分割

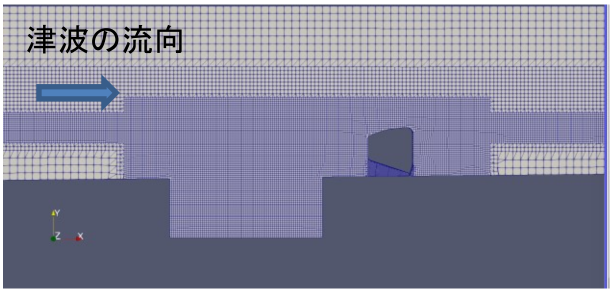


図 19　トレンチを設定した場合の計算メッシュ分割

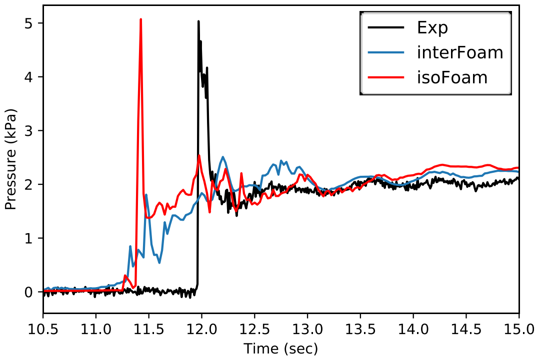


図 17　ゲート下部の圧力時系列

え方について「津波の規模が大きいと予想される場合には、必要に応じてゲートを全開することを基本とする」とされているため、シェル構造ゲートを全開にした場合の効果を評価する。ここでの計算では、実在する堰等を参考にして、水路から 8 cm（シェル構造ゲート前面のおよそ半分の値）上にシェル構造ゲートを位置させることでゲート全開を設定した。図 18 に、メッシュ分割図を示す。

② 　ゲート直下流に横断方向にトレンチを設置

シェル構造ゲート下流（河口側）から遡上してくる津波の圧力を低減させることを目的として、ゲート直下流にトレンチを設定する。トレンチの縦断方向の幅は、500 mm とした。図 19 に、メッシュ分割図を示す。

6. 2 シミュレーションの境界条件

境界条件は、h0＝0.40 m、Δh＝0.125 m に相当する波を 4.2 で述べた方法で与えた。

6. 3 シミュレーション結果

6.1 で述べた対策案について、シミュレーションを実施した。図 20 は、シェル構造ゲート下面に作用する波圧に関するシミュレーション結果、図 21 は実験水路下端から 33 m 地点における波高に関するシミュレーション結果である。図 20 より、シェル構造ゲートを全開とした場合、全閉とした場合と比較して下面からの作用圧力を大幅に低減させることが示された。その一方で、トレンチを設定した場合は、全閉と比較して明瞭な軽減効果は確認されなかった。津波がシェル構造ゲートよりも上流へ到達する速度については、図 21 より、全閉とした場合と比較して全開にした場合は上流への到達時間が短いこともシミュレーションにより確認された。

7. まとめ

水理模型実験では、河川津波によるシェル構造ゲートの浮き上がりについて検討した。検討の結果、鉛直荷重のピークは津波波高のピーク時と同時であり、修正谷本式+静水圧の式で鉛直荷重を算出できることを確認した。

またオープンソースによる数値計算手法によるシェル構造ゲートを計算領域に設置した場合の水理模型実験の再現を行い、実験の境界条件を入射波として与えたところ、実験で計測された水位や水面形を良好に再現することができた。また、ゲートに作用する波圧についても同様に再現性が高かった。しかし、ゲートに作用する波圧に圧力振動が発生したことから、メッシュの生成方法など検討を行い、圧力振動の原因について検討を行う必要がある。

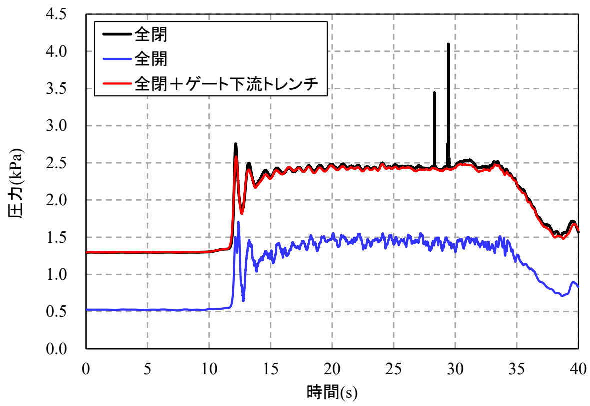


図 20　シェルゲート下面に作用する波圧に関するシミュレーション結果

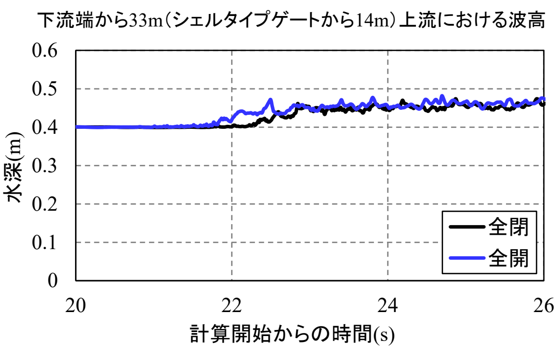


図 21　波高に関するシミュレーション結果

また、砕波段波を想定した数値計算では、VOF 法の気液境界面を明確に捉える手法である isoAdvector 法を導入することにより、ゲート下部への潜り込みおよび作用波圧について、高い再現性となった。

得られた数値計算方法を用いて、作用波圧軽減を目的とした対策の効果について検討した。その結果、「東日本大震災を踏まえた堰・水門等の設計、操作の在り方について」[2)]において提案されているゲート全開は、シェル構造ゲートに対する作用波圧を軽減する効果があることが示された。

参考文献

1)　河川津波対策検討会：河川への遡上津波対策に関する緊急提言(案)、 2011.8.
2)　東北地方太平洋沖地震を踏まえた河口堰・水門等技術検討委員会：東日本大震災を踏まえた堰・水門等の設計、操作のあり方について、 2011.9.
3)　国土交通省港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン、https://www.mlit.go.jp/common/001012142.pdf、2013.
4)　本山健士、中西哲、石神孝之：河川津波によるシェル構造ゲートの浮き上がりに関する実験的検討、土木学会第 73 回次学術講演会、 2018.9.
5)　榊山勉：陸上遡上津波の伝播と構造物に作用する津波波圧に関する研究、土木学会論文集 B2（海岸工学） Vol.68、 No.2、 2012.
6)　OpenFOAM Foundation：https://openfoam.org/index.php
7)　一般社団法人オープン CAE 学会編：OpenFOAM による熱移動と流れの数値解析、森北出版、2016.
8)　Jacobsen, N. G., Fuhrman, D. R., & Fredsøe, J. ： A wave generation toolbox for the open-source CFD library: OpenFOAM, International Journal for Numerical Methods in Fluids, 70(9), 1073–1088, 2012.
9)　Roenby, J., Bredmose, H., & Jasak, H. (2016). A Computational Method for Sharp Interface Advection. Royal Society Open Science, 3(11).
10)　Larsen, B. E., Fuhrman, D. R., & Roenby, J. (2019). Performance of interFoam on the simulation of progressive waves. Coastal Engineering Journal, 61(3), 380–400.

1.3　津波が構造物に与える影響の評価及び設計法の開発

1.3.2　寒冷沿岸域における津波減災技術に関する研究

担当チーム：寒地水圏研究グループ（寒冷沿岸域チーム）
研究担当者：中嶋雄一、久保純一、木岡信治

【要旨】
海氷/漂流物を伴う津波実験より、津波荷重の作用形態は、構造物形状によらず、①氷群による衝突、②静水圧荷重、③パイルアップした海氷群の主働圧、から構成され、主働圧はRankin土圧で推定できること、水位が低下しても、それが持続すること、ピロティ構造への作用荷重の基本特性の一つとして、鉛直上向きの準静的荷重も作用すること、などを明らかにした。また重回帰分析および人工知能によるアイスジャム発生予測の方法を考案するとともに、模型実験やShore pile up形成のアナロジー等により、遡上水深からパイルアップ高を推定するひとつの手法を提案した。人工海氷の中規模衝突実験から、曲率を有する突起物が構造物への衝突荷重軽減に効果がある事を示すとともに、数値シミュレーションの妥当性を示し、津波避難施設などの荷重低減方策を検討するツールを得た。津波による海氷遡上の計算モデルのうち離散体特有の現象が考慮できる準3次元DEMの妥当性を検証するため、氷遡上の要素実験を実施し、パイルアップの平面分布等の大局的な挙動の再現性が確認できた。
キーワード：海氷、漂流物、破壊、衝突、パイルアップ、アイスジャム

1. はじめに

1. 1　研究の背景

北極海やオホーツク海など、結氷板や流氷等の海氷で覆われる氷海域に津波が来襲した場合は、津波のみの来襲に較べて災害リスクが増大することが予想される。事実、過去に海氷を伴う津波により家屋や橋脚等が被災した事例がある[1)2)]。2011年の東北地方太平洋沖地震で発生した津波でも、国後島で海氷が遡上し、軽微な被害を及ぼしたほか[3)]、我が国でも、当時沿岸部に残存していた海氷の遡上[4)]や、河川氷の水門への衝突やアイスジャム（閉塞）発生（**図-1. 1**参照）による水位上昇等、津波による何らかの氷の挙動が確認された[5)6)]。海氷を伴う津波による被害リスクの予測や防災・減災技術の早期の確立が望まれている。


河川氷のアイスジャムの例. 狭窄部等での氷の滞留・閉塞現象[5)]


沿岸での海氷のパイルアップ例.　氷塊が高く積み重なる現象.　㈱西村組高橋氏提供

図-1. 1　アイスジャムとパイルアップ

1. 2　これまでの研究経緯と本研究の目的

筆者らはこれまでも、20世紀以降に氷海域で津波が発生した事例や、海氷を伴った津波による被害事例について調べ、そのリスクの可能性について検討することを皮切りに[4)7)]、中規模実験や数値計算による海氷の衝突力や破壊機構等の基礎研究[8)9)]、海氷群を伴う津波遡上の水理模型実験に基づく遡上水深や津波力の基本特性の解明等といった基礎的な研究を行ってきた[4)10)]。さらに、第3期中長期目標期間（平成23～27年度）の研究においては、3次元のDEMとFEMを用いた、海氷と衝突過程にある構造物の動的応答解析も可能とした数値シミュレーション手法を開発するとともに、海氷等の離散体の漂流や陸上遡上の推定方法として、3次元計算より計算負荷が少なく、離散体特有のアーチアクションやアイスジャム、パイルアップなどが考慮できる準3次元的なDEMを開発し[11)]、ハザードマップ作成のほか構造物の安全性や配置計画、避難行動計画等を検討する上で有用な手法を構築した。

本研究では、これまでの研究成果を踏まえつつ、新たな課題に取り組むものであるが、特に、石油タンクや避難施設などの重要構造物のリスク評価や設計法およびそれらの対策法の構築等に主眼を置き、津波と海氷あるいは漂流物からなる混相流体のより複雑な相互作用モードに対応できる手法を確立することを目標としている。具体的には、①アイスジャム（ice-jam、閉塞）、パイルアップ（pile-up、積み重なり）の発生プロセス・メカニズムおよびその発生条件、それによる構

造物への動的・静的荷重の作用（これまで考慮されてこなかったアップリフトも考慮）を明らかにすること、②複数の氷塊による、より複雑な衝突モードに対応する高度な氷塊の衝突破壊計算ならびに構造物との相互作用の計算手法を開発し、その安全性の評価方法を提案すること、等を予定している。

2016 年度では、パイルアップやアイスジャムの現象に着目した水理模型実験を実施し、津波と海氷、漂流物からなる混相流体による作用荷重の基本構造や作用プロセスならびに、構造物群の開口率と遡上津波条件（水深と流速）から、水位および構造物への作用荷重を簡便に推定できる理論モデルの妥当性等を明らかにした。2017 年度では、引き続き水理模型実験を実施し、特に、構造物の形状を変化させた場合における水位や荷重特性等をおもに調べた。さらに、構造物への海氷の衝突力緩和の方策に繋がる基礎資料を得るため、人工海氷を用いた中規模衝突実験を実施し、平板上に曲率を有する構造物への衝突特性を調べた。2018 年度では、通常の構造物と比較して津波への耐久性が有利とされ、避難施設にも採用されている、1F 部分が柱からなるピロティ構造（**図-1. 2**）への海氷/漂流物作用に関する水理模型実験に着手し、水位上昇や荷重作用等の基本特性について調べた。また、アイスジャムの発生条件の推定に特化した水理模型実験にも着手し、その統計的な推定法のひとつを提案した。さらに、津波による海氷遡上の計算モデルとして開発している離散体特有の現象が考慮できる準 3 次元 DEM の妥当性を検証するため、氷遡上の要素実験を実施した。2019 年度では、アイスジャムの発生予測手法として年度の統計モデルに加え、人工知能のひとつニューラルネットモデルの適用性を検討した。また、避難施設等の設計に重要なパイルアップ高の推定法の構築に着手した。さらに、過年度から実施している中規模衝突実験に加え、数値シミュレーションを実施、その妥当性を示すとともに、津波避難施設への海氷衝突荷重低減のための方策に資する検討を加えた。

図-1. 2　ピロティ構造による避難施設の例

本年度では、昨年度に続き、ディープラーニング（ニューラルネットの多層階層）による学習も試み、合理的なモデルについて検討した。また、Shore pile up 形成のアナロジー等により、パイルアップ高を理論的に推定する手法を提案し、実験値と比較した。さらに、突起物による海氷の衝突力の緩和機構について、簡単なモデルで説明するなど、突起物による有効性についてさらなる考察と理論的根拠を加えた。

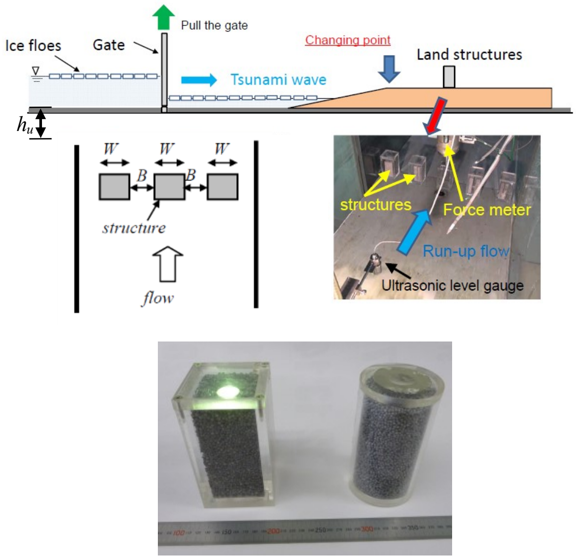
2. 津波によって遡上する海氷群と構造物群との相互作用に関する水理模型実験の方法

この実験では比較的建築物や構造物が密集した市街地への氾濫を想定し、そこに形成される海氷/漂流物群のパイルアップやアイスジャムの現象に着目した、海氷群の挙動や水位の変化等を調べるものである。前者は、氷が高く積み上がる現象、後者は、狭い箇所での氷の滞留・閉塞現象で、これらの形成により、大きな荷重が作用する場合があり、津波時ではないが、橋梁や沿岸・海洋構造物等が崩壊[例えば 12) 13)]した事例がいくつかある。

本研究では、次章以降に示す、①津波と海氷/漂流物といった混相流による構造物への作用荷重の基本構造やプロセス、②構造物群の存在ならびにアイスジャムによる水位変化や構造物へ作用する準静的荷重を、構造物群の開口率と遡上津波条件（水深と流速）から簡便に推定する理論モデルの構築およびその妥当性等を明らかにするための本実験、③ピロティ構造への作用に関する実験、④アイスジャムの発生条件推定のための実験、を実施するものである。①②については、構造物形状（角柱および円柱）の違いに着目した考察も行っている。

まず実験①②についての主な実験方法を簡単に説明しておく。**図-2. 1** のように、海氷模型群を水面に浮かべた状態（沿岸に漂着した状態を想定）で、ゲート急開方式により段波を発生させ、一様斜面部を伝搬した後、水平な陸上部に遡上させた（縮尺 1/100）。陸上には、アクリル製の複数の構造物模型を横断方向に一列配置した。基本的には角柱型模型であるが、円柱構造物模型も一部使用した（**図-2. 1** 参照）。円柱構造物の径 W を 8cm とし、ゲート上流側の貯水深 h_u (0.12-0.22m) と間隔 B (2-15cm) を変化させた。模型氷は、オホーツク海沿岸部での海氷サイズの分布（國松ら、1992）[14)]を参照し、一辺 1.5cm～10cm からなるポ

リプロピレン製の方形板（氷厚は 5mm）を、一辺の平均が 3cm となるように配合した（現地換算で 3m)。氷模型の密度と動摩擦係数は概ね自然氷と等しいが、破壊強度や弾性率は相似性を満たさないため、氷による衝突力の評価は除外した。氷による衝突力や破壊メカニズムの検討は、中規模実験と数値計算によって別途実施している。計測項目は、分力計による水路中央部の構造物模型に作用する荷重、デジタルビデオカメラ（目視）及び超音波式水位計による陸上遡上水深、そして底面設置型の電磁流速計による陸上遡上流速である。次に実験③についても、基本的な実験方法と計測項目は①②と同様である。使用したピロティ形式の模型は、人工地盤やビル等を想定した、千鳥配置の直径 10mm、高さ 50mm の円柱群（中心間隔 100mm）からなるアクリル製模型を配置した（図-2.2 参照)。最後に実験④についても基本的な実験方法と計測項目は①②と同様である。アイスジャム発生条件を明確にするため、構造物（角柱型）の幅(W)、間隔(B)、津波の強さ(h_u＝0.12-0.22m)、上記の同じ氷模型の辺長(a)、を系統的に変えて実施した。また氷の大きさに関しては、単一タイプ（同一）および混合タイプ(大小の 2 種)としている。なお氷厚 t も重要なパラメータであるが、今回は 1 種類（t=0.005m）とした。



角柱模型と円柱模型

図-2.1　実験装置の概要（実験①②）

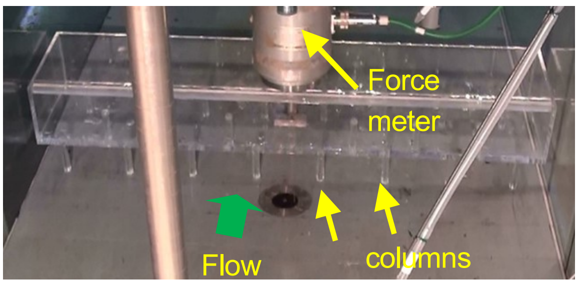


図-2.2　ピロティ構造模型（実験③）

3. 津波と海氷による荷重作用のプロセスモデル

3. 1　作用荷重の基本特性（角柱 v.s.円柱）（実験①）

まず筆者らの既往実験 [4)10)] より、主に明らかになっている基本事項を整理しておく。典型的な実験結果として、図-3. 1 に、アイスジャム形成時の構造物に作用する主流方向の荷重の経時変化および氷群なしの場合との比較例を示す。氷の大きさや構造物間隔等の条件によっては、構造物付近で図-3. 2 に示すようなアイスジャムが発生し、その閉塞によって流れをせき止め水位が上昇する。構造物には、まず氷群による衝突荷重が作用し、その後しばらく大きな準静的な力が持続する。しかし、この力は、氷群がない場合の力に比べかなり大きく、アイスジャムによる水位上昇分のみでは説明がつかない。そこで、図-3. 2 に示すように、既報で、壁のように構造物間でせき止められた水の圧力も構造物が負担するために生じる静水圧荷重が付加する

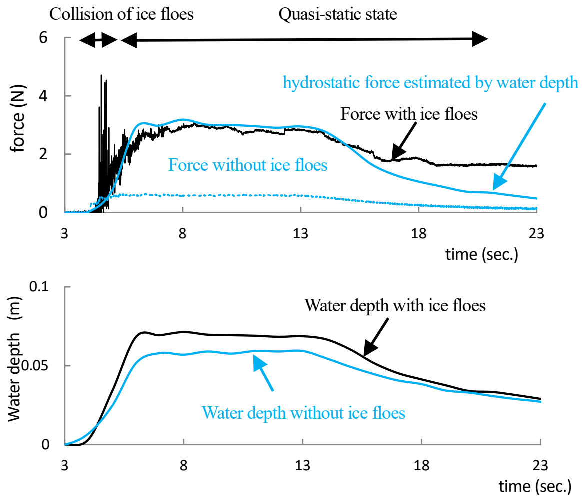


図-3. 1　アイスジャム形成時の構造物に作用する主流方向の荷重と構造物前面水深の経時変化および氷群なしの場合との比較例（W=4cm、 B=9cm、h_u=0.17m）

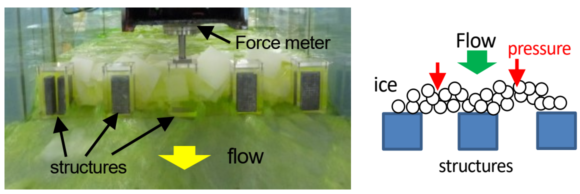
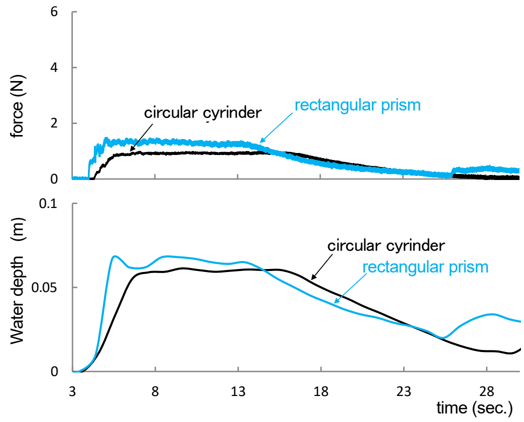
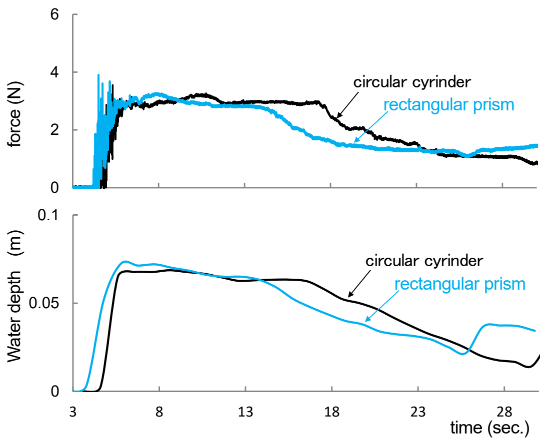


図-3. 2　アイスジャム形成と荷重作用の概念
（写真は構造物背後から上流側に向かって撮影）



(a) 氷群なし



(b) 氷群あり

図-3.3 構造物形状の違いによる作用荷重および水深の経時変化の比較例（アイスジャム形成時および氷群なしそれぞれについて比較）

と仮定して推定した値は概ね実測値の傾向を説明できた。次節以降では、これらの動的・準静的な荷重についてさらなる力学的考察を加えていく。

次に、構造物形状（角柱と円柱）の違いによる作用荷重および水深の違いを見るために、**図-3.1** に相当するこれらの経時変化を**図-3.3** に示した。この場合、角柱の一辺長と円柱の直径が等しく、構造物（隣棟）間隔も等しい場合で比較している。なお、同図の作用荷重の経時変化は、同一条件で 3 回繰り返した実験結果のアンサンブル平均で表示しており、初期の衝突力はかなり緩和されているが、前述のように本模型実験では相似則の都合、衝突力は対象外としている。加えて、**図-3.4** には、衝突力を除く準定常状態における作用力と水深の時間平均値を円柱と角柱で比較したものを示す。まず氷群がない場合、角柱構造より円柱構造の方が、作用力および水深ともやや低く、構造物形状の影響がやや出ている。海氷群が存在しアイスジャムが発生する場合にも、両者は円柱構造の方やや低い感があるものの、氷群なしの場合と比べて構造物形状による差は減じるものと推察される。アイスジャムによるせき止めが発生して、いわば氷の壁で塞がれたと考えると、構造物形状によらず、水位上昇量とともにその壁に作用する静水圧に起因する作用荷重が等しいと考える事ができる。しかし、構造物形状は、アイスジャムの発生のしやすさや、本実験では考慮できない初期の衝突力に影響を与える可能性がある。特に後者については、人工海氷による中規模衝突実験や数値計算による過去の研究成果、衝突力に及ぼす構造物形状の影響が調べられている。

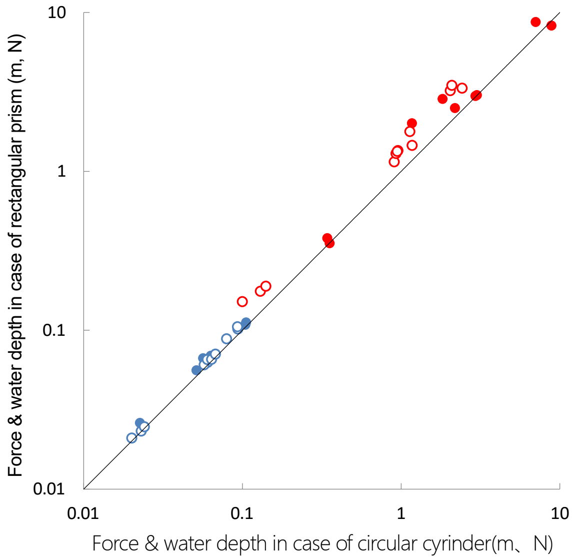


図-3.4 衝突力を除く準定常状態における作用力と水深の時間平均値を円柱と角柱との比較

3. 2 準定常部の作用荷重－水位低下時の残留力－

前述の**図-3.1、3** からも推察されるように、衝突後のアイスジャム形成時における準定常状態での作用荷重のうち、水位が上昇し、定常的に持続している場合、あるいは氷群全体に十分な浮力が作用している場合には、その作用力は、構造物間でせき止められた水塊を含む静水圧荷重がよく実測値を説明できる。しかし、**図-3.3** の例で、およそ 16sec.以降で、静水圧による計算値と実測値に差ができ、前者が徐々に下回る傾向にあるのに対し後者はある一定値に推移する。つまり、水位が低下し、浮力の減少によって氷群の主働圧が発現し、それが残留力として持続していると仮定することができる。そこで、過年度では、**図-3.5** のような主働圧モデルを考え、土圧のアナロジーから、本現象に Rankine 土圧理論を準用した。構造物に作用する全荷重には、さらに上下流側での水圧荷重を加える。**図-3.6(a)**にはその計算例を示した。水位低下にともなっ

て静水圧と交代する形でパイルアップによる主働圧が発現し、その合力は、先の水圧荷重のみによる推定値と実測値のずれが改善され、少なくとも角柱構造物については、この主働圧モデルが妥当であることが分かった。また、同図(b)に、円柱構造物に作用する主働圧と合力としての津波作用荷重の計算値と実測値の比較を 2 例示した。なお、受圧幅は円柱の直径として計算した、円柱構造物の場合でも同様に、主働圧を考慮した津波作用荷重は、実測値を良く表しており、主働圧モデルが妥当であること、さらには受圧幅を直径として算定して差し支えないことを示唆している。以上より構造物形状によらず、氷群による主働圧を考慮した

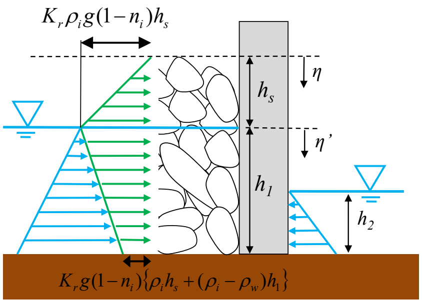
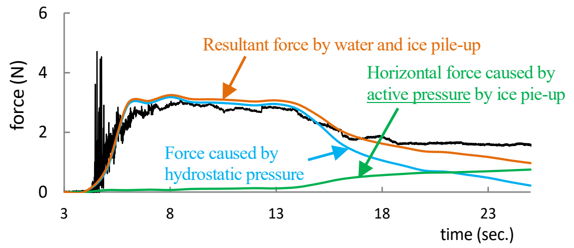
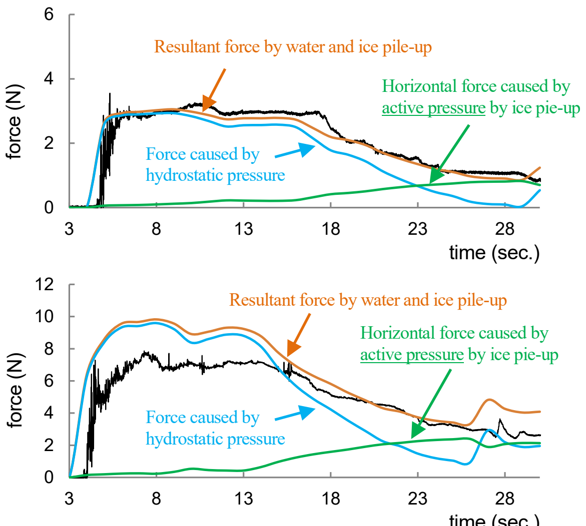


図-3.5　準定常状態における氷群による主働圧モデル



(a)　角柱構造物（図-3.1 に対応）



(b)　円柱構造物

図-3.6　氷群による主働圧を考慮した準定常部分の津波作用荷重の計算値と実測値との比較例

合力は構造物の投影面積を用いて評価できると思われる。

ゆえに、アイスジャム形成時の準定常状態での荷重構造は静水圧と氷群による主働圧との合力であることが円柱構造物でも示された。よって、水が引いたとしても、パイルアップによる主働圧が持続することを認識しなければならない。

3. 3　津波先端部到達時の氷群による衝突荷重

本実験では相似則により、海氷の破壊現象を含む衝突荷重については評価できない。筆者らは第 3 期中長期目標期間の研究より、人工海氷を用いた中規模程度の衝突実験ならびに数値シミュレーションによる推定手法の開発に取り組んでいる。これまでは主に単体の氷塊による衝突シミュレーションであったが、複数の氷塊による衝突に拡張することにより、**図-3. 1** に見たように（この場合イメージ程度）、初期の複雑な衝突現象を推定できると考えている。

ベースとなる海氷の数値モデルには、筆者のひとりが開発し、人工海氷を用いた衝突実験結果よりその妥当性が示された 3 次元個別要素法[8]を応用した手法を、構造物には 3 次元弾塑性 FEM を適用している。**図-3. 7** に、氷を構成する要素（粒子）の配列パターンを示す。要素はすべて同じ半径をもつ剛球とし、要素間の接触には、Voigt model を適用した。海氷はガラスや岩石より低い破壊靭性をもつ脆性材料である事を考慮し、すべりやへき開破壊は結晶粒界で起こると仮定すると、DEM による海氷のモデル化が馴染む。海氷は多結晶

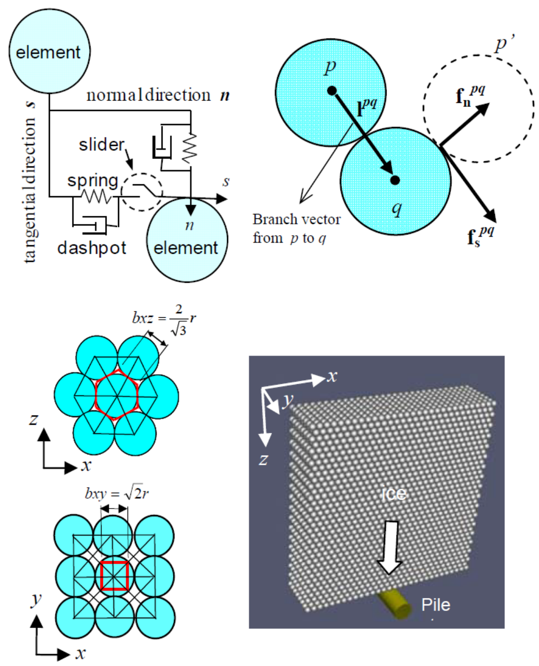


図-3. 7　数値モデルの粒子配列と粒子間の接触モデル

柱状構造（結晶主軸は y 軸に直交）であり、要素をひとつの結晶粒と見立てると、規則配列のうち本配列が最も近く、さらに、海氷の力学特性はその生成過程より、強度異方性をもつが、本配列がその再現性に良好な結果をもたらす[8]。要素間の破壊の条件も既報と同様であり、接線方向には Mohr-Coulumb の基準を適用し、法線方向では、要素間歪が限界歪みを超えた場合に破断するものとしている。また、今回は、衝突時の要素間の力を Cauchy 応力として表現する方法[15]を導入した。

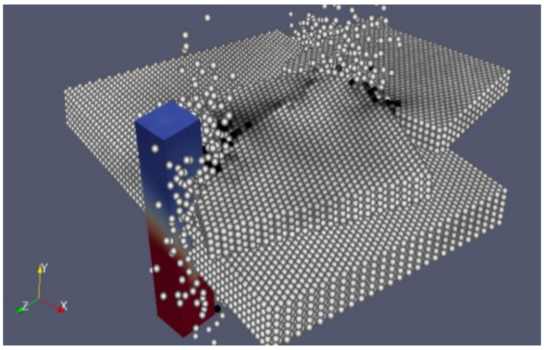
応力テンソル$\bar{\boldsymbol{\sigma}}$は、注目する粒子周りの p 粒子からもたらされる平均応力として、次式で計算した。

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}} = \frac{1}{V}\sum_{p}\sum_{q\neq p}\mathbf{l}^{pq}\otimes\mathbf{f}^{pq} \qquad (1)$$

V：粒子体積、$\mathbf{l}_{pq}$：pq 間のブランチベクトル、$\mathbf{f}^{pq}$：粒子 pq 間の内力ベクトル、⊗は、テンソル積、を示す。

この事により、内部応力状態や破壊機構がより具体的に把握され、後述するように、衝突力の軽減機構の解明や緩和方策を考える上で役立つ。

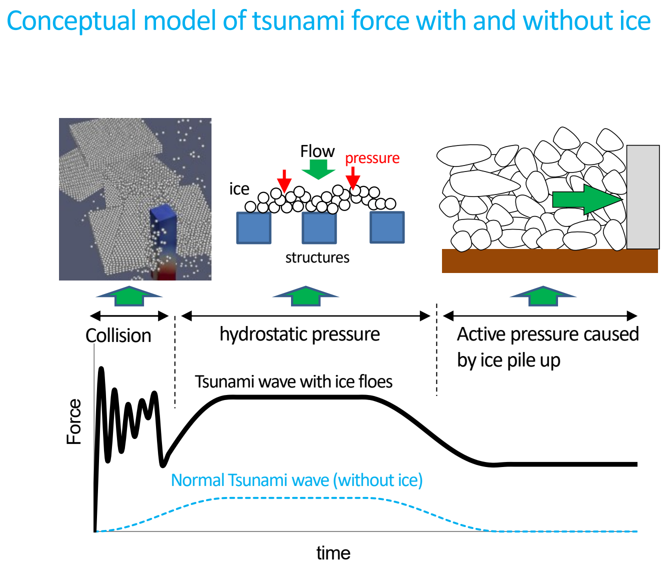
また、現段階では、少なくとも、物性（弾性率 E）やスケール（構造物寸法 W、氷厚 h）、衝突速度(V_0)の相違を間接的に考慮する理論弾性衝突力[15]で無次元化するなどし、上述の水理模型実験と数値計算による複数の氷塊の挙動やその複合的な衝突力の推定法の構築を試みている（図−3. 8 参照）。引き続き、様々なパターンでの構造物との動的相互作用、応答特性、あるいはクリティカルな状態等について調べていく予定である。



図−3. 8　複数氷塊の数値シミュレーション例
（FEM による構造物の 8 面体せん断ひずみ分布、DEM による主応力分布の例）

3. 4　荷重作用のプロセスモデルと推定法の整理

これまでの研究結果から、シンプルなアイスジャム形成時の荷重作用プロセスを提案しているが、円柱模型でも同様なプロセスであることを確認したので、まとめておく。作用荷重は次の要因から成り立っている。i) 複数の海氷群による衝突の総和によってもたらされる力、ii) 水位上昇による荷重増分とアイスジャムによる構造物間に作用するせき止め水塊による静水圧荷重（この段階では、パイルアップによる主働圧（力）は、浮力のために作用しないと仮定）、そして iii) 水位低下にともなって静水圧と交代する形で氷群によって発現する主働圧であり、結局は、水位がゼロになっても残留荷重が持続することが想定される。実際に観測される混相流れの作用力は、i)-iii)の合力であらわされる。図−3. 9 には、氷がある・なしの両状態における力の作用概念をまとめた。図−3. 1 の実測値の一般的傾向を表す。氷がある場合とない場合とでは、津波荷重の大きさやその作用形態・過程に、大きな相違があることが理解できる。前述のように水が引いたとしても、パイルアップによる主働圧が持続することに留意しなければならない。さらにこうした氷群が存在する場合の複雑な荷重作用のうち、初期の氷の衝突破壊過程に

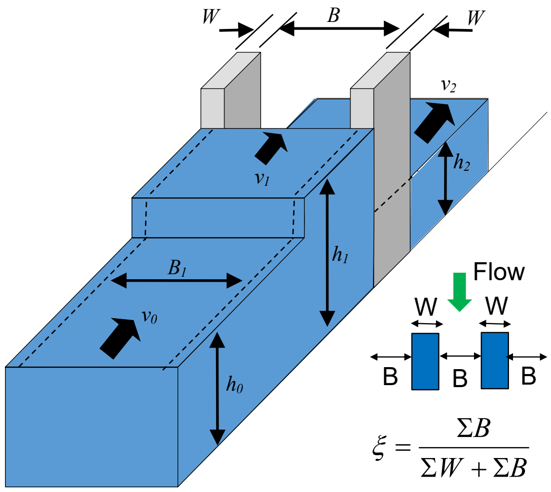


図−3. 9　氷群がある・なしの両状態における津波荷重の作用プロセスの概念

3. 5　アイスジャム発生による水位変化と準静的荷重の理論モデルと模型実験（実験②）による検証

3.5.1　理論モデルの概要

筆者らは、複数の構造物が横断方向に一列配置した場合、その開口率を考慮した、構造物群のせき止めによる水位上昇やアイスジャム形成時の構造物への準静的荷重の理論モデルを構築している[10]。本研究では、特に円柱構造物への本理論モデルの適用性ならびにアイスジャム形成のし易さ等についても考察を加えた。



図−3. 10　構造物付近の流れの簡易モデルと開口率の定義

図−3. 10 に示すように、構造物の幅(W)と隣棟間隔(B)を、開口率のみのパラメータ(ξ)で表し、準定常状態での遡上水深や津波力の推定が可能な水理モデルを構築している[10]。遡上流れが構造物群にせき止められると、一部はその間を経て下流側へ流れ、一部は反射して上流側へ伝搬する。完全せき止めの場合には河川等のゲート急閉による段波発生のアナロジーに基づく理論展開ができる。本モデルでは、隣接する構造物中心間の領域（B_1）を考え、構造物間での流速（v_2）および、水深（h_2）は簡単のため一様としている。また v_1、h_1 は構造物前面付近の平均流速と水深、v_0、h_0 は遡上津波（構造物がない状態）の平均流速と水深である。

まず、構造物群のみによるせき上げ水深（氷群が存在しない、あるいはアイスジャム形成がない）の理論について概説する。構造物上流側の段波を含む上下流間の流体塊についての①質量保存則および②運動量保存則、構造物群を挟む上下流間の流体塊についての③質量保存則および④運動量保存則、さらに、構造物間の⑤開口率に応じた非線形の流量モデル、つまり構造物群からの流出量 Q は、流入量(v_0h_0)に開口率 ξ のべき乗（指数 n）とした係数 f を乗じたものと仮定から、次式に示すように、構造物前面近傍の水深 h_1 と入射する遡上水深 h_0 との比 λ の 4 次方程式が得られる。

$$\lambda^4 - \lambda^3 - (1+2Fr^2)\lambda^2 + (1+4Fr^2\xi^n)\lambda - 2Fr^2\xi^{2n} = 0 \tag{2}$$

ここに、$\lambda = h_1 / h_0$，　$Fr = v_0 / \sqrt{gh_0}$

ξ=0 とすると、完全にせき止めた時のせき上げ水深の式となる。さらに、$B/B_1=\xi$ とし、上記③④より、構造物間または下流側水深 h_2 を表す無次元量($\lambda_d=h_2/h_0$)に関する 3 次方程式が次式のように得られる。

$$\lambda_d^{\,3} - \left[\lambda^2 + \frac{2Fr^2\xi^{2n-1}}{\lambda}\right]\lambda_d + 2Fr^2\xi^{2n-2} = 0 \tag{3}$$

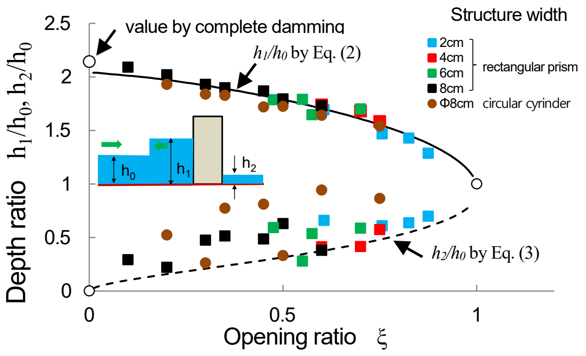
なお、指数 n の制約条件として n>1 である必要がある。

3.5.2　理論モデルの妥当性とアイスジャム形成に及ぼす構造物形状の影響

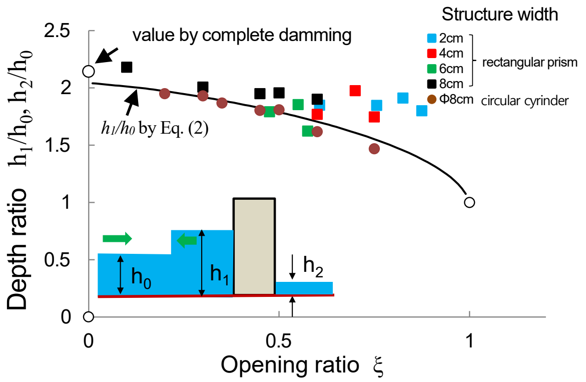
図−3. 11 には、遡上津波の平均水深 h_0=17cm を例に、開口率 ξ と準定常状態における構造物上下流側水深との関係及び計算値との比較を示した。同図(a)より、まず氷群がなく、角柱構造物の場合には、開口率の減少とともに、h_1 は増加し、逆に h_2 は減少し、またそれらは W や B によらず、開口率 ξ のみで表される事、つまり開口率で統一して記述可能である事、理論モデルは、h_1 の傾向特性を非常に良く再現する事、などが確認できる。円柱構造の場合は、先に見たように角柱の水流のせき止め効果がやや高い（水位が高い）事に対応して、やや低く推移しているが、理論モデルによる傾向特性はよく一致している。h_2 については、モデルと計測精度に多少の課題が残るほか、円柱構造物の場合のバラつきが大きいこと等が推察されるが、概ね傾向は示している。アイスジャム形成時の上流側水深と ξ との関係を同図(b)に示す。同図から、h_1 はバラツキがあり、開口率に応じた明確な違いはないが、角柱の場合には、開口率が約 0.3〜0.4 以下の氷群がない状態の h_1 と同程度である。アイスジャム形成時でも完全に閉塞しているわけでなく、同一条件でもばらつく複雑なアイスジャムのパターンにより、水位の増減にも影響を及ぼす。これが開口率に応じた明確な水位の違いがない事にも対応している。円柱構造物の場合には、角柱に比べてやや低く推移する、つまりせき止めの度合いが小さく、同じ幅であれば矩形より円柱形の構造物はアイスジャムが形成しにくいと推察される。今後、様々な直径の円柱模型についても実施する予定である。加えて、実務上、氷群が存在してもアイスジャムが形成しない条件（アイスジャム形成条件）も重要となるが、これについては今後の課題である。

次に、準定常状態における構造物への作用力(F)のうち、氷群がない場合、この力は前述のように、静水圧によるので、無次元化された力は、次式で与えられる。

$$F' = \frac{F}{\rho g W h_0^2 / 2} = (h_1/h_0)^2 - (h_2/h_0)^2 = \lambda^2 - \lambda_d^2 \tag{4}$$



(a) 氷群なし



(b) アイスジャム形成時

図-3.11　開口率ξと準定常状態における建築物上下流側水深との関係例（h_0=17cm）

前述のようにアイスジャム形成時には、構造物間でのせき止め水塊による静水圧の作用分を考慮する。定常状態における構造物上下流水位の推定は今後の課題となるが、まず、下限として、氷群がない状態での水位を用いると、無次元化された力は、

$$F' = \frac{F}{\rho g W h_0^2/2} = \frac{1}{1-\xi}(\lambda^2 - \lambda_d^2) \tag{5}$$

一方、上限として、完全なせき止めを仮定すると、

$$F' = \frac{F}{\rho g W h_0^2/2} = \frac{1}{1-\xi}\lambda_{\xi=0}^2 \tag{6}$$

が得られる。

図-3.12には、**図-3.11**に対応するものとして、開口率ξと構造物に作用する主流方向の荷重（単位幅あたりの無次元量）との関係及び計算値との比較を示した。氷群のない場合、式(4)による構造物へ作用する力の推定値は、角柱構造物の実測値の傾向を良く表現しているが、円柱構造物の場合には、先にも見たように円柱の水位がやや小さい事に対応して角柱より小さく推移

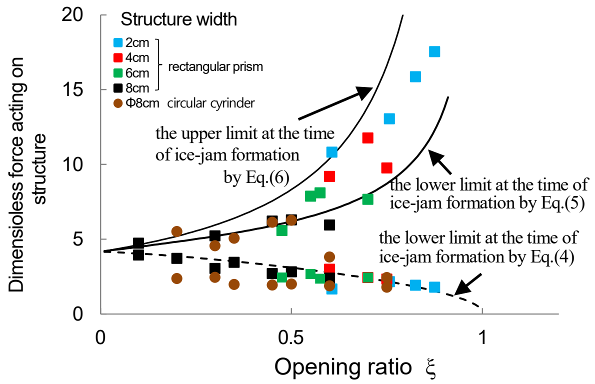


図-3.12　開口率ξと建築物に作用する主流方向の荷重（単位幅あたりの無次元量）との関係及び計算値との比較例（h_0=17cm）

する。次に、アイスジャム形成時においても、角柱構造物の実測値は、概ね上限および下限による推定値の間に存在しており、本理論モデルの有用性が伺える。円柱構造物の場合にも、同じ径の幅をもつ角柱とほぼ同程度であるが、やや開口率の大きい 0.6 の場合は極端に小さくなる場合がある。これは前述のように円柱の場合にはアイスジャムが形成しづらくなること、しかし一旦アイスジャムが形成すれば、水位や作用力は角柱と大きく変わらないことに対応している。ただし、角柱および円柱ともに、開口率増大とともに、アイスジャム形成が生じづらくなるが、その形成条件については今後の課題としたい。

3. 6　ピロティ構造に作用する荷重作用の基本特性

本節では、1.2 節で述べた実験③の結果のうち、特に、ピロティ構造のもつ津波荷重特性を明らかにし、安全な施設設計のための留意事項を明らかにする。

まず**図-3.13**には、アイスジャム形成時（実線）および氷群なし（点線）の場合の遡上水深の経時変化(勾配変化点)を示す。氷群存在時における勾配変化点での遡上水深はステップ状に変化しているが、建築物の柱間でのジャム形成により、水流が堰き止められ、反射波（負の段波）が生じるためである。一方、氷群がない場合（点線）、反射波が生じず、氷群存在時の第一ステップ部分にほぼ一致している。図は省略するが、この建築構造では、建築物がない状態での水位に近く、その建築構造により水位をほとんど上昇させないという利点をもっている事がわかった。しかし、氷群など漂流物によって柱間で閉塞（ジャムが形成）が生じると水流をせき止め、建築物上流側の水位が大きく上昇して暫く準定常状態を維持し、氷群がない場合の水深の 1.5 倍以上に達する事が分かる（同図の第二ステッ

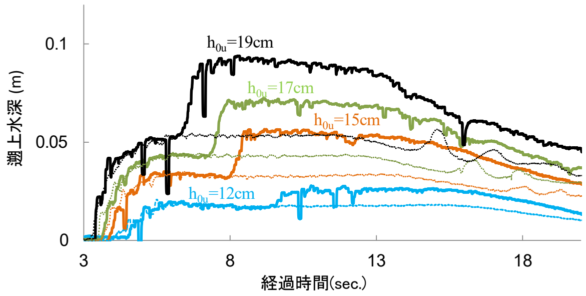


図-3. 13　アイスジャム形成時（実線）および氷群なし（点線）の場合の遡上水深の経時変化（勾配変化

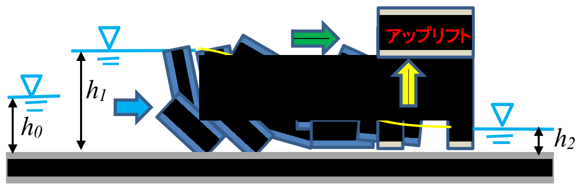


図-3. 14　ピロティ構造への津波作用力のモデ

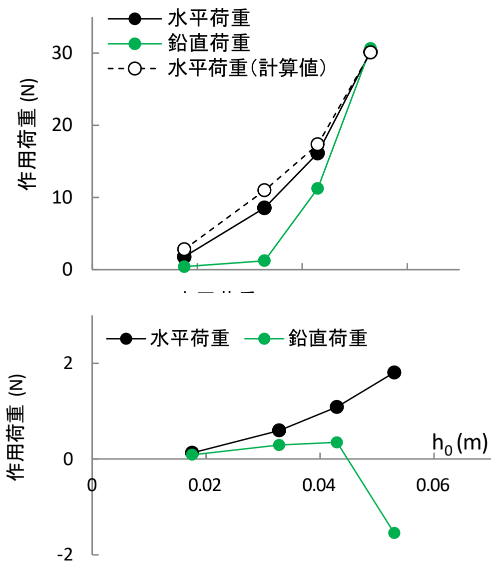


図-3. 15　建築物に作用する水平方向および鉛直方向荷重と入射水深(h_0)との関係（上：アイスジャム形成時、下：氷群なし）（準定常部での時間平均で評価）

プ)。

次に主流方向の荷重について考察する。氷群が伴わない場合には、建築物全体に作用する主流方向の津波力が軽減され、津波作用に対してピロティ構造が有効であることが分かった。しかし、氷群存在時には、これまでの角柱型の実験結果と全く同様に、まず氷群による大きな衝突力が作用し、その後に続く準定常状態（準静的）の荷重もかなり大きく、氷群なしに比べ 1 オーダー大きい主流方向の荷重が持続する。この準定常部の力もまた静水圧で近似でき、主にその水位上昇分と、柱間の堰き止め水塊による静水圧に起因するものと考える。それは、構造物の上流側と下流側の水深 h_1、h_2 を用いて評価できるが、**図-3. 14** に示すように、水面形は建築物の直ぐ前面における氷群内を介して低下に転じているため、h_1 はさらにその上流側の水位の安定したところ（勾配変化点）の水深で評価した。つまり、やや上流側の静水圧を氷群を介して建築物に作用していると見なす。このモデルで推定した準定常状態での荷重値（点線）を**図-3. 15** に示したが定常状態での実験値をよく表した。次に鉛直方向の荷重に着目すると（**図-3. 15** 参照）、特に貯水深あるは遡上水深が大きい場合には、主流方向の力と同程度のオーダーで大きい事が分かる。またその経時変化は、主流方向の荷重では定常状態で一定になるのに対し、上昇しつづける場合や、定常状態の後にさらに上昇する場合、逆に低下する場合等、その振る舞いは複雑である。氷群の浮力のほか、その詰まり具合や配列状態等が変化しているものと推察されるが（アップリフト、**図-3.14**）、詳細なメカニズムは不明である。一方、氷群がない場合には、脚部の浮力程度であり、ほとんど荷重が作用しない事がわかる。ただ、h_{0u}=19cm で、鉛直下向きの力に転じているが、これは水面が天井にかなり近い状態で流れるため、負圧が作用しているためである。いずれにせよ、ジャムが形成する場合には、主流方向の荷重と同程度の大きな鉛直上向の荷重も同時に作用し、引き抜きや転倒等にも十分な注意が必要であるといえる。

3. 7　アイスジャム発生条件に関する検討（実験④）

3.7.1　多変量解析による検討

アイスジャムの発生条件は、津波条件（遡上水深、流速等）、氷（規模・厚さ、分布、強度、量等）、地形、構造物条件（大きさ、密集度等）、多くの要因に支配され、それはまたかなり複雑であると考えられるが、実務においては、これまでの実験のように単純化やモデル化が必要である。これまでの実験方法をベースに、アイスジャム発生（有無）に特化した実験として、構造物（角柱型）の幅(W)、間隔(B)、津波の強さ(h_u)、上記の同じ氷模型の辺長(a)を系統的に変えて実施した。また氷の大きさに関しては、単一タイプ（同一）および混合タイプ（大小の 2 種）としている。なお氷厚 t も重要なパラメータであるが、今回は 1 種類(t=0.005m)とした。おもな実験条件を**表-3. 1** に示した。なお、本実験は前述の 1.2 節において定義した実験④に該当する。他方、「アイスジャムの発生（有無）」、それ自身の

表-3.1　アイスジャム発生の有無を調べる実験条件

構造物幅 W(m)	0.02, 0.04, 0.08
構造物間隔 B(m)	0.036, 0.045, 0.06, 0.09, 0.12, 0.15, 0.2
津波の強さ h_u(m)	0.12, 0.17, 0.22
氷模型辺長 a(m)	単一タイプ：0.027, 0.06, 0.1
	混合タイプ：0.0343(0.1%), 0.0489(0.3%), 0.0635(0.5%)
氷模型厚さ t(m)	0.005

定義に関しても明確ではないが、本研究では、①構造物近傍での水位上昇率（h_c/h_0）（h_c: 氷がある場合の水深、h_0氷がない状態での水深)、②氷の透過率（あるいは構造物群による補足率)、つまりある一定の時間内における「構造物群下流側より流れ出した氷群の個数」を「構造物がない状態において流れた氷の個数」で割ったもので定義、③人によるアイスジャム状態の判定（例：0⇒完全にできない、1⇒完全にできる、それ以外は0.5など主観的判断)、などを考案している。興味深いのは上記①～③は相互に関係性はあるが、条件により関係性がない場合もあるので注意が必要である。たとえば、構造物の幅(B)が大きいと透過率は減少するが、アイスジャム（判定）が発生するとは限らない。またアイスジャムが一旦できると、水位は他の条件が変わっても変化せず、その分母h_0に左右され（つまり氷がない状態)、透過率やジャム判定に対応するとは限らない。したがってこれらの定義は、利用する目的によって使い分ける必要があるが、本報告ではこのうち、構造物の設計や避難計画においては、比較的有用性のあると思われる①の水位上昇率について主に調べた。

本報告では、多変量解析のうち、構造物の幅(W)、間隔(B)、津波の強さ(h_u)、上氷模型の代表辺長(a)、を説明変数とし、水位上昇率h_c/h_0を目的変数として重回帰分析を行った。さらに、今回は解析においては次式に示す、i)線形モデル、ii)べき乗の非線形モデル、およびiii)シグモイド関数による回帰モデル、を用いた。

$$\left(h_c/h_0\right)=k_a a+k_H H_0'+k_B B+k_W W+k_0 \qquad \text{i)}$$

$$\left(h_c/h_0\right)=k_0 a^{k_a} H_0'^{k_H} B^{k_B} W^{k_W} \qquad \text{ii)}$$

ここに、H_0'はh_uから地盤高（0.09m）を差し引いたものである。

まずi)、ii)について、表-3.2に偏回帰係数、重相関係数（ピアソンおよびスピアマンの順位相関)、偏相関係数、それらの有意性（1%、 5%）を示した。

次に iii)シグモイド関数を用いた解析モデルについて概説する。この場合、標準シグモイド関数を次式のように表す（φからの出力値ξ_n)。

$$\xi_n=\frac{1}{k}\left(\frac{h_c}{h_0}-\lambda\right)=\frac{1}{1+\exp(-\Phi)}$$

$$\phi=k_0 a^{k_a} H_0'^{k_H} B^{k_B} W^{k_W}+\varepsilon \qquad \text{iii)}$$

標準シグモイド関数値は 0～1 の値をとる必要があるため、目的変数であるh_c/h_0をλとkにより、ξ_nとして0～1に規格化している。理想では、h_c/h_0の下限値は1、他方、上限値は壁のごとく完全せき止めの状態であるから 2.2 程度の値をもつため、ここでは実験値のバラつきも考慮し、k=1.2、 λ=0.8 とした。またφも上記と同様に、4 変量の説明変数のベキ関数型とした。なお右辺第一項はk_0>0なら常に正であることに対応し、左辺 φ も常に正とする調整パラメータ ε を導入した。εも本来推定すべき未知母数となるが、統計的に解析することが困難であるため、様々なεを与えて解析し、モデルの有意性を示しかつ重相関係数が最も高いものを採用した。表-3.3にその最適解の結果を示す。さらに図-3.16には、φとξの実測値とシグモイド関数との関係を示す。なお図中の線は、シグモイド関数からの誤差を正規分布と仮定した場合の範囲であり、$\varphi\pm\kappa\sigma$（κ=1、3）を表す。

以上、今回は3通りの統計的な推定法について検討した。いずれも統計的有意性を確認したものであるが、偏相関係数から、直感的な傾向とやや異なるなど、個別の現象を踏まえた、より精度の高い検証が必要である。これは、上述のように、かなり複雑な現象にも関わらず、標本数が十分でないこと、個別の現象でなくすべての実験データを一様に扱ったこと等に加え、解

表-3.2　重回帰分析のおもな結果（線形、べき乗）

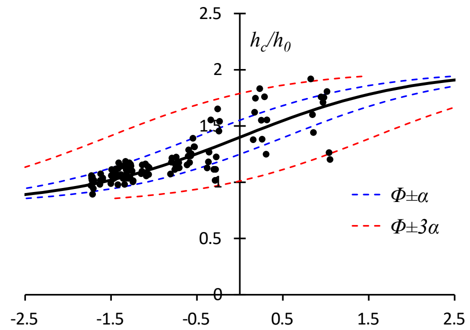
回帰モデル	偏回帰係数		重相関係数	偏相関係数（Spearman）	
線形 i)	k_a	2.2657	Pearson	(h_c/h_0)-a	**/ 0.278662
	k_H	0.0417	r=0.7625**	(h_c/h_0)-H	—/0.107362
	k_B	0.2869	Spearman	(h_c/h_0)-B	—/ 0.090057
	k_W	-5.8686	r=0.826320**	(h_c/h_0)-W	**/-0.742174
	k_0	1.3497		-	-
べき乗 ii)	k_a	0.1100	Pearson	(h_c/h_0)-a	**/ 0.282727
	k_H	0.0067	r=0.8189**	(h_c/h_0)-H	—/ 0.116750
	k_B	0.0119	Spearman	(h_c/h_0)-B	—/ 0.090206
	k_W	-0.2197	r=0.845002**	(h_c/h_0)-W	**/ -0.757335
	k_0	0.8708		-	-

注）**　1%有意、*　5%有意、－　有意ではない

表−3. 3　重回帰分析のおもな結果（シグモイド関数）

回帰モデル	偏回帰係数		重相関係数	偏相関係数(Spearman)	
シグモイド関数 iii)	k_a	0.3844	Pearson	Φ-a	**/0.315065
$\lambda=0.8$	k_H	0.0066	r=0.8347**	Φ-H	—/0.144340
$k=1.2$	k_B	0.0697	Spearman	Φ-B	—/0.093076
$\varepsilon=-2.5$	k_W	-0.6490	r=0.836424**	Φ-W	**/-0.727345
	k_0	0.7701		-	-

注）**　1%有意、*　5%有意、ー　有意ではない



図−3. 16　φ と ξ の実測値とシグモイド関数との関係

析法についても、線形結合あるいは非線形でもべき乗といった単純な関数を用いた回帰分析では限界があり、複雑な応答まで追従するのは困難であることを示唆している。しかし、現状の解析でも、特にシグモイド関数のよる推定は、バラつきは大きいものの、実験結果の傾向や範囲を良く表しており、実用に耐えうるものであると考えている。今後は、氷の厚さの影響を加味しつつ、標本数をさらに増やすとともに、個別の説明変数についてその特性を考慮した非線形関数を導入する予定である。次項では、ニューラルネットワーク(NN法)による非線形解析を導入して検討する。

3.7.2　ニューラルネットワークによるアイスジャム発生予測の基礎的な検討

(1)　ニューラルネットモデルの概要

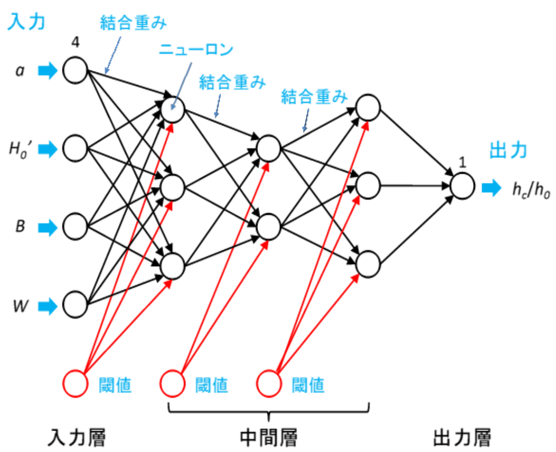
本項では、人工知能のひとつであるニューラルネットワークによる予測を試みる。この方法では特に因子が多変量かつ複雑な場合に有効で、本研究では、推定すべき未知母数が非線形関係になった場合に解析が困難である非線形重回帰に相当する解析手法として用いており、NN 法のもつ補完機能と汎化能力を利用して、予測に役立てようとするものである。ニューラルネットワークとは、人間の脳の構造を模擬した情報処理機構であり、構成する多数のニューロン（脳細胞）間に結合した重み（シナプス結合の状態）を更新することにより学習する。入力信号と結合の重みとの積和演算とその結果に対する閾値処理の二つの処理から構成されるシグモイドニューロンを用いた。

(2)　学習アルゴリズムと学習方法

図−3.17 に示すよう、本検討で用いたニューラルネットワークは階層型であり、入力層は前項の説明変数と同様に、4 入力とし、出力層は、目的変数である水位上昇率 hc/h0 の 1 出力とした。これら学習に供する実験データを教師データ（信号）と呼ぶ。各データの最大値や最小値、範囲などを考慮し、0〜1 となるよう線形変換し規格化した。なお、実験データを、ネットワークモデル構築のための教師データとそのモデルの妥当性を調べるための予測確認用データに分けた（教師データ 95 組、予測確認用 9 組）。学習方法はバックプロパゲーション法により、最急降下法の一種である慣性法を用い、重みの更新は次式によっておこなう。なお、本学習と予測は、自作コードを使用した。

$$\Delta w_n = -\eta \frac{\partial E_n}{\partial w_n} + \alpha \Delta w_{n-1}$$

ここに左辺は重みの修正量、添え字 n は重みの修正回数、η は学習定数、α は慣性項と呼ばれる。En は、モデルによる出力値と教師信号との 2 乗誤差である。学習では、まず結合の重みの初期値を乱数で与え、20 万回まで結合の重みを更新した。さらに初期値を 10 通り変え、教師データとの誤差 2 乗誤差の最も少ないものを最適解とした。次に最適な中間のニューロン数を決定する場合の方法を簡単に解説する。一般に中間ニューロン数によって、教師データに対して忠実なモデルを構成する事ができるが、本実験のように教師データ自身に誤差（ノイズ）が混入していると考えられる場合、あるいは母数が増大することによるモデルの信頼



図−3. 17　本検討でのニューラルネットワークモデル
（5 階層の場合）

性低下があるため、統計的に適切な数を設定する必要がある。ここでは、筆者の一人が考案した[14]、教師データの観測ノイズを考慮したモデルの最大対数尤度を計算し、中間ニューロン数をAIC基準により決定した。なお、この観測ノイズは厳密には各実験条件によって異なる条件付分散や系統誤差をも考慮しなければならないが、本研究においてこれらは実験条件によって変化しないと仮定し、平均的な値を採用した。

(3) 階層型ニューラルネットワークの適用性

図-3. 18 には中間ニューロン数による重相関係数とAICの推移を示した。一般に中間ニューロン数(N)が大きくなれば、重相関も大きくなり、認識（予測）値とデータとの誤差は小さくなる傾向にある。しかし、AICより、母数の増大や観測ノイズによる信頼性低下（ペナルティー）を考慮しているため最小値が存在し、あるニューロン数が最適となり、この場合、N＝8 となっている。**図-3. 19** には、この場合の、認識値と実測値との関係を示す。重相関が 0.992 で、かなり良好に学習されていることが推察される。前述の予測確認用に温存していたデータを用い、その推定値と実測値の比較も同図に青でプロットした。このように未知のデータに対しても構築したモデルにより良好に予測されている。また図は省略するが、学習回数に伴う認識誤差の推移を調べた結果、約 40 回程度まで急激に減少し、以後緩やかに減少しておよそ 1 万回程度でほぼ頭打ちになる。一時的な局所解に落ち込むことなく、また過剰な学習が行われておらず、良好に学習されている。次に、**図-3. 20** には、氷辺長 a による水位上昇率の変化を例として、実測値と推定値の比較を示した。推定値は実測値の傾向をよく表現しており、単なる実測値の忠実な補間機能としてではなく、最小二乗法と遜色ない滑らかな推定であるといえる。このように誤差を含む実測値を教師データとするモデル構築にAIC基準を導入して中間ニューロン数を制御するという方法も妥当であるものと思われる。

(4) 多層型ニューラルネットワークの適用性

本項では、本データ学習を多層型（～5 階層）に拡張し、前項の 3 階層と比較して、その認識や予測等のパフォーマンスの向上性や限界等について調べる。多層型はディープラーニング（深層学習）のひとつであるが、本研究では、学習アルゴリズムは前項の 3 階層の場合と同様とし、**図-3.17** に示すように、シナプス(重み）も各層のすべてのニューロンと結合させた。

まず、**図-3. 21(a)**には、認識値と実測値との重相関係数の中間層のニューロン総数による推移を、3～5 階層ニューラルネットワークで比較したものを示す。ニューロン総数とは、入力層と出力層を除く各層のニューロン数を合計したもので、例えば 5 階層であれば 2～4 層目のニューロン数を合計したものである。中間層のニューロン総数が増大すれば、重相関係数も大きくなるが、同じニューロン総数で比較すると、ニューロン総数が少ない場合には低層型の重相関係数の方が大きくなる傾向にあるものの、ニューロン総数が増大すれば、やや高階層の方が大きいかほぼ同じになる。しかし、3 階層でも十分な重相関係数であり、3 者は大差なくほぼ飽和しているといえる。次に、**図-3. 21(b)**に、中間層の 1 層あたりのニューロンを同数とした場

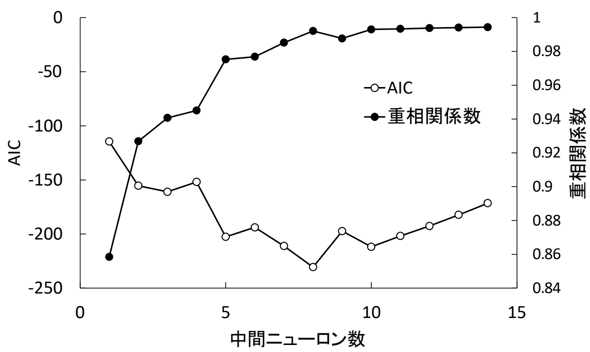


図-3. 18　ニューロン数によるAICおよび重相関係数の推移の例（3 階層）

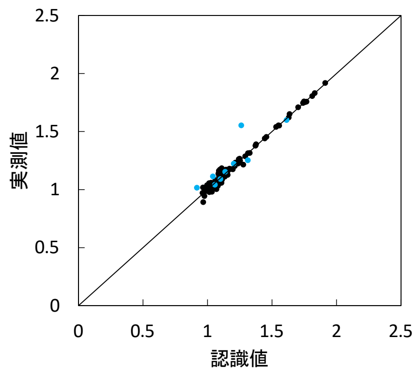
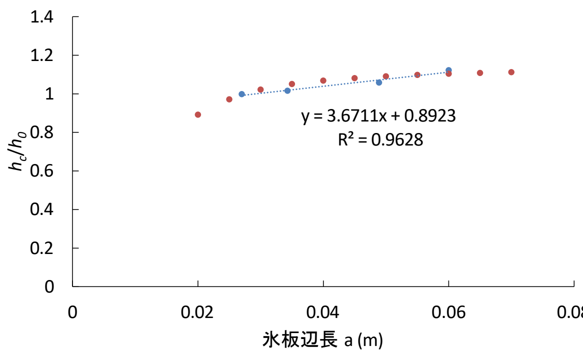
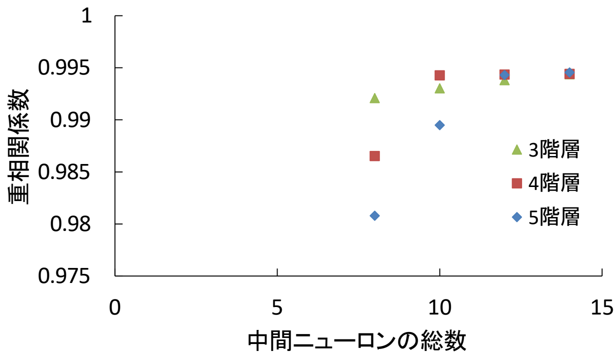


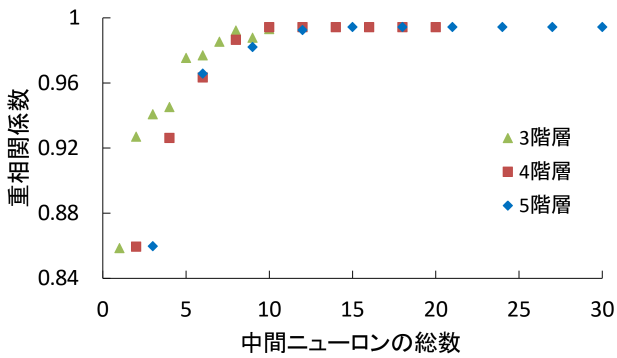
図-3. 19　認識値と実測値との関係（3 階層）



図－3. 20　推定値と実測値との関係例（3 階層）



図−3.21(a) 中間層のニューロン総数による重相関係数の推移(3〜5 階層)

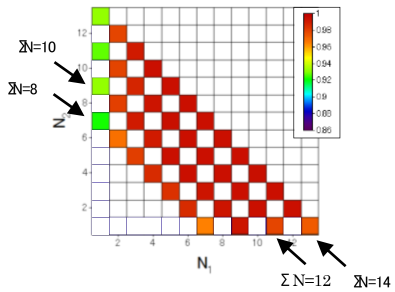


図−3.21(b) 1 層あたりのニューロンを同数とした場合のニューロン総数による重相関係数の推移(3〜5 階層)

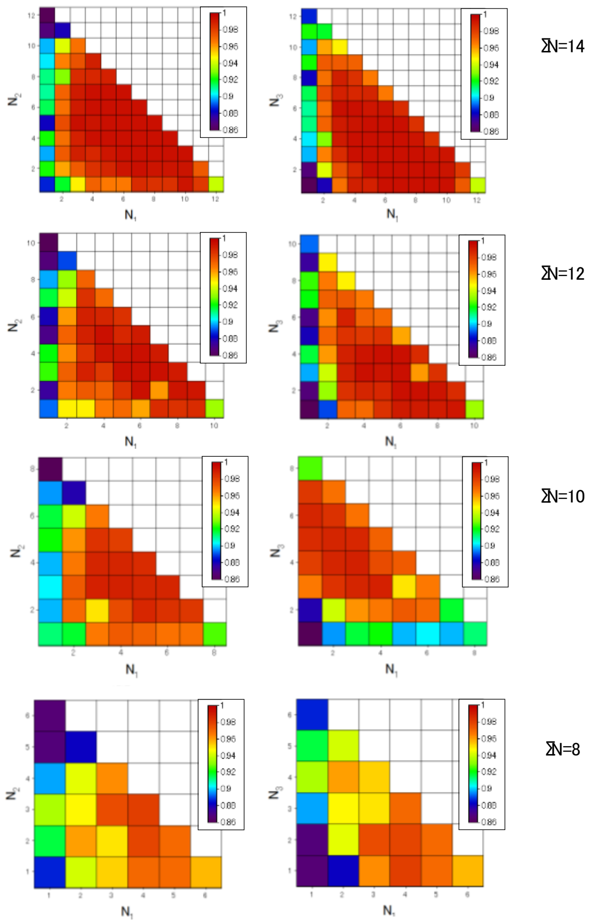
合。そのニューロン総数による重相関係数の推移を、3〜5 階層のニューラルネットワークの場合で比較した（例えば 4 階層の場合は、第 2 層と第 3 層のニューロン数が等しい)。ニューロン数が少ない場合、3 階層型の方がよく、ニューロン数が増大すれば両者に大差なくやはり飽和する傾向を示す。AIC による評価のほか、重相関係数でみても、ただ階層数やニューロン数が増えても必ずしも良い結果とはならないことを示唆している。

次に、4〜5 階層型において、中間層のニューロン総数を固定した場合に、各層の並び方、つまりニューロンの配列が、重相関係数に及ぼす影響を調べた。**図-3. 22(a)(b)**には、それぞれ 4 階層型および 5 階層型における、各層数に対応する重相関係数を分布として表した。明確な傾向はないが、おおざっぱには、中間層の 1 層のニューロン数が極端に少ない、あるいは 2、3 層目のニューロン数が極端に多い以外は、大きな差がない、つまりだいたい各層とも均等な数であれば、重相関係数は良い傾向にあると言える。

次に、認識の「重相関係数」と、前述の「予測確認用のデータの推定値と実測値との相関係数」との比較を行ったのが**図-3. 23** である。図より、学習により認

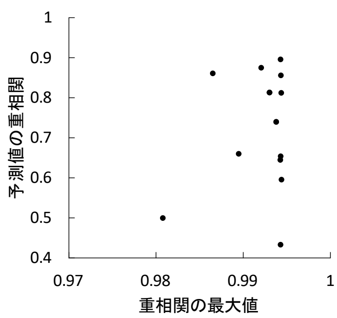


(a) 4 階層型（中間層のニューロン総数が 8、10、12、14)



(b) 5 階層型（中間層のニューロン総数が 8、10、12、14)

図−3.22 各層数に対応



図−3.23 認識の「重相関係数」と「予測確認用のデータによる推定値と実測値との相関係数」との関係

識率がよければ（重相関係数が高ければ）、未知のデータに対する予測性も決して良いとは限らないことを示しているが、データの質や標本数が少ないこと、実験誤差の事もあり、さらなる検討が必要である。

以上より、5 階層型のニューラルネットワークまで拡張してその認識や予測の可能性について議論した。4～5 階層の場合にも、前述の**図-3.20** に相当する推定を行った結果、3 階層の場合と同様に、単なる実測値の忠実な補間機能としてではなく、最小二乗法と遜色なく滑らかに推定できることを確認している。前項のように AIC についても議論する必要があるが、紙面の都合上、省略した。総じていえば、本実験データは、実験条件や標本数（学習データ）も比較的少ないためか、3 階層型ニューラルネットワークでも、重相関係数が十分大きく、実用上も十分な精度で予測が可能であり多層型を用いるメリットがあまりないといえる。多層型にしても飛躍的に重相関が高くなるわけでなく、むしろ低下する場合があった。さらに AIC も 3 階層型の方が低い傾向にあり、本実験データそれから、本学習アルゴリズムの場合には、シンプルな 3 階層型が最も合理的であるといえる。無論、言うまでもなく、ニューラルネットワークの適用性は、現象の非線形性（複雑さ）、データ（条件）数、学習アルゴリズム等に応じて、大きく異なってくることに留意する必要がある。

(4) 今後の課題

通常の線形重回帰分析（非線形項を線形で置き換えたものも同様）の適用が困難な、多因子が極めて複雑かつ非線形的に相互作用するアイスジャム発生などの予測には、人工知能のひとつ、ニューラルネットワークモデルが有効性であることを示した。さらに、特別な物理/数学モデルを要しないこと、データの解釈やモデル構築に特段の経験を要しないこと（固定観念を除外できる）、強い非線形解析を容易に行えること等が特徴であり、それがまた最大の利点であるといえよう。今後はさらに実験データ（教師データ）の蓄積とともに、ニューラルネットワークモデルの向上および改善を実施し、ハザードマップ等にも対応する実用な予測手法を構築していく予定である。

3. 8 パイルアップの基本モデルとその推定法の基礎的検討

すでに明らかにしたように、水位低下にともなって静水圧と交代する形でパイルアップする氷群によって主働圧が発現し、水が引いたとしても、主働圧が持続することに留意しなければならない事を示した。さらに、水位以上に高くまで氷群が積層する可能性がある

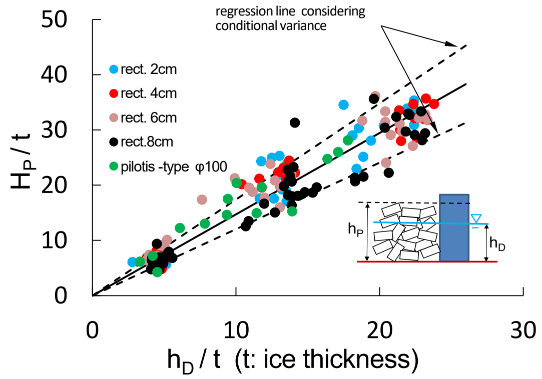


図-3. 24(a) パイルアップ高と浸水深との関係

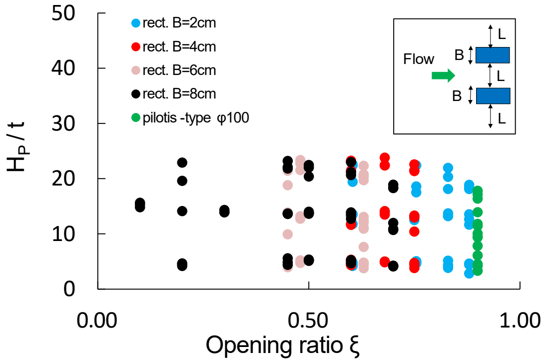
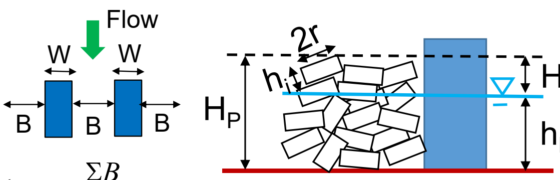


図-3. 24(b) パイルアップ高と開口率との関係



$$\xi = \frac{\Sigma B}{\Sigma W + \Sigma B}$$

図-3. 24(c) パイルアップのモデルと記号の定義

ことから、施設の安全な設計、住民への避難に関する留意事項の周知のためには、このパイルアップ高を推定することは重要である。

本節では、前述の 2 章に述べた、角柱及びピロティ型の構造物を用いた実験②③の結果を用いて検討した。**図-3.24(a)**には、構造物幅(W)をパラメータとしたときの、構造物前面におけるパイルアップ高(Hp)と浸水深(hD)との関係を示した。それらは氷厚(t)で無次元化した（同図(c)参照）。また、図中には、回帰直線のほか、水深にともなう分散が一定ではなく、その条件付分標準偏差を付与したライン（点線）を示した。この図より、浸水深とともにパイルアップ高は直線的に増大していることが分かる。また多少バラつきがあるものの、構造物幅(W)、さらには角柱及びピロティの構造物の形式に依存しないように見える。次に、同図(b)には、パイルアップ高を開口率について整理したものを示す。

なお、開口率の定義は前述と同様である(同図 c 参照)。この図から、パイルアップ高は開口率にも依存しないように見える。ここで、構造物幅、構造物形式、開口率に差があるか調べるため、共分散分析を実施した。まず、**図-3.24(a)**のデータに対して、共分散分析を実施した結果、**表-3.4** に示すように、ピロティには少し有意差があるようであるが、そのデータを抜くと、各回帰直線の傾きはゼロでなく、互いに平行と見なせ、また、有意水準 1%で（水準間つまり幅により）差がない結果となった。同図(b)については、各回帰直線の傾きは概ねゼロと見なされたため（相関関係なし）、1 元配置の分散分析を実施すると水準間に有意な差がなかった(p 値=0.0019)。このように、統計的にはピロティにやや有意差が検出されるようであるが、実務上においては、グラフよりおおむね構造形式に違いがないとした方が現実的である。以上から、アイスジャムが発生する場合には、パイルアップ高は構造物幅、間隔（開口率）、構造物形式によらず、ほぼ浸水深さで決まることを示した。ただし、海氷のサイズに依存する可能性があるため、これについては今後の課題である。

以上で議論したことは、水理模型実験結果であるので、さらに、類似するフィールドでの結果ないしは理論的な根拠に基づくものが望ましい。このうち、後者、つまり理論的考察に基づくパイルアップ高の推定法のひとつについて述べる。これには、Shore pile up 形成のアナロジーによる力学モデルを準用し、質量保存則ならびに仕事とポテンシャルエネルギーとの関係から導出するものである。この概念は、後述の 5.2 節に示す海氷の漂流シミュレーションのモジュールの一部でも採用している。さらにこの場合、作用外力を流れによる抗力と考えると、パイルアップ高(Hp)が次式のように得られる。

$$H_p = H_s + h_D = \left(\frac{1}{k_p} \frac{\rho_w}{\rho_i} C_D F_r^2 + 1 \right) h_D - 2r\mu_i$$

ここに、h_i: 氷厚、r: 氷の半径、 Fr:陸上遡上水深と流速を用いた換算フルード数、 C_D:圧力抗力係数、μ_i:氷間の動摩擦係数、 kp: 調整パラメータでモデルの単純化にともなう補正値（パイルアップのし難さを表す）

ここで、いくつかのパラメータの値を妥当な範囲で変え、その計算結果を先の水理模型実験結果と比較したものを**図-3.25** に示す。なお、この実験データは**図-3.24** と同じであるが、幅に依存しないという検定結果を受けこれを統合し、アイスジャムの有無で整理したものである。アイスジャムが生じない場合は、パイルアップ高が小さくなるが、この場合も、浸水深の増大とともにパイルアップ高も直線的に増大すること、アイスジャムが部分的にでも生成する場合(△)には、大きさ違いはなくなること、等は興味深い。これは、アイスジャムの強弱によらず、建築物の前面での局所的なパイルアップ形成によるものと考えられる。ゆえに、アイスジャムの有無によらず、構造物幅が広いほど、(高く) パイルアップ形成が生じ、そういう意味においては、アイスジャムの形成別にみると、パイルアップ高は、幅に依存してくる可能性がある。理論値との整合性については、パラメータの値によって多少幅が生じることや、遡上水深が小さい場合はやや過小評価しているものの、パイルアップ高さは直線的に増大することや、妥当な範囲に収まっていることなど、両者の傾向は調和し、そのモデルの妥当性が概ね示されている。またこのモデルの場合ゼロ点をとおらず、切片をもつが、これは氷の摩擦のため、パイルアップ（乗り上げ）のためには、いくらかの初期の外力が必要であると解釈される。前述の実験結果に加え、本理論か

表-3.4　共分散分析の結果

	ピロティあり		ピロティなし	
	分散比 自由度	P 値	分散比 自由度	P 値
回帰直線の平行性	1.922 4,151	0.110-	0.548 3, 139	0.65-
回帰直線の有意性	2543 1,155	P<0.0001	2543 1, 142	P<0.001
水準間の差	2.878 4,155	P<0.0001	2.878 3, 142	0.0383

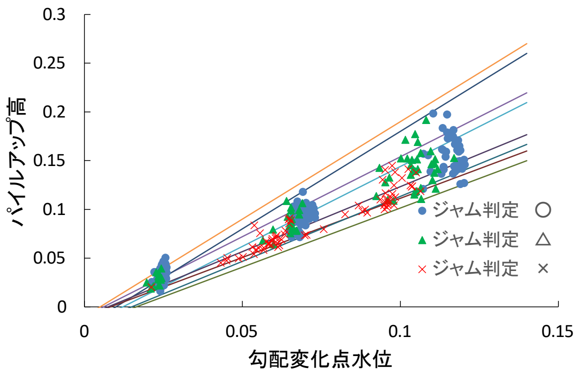


図-3.25　パイルアップ高の実験値と計算値との比較

らも、実用レベルにおいては、パイルアップ高は構造物幅、間隔、構造物形式によらず、ほぼ浸水深さで決まることを示唆された。さらに条件によってはアイスジャムの強弱にも影響を受けないことも示されたが今後のさらなる検討が必要である。

そのほかには、実海氷域における海氷が変形した、rubble filed や ice ridge などの形成プロセスのアナロジー、つまりその幾何形状を分析する手法が考えられる。これらの形態は総称して変形氷（Deformed ice）等とよばれ、氷板が大きな力を受けて変形・破壊し、破壊氷片が上下に積み重なり形成したものである。このうち、特に、図-3.26 に示す、着底している Ground Ice ridge（あるいは stumkha と呼ばれる）が参考になる。Ice ridge は帆船に見立てて水面より上部を Sail、水面下を Keel と呼び、Sail/Keel の長さの比が実測により得られている場合が多い。そこで、図-3.24(c)において、hD を keel 長、HP-hD を sail の長さと見なせれば、hD つまり浸水深からパイルアップ高が推定できる。こうして、貴重なフィールドデータに基づく推定も可能となる。今後、こうした実海域における ridge 形成のアナロジーや理論的考察など、様々な手法により、パイルアップ高の推定法を構築する予定である。

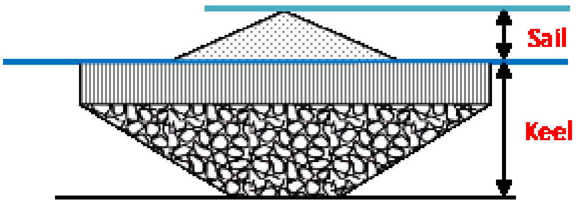


図-3.26　Ground Ice Ridge のモデル図

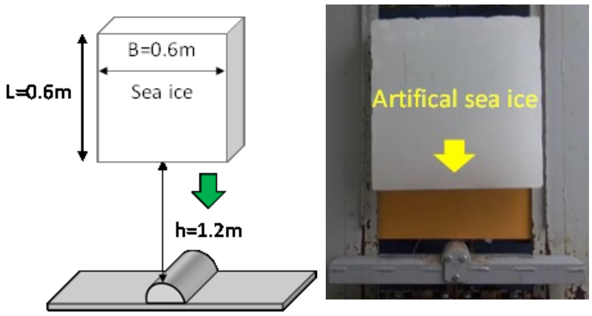
4. 津波による氷塊の施設への衝突荷重特性と荷重軽減対策

4. 1　本章の目的

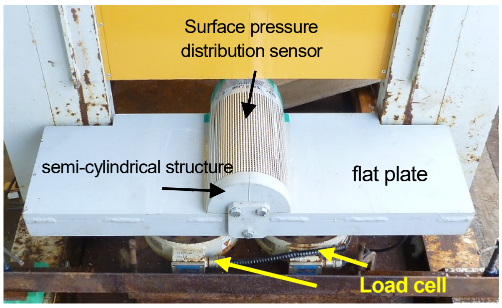
津波氾濫流によって高速で氷塊が、避難施設や危険物施設等へ衝突すると、たとえ小規模氷塊でも局部損傷や崩壊の危険性がある。本実験では、構造物形状が及ぼす衝突力特性、とくに平板構造物をベースとし、様々な曲率をもつ小型構造部を取り付けた場合の荷重軽減効果やそのメカニズムを中規模の衝突実験ならびに数値計算によって考察し、ひいては衝突力の緩和方策のヒントを得ることを目的とする。

4. 2　中規模衝突実験の方法と条件

衝突実験では、既報[8)9)17)]と同様、自由落下方式により、人工海氷を様々な高さ h=1.2m(衝突速度 V_0=4.85m/s)から構造物模型に衝突させた(図-4.1)。人工海氷は、幅(B)が 0.6m、厚さ(h_i)が 0.16m、長さ(L)が 0.6m（質量は約 50kg)の直方体に仕上げた。既報と同様の方法で製造した人工海氷は氷温-7～-11℃、密度 0.9-0.92kg/m^3、ブライン(塩分)量 5-8‰、結晶粒径が 5-20mm の柱状構造であり、概ね実際の海氷構造を再現できている。また弾性波の伝搬速度から推定した氷の動弾性率はバラつきが大きく約 0.5-1GPa であった。衝突を受ける構造物模型は SS400 製の平板および平板に取り付けた半円筒系（直径 φ=1～460mm）であり、図-4.1 に示すようにこれをひずみ式ロードセルを介して 2 点で支持し、衝突時の支点反力をサンプリング周波数 10kHz で計測した。支点部や基盤を含めた構造物の固有振動数は、2.1～5.0kHz 、減衰定数は 1～5%であった。計測した反力は衝突力と見なした[8)]。また、一部の計測にはフィルム式センサー(I-SCAN210、700-7000kPa)により面圧分布を計測した。その他は、



衝突方法と平板構造物の例



平板構造物の上に半円筒構造物が設置された場合

図-4.1　衝突実験の方法

個々の供試体の氷温、密度、塩分濃度、人工海氷の結晶粒径（偏光装置による）を計測した。

4. 3　数値計算法

海氷の数値モデルには、3.3 節で述べた、筆者のひとりが開発し、人工海氷を用いた衝突実験結果よりその

妥当性が示された 3 次元個別要素法を応用した手法を適用した。

4. 4 実験結果と考察

図-4.2 には、平板および平板+半円筒構造物への海氷の衝突破壊状況と衝突力の経時変化の例を示す。一般に平板への衝突破壊状況は複雑で、縦方向に大小のクラックを呈する場合が多く、これに応じ、微視的にみると衝突力波形の複数の鋭いピークからなるが、これらを加算的な一つの山とみると、その継続時間は 1/1000 sec オーダーであり、その後はそのインパルスを加えた後の反力計測系の応答（減衰振動）をとなっている。なお、平板への衝突プロセスについては、筆者の一人が、均一な物性・強度の氷やその完全な面接触など理想条件での衝突が現実では極めて困難または稀であり、必然的に実験結果がバラつく事、その衝突波形や破壊機構が複雑である事、等を数値実験から説明し詳細な衝突プロセス等を明らかにした[17]。

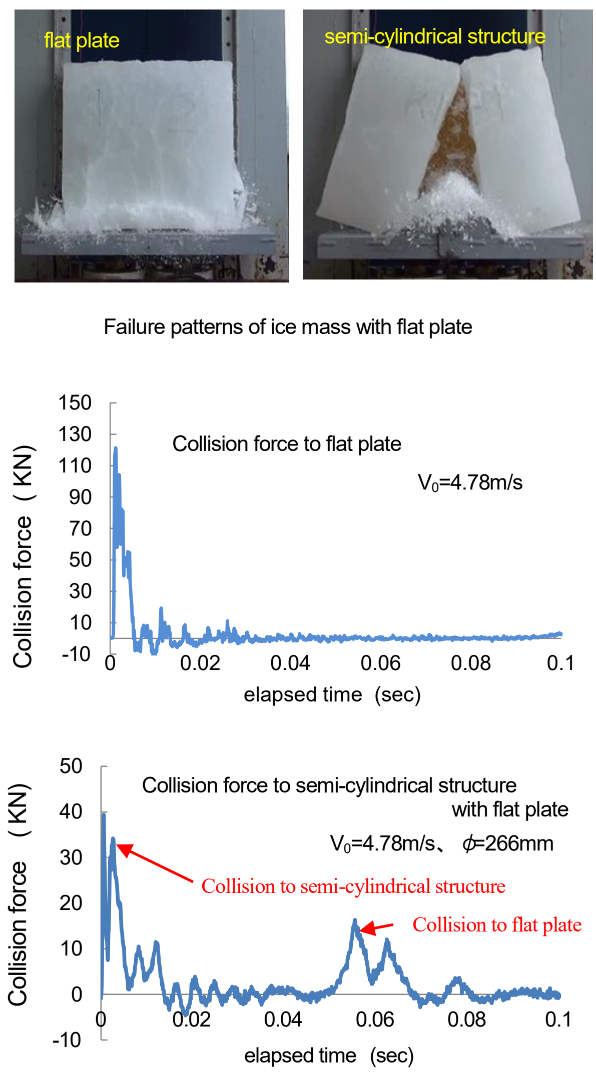


図-4. 2 平板および平板+半円筒構造物への海氷の衝突破壊状況と衝突力の経時変化の例

一方、平板に半円筒が付属している場合、まず海氷が円筒に衝突してスプリット破壊が生じた後、真っ二つに割れたそれぞれの氷が平板に衝突する。衝突力波形もちょうどそれに対応している。この場合、半円筒への衝突力は、先の平板に比べて半分以下と大幅に軽減され、2 度目の衝突となる平板への衝突力もさらに軽減していることが分かる。この傾向は後述の数値シミュレーションによっても再現できる。半円筒への衝突力軽減機構としては、筆者の一人が次のように指摘している[9]。構造物が氷塊よりも小さい場合には、明瞭な破壊分離が誘発され、複数の大小の破壊片が（同じ衝突方向に）飛散し、同じ衝突方向の運動量減少の緩和が生じることによりその衝突力は軽減すること、さらに、構造部に「同時」に接触する衝突粒子の個数、つまりは構造物への接触面積と、個々の粒子が発揮する弾性衝突力のみに依存する状態に近いためと推察される。さらに、半円筒に衝突して分離破壊することは、形と衝突方向を変えることであり、これにより、大きな衝突力をもたらす面接触を免れ、さらに減速を伴うために、二度目の衝突である平板への衝突力も大きく減じることになる。特に面接触を逃れることは、個々の多くの粒子の同時衝突を免れ、破壊により解放された後続の粒子が時間差で衝突するとともに減速も随伴するから、結局、構造物が受ける力積が同一なら、接触時間が長く、最大衝突力が減じるという機構で説明できる。別の観点からは、質点の斜め衝突でも説明できる。つまり、突起物表面を部分的に傾斜した板に見立て、衝突する質点は海氷を構成する単結晶、つまりそれ以上破壊しない弾性球とみなす。図-4. 3 には、板の傾斜角度に対する、鉛直方向、水平方向の衝突力およびその合成力（斜面に垂直方向）の推移を示す。このように傾斜部の存在により、鉛直方向の衝突力は軽

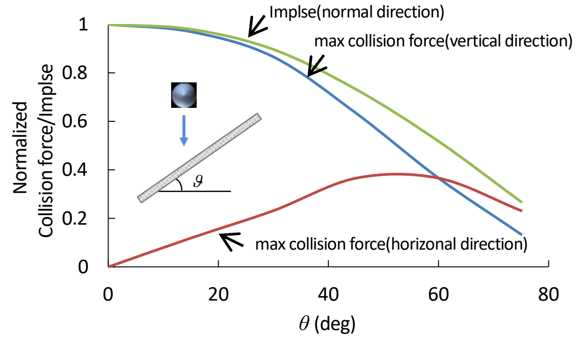


図-4. 3 質点（結晶に見立てた弾性球）の斜め衝突による荷重および変位の軽減機構の簡易モデル

減する一方、その分力として水平方向にも力が発生するもののその合成力もまた軽減される。また力積も同様な傾向となり、変位も軽減されることが期待できる。以上のモデルからこの力の軽減・分散機構が説明できる。ただ、半円筒の直径が小さくなると、破壊や減速、面接触の軽減効果が期待できず、後述するように、直径が十分小さくなれば平板と変わらないようになる。

図-4. 4 に半円筒の直径が及ぼす最大衝突力への影響を示す。また同図には後述する数値計算結果も図示している。なお縦軸は、平板に作用する最大衝突力で除して無次元化したもの、また横軸は、直径だけでなく相対的な氷の大きさにも依存すると考えたため、直径 φ と氷の幅 b の比（b/φ）で表示した。$b/\varphi=0$ 時は、$\varphi=\infty$なので平板の場合であり、逆に $b/\varphi=\infty$の場合は、$\varphi=0$ となるからやはり平板の場合となる。このように考えると、ある b/φ で衝突力が最小値となることが推察され、この実験結果では、3～4 の間と最小となり、平板に作用する衝突力の 2 割まで激減することを意味する。以上より、特に耐氷性を要する構造物を設計する、あるいは衝突力を緩和するための一つの方策としては、破壊を誘発しやすい付属的な突起物を設置することも有効であると考えらえる。これにはリブや補強材を兼ねた構造も考えられるが、多量の漂流物や氷群等の堆積等や他への悪影響に配慮が必要である。

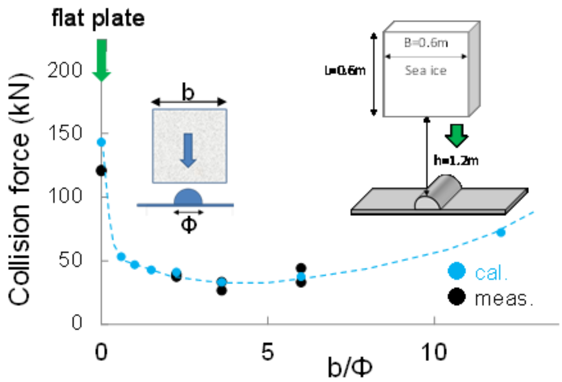


図-4. 4　半円筒構造物径が及ぼす荷重軽減効果

4. 5　数値計算結果との比較

最後に、数値計算結果との比較と将来の展望を示す。まず、前述の図-4.4 に示した半円筒構造物の実験結果に対応するものとして、数値計算による衝突力の時系列と氷の破壊状況（クラック分布）の例を図-4.5 に示す。なお、数値計算では、円筒と平板それぞれに作用する衝突力を分離して図示している。その合力ならびに破壊状況は実測値を非常によく表していることが分かる。また、前述の図-4.4 には、半円筒の直径にともなう最大衝突力の推移の数値計算結果を示す。計算結果は、実験結果の傾向を非常に良く表し、ある b/φ で衝突力が最小値となること、平板に作用する衝突力と比べて激減することなどが再現されている。

以上より、本数値計算法の妥当性を改めて確認したが、計算では計測困難な部分の荷重値、圧力分布、氷内部のクラック・応力分布、さらには衝突破壊後の分離した氷片を追跡できることから、施設の構造設計のほか、周囲への安全性評価含め、実務において大いに活用できるものと考える。

4. 6　今後の展望

今後は、半円筒のみならず、三角柱等様々な形状の構造物について衝突実験を実施する予定である。加えて、衝突実験はコストがかかるため、数値実験として、筆者らが開発した衝突破壊の数値シミュレーションも援用しながら、海氷の衝突力の低減機構や緩和方策を検討する予定である。

5. 海氷遡上の計算モデルとその妥当性の検証

5. 1　概説

津波による海氷遡上・漂流の計算モデルのうち、海氷等の離散体の漂流や陸上遡上の推定方法として、3 次元計算より計算負荷が少なく、離散体特有のアーチアクションやジャム、パイルアップなどが考慮できる準 3 次元的な DEM の基本形を構築している。本研究では、このうちパイルアップの計算モデルの精度向上に取り組むとともに、氷の陸上遡上に関する模型実験

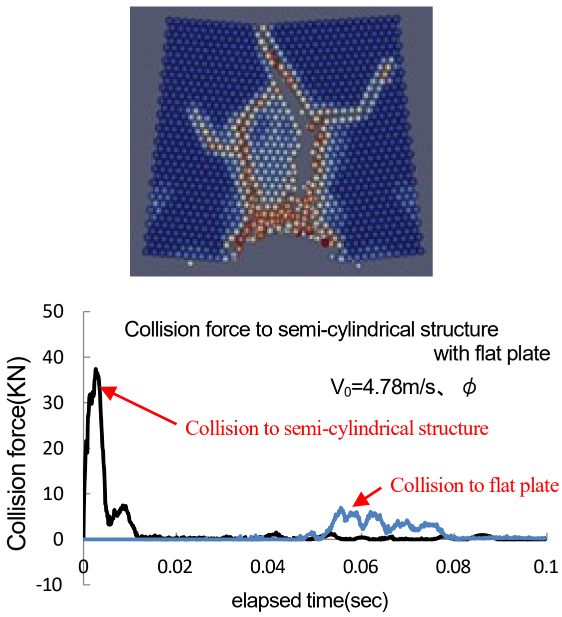


図-4. 5　数値計算による衝突力の時系列と氷の破壊状況（クラック分布）の例（図-4.4 に対応）

を実施し、本計算モデルの妥当性を検証した。

5. 2 パイルアップモデル

氷が他の氷に積み重なるパイルアップ（pile up または rafting）条件を考慮する。これは極めて複雑な外力要因と力学機構によるものであるが、現象を単純化し、氷と氷との摩擦を考慮して既往のモデルを改良した。高さ H_s のパイルアップを形成するのに必要な単位幅当たりの外力 f_p とすると、仕事とポテンシャルエネルギーとの関係より、

$$f_p\Delta\zeta = \int_m g\eta dm + \int_m \mu_i g\xi dm =$$

$$= \int_0^{H_s\cot\beta} \rho_i g\Delta H_s \eta d\xi + \int_0^{H_s\cot\beta} \rho_i g\mu_i \Delta H_s \xi d\xi$$

$$= \frac{1}{2}\rho_i g H_s^2 \Delta H_s \left(\cot\beta + \mu_i \cot^2\beta\right)$$

ここに、ρ_iは氷の密度、μ_iは動摩擦係数、である。左辺は変位$\Delta\zeta$におけるf_pによってなされる仕事､右辺はポテンシャルエネルギーの増分と摩擦仕事をあらわす。質量保存（氷厚 h_i もつ氷の変位 $\Delta\zeta$ による変化量がパイルアップによる変化量に等しい）より、

$$h_i\Delta\zeta \cong \Delta H_s \cos\beta \frac{H_s}{\sin\phi} = H_s \Delta H_s \cot\beta$$

以上よりf_pについて次式が得られる。

$$\therefore f_p \cong \frac{1}{2}\rho_i g H_s h_i \left(1 + \mu_i \cot\beta\right)$$

氷の接触力が f_p を超えればパイルアップが生じ、円柱要素（氷）の厚さの増加が生じると仮定する。逆に、2つ以上の単体の氷が積層している状態で最も上部にある氷に作用する慣性力が、氷の静止摩擦力を超えた場合に、その氷が崩壊し、その相互作用している氷（低い方）に積層すると仮定する。なお、要素である海氷自身は破壊しないものとする。

5. 3 おもな実験方法

図-4. 6に示すように、海氷の陸上遡上/shore ice pile upを想定した簡単な水槽実験を行った。海氷模型は前述と同様である。同図に示すように、沿岸部では氷板が波浪等により破壊され比較的小さな氷片群が集積している状態を想定し､多数の円盤型の氷模型（直径3cm、厚さ0.5cm）を岸沖方向に2mの範囲（水路幅0.78m）に密に配列した（密接度約70～80%）。その沖合には板状の模型を配置し、斜面には複数の角柱構造物をいくつかのパターンで配置した。水面に浮かべた海氷模型を沖合から台車で曳航して陸上遡上させ、パイルアッ

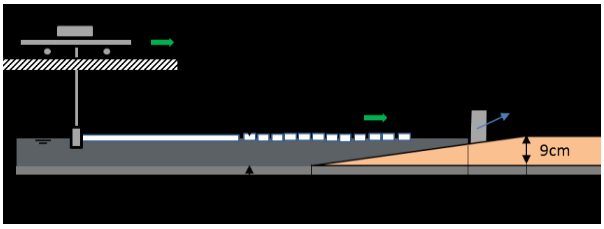


図-4. 6 海氷の陸上遡上/shore ice pile up を想定した水槽実験装置

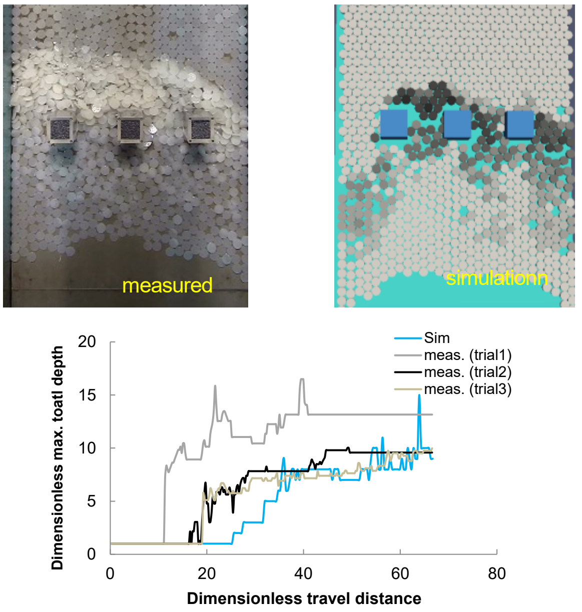
プ高やパイルアップの分布などの遡上状態等を調べた。なお模型縮尺は1/100程度を想定している。

5. 4 計算モデルの妥当性の検証

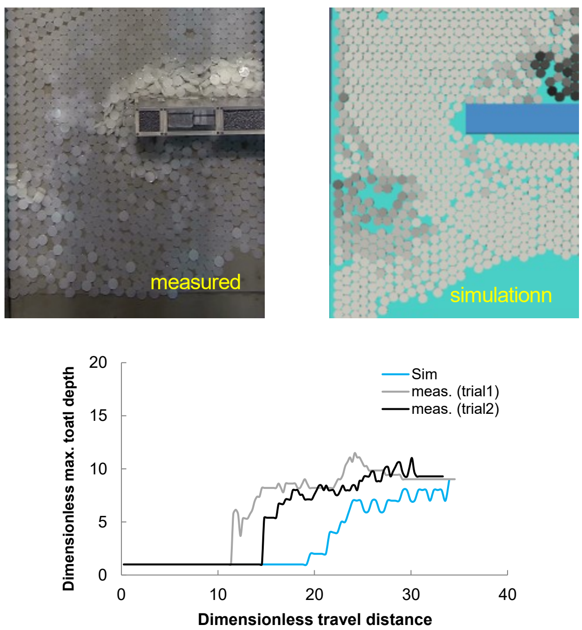
図-4. 7 には、構造物の配置条件が、(a)横断方向に断続的に一列に配置した場合と、(b)水路半分側に連続配置した場合の 2 例について、実験と計算の遡上状態のスナップショットの例を示した。さらに同図には、走行台車の移動距離にともなう構造物前面での氷厚（パイルアップ高）の変化量も示した｡移動距離と氷厚は、それぞれもとの氷の厚さ（0.05m）と氷の直径（0.03m）で除して無次元化している。パイルアップの平面分布が計算と実験で多少異なるが、計算結果は、i)最大パイルアップ高、ii)パイルアップは構造物前後で生じる、iii)ある程度のパイルアップ高に達するとそれ以上成長せず沖側へ成長する、ことなど、大局的な遡上状態を再現した。ただ、計算および実験結果とも氷群が構造物を通過するときに構造物背後に氷群が回り込むが、水が存在する実験の場合には僅かに連行する水の流れにより、計算よりも速く背後に回り込んだ。水の存在の有無や、氷模型の初期配列、パイルアップの本質的なメカニズムの違いなどを鑑みれば厳密に比較することは難しいが、このような単純な計算モデルでも、ある程度の遡上特性を再現することができる。

6. 海域毎の氷の量に応じた本研究の適用の考え方

北海道であれば、オホーツク海、根室海峡、太平洋など海域によって氷量に大きな違いがあるが、本章では、海域毎の氷の量の設定の考え方ならびにそれ応じた本研究の適用について簡単に述べる｡前述のように、氷の量の増減により、氷荷重の作用形態が大きくことなる。**図-4. 8** の概念図に示すように、大まかには氷の量が多い、あるいは狭窄部などがある場合等には、氷の漂流速度が低下するが、アイスジャムのせき止め効果によって水位の上昇と抗力の増大をもたらすこと、パイルアップにより高いところまで氷が積み上がるこ



(b) 構造物を横断方向に断続的に一列に配置した場合



(b) 構造物を水路半分側に連続配置した場合

図-4.7 海氷の遡上状態及び構造物前面でのパルアップ高の変化量の実験値と計算値との比較例

と、それにより主働圧が作用し津波が引いてもそれが残留すること、など（準）静的荷重が卓越するものと考えられる。逆に氷の量が少ない場合には、漂流速度が増大し、構造物への大きな衝突が懸念される。たとえ小規模な氷塊であっても、それが高速で衝突すると、構造物に局部的なダメージを与える可能性がある。もし、津波避難施設の脚部や石油タンク等の危険物に衝突すると、それが崩壊し、2 次災害を及ぼす可能性がある。したがって、避難施設や危険物施設など重要な構造物の設計には、氷の量によらず、アイスジャム、パイルアップ（この場合半無限の氷を想定）、衝突といった複合的な作用により最も危険なモードを考えるのが妥当と考えらえる。他方、実海域に目を向けると、沿岸結氷や流氷が来襲する海域のうち、釧路～根室の太平洋の氷量は一般的に少なく、ほとんど氷がない年がある一方、**図-4.9** のように多い年もあり年変動が大きい。また同じ海域でも、構造物の配置や地形等の条件により氷の増減がある。ゆえに、氷の作用形態をすべて考慮した総合的な対策が必要と考えられる。他方、本研究での氷を伴う津波模型実験は無限の氷を想定したものである。実際には実験装置の都合上有限であるが、ある程度の氷の量以上ではアイスジャム・パイルアップ現象に差はないため、必要最小量で実施していると考えている。また衝突現象については人工海氷の中規模衝突実験と数値計算に基づく研究を実施していることは前述のとおりである。

以上より、氷については、海域（あるいは一般的に考えらえる地域的な氷量の多い少ない）によらず、多様な氷の作用形態を考慮し、特に重要構造物については最も危険な作用モードを考えることが肝要であると提言する。

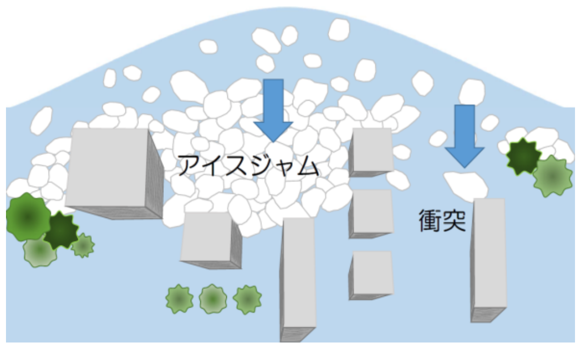


図-4.8 多様な海氷の作用形態のイメージ

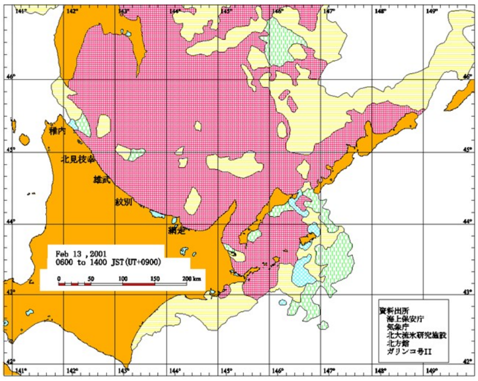


図-4.9　太平洋側の氷が比較的多い海氷状況例 [18)]
（2001 年 2 月 13 日）
（第１区海上保安本部流氷情報センター）

7. まとめ

本研究では、津波と海氷/漂流物からなる混相流体の構造物近傍におけるパイルアップやアイスジャムの現象、特に構造物形状（角柱および円柱）が陸上水深、荷重の基本構造や作用プロセスへ及ぼす影響を明らかにするとともにそれらの予測や推定法の確立に向けた取り組みを行った。加えて、人工海氷の中規模衝突実験を実施し、衝突力の緩和方策のヒントを得た。主な結果を以下にまとめる。

・海氷を伴う津波荷重の基本構造あるいは作用形態は、①氷群による衝突、②静水圧荷重、③水位低下にともなって静水圧と交代する形でパイルアップする氷群によって発現する主働圧、からなり、その合力で表されることを明らかにし、水が引いたとしても、パイルアップによる主働圧が持続することに留意しなければならない事を示した。こうした氷群が存在する場合の複雑な作用荷重のうち、上記①の複数の氷の衝突破壊過程にある動的荷重は DEM による数値計算、②は構造物間のせき止め水塊を含む静水圧、③の主働圧については、Rankine 土圧理論による推定がそれぞれ可能であることを示し、構造物形状によらず、構造物の投影面積を用いて評価できることを示した。

・海氷/漂流物等による閉塞による水位変化や構造物への準静的荷重について、ゲート急閉による段波発生のアナロジーに基づき理論展開され、構造物群の開口率と遡上津波条件から簡便に推定できる理論モデルを、様々な条件の水理模型実験から検証し、実用上においても有用であることを確認した。

・津波避難施設等に採用されているピロティ構造は、氷等多量の漂流物がない場合には有効である一方、氷等の漂流物がある場合、それらが柱間で閉塞し（ジャム形成）、水位が大きく上昇する事、かなり大きい主流方向の準静的な荷重が持続する事、同時にその荷重と同程度の鉛直上向の準静的荷重も作用する事などのリスクを明らかにした。

・重回帰分析および人工知能の二つの方法によるアイスジャム発生予測の基礎的な方法を考案し明るい見通しを得た。特に、多因子が極めて複雑かつ非線形的に相互作用するアイスジャム発生などの予測には、人工知能のひとつ、ニューラルネットワークが有効性であることを示した。さらに、多層型でなく、3 階層型ニューラルネットワークでも、実用上も十分な精度で予測が可能であることを示した。

・Shore pile up 形成のアナロジーによる力学モデルを準用し、質量保存則ならびに仕事とポテンシャルエネルギーとの関係から、作用外力を津波による流体力に置き換えことにより、津波浸水深より、パイルアップ高の理論式を構築した。これを模型氷を用いた水理模型実験結果と比較した結果、両者の傾向は調和し、そのモデルの妥当性が示された。

・平板構造物をベースとし、様々な曲率をもつ小型構造部を取り付けた場合の荷重軽減効果やそのメカニズムを調べることを目的とした人工海氷による中規模衝突実験および DEM による数値シミュレーションを実施した。突起物など曲率を有する構造物は、海氷のスプリット破壊を誘発させ構造物全体に及ぼす衝突力を大きく減じる可能性があり、避難施設など重要構造物の耐氷設計や対策の一つのヒントになることを示した。また、計算では、氷内部のクラック・応力分布、衝突破壊後の氷片追跡の推定等が可能となることから、施設の構造設計のほか、周囲への安全性評価含め、実務で援用できることを確認した。

・最後に、津波による海氷遡上の計算モデルのうち離散体特有の現象が考慮できる準 3 次元 DEM の妥当性を検証するため、氷遡上の要素実験を実施し、パイルアップの平面分布等の大局的な挙動の再現性が確認できた。

・最後に、海域毎の氷の量に応じた本研究の適用の考え方について論じた。氷の量の違いに応じて、アイスジャム/パイルアップ等の準静的荷重から衝突など海氷の作用形態は大きく異なるが、海氷の年変動性があること、同じ海域でも氷の存在条件が多様であることも踏まえ、氷の条件に関しては海域によらず、多様な氷の作用形態を考慮し、特に重要構造物については最も危険な作用モードを考えることが肝要であると提言した。

参考文献

1) 十勝沖地震調査委員会：十勝沖地震調査報告、1954. .

2) 鏡味洋史：北海道の地方新聞に掲載の被害関連記事、日本建築学会技術報告集、Vol.15、31、pp.951-954.、2009.

3) Kaistrenko、 V.、 Razjigaeva、 N.、 Kharlamov、 A. and Shishkin、 A.: Manifestation of the 2011 Great Tohoku Tsunami on the Coast of the Kuril Islands: A Tsunami with Ice、Pure Appl. Geophys.、2012.

4) 木岡信治・森昌也・遠藤強・竹内貴弘・渡部靖憲： 海氷群を伴った津波の市街地氾濫に関する一考察、土木学会論文集 B3（海洋開発） 特集号、Vol.69、No.2.、2013.

5) 阿部孝章・吉川泰弘・矢野雅昭・永多朋紀・稲垣達弘・村上泰啓・平井康幸：2011 年東北地方太平洋沖地震により発生した津波の結氷河川における遡上状況及び氷板痕跡調査、寒地土木研究所月報、No.705、pp.20-30.、2012.

6) 吉川康弘・阿部孝章・平井康幸：河川津波に伴い発生した北海道鵡川のアイスジャム再現計算、土木学会論文集 B2（海岸工学）、Vol.68、pp.416-420.、2012.

7) 木岡信治・森昌也：氷海域における津波防災の研究の取り組みについて、寒地土木研究所月報、No.726、pp.41-46.、2013.

8) 木岡信治・竹内貴弘・蟹江俊仁：海氷塊の杭構造物への衝突に関する中規模実験とその数値計算法の基礎的検討、土木学会論文集 A2（応用力学）、Vol.15.、2012.

9) 木岡信治・竹内貴弘・蟹江俊仁：海氷の杭構造物への衝突破壊特性に関する実験的及び数値的検討、土木学会論文集 A2（応用力学）、Vol.16.、2013.

10) 木岡信治・森昌也・遠藤強・竹内貴弘・渡部靖憲：海氷群を伴った市街地への津波遡上特性に関する検討、土木学会論文集 B2（海岸工学）特集号、Vol.70、No.2、pp.821-825.、2014.

11) 木岡信治・遠藤強・竹内貴弘・渡部靖憲：準 3 次元 DEM による海氷等の離散体の漂流および陸上遡上の計算法の構築、土木学会論文集 B2（海岸工学）特集号、Vol.72、No.2、pp.955-960.、2016.

12) Wang、 Q. J.: A Tentative View on Ice Load Applied on Jacket Platforms in Bo-hai Gulf、 Proc. of Int'l Conf. on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions (POAC)、 Vol.2、pp.930-939.、1983.

13) Timco、 G. W. and Barker、 A.: WHAT IS THE MAXIMUM PILE-UP HEIGHT FOR ICE?、 Proc. of the 16th IAHR Int'l Symp. on Ice、 Vol.2、 pp.69-77.、2012.

14) 國松靖・秋原真哉・榎国夫・高木雄一郎・原文宏・佐伯浩：氷盤の大きさに関する研究、寒地技術シンポジウム講演論文集、pp.417-422.、1992.

15) Potyondy、 D. O. and Cundall、 P. A.: A bonded-particle model for rock、 International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences、 Vol.41、 No.8、 pp.329-1364.、2014.

16) Kioka、 S.、 Kubouchi、 A. and Saeki、 H.: Training and Generalization of Experimental Values of Ice Scour Event By A Neural-Network、 Proc 13th International Offshore and Polar Engineering Conference、 ISOPE、 Vol.1、 pp.539-544.、2003.

17) 木岡信治・遠藤強・竹内貴弘・渡部靖憲: 中規模衝突実験及び数値実験に基づく海氷等脆性体の衝突力特性と簡易式の提案：土木学会論文集 B2（海岸工学）特集号、Vol.73、2017.

18) 第一管区海上保安本部海氷情報センター：海氷観測情報, https://www1.kaiho.mlit.go.jp/KAN1/drift_ice/ice_chart/ice_calendar.html (2021 年 3 月 30 日確認)

1.4　気候変動に伴う海象変化に対応した技術の開発

1.4.1　海面上昇に伴って激化する外力に対応した沿岸域のリスク評価と対策に関する研究

担当チーム：寒地水圏研究グループ（寒冷沿岸域チーム）
研究担当者：中嶋雄一、久保純一、大塚淳一、酒井和彦、
岩﨑慎介

【要旨】
平成 28 から 30 年度までは、開発中の高波・高潮計算システムを用いて 2014 年 12 月に道東地方を来襲した爆弾低気圧に伴う高波・高潮の再現計算を行い、計算システムとして良好な結果を得た。令和元年度は、2017 年 9 月に北海道西部に来襲した台風 18 号に伴う高波の再現計算を、台風・波浪モデルを用いて試み、その台風の経路による高波の感度実験を行った。また、防災・減災対策に必要不可欠な過去数十年分の汀線情報や全道海岸構造物のデータベースを整備した。令和 2 年度は、気象庁の長期再解析データを用いて北太平洋から北海道沿岸域における大規模な波浪計算を行い、過去 62 年間の波浪エネルギーの変化傾向を明らかにした。
キーワード：気候変動、海面上昇、高波、高潮、沿岸防災

1. はじめに

2013 年 9 月に刊行された気候変動に関する政府間パネル（IPCC）の第 5 次報告書[1)]（以下、AR5）では、気候システムの温暖化には疑う余地がなく、温室効果ガスの排出等の人為的影響が 20 世紀半ば以降に観測された温暖化の支配的な原因であった可能性が極めて高いことが示された。AR5 によると、過去およそ 100 年の間に陸域と海上を合わせた平均地上気温は 0.85℃、平均海面水温は 0.51℃、平均海面水位は 0.19 m 上昇したことが報告されている。なお、近年（1993 年～2010 年）の海面水位上昇の要因は海水の熱膨張（寄与率：39%）、氷河の変化（寄与率：27%）、グリーンランドの氷床の変化（寄与率：11%）、南極の氷床の変化（寄与率：10%）、陸域の貯水量の変化（寄与率：13%）であり、海水の熱膨張による影響が比較的大きいことが確認されている。

AR5 の将来予測によると、20 世紀末（1986 年～2005 年）を基準として、21 世紀末（2081 年～2100 年）の平均地上気温は RCP2.6 シナリオ（温室効果ガスの排出削減対策を厳しく行う想定）で 0.3℃～1.7℃、RCP8.5 シナリオ（高いレベルで温室効果ガスの排出が続く想定）で 2.6℃～4.8℃上昇し、海面から水深 100 m の海水温は 21 世紀末までに RCP2.6 シナリオで約 0.6℃、RCP8.5 シナリオで約 2.0℃上昇する。また、平均海面水位は 21 世紀末までに RCP2.6 シナリオで 0.26 m～0.55 m、RCP8.5 シナリオで 0.45 m～0.82 m 上昇する。気温、海水温、海面水位の将来予測は高い確信度があるとされている。

海水温が上昇すると、海面から大気中へ供給される水蒸気の量が増加する。台風は水蒸気が凝結して雲粒になるときに放出される熱エネルギーによって発達するため[2)]、将来的な温暖化に伴い強い台風の発生頻度の増加が懸念される。なお、気象庁の定義[2)]によると、台風とは、熱帯の海上で発生する低気圧（熱帯低気圧）のうち、北西太平洋（赤道より北で東経 180 度より西の領域）または南シナ海に存在し、なおかつ低気圧域内の最大風速（10 分間平均）がおよそ 17 m/s 以上のものをいう。AR5 によると、強い熱帯低気圧の活動度は、確信度は低いものの、北西太平洋と北大西洋で将来的に増加する可能性があると指摘している。Murakami et al.[3)]は気象庁の高解像度の大気全球気候モデル（AGCM）を用いて台風の将来予測を行い、台風の発生数は減少する一方で、強い台風は増加するという結果を得ている。また、森ら[4)]による AGCM を用いた台風の将来予測では、不確実性が大きいけれども、北西太平洋で台風の発生数が 13%～21%減少し、さらに、不確実性を無視した場合、日本周辺では、台風経路の将来変化が顕著に現れることを報告している。

波浪の将来変化について AR5 では、南半球中高緯度の平均波高の増加を中程度の確信度で予測しているも

のの、全体的には不確実性が大きいため、波浪の将来変化については確信度が低いとされている。AR5 では、平均波高の変化のみを対象としているが、最近では、極大波浪の変化についても研究が進められている。志村ら[5]は AGCM とスペクトル型波浪モデル（WAVEWATCH Ⅲ ver.3.14）を用いて極大波浪の将来変化予測を行った結果、定性的傾向として、10 年再現確率波高はフィリピン北東沖で減少、東日本沖を中心に増加、その東側で減少、さらにその南側で増加することを示している。また、このような極大波高の変化は、台風経路の東へのシフトが影響していることを報告している。

高潮は台風や低気圧の通過に伴い海面が大きく上昇する現象であり、おもに気圧の低下に伴う海面の上昇（吸い上げ効果）と強風による海水の吹き寄せに伴う海面の上昇（吹き寄せ効果）によって生じる。AR5 によると、極端な高潮の発生は将来的に増加する可能性が高い（21 世紀初頭 : 2016 年～2035 年）、もしくは可能性が非常に高い（21 世紀末 : 2081 年～2100 年）とされている。ただし、日本近海など領域スケールの将来変化については予測の確信度は低いとされている。

ここまで、AR5 やその他の気候変動に関する最近の研究成果の中で、おもに将来的な海象変化に関わる内容について説明した。その内容を要約すると、予測の精度（確信度）に差はあるものの、気温、海水温、海面水位、極端な高潮の発生頻度、強い台風の発生頻度、極大波高がそれぞれ増加する可能性があるといえる。

延長約 35,000 km にも及ぶ我が国の海岸線には、国土保全を図るため海岸保全施設が整備されてきたが、整備水準は未だ低く、高波や高潮等により依然として多くの被災が生じている。このような状況において、将来的に海面水位の上昇や極端な高潮の発生、波高の増大が生じた場合、今までに経験したことのない甚大な被害が生じる恐れがある。そのため、2015 年 2 月に変更された「海岸保全区域等に係る海岸の保全に関する基本的な方針（農林水産省・国土交通省）[6]」では、地球温暖化による沿岸地域への影響の予測・評価を踏まえた適応策の検討を進めていくことが新たに示された。また、2015 年 7 月に公表された「沿岸部（海岸）における気候変動の影響及び適応の方向性（沿岸部（海岸）における気候変動の影響及び適応の方向性検討委員会）[7]」では、気候変動に伴う影響に関する基本的認識として、「強い台風の増加等による高潮偏差・波浪の増大」及び「中長期的な海面水位の上昇」の発生が懸念されるとの認識を持ち、適応策の検討を行うことが適当であると記された。過去に大きな台風による高潮被災を受けた、東京湾、伊勢湾、大阪湾などでは、将来的な高潮浸水域の予測など、適応策の検討に向けた準備が進められている。

図-1　2004 年 8 月の台風 18 号による神恵内村大森大橋落橋の様子（寒地土木研究所 HP、平成 16 年台風 18 号による大森大橋被害調査より）

図-2　2016 年 8 月の台風 10 号による胆振海岸被災の様子（寒地土木研究所撮影）

本州、四国、九州地方と比べて、大きな台風や低気圧の通過頻度が少なかった北海道においても、近年、高波や高潮による被災が報告される機会が増えている。例えば、2004 年 8 月に来襲した台風第 18 号による神恵内村大森大橋の落橋（**図**-1 参照）や 2016 年 8 月に来襲した台風第 10 号による胆振海岸の被災（**図**-2 参照）、さらに、2015 年 8 月には、太平洋の沖合を通過する台風の影響により、うねりを伴う波浪（土用波）が来襲し、新ひだか町静内の海岸護岸が倒壊した（**図**-3 参照）。また、2014 年 12 月と 2015 年 10 月に急速に発達する低気圧（爆弾低気圧）が通過した際には、根室港及び周辺地域において高潮被害が発生した[8),9)]（**図**-4 参照）。海面水位の上昇や強い台風の発生頻度の増加、波高の増大等が将来的に生じた場合、近年経験した被災よりもさらに大きな被災を受ける可能性があるため、北海道においても、温暖化の影響を考慮した沿岸防災の必要性が高まっている。

このような背景を踏まえて、当チームでは、北海道

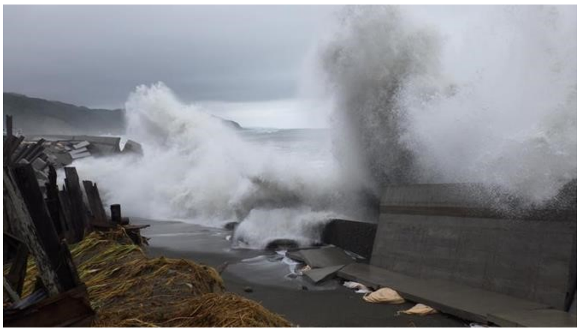


図-3　2015 年 8 月のうねり性波浪により倒壊した新ひだか町静内の海岸護岸の様子（寒地土木研究所撮影）

図-4　2014 年 12 月の爆弾低気圧による根室港の高潮の様子（北海道開発局釧路開発建設部提供）

の沿岸域を対象として､｢将来的な温暖化に伴って激化する外力に対応した沿岸域のリスク評価と対策に関する研究（研究期間：2016～2021 年度（平成 28～令和 3 年度））」を実施している。本研究では、以下に示す 3 つの研究成果を得ることを目標としている。

①：海象変化が沿岸域に及ぼす影響と最悪の事態を考慮した災害リスクの把握

②：現地観測等による沿岸域における海象特性の評価及び外力の提案

③：海面上昇を伴う波浪の低減・越波防止技術の開発

本稿では、平成 28 年度からの研究成果として、第 2 章で海面水位の変化傾向、第 3 章で波浪の変化傾向、第 4 章で高波による海岸道路の被害発生状況、第 5-8 章に高波、高潮予測システムとそれを用いた結果について報告する。

2. 北海道沿岸域の海面水位の変化について

海面水位が上昇した場合、水中に設置された構造物に作用する浮力が増加し、さらに波力の作用位置が高くなるため､構造物が滑動･転倒する危険性が高まる。

図-5　北海道の検潮所の位置（黄：国土地理院、赤：気象庁、青：北海道開発局）

表-1　稚内、網走、釧路、函館、忍路、奥尻、留萌の平均海面水位のトレンド

検潮所名	解析期間	トレンド (mm/年)	出典
忍路	2003-2010	0.2	三浦、川元(2013)
奥尻	2003-2010	-0.3	三浦、川元(2013)
稚内	2004-2014	2.1	奥中、平原(2016)
網走	2004-2014	4.3	奥中、平原(2016)
釧路	2004-2014	5.7	奥中、平原(2016)
函館	2004-2014	1.8	奥中、平原(2016)
留萌	1997-2013	3.7	内藤ら(2015)

また、海面水位が上昇すると汀線の位置が岸側に移動するため、多くの砂浜が消失することが懸念されている。有働・武田 [10]は砂浜消失率の将来予測を行い、海面水位が 20 cm 上昇した場合で 36%、60 cm の上昇で 83%、80 cm の上昇で 91%もの砂浜が消失すると報告している。その他にも、海面水位の上昇は波の打ち上げ高や越波量の増加、干潟の消失や河川への塩水遡上の増加など、沿岸部に多くの影響を及ぼす可能性がある。

海面水位の上昇は長い時間をかけて徐々に進行する現象であるため、検潮所などで海面水位のモニタリングを行いながら対策の必要性や時期等を検討することが重要といえる。北海道では、**図-5** に示す 21 地点の検潮所において潮位観測が行われている（2017 年 3 月時点)。検潮データから海面水位の変化を高い精度で求めるためには、検潮データから、潮汐、気圧、地盤変動、海流等の影響を除去する必要がある [11]。ここでは、これらのノイズのうち、潮汐、気圧、地盤変動の影響を除去した海面水位データが示されている既往の研究成果 [11)、12)、13)]をもとに、北海道沿岸部における近年の海面水位の変化について説明する。

表-1 は稚内、網走、釧路、函館、忍路、奥尻、留萌における平均海面水位のトレンド(年変化率:mm/年)

を示している。奥尻を除く検潮所において、近年の平均海面水位は正のトレンド（海面水位の上昇）を示している。この傾向は気象庁の気候変動監視レポート2015[14)]で説明されている内容（日本沿岸では、1980年代以降、海面水位は上昇傾向にある）と一致する。一方、忍路、奥尻、留萌は日本海に面した地点であるが、奥尻のみが負のトレンドを示すなど、同じ海域でも地域によって異なる傾向を示している。したがって、長期的な海面水位の変動を評価する際には、気候変動監視レポートなどで説明される全体的な傾向のみならず、各地点での傾向も把握することが重要といえる。

3. 北海道沿岸域の波浪変化について

我が国では沿岸の波浪特性を把握するために、1970年から国土交通省（旧運輸省港湾局）によって、波浪観測が継続的に行われている。旧運輸省港湾局が設置した波浪観測所はナウファスと呼ばれており、これまで、ナウファスデータを用いた日本沿岸部における波浪の長期統計特性（波候）に関する研究成果が報告されている。

図-6に北海道のナウファス観測地点を示す。宇都宮ら[15)]は1977年～1995年のナウファスデータと気象庁の観測データを解析し、太平洋沿岸（苫小牧、尻羽岬）の平均波高のトレンド（年変化率：mm/年）は正の値（波高の増加傾向）を示す一方で、日本海沿岸（留萌、瀬棚）とオホーツク海沿岸（紋別）のトレンドは負の値（波高の減少傾向）を示すことを報告している。また、清水ら[16)]は1970年～2004年の35年分のナウファスデータを解析し、各観測地点（北海道では留萌、苫小牧）において年間を通じた平均有義波高には顕著な増加・減少傾向は見られないことを示している。間瀬ら[17)]は日本海沿岸において20年前後の長期にわたる観測が行われ、かつ、水深が深いナウファスデータ（北海道では、留萌、瀬棚）を用いて最大有義波高の経年変化傾向を求め、留萌、瀬棚を含めた多くの観測地点で最大有義波高が増加傾向にあることを示している。山下ら[18)]も1970年～2013年の留萌、瀬棚、苫小牧、十勝のナウファスデータを解析し、各地点の最大有義波高は増加傾向にあることを示している。船橋ら[19)]は1970年以降の北海道におけるナウファス（留萌、石狩湾新港、苫小牧、紋別南、釧路、十勝）のデータを解析し、近年、一部の港において波高3 m以上の高波の出現率が増加傾向にあること、また、全波高に対して港口側から入射する波浪の出現率が増加傾向にあることを示している。

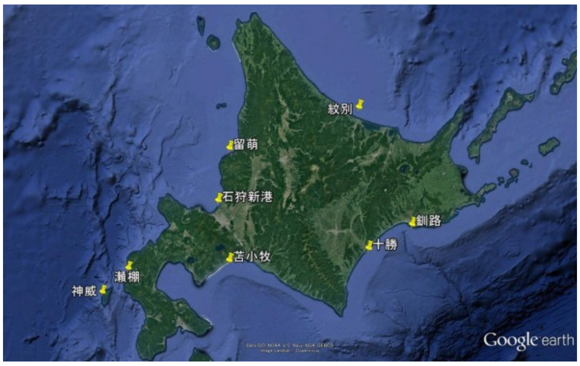


図-6 北海道のナウファス観測地点

図-7 高波が海岸道路の護岸を越える様子（北海道開発局小樽開発建設部提供）

変動傾向を評価する際の期間や波高が異なるものの、既往の研究成果の多くが、北海道沿岸おいて、高波の発生が増加傾向にあることを示している。ただし、清水ら[16)]が指摘しているように、1991年以降では、1990年以前よりも高波浪のデータ取得状況が大きく改善されているため、それが解析結果に影響を与えている可能性がある。また、過去に波浪の観測地点が変更されている場合、観測地点を変更した影響が波浪特性の変化として表れている可能性もある。したがって、今後、ナウファスデータを用いて波浪の長期変化を把握する際には、これらの影響を考慮したデータ解析が必要といえる。

4. 高波による海岸道路の被害発生状況について

北海道では、海浜に面した道路（海岸道路）の延長が約720 kmに及ぶ。道路と汀線との距離が近い区間では、台風や低気圧の通過時に護岸を越えた高波が道路にまで到達し（**図-7**参照）、時には、大量の海水とともに、砂礫や流木などが道路に打ち上がる（**図-8**参照）。また、高波が護岸に繰り返し作用することにより、護

図−8　高波により道路に打ち上がった流木と砂礫（胆振海岸、寒地土木研究所撮影）

図−10　高波により海岸道路の盛土が侵食された様子（猿払海岸、北海道開発局稚内開発建設部提供）

図−9　高波により海岸道路の護岸法面が被災した様子（江差町、2014 年 12 月 4 日、北海道開発局函館開発建設部報道資料）

図−11　1971 年〜2016 年に通行規制が行われた海岸道路（北海道開発局道路維持課から提供された国道通行規制情報より作成）

岸前面の基礎部や法面背後の地盤が侵食されて護岸の被災に至った事例も報告されている（**図**-9 参照）。北海道の海岸道路では、道路が建設された当時、道路前面に砂浜が広がっていたため、護岸が設置されていない区間がある。このような護岸未設置の区間では、海岸侵食の進行に伴い、高波が道路に到達するようになり、道路の盛土が大きく侵食された事例も報告されている（**図**-10 参照）。

将来的な温暖化に伴う海面水位の上昇や波高の増加が生じた場合、現在よりも多くの区間で、より大きな被災が発生する可能性がある。海岸道路の高波被災リスクを評価するためには、海岸道路の現況や被災事例を把握することが重要といえる。ここでは、国土交通省北海道開発局道路維持課（以下、開発局道路維持課）から提供された国道通行規制情報（1971 年 8 月〜2016 年 8 月）と開発局道路維持課に対して行った高波リスクに関するアンケート結果をもとに、海岸道路の現況と被災事例を説明する。なお、高波リスクに関するアンケートでは、被災までには至っていないが、最近、波あたりが強いと感じている地点の回答を依頼した。

図-11 は 1971 年 8 月〜2016 年 8 月の間に高波や高潮によって通行規制が生じた地点を表している。これまで通行規制が行われた海岸道路のうち、とくに通行止めの頻度が多いのは、留萌地方〜渡島地方及び檜山地方〜十勝地方の岩礁地帯を通る区間である。**図**-12〜**図**-14 に示すように、岩礁地帯を通る区間では、道路際の護岸を介して海と接していることが多い。このような海岸道路では、高波が護岸を越えて車両や歩行者に危険を及ぼす可能性が高いため、台風や低気圧の通過時に通行が規制されることが多い。なお、岩礁地帯を通る海岸道路は切り立った崖の下に位置することが多いため、高波に加えて、落石や土砂崩壊、雪崩等による被災リスクが高い。そのため、岩礁地帯の海岸道路では、近年、トンネルや覆道の建設が進み、通行が規制される区間が徐々に減少している。

トンネルや覆道の建設が難しい区間において、高波による通行規制を減らすためには、消波工（消波ブロック）の設置や護岸の嵩上げ等により、越波の打ち上

図-12　岩礁地帯に建設された海岸道路（国道 231 号、増毛郡、岩尾トンネル付近、寒地土木研究所撮

図-13　岩礁地帯に建設された海岸道路（国道 229 号、八雲町熊石、寒地土木研究所撮影）

図-14　岩礁地帯に建設された海岸道路（国道 336 号、モイケシ第一覆道付近、寒地土木研究所撮影）

げ高さや越波量を減らす必要がある。波の打ち上げ高さや越波量は波高や周期、海底勾配のみならず、消波工の勾配や形状、天端幅、天端高、消波工天端と護岸天端の距離など、多くのパラメータが影響する。したがって、消波工の設置や護岸の嵩上げを検討する際には、各パラメータの影響を考慮した水理実験等を行うことによって、打ち上げ高さや越波量が最小となる断面を決定する必要がある。また、岩礁地帯では地形が複雑であるため、沖から入射した波の変形（屈折、回折、砕波）や水位上昇（Wave setup）などの影響を適切に評価して、設計波や設計水位を決定する必要がある。なお、護岸前面の地形が急峻なため消波工の設置が難しい区間では、**図-15** に示すような越波防止柵が設置

図-15　透明ポリカーボネート製の越波防止柵（国道 336 号、広尾町美幌覆道付近、寒地土木研究所

図-16　護岸前面に砂浜が広がる海岸道路の様子（長万部町、寒地土木研究所撮影）

図-17　高波により道路に砂礫等が打ち上がった様子（長万部町、北海道開発局函館開発建設部提供）

されている。岩礁地帯の海岸道路では景観に配慮して、プラスチックの中でも最高クラスの耐衝撃性を有する透明ポリカーボネート作られた越波防止柵が採用されることが多い。

岩礁地帯は地形変化が比較的少ないため、越波が生じる区間が経年的に変わることが少ない。一方、消波ブロックが設置されている区間では、波浪の影響により徐々にブロックが沈下・散乱して、消波工としての機能が低下している場合があるため、消波ブロックの天端高や天端幅をモニタリングすることが重要といえる。

図-16、**図-17** は太平洋側西部に位置する長万部町の海岸道路を示している。**図-12**～**図-14** で示した岩礁地

帯の海岸道路と異なり、護岸の前面に砂浜が広がっている。護岸の前面に砂浜がある場合、波や風によって護岸の前面に砂が堆積する場合がある。そのような状況において、高波が来襲すると、**図-8** にも示したように、高波が護岸を越える際に大量の海水とともに砂礫や流木などが打ち上がる。大きな流木が高波で打ち上げられた場合、車両や家屋等に大きな被害を及ぼす恐れがあるため、高波の来襲が予想されるときには、事前に砂浜から流木を撤去することが必要といえる。また、河川が近くにある場合、大きな出水時に流木が海域へ流出することがあるため、出水後には砂浜に流木が漂着していないか確認することが重要といえる。

護岸の前面に砂浜が広がる海岸道路では、砂浜の侵食（汀線の後退）によって高波被災のリスクが高まる。砂浜の侵食は徐々に進行することが多く、また、道路管理者と海岸管理者が異なるため、高波による被災リスクが高まっていることに気づきにくい。そのため、護岸前面に砂浜を有する海岸道路を管理する際には、海岸管理者と連携して、その砂浜の状態、とくに汀線の位置の変化を把握することが重要といえる。

図-18 は斜里郡斜里町の知布泊漁港北側から国道 334 号（知床国道）下の斜面を撮影したものである。なお、この写真は開発局道路維持課に対して行ったアンケート（被災までには至っていないが、最近、波あたりが強いと感じている地点の回答を依頼）の回答として提供されたものである。2005 年に撮影された写真と比べると、2011 年の写真では、道路下の斜面が一部崩れている様子を確認することができる。この状況ではすぐに道路が崩落する危険性は低いものの、波浪が繰り返し作用すると地盤の露出面がさらに拡大して道路崩落の危険性が高まる。ここで示した事例のように、波浪による道路下斜面の侵食は人目に付きにくい場所で徐々に進行することから、対策が遅れることが多い。また、一度、波浪によって植生が無くなり、地盤がむき出しとなると、波浪のみならず、降雨や融雪によって斜面が崩れやすくなるので注意が必要である。

図-18　波浪による道路下斜面の侵食の様子（斜里郡斜里町、国道 334 号、北海道開発局道路維持

高波や高潮による被災リスクは波高や高潮偏差のみならず、汀線後退や斜面侵食、消波ブロックの沈下・散乱など、地形や構造物の状態によっても変化する。したがって、これらの状態を今後モニタリングしていくことが、将来的な高波・高潮による被災リスクの低減につながるといえる。

5. 高波・高潮計算システムについて

気候変動による沿岸部への影響の適応策を検討するためには、台風の規模や海面水位が対象海域において将来的にどの程度増加するか見積もる必要がある。しかしながら、平成 27 年 7 月に公表された「高潮浸水想定区域図作成の手引き Ver.1.00（農林水産省、国土交通省）[20]」（以下、高潮手引き）によると、高潮、海面上昇等の沿岸域に関する気候変動の研究も着実に進んでいるものの、現段階においては、研究途上であり不確実性を伴うことから、気候変動による将来予測の結果を直ちに見込むことは難しいとされている。そこで、高潮手引きでは、外力条件を決定する際の方針として、最悪の事態を想定し、我が国既往最大規模の台風を基本とし、潮位偏差が最大となるよう複数の経路を設定することが示された。また、北海道、東北地方、北陸地方の場合、低気圧による高潮で台風による高潮よりも大きな潮位偏差が観測されていることから、低気圧による高潮も考慮する必要があるとされている。

寒冷沿岸域チームでは、気候変動の影響を考慮した北海道の沿岸防災を検討するため、高潮手引きを参考に高波・高潮計算システムの構築を進めている。この章では、高波・高潮計算システムの概要と 2014 年 12 月に道東地方を通過した急速に発達する低気圧（爆弾低気圧）に伴う高波・高潮の再現計算について説明する。

5. 1　高波・高潮計算システムの概要

図-19 に高潮発生メカニズムの模式図を示す（高潮

手引き 4 ページ目の図を参考に作成)。高潮は台風や低気圧の通過に伴い海面が上昇する現象であり、おもに、気圧の低下による海面の上昇(吸い上げ効果)と強風の吹き寄せによる海面の上昇(吹き寄せ効果)によって生じる。また、高潮が発生する際には、強風によって高波も発生する。その際、浅い海域では、波浪の砕波に起因して砕波点よりも岸側の水位が上昇する[21)、22)]。この現象は Wave setup と呼ばれ、波形勾配(波高/波長)や海底勾配[23)]が強いほど増加する。高潮手引きでは、高潮推算及び浸水計算を行う際に Wave setup も考慮することが必要とされている。

このような高潮の発生メカニズムを踏まえて、本計算システムでは、**図-20** に示すように、①気圧・風場の推算、②波浪等の推算、③高潮推算及び浸水計算の 3 つの計算を行う。ここでは、各計算を行う際に使用されるモデルについて説明する。

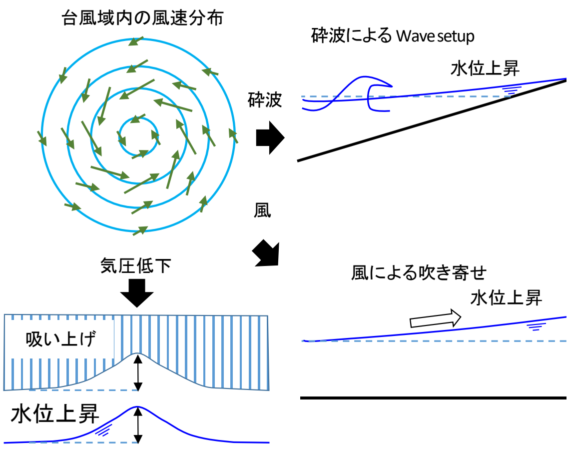


図-19　高潮発生メカニズムの模式図

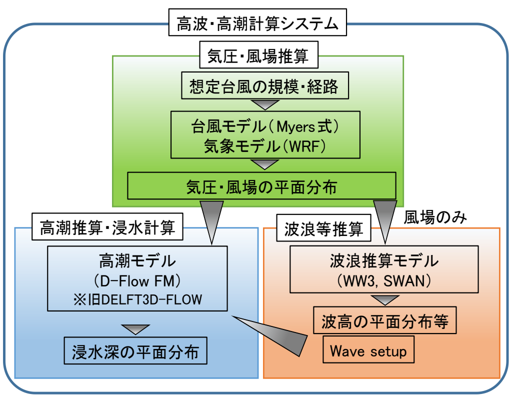


図-20　高波・高潮の計算フロー図

5.1.1　気圧・風場の推算

気圧・風場の計算では、Myers の式による経験的台風モデルまたはアメリカ大気研究所センター(NCAR)を中心に開発されたオープンソースの気象モデル Weather Research and Forecast (WRF)[24)]を適用する。

Myers の式は台風の気圧場を比較的高い精度で推定できることが知られている[25)、26)]。風場の推算は Myers の式で得られた気圧場を傾度風の式(気圧傾度力、コリオリ力、遠心力の力のつり合い式)に当てはめ、さらに台風の移動速度と中心からの距離を考慮することによって求められる。Myers の式による気圧・風場の推算方法の詳細については、高潮手引き及び河合・川口[27)]を参照されたい。

気象モデル WRF は高次の差分スキームを有する圧縮性の非静力学モデルであり、放射、乱流、雲物理、地表面等に関する最新の物理モデルと最新のデータ同化システムを利用することができる[28)]。WRF は数十 m～数千 km の気象場の計算に適用することが可能であり、都市部などの局所的な風況、降雨の再現、予測、さらに、海洋モデルや波浪モデルの外力として必要な広域の気圧・風場の推算など、気象を扱う様々な分野で使用されている。

高潮手引きでは、気圧・風場の推算に Myers の式を適用することを基本としている。Myers の式を用いた場合、比較的容易に気圧・風場を求めることができるため、高潮手引きで示されているように、潮位偏差が最大となるよう複数の経路を設定する場合など、計算ケースが多い場合に有利となる。一方、Myers の式では、複雑な陸上地形や土地利用の影響を考慮することができないため、これらの影響を考慮する場合は、気象モデル WRF を適用することが有利となる。寒冷沿岸域チームで構築している高波・高潮計算システムでは、高潮手引きに従い、気圧・風場の推算に Myers の式を適用することを基本とし、Myers の式では再現、予測の精度が低いと判断された場合には WRF を適用する。

5.1.2　波浪等の推算

波浪等の推算のうち、深海域の計算では、アメリカ海洋大気局(NOAA)と国立環境予測センター(NCEP)の協力で開発された WAVEWATCH Ⅲ (WW3)[29)]を使用し、浅海域の計算では、オランダ・デルフト工科大学で開発された Simulating Waves Nearshore (SWAN)[30)]を適用する。WW3、SWAN ともにオープンソースのモデルである。

深海域の波浪推算では、従来、WAMDI グループによって開発されたスペクトル法による第 3 世代の波浪推算モデル WAM が多くの国々で標準的に適用されて

きた。WAM の改良成果はヨーロッパ中期予報センターによって公開されていたが、近年は公開されておらず、また、ソースコードが一般的に入手困難な状況にある。一方、WAM をベースとして NOAA で開発された WW3 は、ソースコードの入手が容易で改良成果も公開されているため、近年、波浪推算に適用される事例が増えている。鈴木ら[31)]は WW3 と WAM の推算結果をナウファス GPS 波浪計や沿岸波浪計の観測値と比較し、両者は観測値をよく再現していること、さらに、うねり性波浪の再現性に関しては WW3 のほうが優れていることを報告している。また、WW3 では、氷海域を対象とした物理モデルを選択することが可能であるため、冬季に流氷が存在するオホーツク海の波浪推算に適したモデルといえる。以上のことを踏まえて、深海域の波浪推算では WW3 を適用した。

SWAN は WAM をベースとして浅海域へ適用できるように開発されたモデルであり、浅水砕波によるエネルギー散逸、3 波共鳴相互作用による成分波間のエネルギー輸送などが考慮されている。また、WW3 で計算された結果を境界条件としてそのまま利用することができるため、深海域から浅海域まで効率的に計算を行うことができる。SWAN では、Wave setup の空間分布を計算できるため、SWAN で得られた Wave setup の値を高潮推算及び浸水計算の境界条件として与える。

5.1.3　高潮推算及び浸水計算

高潮推算及び浸水計算では、オランダ・デルフト水理研究所で開発された Delft3D Flexible Mesh Suite (Delft3d FM Suite、商用版)を適用する。現在、サポートが充実している商用版を使用しているが、ソースコードがやや古いため、将来的には最新のソースコードを使用できるオープンソース版に移行する予定である。Delft3D FM Suite には、流動場を計算するモジュール（D-Flow FM）、波浪場を計算するモジュール（D-Waves）、地形変化を計算するモジュール（D-Morphology）、水質を計算するモジュール（D-Water Quality）、水力システムをコントロールするモジュール（D-Real Time Control）が含まれている。これらのうち、高潮推算及び浸水計算では D-Flow FM を使用する。D-Flow FM では、境界条件として気圧、風、潮位、Wave setup を与えて、海底での摩擦及び移流項を考慮した非線形長波理論によって高潮推算及び浸水計算が行われる。なお、D-Waves（ソースコードは SWAN と同一）と D-Flow FM を Coupling して、波・流れの相互作用を考慮することにより、実際の現象に近い条件で高潮推算及び浸水計算を行うことも可能である。

5. 2　爆弾低気圧の通過に伴う高波・高潮の再現計算

高波・高潮計算システムの性能と課題を把握するため、2014 年 12 月に道東地方を通過した爆弾低気圧に伴う高波・高潮の再現計算を実施した。この爆弾低気圧による高潮被災については、熊谷ら[8)]や Saruwatari et al.[32)]で詳細に報告されているので、これらの文献を参考されたい。また、この高潮については、多くの再現計算結果が報告されている（例えば、熊谷ら[8)]、Bricker et al.[33)]、熊谷ら[34)]）。本計算では、これらの文献を参考に計算領域、メッシュサイズ、タイムステップ等の条件を設定した。なお、現段階では、浸水計算を行う準備が整っていないため、高潮偏差（実測潮位と天文潮位との差）の計算結果まで報告する。

5.2.1　計算条件

図-21 に計算領域、**表**-2 に計算条件を示す。気圧・風場の推算では Myers の式の適用を基本としているが、本計算ではテストケースとして WRF を適用した。WRF の計算領域は Domain3 までとし、Domain4 の気圧・風場は Domain3 の値を使用した。WRF に与える大気の初期場と境界条件には NCEP が提供している Final Operational Global Analysis data (FNL) のデータを用いた。波浪等の推算では、WRF で計算された海上 10m の風速場を境界条件として与えた。Domain1 と Domain2 で WW3 を使用し、Domain3 と Domain4 では SWAN を使用した。WW3 と SWAN のパラメータはデフォルト値を使用した。高潮推算は Domain4 で行い、WRF から得られた気圧・風場と SWAN から得られた Wave setup、潮位データとして TPXO7.2 [35)]で得られた潮位データを境界条件として与えた。Domain1～Domain3 の計算期間は 12 月 1 日～12 月 31 日、Domain4 の計算期間は 12 月 14 日～12 月 18 日とした。

5.2.2　計算結果

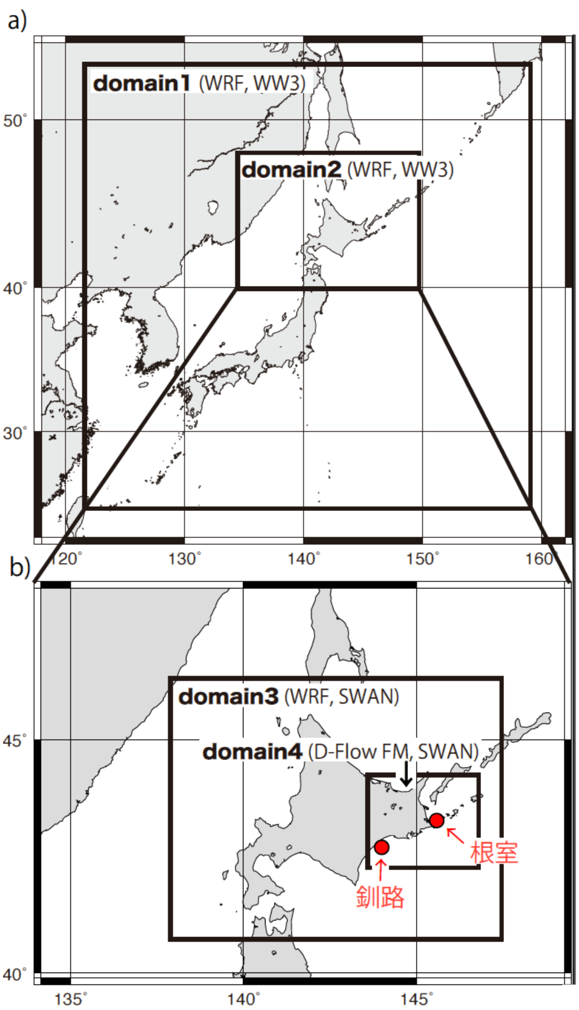
図-22 に爆弾低気圧襲来時（2014 年 12 月 16 日～17 日）の天気図（一般財団法人日本気象協会ホームページ http://www.tenki.jp より）と WRF から計算した海面気圧と海上 10m 風速を示す。天気図から、日本海と本州南岸の低気圧が、それぞれ発達しながら東進している様子が分かる。また、この気圧配置は WRF とも一致する。さらに、北海道東部に達した低気圧（爆弾低気圧）の中心気圧は、おおよそ 960hPa 程度にまで低下している（**図**-22d）。

図-23 に根室でのアメダス（観測値）と WRF（計算値）から得られた風速と気圧の時系列を示す（WRF の気圧は海面気圧）。WRF の風速は観測値よりも全体的に高い値を示している。一方、気圧については、気圧

が急速に低下する時間帯で計算値が過大評価を示す以外、両者は一致している。風場の再現性に課題が残されているものの、気圧の値は観測値を非常によく再現できているため、本稿では、この計算値を波浪推算、高潮推算の境界条件として与えることにした。

図-24 に WW3 から計算された**図-22** と同時刻の有義波高、平均波向、有義周期の空間分布を示す。低気圧発達に伴い、波高と周期が本州南岸から東北の東方沖や日本海で高くなることがわかる。北海道東部では、17 日に局所的な波高と周期の増加や沖から沿岸部への波向が確認できる（**図-24d**）。

図-25 に全国港湾海洋波浪情報網（ナウファス）の釧路で観測された有義波高と SWAN で計算されたナウファス釧路と同一地点の有義波高と有義周期を示す。



図−21　計算領域

表−2　計算条件

モデル	項目	設定内容
WRF (3.8.1)	水平分解能	domain1: 30km×30km domain2: 10km×10km domain3: 5km×5km
	層数	28 層
	dt	Domain1: 180s Domain2: 60s Domain3: 30s
	微物理	WSM 3-class simple ice scheme
	短波放射	Dudhia
	長波放射	RRTM scheme
	接地境界	Revised MM5 Monin-Obkhov
	大気境界	YSU Scheme
	地表面	Unified Noah land surface model
	雲物理	Kain-Fritsch
	都市モデル	N/A
	地形・土地利用	USGS GTOPO30
	Nesting	One-way
WW3 (5.16)	水平分解能	Domain1: 30km×30km Domain2: 10km×10km
	方向分解能	36
	周波数	30 分割（0.04~1.1Hz）
	Dt	Domain1: 1800s. 900s. 900s.15s. Domain2: 600s. 300s. 300s. 15s.
	地形データ	ETOPO5
SWAN (41.20)	水平分解能	Domain3:5km×5km Domain4:1km×1km
	方向分解能	36
	周波数	30 分割（0.04~1.0Hz）
	Dt	Domain3: 300s

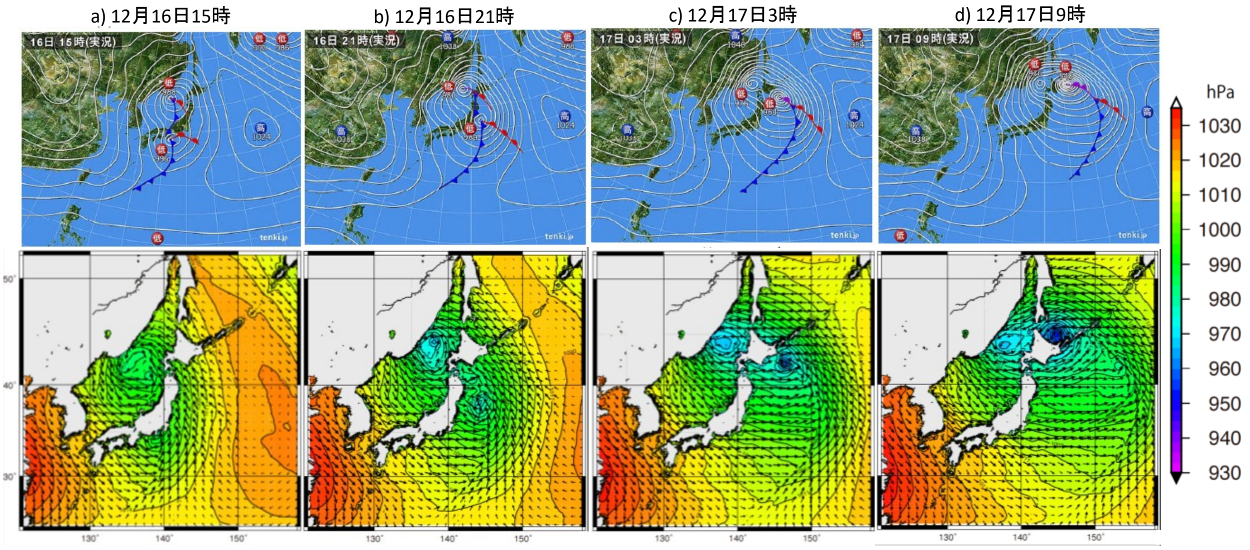


図-22　爆弾低気圧通過時の天気図（上段）と WRF による気圧・風場の計算結果（下段）

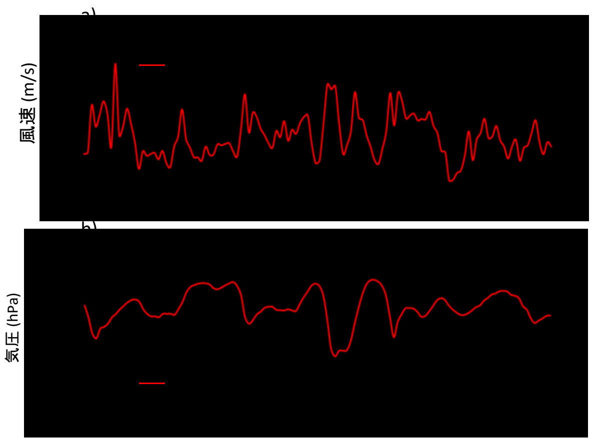


図-23　根室におけるアメダス(観測値)と WRF(計算値) から得られた風速と気圧の時系列（WRF の気圧は海面気圧）

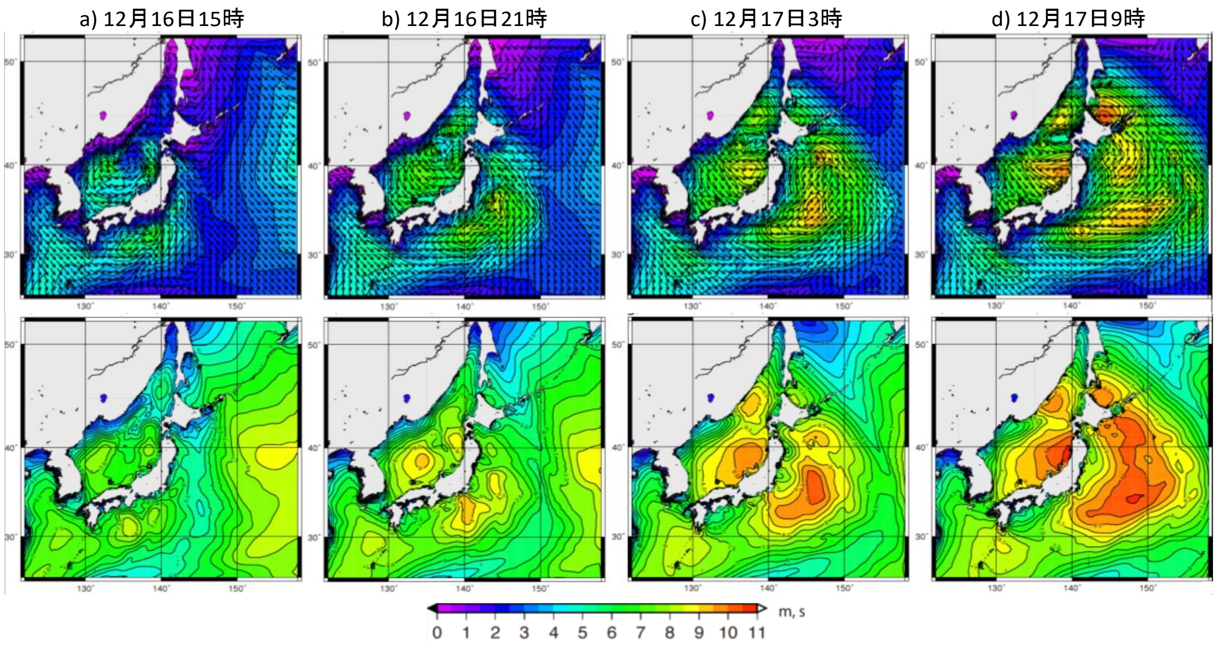
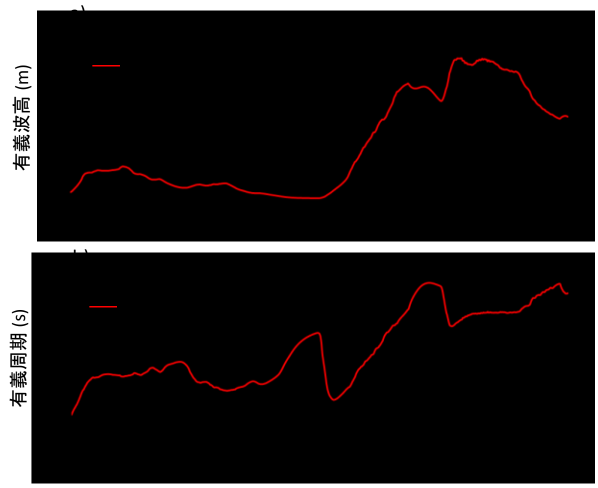
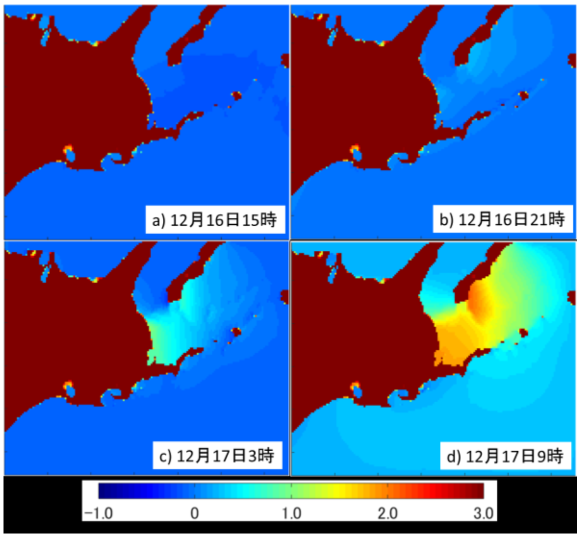


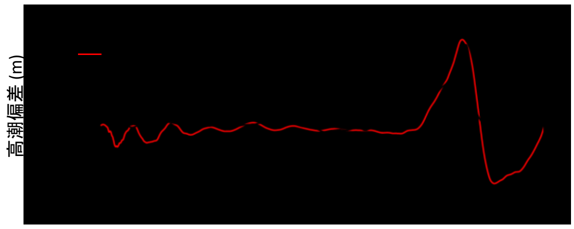
図-24　WW3 で計算された有義波高と平均波向き（上段）と有義周期（下段）



図−25　ナウファス釧路（観測値）と SWAN（計算値）から得られた有義波高と有義周期の時系列



図−26　D-Flow FM で計算された爆弾低気圧通過時の海面



図−27　根室港の実測潮位と D-Flow FM から得られた高潮偏差の時系列

有義波高の計算値は静穏時から最大値を迎えるまで観測値を高い精度で再現しているが、低気圧通過後の波高が低下する時間帯では過大となっている。また、有義周期の計算値は静穏時において再現性がやや低いものの、低気圧の通過時から通過後時間帯では観測値を高い精度で再現している。現段階では、WW3、SWAN ともにデフォルトのパラメータを使用しているため、今後、多くの高波・高潮イベントの再現計算を通じて最適なパラメータを設定することにより、再現性が高まると考えられる。また、Domain4 の計算では、計算負荷を考慮して、メッシュサイズを 1km×1km に設定したが、Wave setup を精度良く評価するためには、より細かなメッシュで計算する必要がある。

図-26 に D-Flow FM で計算された**図-22** と同時刻の海面水位を示す。爆弾低気圧の接近に伴い海面水位が上昇し、低気圧の中心が根室市周辺を通過する際に水位が最大となる様子が再現されている。また、気圧による海面の吸い上げと強風による吹き寄せ効果によって、とくに、湾奥部で水位が高まる様子を確認できる。

図-27 に根室港の実測潮位から得られた高潮偏差と同一地点で D-Flow FM から得られた高潮偏差を示す。なお、高潮偏差とは、実測潮位（計算潮位）から天文潮位を引いた値である。計算値では潮位が急速に上昇する時間帯の値がやや過小評価するものの、ピークはほぼ観測値と一致しており、全体的にかなり高い再現性を得られたといえる。

本章では、高波・高潮計算システムを用いて 2014 年 12 月に道東地方を来襲した爆弾低気圧に伴う高波・高潮の再現計算を行った。風場や有義波高、有義周期、高潮の再現性に関してやや課題が残るものの、計算システム構築の初期段階としては良好な結果が得られたと評価している。

6. 台風モデルによる波浪計算

前述したように、高潮手引きでは、外力を決定する際、最悪の事態を想定し、我が国既往最大規模の台風を基本とし、潮位偏差が最大となるよう複数の経路を設定するとされている。台風による高波・高潮計算に用いる気圧・風場の推算には、Myers の式による経験的台風モデルがよく用いられるが [25), 36), 37), 38)]、北海道周辺域で、このモデルを適用した例はない。そこで、ここでは、2017 年 9 月に北海道西部を通過した台風 18 号（**図-28a,b**）を例に、台風モデルの風場から波浪モデルを用いて高波の再現計算を行った。さらに、台風の経路変更による波浪のインパクトを見るために、台風実経路と擬似経路との波高と周期の比較を行った（**図-28b,c**）。

6. 1　気圧・風場・波浪の推算

気圧・風場を得るには、Myers の式による経験的台風モデル以外に、Weather Research and Forecast（WRF）[24)] などの気象モデルによる計算、既存の衛星・再解析

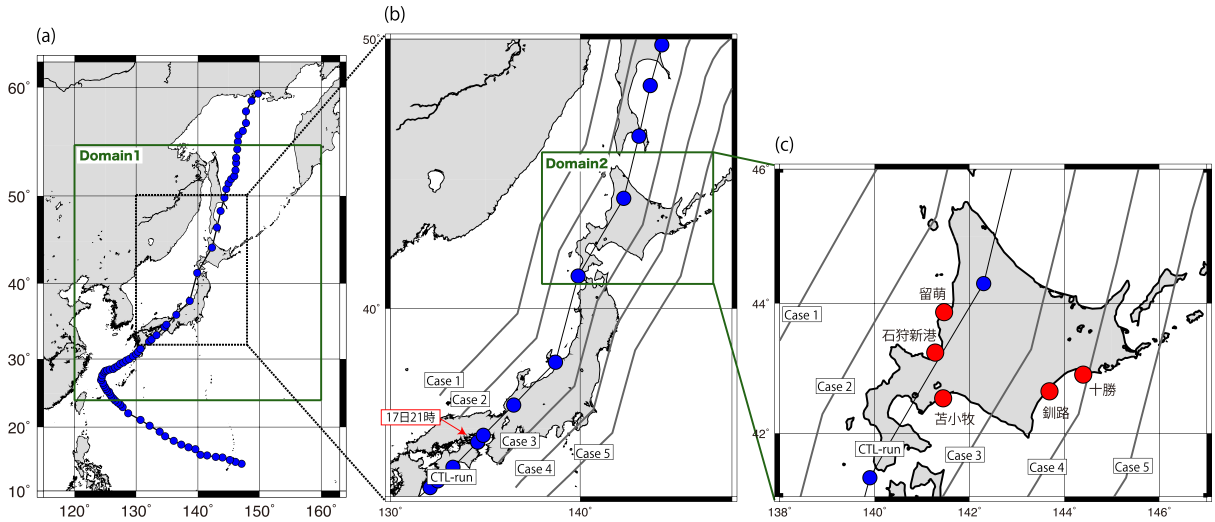


図-28　台風 18 号の経路とモデル領域

●は台風 18 号の経路を示し(a-c)、●はナウファスの位置を示す(c)。灰色の線は経路変更による実験(Case 1-5)の位置を示す(b,c)。

プロダクト[39)、40)、41)]などの利用が考えられる。台風の経路変更による感度実験を行う場合、後者 2 つの方法（WRF や衛星・再解析プロダクトの利用）は、複雑な陸上地形の問題が生じるため困難である。一方、台風モデルは比較的容易に台風の経路を変更できるため、本資料では台風モデルを用いた。

気圧場の推定には、(1)に示す Myers の式を用いた。

$$P(r) = P_c + \Delta P \exp\left(-\frac{r_0}{r}\right) \quad (1)$$

ここで、$P(r)$は台風中心からの距離 r だけ離れた点の気圧、P_cは台風中心の気圧、ΔP は台風の中心示度（台風周辺気圧 1013hPa と中心気圧との差）、r_0は最大風速半径である。台風 18 号の中心位置と中心気圧は、気象庁の web サイト（https://www.data.jma.go.jp/fcd/yoho/typhoon/route_map/index.html)から取得した。最大風速半径は、国土技術政策総合研究所で提案された方法[42)]により以下のように決定した。P_cが 950hPa 以下の場合は、

$$r_0 = 80 - 0.769(950 - P_c) \quad (2)$$

P_cが 950hPa 以上の場合は、式(3)によって求められる。

$$r_0 = 80 + 1.633(P_c - 950) \quad (3)$$

海上 10m の風速は、傾度風速$U_{gr}(r)$と台風の移動に伴う風速$U_{tf}(r)$の和として考える。傾度風$U_{gr}(r)$は、Myers の気圧分布式を仮定すると、式(4)で示される。

$$U_{gr}(r) = -\frac{rf}{2} + \sqrt{\left(\frac{rf}{2}\right)^2 + \frac{\Delta P}{\rho_a}\frac{r_0}{r}\exp\left(\frac{r_0}{r}\right)} \quad (4)$$

ここで、fはコリオリ係数(=2ωsinφ, ω:地球自転の角速度=7.29×10^{-5} rad/s, φ:緯度)、ρ_aは大気密度(=1.22kg/m^3)である。

台風の移動に伴う風速$U_{tf}(r)$は、傾度風速$U_{gr}(r)$と台風の移動速度 V_tに比例するものと仮定して、次式より求めることができる。

$$U_{tf}(r) = \frac{U_{gr(r)}}{U_{gr(r_0)}} V_t \quad (5)$$

式(4)、(5)より求めた傾度風速$U_{gr}(r)$と台風の移動に伴う風速$U_{tf}(r)$は、自由大気での値を示している。しかし、波浪モデルに用いる風は、一般的に海面高度 10m の風速が用いられるため、これらの風速は海面の摩擦による風速低下の影響を考慮する必要がある。また、傾度風$U_{gr}(r)$の風向は、自由大気の風向（台風の等圧線の接線方向）に比べて台風の中心側に 30°偏向している。以上のことから、海上 10m の傾度風の東西成分U_{gr}^x、南北成分U_{gr}^yは式(6)、(7)より算出される。

$$U_{gr}^x = C_1 U_{gr} \cos\left\{\tan^{-1}\left(\frac{y_1 - y_0}{x_1 - x_0}\right) + \frac{2\pi}{3}\right\} \quad (6)$$

$$U_{gr}^y = C_1 U_{gr} \sin\left\{\tan^{-1}\left(\frac{y_1 - y_0}{x_1 - x_0}\right) + \frac{2\pi}{3}\right\} \quad (7)$$

ここで、x_1(y_1)は任意の経度（緯度）座標を意味し、x_0(y_0)は台風中心の経度（緯度）座標を意味する。低減係数 C_1は、以下に示す藤井・光田[43)]のものを使用した。

$$C_1 = C_1(\infty) + \left[C_1(X_p) - C_1(\infty)\right]\left(\frac{X}{X_p}\right)^{k-1} \cdot \exp\left\{\left(1-\frac{1}{k}\right)\left[1-\left(\frac{X}{X_p}\right)^{k}\right]\right\} \quad (8)$$

ここで、$X = r/r_0$、$X_p = 1/2$、$k = 2.5$、$C_1(\infty) = 2/3$、$C_1(X_p) = 1.2$ である。

同様に、海上 10m の台風の移動に伴う風速の東西成分U^x_{tf}、南北成分U^y_{tf}は(9)、(10)式より求めることができる。

$$U^x_{tf} = C_2 U_{tf}\cos(\theta_t) \quad (9)$$
$$U^y_{tf} = C_2 U_{tf}\sin(\theta_t) \quad (10)$$

ここで、低減係数 C_2 は 0.65 と一定値を与えた。θ_t は台風進行方向の方位角を示す。

以上のことから、海上 10m の風速の東西成分U_{10}、南北成分V_{10}は、

$$U_{10} = U^x_{gr} + U^x_{tf} \quad (11)$$
$$V_{10} = U^y_{gr} + U^y_{tf} \quad (12)$$

と示すことができる。

波浪の計算には、アメリカ海洋大気局（NOAA）と国立環境予測センター（NCEP）の協力で開発された WAVEWATCH Ⅲ （WW3）[29]を使用した。**図-28a,b** に計算領域、**表-3** に計算条件を示す。WW3 のパラメータはデフォルト値を使用した。計算は、実際の台風経路を用いたケース （CLT-run）と、擬似的に 1 °間隔で台風経路を並行移動させたケース (Case 1~5) の計 6 パターンで行った (**図-28 b,c**) 。これら全ての計算期間は 2017 年 9 月 17 日 21 時～22 日 21 時である。

また、数値モデルの結果を評価するために、釧路、十勝、苫小牧、留萌、石狩湾新港の 5 地点におけるナウファス（全国港湾海洋波浪情報網）の速報値（20 分間隔）を使用した（**図-28c**）。

表-3　WW3 の計算条件

WW3 (5.16)	**水平分解能**	Domain1: 0.3 ° × 0.3 ° Domain2: 0.05 ° × 0.05 °
	方向分解能	36
	周波数	30 分割（0.04~1.1Hz）
	Dt	Domain1: 1800s. 900s. 900s.15s. Domain2: 300s. 150s. 150s. 15s.
	地形データ	GEBCO

6. 2　計算結果

図-29 に釧路・十勝・苫小牧・留萌・石狩湾新港におけるナウファス（観測値） と CTL-run（計算値）から得られた有義波高と有義波周期を示す。有義波高・周期ともに、観測値は日本海側より太平洋側の地点で大きな値を示し、計算値も同様の傾向が見られる。有義波高の計算値は、全ての地点において静穏時に過少評価傾向にある。一方、ピーク時の観測値の波高は、苫小牧で過大評価するものの、他の地点は観測値と一致している。また、有義周期においても計算値は静穏時において過小評価する以外、観測値をよく再現できている。

図-30 に CLT-run から推算された北海道沿岸域における最大有義波高と有義波周期を示す。有義波高は、北海道南岸の広い範囲で 5m かそれ以上の値を示していることが分かる（**図-30a**）。また、有義波周期も北海道南岸で 12s 程度の大きな値を示している（**図-30b**）。

ここでは、CLT-run が現実の波浪を再現しているとし、台風の経路による有義波高・周期の変化を見た。台風経路が実際の経路から 1 ~2 °西に移動した場合、北海道西岸で、有義波高が CLT-run の 2 倍かそれ以上

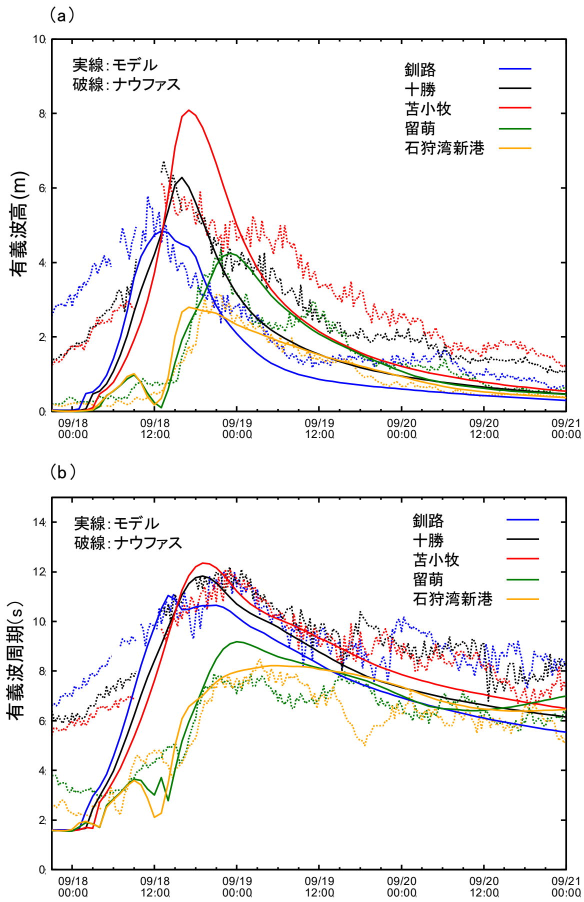
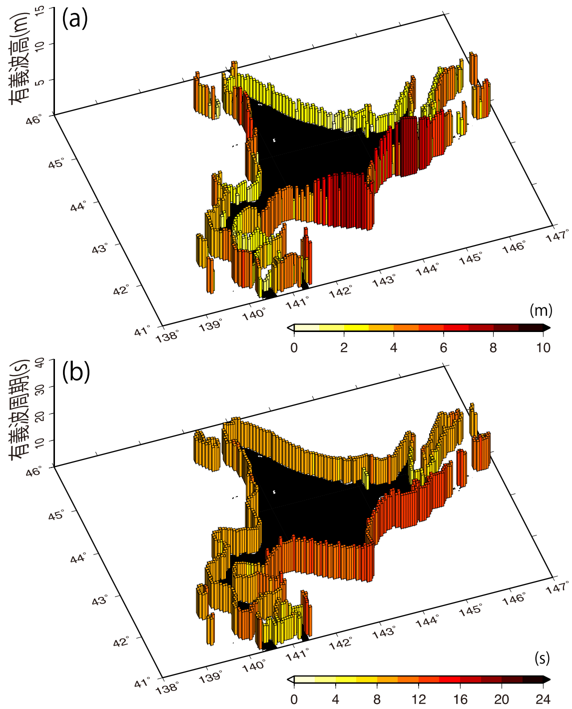


図-29　ナウファス（観測値） と CTL-run（計算値）の有義波高(a)と有義波周期(b)の時系列



図−30　北海道沿岸域における有義波高(a)と有義波周期(b)の最大値（カラーとバーの高さ）最大値は CLT-run の 1 時間毎の値から算出. Domain2 の陸域に隣接した格子データを使用

に上がる（**図-31a,b**)。

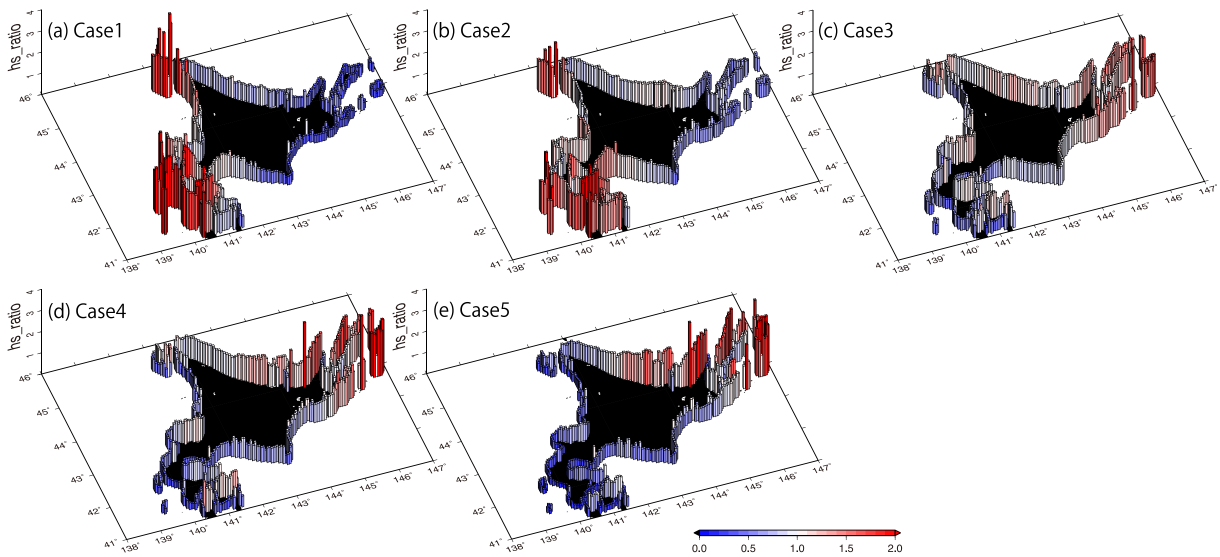
一方、台風が 1〜3°東に移動した場合、北海道東岸で、有義波高の上昇が見られる（**図-31c,d,e**)。有義波周期も同様の傾向が見られ、CLT-run と比べて 1. 5 倍程度の変化が見られる（**図-32**)。以上のことから、台風経路の 1〜3°程度の変化によって、北海道の高波災害リスクの高い地域が大きく異なることが分かる。

本章では、2017 年 9 月に北海道西部に来襲した台風 18 号に伴う高波の再現計算を、台風モデルと波浪モデルを用いて試みた。さらに、その台風の経路変更による高波の感度実験を行った。再現計算について、モデルから推算した波浪は、静穏時を除いて概ね観測値を再現していた。また感度実験の結果から、台風が北海道西岸の日本海側を通過するか、北海道南岸の太平洋側を通過するかによって、北海道沿岸域の有義波高（周期）は 2（1.5）倍以上も変化することが分かった。これは台風経路の正確な予測が、高波災害リスクの高い地域を特定する上で非常に重要であることを示している。

7. 過去最大クラスの台風を想定した波浪計算

前章では、北海道西部を通過した台風（台風 18 号）による高波の再現計算を、台風モデルと波浪モデルを用いて行った。また、台風のコースを 6 パターン変化させ、それによる高波の感度実験を行なった。モデルから推定した波浪は、静穏時を除いて概ね観測値と良い一致が見られ、高い再現性を確認した。本章では、その手法を基盤に、我が国既往最大最大クラスの台風を想定し、より複数の経路（23 パターン）を設定した高波感度実験を行なった。

気圧・風場の推定は、前章と同様である。ただ本章では、伊勢湾台風を基本とし台風の移動速度は 73km/h、最大風速半径は 75km としている。また、中心気圧は北緯によって変化させている（高潮手引き表 1 を参照)。波浪計算には WW3 を用いた。図-33 にモデル領域を



図−31　再現実験と各実験における有義波高の最大値の比（Case1~5/CTL-run）. Domain2 の陸域に隣接した格子データを使用

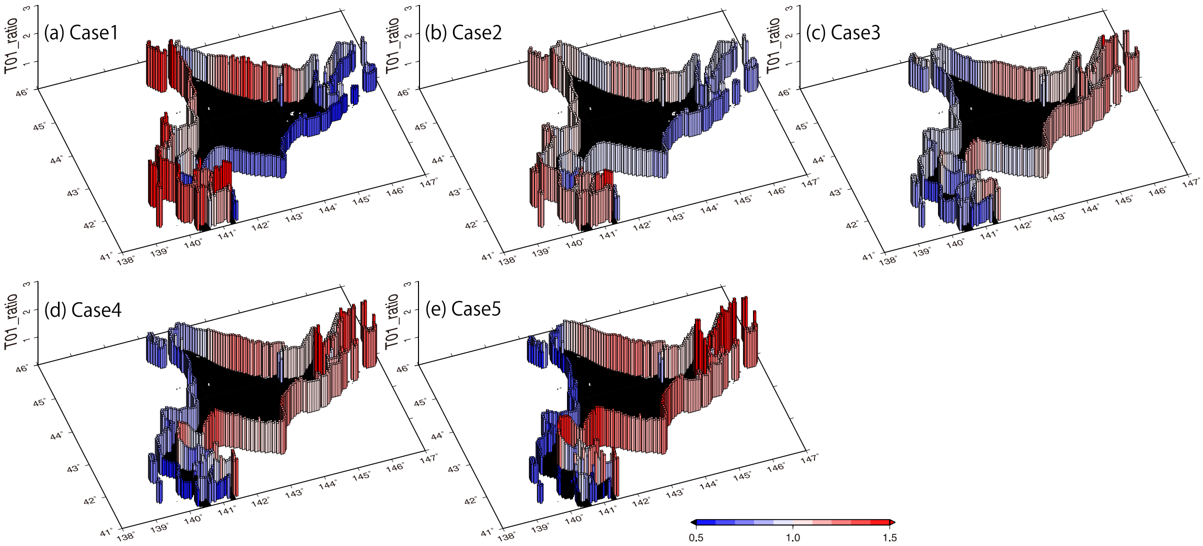


図-32　再現実験と各実験における有義波周期の最大値の比（Case1~5/CTL-run）
Domain2 の陸域に隣接した格子データを使用

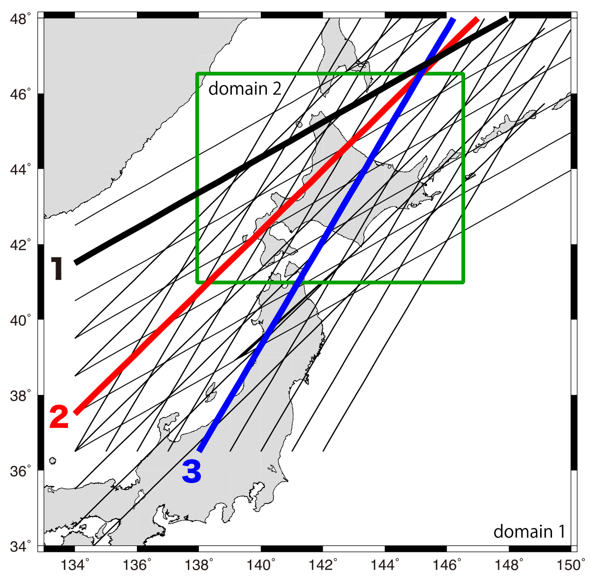


図-33　モデル領域と 23 パターンの台風コース. 1.黒、2.赤、3.青のコースは苫小牧、釧路、網走付近で波高が最大となったコースを

表-4　WW3 の計算条件

WW3 (5.16)	水平分解能	Domain1: 0.06°×0.06°
	方向分解能	36
	周波数	30 分割（0.04~1.1Hz）
	Dt	Domain1: 380s. 190s. 190s.15s.
	地形データ	GEBCO

示し、表-4 に計算条件を示す。なお、本章では Domain1 の結果を示す。Domain2 あるいは、より細かいモデル分解能の結果は、今後報告する予定である。

図-34 には北海道を代表する 3 地点（苫小牧・釧路・網走）で波高が最も高くなる台風経路を 23 パターンの実験から選択したものである。一般的に、台風の進行方向に向かって右半円の風速は、台風自身の風に台風の速度が加わるため、左半円よりも強くなる。そのため、苫小牧・釧路・網走で最も波高が高く台風のコースは、それぞれの地点の西側を通過していることが分かる。今後は、本資料の結果をベースに、浅海域に適した波浪モデルである Simulating Waves Nearshore (SWAN) [30] を用いて、更なる高解像度化を図る。

8. 過去の数十年における波浪評価

我々は、これまで根室の高潮や伊勢湾台風といった特定のイベントに着目して高潮や高波の評価を行なってきた。しかしながら、地球温暖化に伴う高潮や高波の被災リスク評価には、長い時間スケールでの評価も必要だと考えられる。今年度からの新たな取り組みとして、気象庁 55 年長期再解析プロダクト [41) (JRA55) の風速データを用いて北海道沿岸域の過去 62 年間の波浪計算を実施し、波浪エネルギーの変化傾向を把握した。波浪モデルは、これまでと同様に WW3 を使用している。表-5、図-35 には WW3 の計算条件と領域を示す。計算期間は、1958 年 1 月 1 日から 2020 年 4 月末までである。

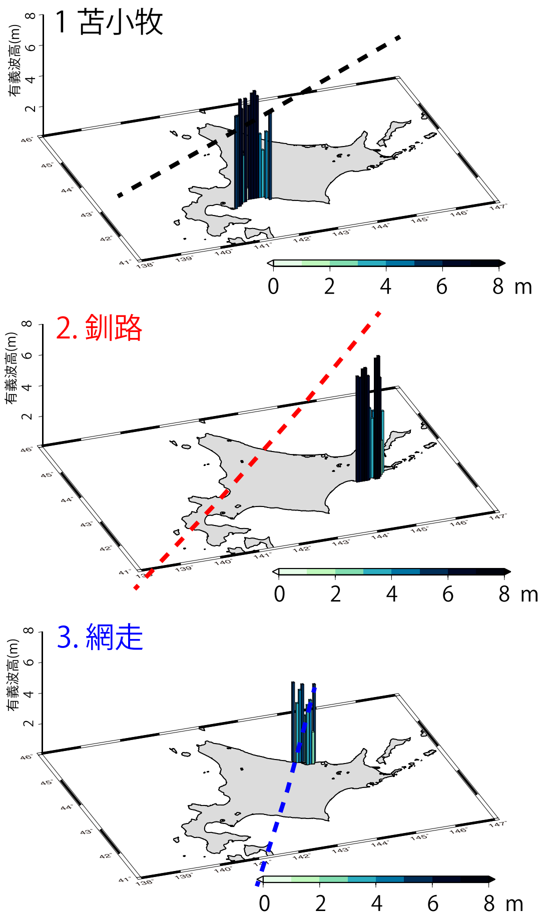


図-34　苫小牧、釧路、網走付近における波高（カラーバーの高さと色）と台風経路（点線）

表-5　WW3 の計算条件

WW3 (5.16)	水平分解能	Domain1: 0.5 °× 0.5 ° Domain2: 0.1 °× 0.1 °
	方向分解能	36
	周波数	30 分割（0.035~1.1Hz）
	Dt	Domain 1: 2600s. 1300s. 1300s. 15s. Domain 2: 600s. 300s. 300s.15s.
	地形データ	Domain1: ETOPO5 Domain2: GEBCO2020

波浪エネルギー(P)は次式によって求めた。

$$P = \frac{\rho g^2}{64\pi} H_s^2 T_e \qquad (13)$$

ここで、ρは海水密度(1025kg/㎥)、g は重力加速度、H_sは有義波高で、T_eはエネルギー周期を示し、次式によって求められる。

$$T_e = \frac{m_{-1}}{m_0} \qquad (14)$$

$$m_n = \int_0^\infty f^n E(f)df \qquad (15)$$

ここで、m_nはn次のモーメンを示し、$E(f)$は周波数スペクトルを示す。

図-36 には、北海道沿岸域における波浪エネルギーの空間分布を示す。太平洋側は、他の海域よりも大きな値を示していることがわかる。また、季節毎に見ると、波浪エネルギーは季節風が卓越する冬季に最も大きいことが分かる（図-37)。一方、夏季は風が弱いため、波浪エネルギーも他の季節と比べて小さい。

図-38 に、波浪エネルギーの 62 年間のトレンドを示

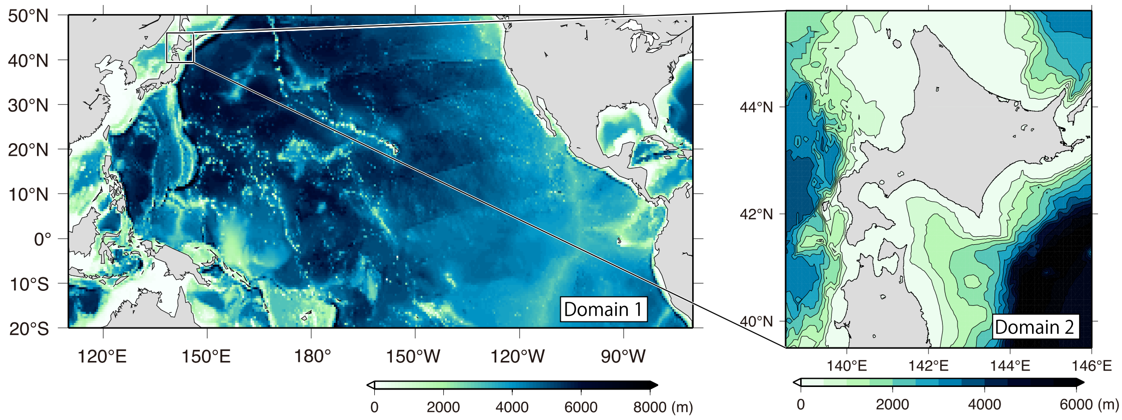


図-35　WW３のモデル領域

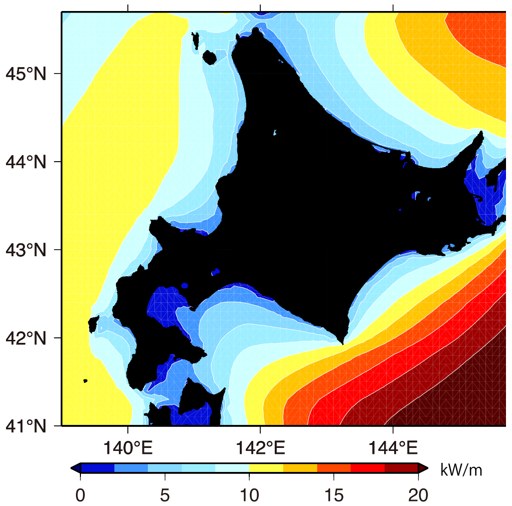


図-36　波浪エネルギーの平均場（kWm^{-1}）．
計算期間は 62 年。

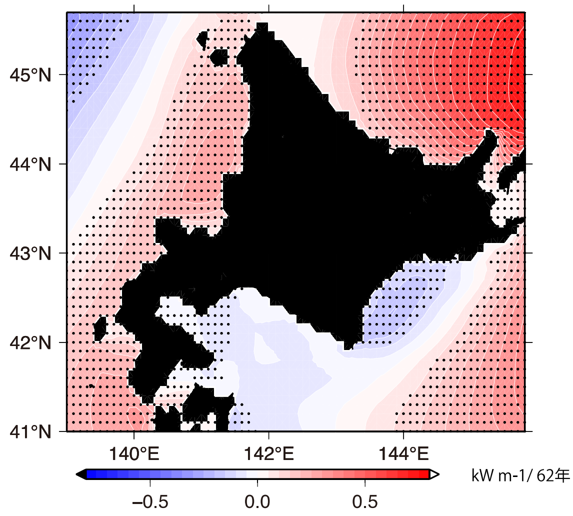


図-38　波浪エネルギーのトレンド（kWm^{-1}/62year）．
黒点は 95%有意な値を示す。

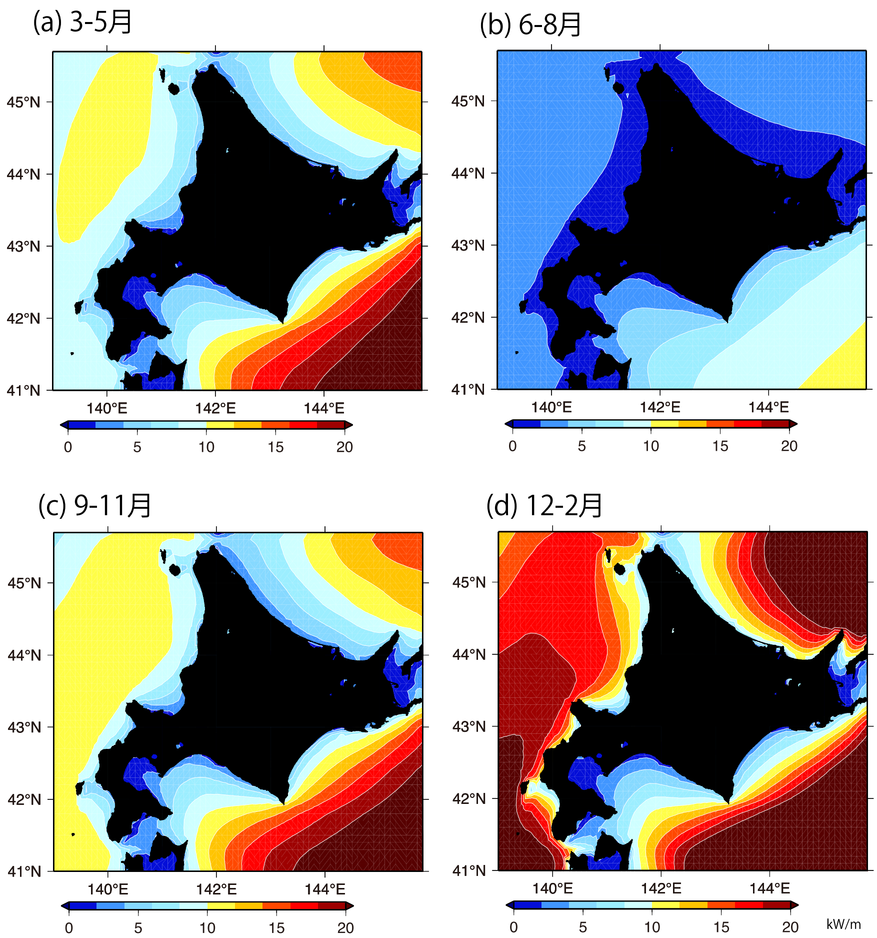


図-37　各季節における波浪エネルギーの平均場（kWm^{-1}）．

す。この図から、波浪エネルギーはオホーツク海側と日本海側で増加傾向を示し、太平洋側では負の値を示していることが分かる。また、**図-39** は季節毎の波浪エネルギーのトレンドである。夏季を除く季節で顕著な正負の変化傾向が見られる。オホーツク海側や日本海側では全ての季節で正の値を示してる（夏季を除く）。一方、太平洋側は、春季と冬季に正の値を示している。しかし、秋季は大きな負の値を示し、それが、年間を通じたトレントに反映していることが分かる（**図-38**）。

さらに、本研究では、波浪エネルギーの長期変化傾向をうねりと風波に分けて解析を行なった。うねりは平山ら(2015)[44]の定義に従い、波形勾配 0.025 未満かつ周期 8 秒以上とし、それ以外の波を便宜的に風波とした。**図-40** には、うねりと風波の 62 年間における波浪エネルギーのトレンドを示す。波浪エネルギーの長期変化はうねりの寄与が大きいことが分かる。また季節毎の結果を**図-41** に示す。**図-39** で示した結果と同様、うねりの波浪エネルギーは日本海側で夏季を除く季節で、正を値を示している。特に、春季と秋季は冬季よりも大きな値を示している。また、春季と秋季はオホーツク海側も正の値である。

図-42 と**図-43** には、波浪エネルギーに関わる変数である有義波高と周期の季節毎のトレンドを、それぞれ示す。**図-42** より、有義波高は、日本海側で夏季を除いて、正の値を示しており、春季と秋季はオホーツク海側も正の値を示す。この傾向は、**図-41** に示す波浪エネルギーのトレンドとも整合的である。一方、周期は、日本海側で、春季は正の値を示すものの、秋季と冬季は負の値を示している（**図-43**）。また春季と秋季にオホーツク海側で正の値を示しておらず、波浪エネルギーのトレンドとは異なる傾向を示している。これらの結果から、波浪エネルギーの長期トレンドには有義波高の寄与が大きいことが分かる。今後は、有義波高の長期変動の原因を明らかにする。

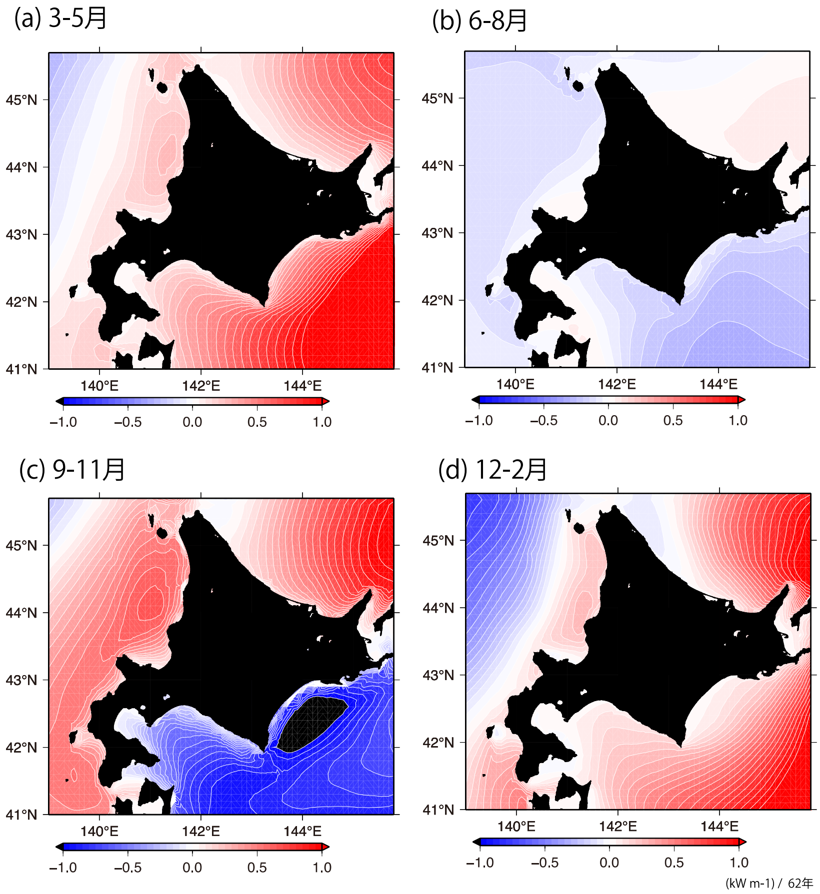
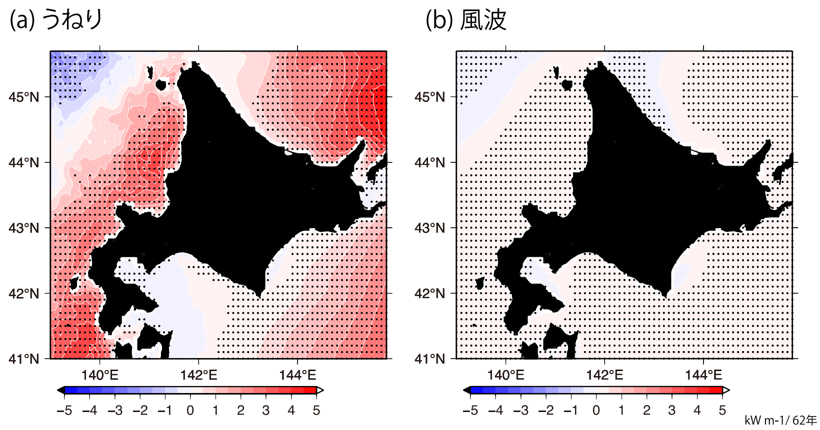
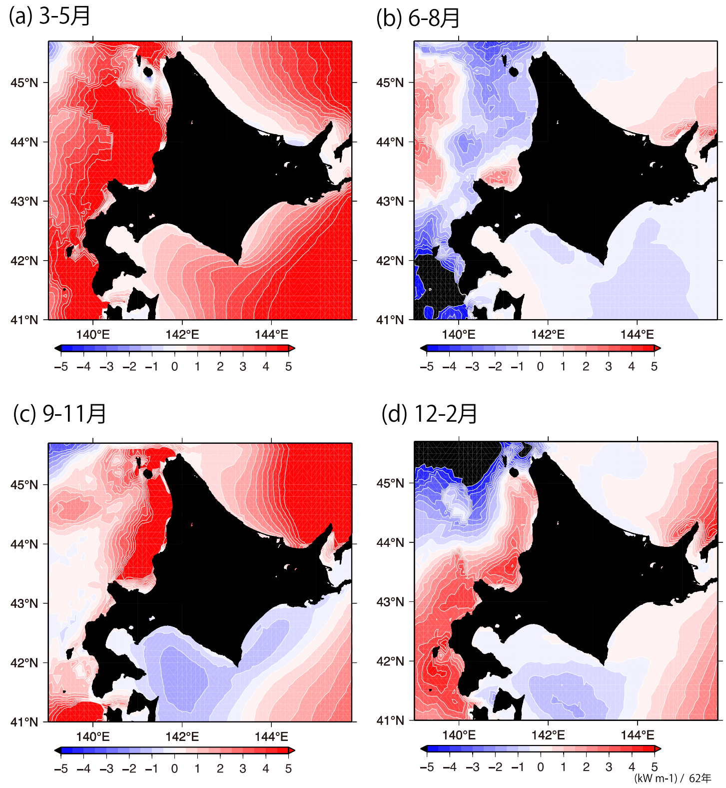


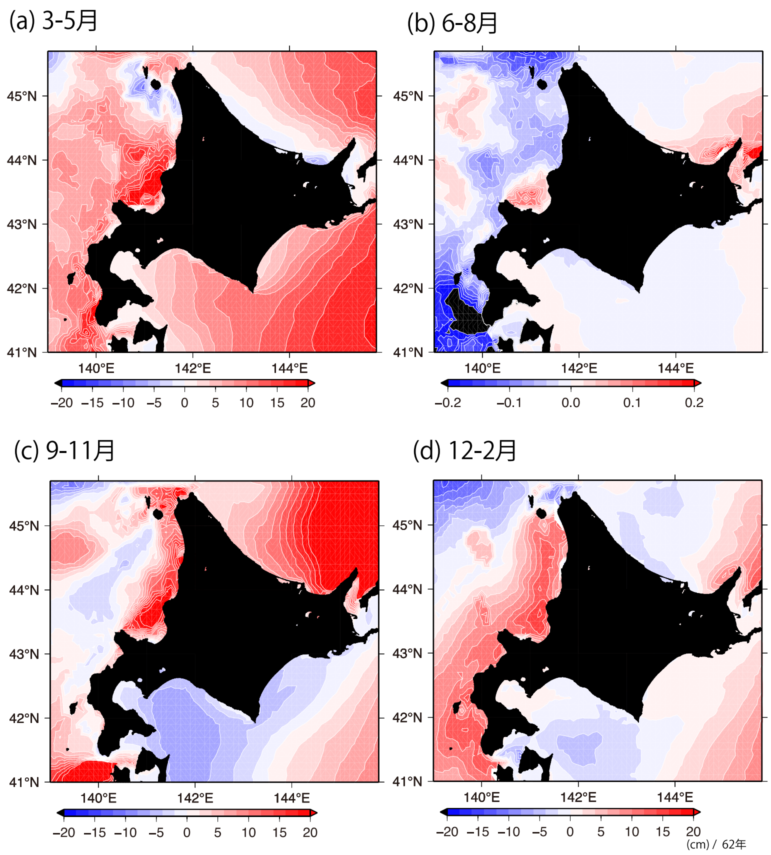
図-39　各季節における波浪エネルギーのトレンド（kWm^{-1}/62year）.



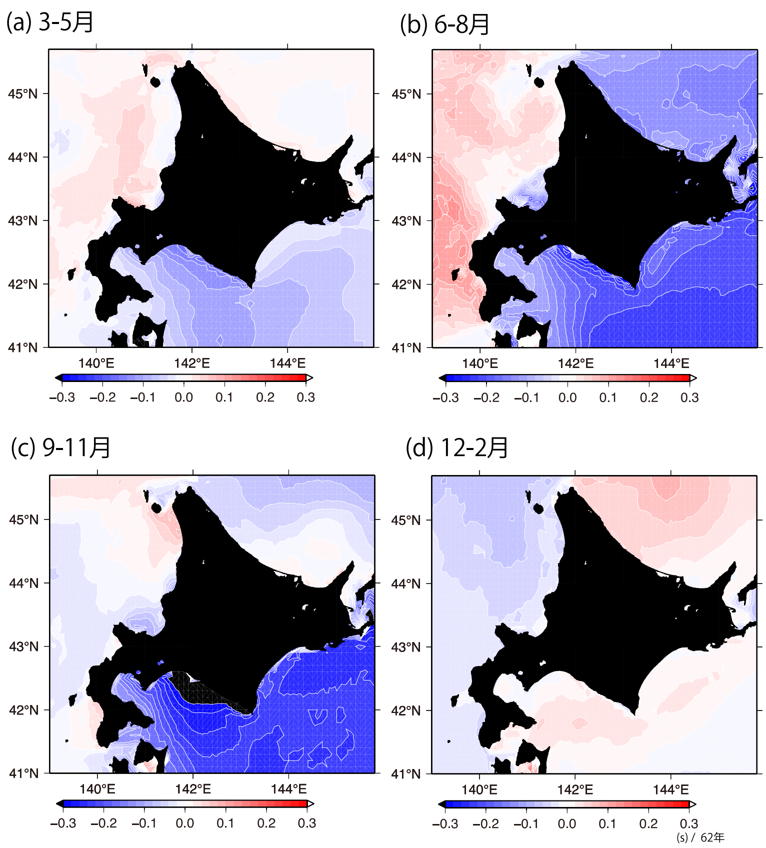
図−40　(a)うねりと(b)風波の波浪エネルギーのトレンド（kWm^{-1}/62year).
黒点は95%有意な値を示す。



図−41　各季節におけるうねりの波浪エネルギーのトレンド（kWm^{-1}/62year).



図−42　各季節におけるうねりの有義波高のトレンド（cm/62year）.



図−43　各季節におけるうねりの周期のトレンド（s/62year）.

9. まとめ

北海道沿岸域の被災事例の把握により、被災リスクの評価には、高波・高潮だけでなく、海岸道路の護岸前面に設置された消波ブロックの沈下や散乱、護岸前面に広がる砂浜の侵食、道路下の斜面などの地形変化を考慮する必要がある。我々は現在、汀線と海岸構造物のデータベースを構築中である。

高波・高潮計算システムについては、概ね過去の高波・高潮イベントを再現できるものが構築されつつある。今後は、よりローカルな領域に着目するべく、更なる高解像度化を目指す。そして、上記に示した汀線・海岸構造物データベースを活用し、高波・高潮による越波・浸水について検討する。

参考文献

1) Intergovermental Panel on Climate Change (IPCC):第 5 次評価報告書,2013.
2) 気象庁：台風とは，http://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/typhoon/1-1.html（2017 年 3 月 18 日確認）
3) Murakami, H., R. Mizuta and E. Shindo: Future changes in tropical cyclone activity projected by multi-physics and multi-SST ensemble experiments using the 60-km-mesh MRI-AGCM, Climate Dynamics, 39, pp.2569-2584, 2012.
4) 森信人・村上裕之・志村智也・中条壮大・安田誠宏・間瀬肇：マルチモデルアンサンブルによる気候変動に伴う熱帯低気圧特性の将来変化予測，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.68，No.2，pp.1251-1255，2012.
5) 志村智也・森信人・安田誠宏・間瀬肇：MRI-AGCM3.2H アンサンブル実験にもとづく気候変動による極大波浪の将来変化予測，Vol.70，No.2，pp.1266-1270，2014.
6) 農林水産省・国土交通省：海岸保全区域等に係る海岸の保全に関する基本的な方針，2015.
7) 沿岸部（海岸）における気候変動の影響及び適応の方向性検討委員会：沿岸部（海岸）における気候変動の影響及び適応の方向性，2015.
8) 熊谷兼太郎・関克己・藤木峻・富田孝志・鶴田修己・酒井和彦・山本泰司・柿崎永己：平成 26 年 12 月 17 日低気圧による根室港及び周辺地域の高潮被害，国土技術政策総合研究所資料，No.854，2015.
9) 淺井正・内藤了二・藤木峻・田村仁・酒井和彦・鈴木一行・菅原健一・山本剛：台風 1523 号により根室港付近で発生した高潮・高波に関する被害調査，国土技術政策総合研究所資料，No.891，2016.
10) 有働恵子・武田百合子：海面上昇による全国の砂浜消失将来予測における不確実性評価，第 22 回地球環境シンポジウム講演集，2014.
11) 内藤了二・淺井正・猪俣勉・川口浩二：港湾域における平均海面水位の推定と長期変動特性，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.71，No.2，pp.329-334，2015.
12) 奥中裕佳・平原隆寿：日本沿岸の海面水位の長期変化傾向についてー最近の研究レビュー及び GPS 観測による地盤変動量を用いた補正ー，測候時報，第 83 巻特別号，pp.S21-S31，2016.
13) 三浦優司・川元智司：験潮場の GPS 連続観測点を用いた潮位データ解析手法の検討，国土地理院時報，No.123，pp.5772-5781，2013.
14) 気象庁：気候変動監視レポート 2015，http://www.data.jma.go.jp/cpdinfo/monitor/index.html.（2020 年 3 月 2 日確認）
15) 宇都宮好博・岡田弘三・鈴木靖：波高の変動特性に関する研究，海岸工学論文集，第 44 巻，pp.1246-1250，1997.
16) 清水勝義・永井紀彦・里見茂・李在炯炯・冨田雄一郎・久高将信・額田恭史：長期波浪観測値と気象データに基づく波候の変動解析，海岸工学論文集，第 53 巻，pp.131-135，2006.
17) 間瀬肇・田中遼・森信人・安田誠宏：日本海沿岸における波浪の経年変化特性に関する研究，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.65，No.1，pp.1251-1255，2009.
18) 山下俊彦・佐藤優也・押田亮祐：気象変化による北海道沿岸における中長期波浪変動特性，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.72，No.2，pp.1513-1518，2016.
19) 船橋雄大・上田裕章・高野航：北海道沿岸域における海象条件の変化について，第 66 回北海道開発技術研究発表会，No.安 35，2017.
20) 農林水産省・国土交通省：高潮浸水想定区域図作成の手引き Ver.1.00，2015.
21) 栗山善昭：わかりやすい港湾・空港工学シリーズ　海浜変形（実態、予測、そして対策），技報堂出版，2006.
22) 内山久雄・内山雄介：ゼロから学ぶ土木の基本水理学，オーム社，2013.
23) 合田良美：浅海域における波浪の砕波変形，港湾空港技術研究所報告，14 巻 3 号，pp.59-106，1975.
24) W.C. Skamarock et al., A description of the advanced research WRF version 2. Tech. rep., 679 NCAR Technical Note NCAR/TN-475+STR, doi:10.5065/D68S4MVH, 2008.
25) 磯部雅彦・藤城透：ベンガル湾奥における高潮遡上計算，海岸工学論文集，44，pp.346-350，1997.
26) 村上和夫・森川雅行・堀江毅：ADI 法による高潮の数値計算方，運輸省港湾技術研究所資料，No.529，p.35，1985.
27) 河合弘康・川口浩二：内湾の高潮推算への台風ボーガスと局地気象モデルの適用性，港湾空港研究所報告，第 46 巻第 3 号，pp.43-86，2007.
28) 鈴山勝之・柴木秀之・尾形竹彦：WRF の計算特性に関する幾つかの検討，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.67，No.2，I_426-I_430，2011.
29) H.L. Tolman et al.: User manual and system documentation of WAVEWATCH-III Version 5.16, NOAA/NWS/NCEP/MMAB, pp.326, 2016.
30) The SWAN Team, USER MANUALL SWAN ‐ Cycle III version 41.20A, pp.129, 2018.
31) 鈴木善光・高山知司・吉永康祐・岡田弘三・窪田和彦・宇都宮好博・松藤絵理子・君塚政文：WAM と WAVEWATCHⅢによる推算波浪の再現特性，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.72，No.2，pp.I_265-I_270，20

16.
32) Saruwatari, A., Kato, M., Nikawa, O., and Watanabe, Y.: Report on the 2014 Winter Cyclone Storm Surge in Nemuro, Japan, Coastal Engineering Journal, Vol.57, No.3, 1550014-1-1550014-13, 2015.
33) Bricker, J., Roeber, V., Fukutani, Y., and Kure S.: Simulation of the December 2014 Nemuro Storm Surge and Incident Waves, 土木学会論文集 B2（海岸工学）, Vol.71, No.2, I_1543-I_1548, 2015.
34) 熊谷健蔵・金洙列・辻尾大樹・間瀬肇・辻貴仁：2014 年 12 月の爆弾低気圧による北海道東部における高潮・波浪の再現計算, 土木学会論文集 B2（海岸工学）, Vol.73, No.2, I_193-I_198, 2017.
35) TPXO: The OSU TOPEX/POSEIDON Global Inverse Solution. http://volkov.oce.orst.edu/tides/TPXO7.2.html, 2017.（2020 年 3 月 2 日確認）
36) 河合弘康・川口浩二：内湾の高潮推算への台風ボーガスと局地気象モデルの適用性, 港湾空港研究所報告, 第 46 巻第 3 号, pp.43-86, 2007.
37) 村上和夫・森川雅行・堀江毅：ADI 法による高潮の数値計算方, 運輸省港湾技術研究所資料, No.529, p.35, 1985.
38) 宇都宮好博・宮田正史・高山知司・河合弘奏・平山克也・鈴木善光・君塚政文・福永勇介：シナリオ台風に基づく最大クラス高潮の設定方法について, 海岸工学論文集, 第 73 巻, pp.247-252, 2017.
39) Dee et al., The ERA-Interim reanalysis: configuration and performance of the data assimilation system. QJRMS. 137:553-597, doi:10.1002/qj.828, 2011.
40) Kalnay, E. M., et al., The NCEP/NCAR 40-year reanalysis project, Bull. Am. Meteorol. Soc., 77, 437-471, 1996.
41) Kobayashi, S., Ota, Y., Karada, Y., Ebita, A., Moriya, M., Onoda, H., Onogi, K., Kamahori, H., Kobayashi, C., Endo, H., Miyaoka, K., and Takahashi, H.: The JRA-55 Reanalysis, General Specifications and Basic Characteristics, doi:10.2151/jmsj.2015-001, 2015.
42) 加藤史訓：高潮危険度評価に関する研究, 国土技術政策総合研究所資料, No.275, 2005.
43) 藤井健・光田寧：台風の確率モデルの作成とそれによる強風のシミュレイション, 京都大学防災研究所年報, 第 29 号, B-1, pp.229-239, 1986.
44) 平山克也・加島寛章・伍井 稔・成毛 辰徳：うねりによる高波の発生確率とその地域特性に関する考察, 土木学会論文集 B2（海岸工学）, Vol.71, No.2, pp.I_85- I_90, 2015.