

## 東北地域災害科学研究

## 第58巻 令和4年3月

論説	頁
1931年岩手県小国地震の被害に関する文献調査	水田敏彦・鏡味洋史 1
1901年青森県東方沖地震の岩手・秋田の被害	鏡味洋史・水田敏彦 7
青森県階上町道仏震度観測点の特異性確認のための町内各地の地盤震動特性調査	片岡俊一 13
東北地方中南部における臨時地震観測	
…岡田知己・中山貴史・平原 聡・立岩和也・堀内茂木・勝俣 啓・大園真子・小菅正裕・前田拓人・山中佳子・片尾 浩・松島 健・八木原寛・2011年東北地方太平洋沖地震緊急観測グループ	19
中小地震の破壊伝播指向性と応力降下量—東北沖地震後に活発化した福島-茨城県境の地震活動の解析—	
…池田里奈・吉田圭佑・松澤 暢	25
常時微動の地震波干渉法解析に基づく Rayleigh 波位相速度を用いた福島県における	
3次元S波速度構造の逆解析	土屋 隆・三浦賢太郎・山本英和・齊藤 剛 31
土粒子の間隙を流れる水の挙動に関する基礎的研究	… 証谷みなみ・上野礼慈・中村優真・高瀬慎介 37
透明土粒子モデルを用いた浸透流の可視化手法に関する基礎的研究	
…中村優真・上野礼慈・高瀬慎介・金子賢治	43
地盤の液状化に加速度応答のみから推定するための特徴量の分析	
…吉留大生・鳥屋部佳苗・加村晃良・風間基樹	47
氾濫水密度の時間変化を考慮した津波遡上	…松富英夫 51
氾濫流抵抗則の津波遡上への適用法	…松富英夫 57
加速度センサを用いた漂流物の挙動に関する実験	…望月良純・齋藤憲寿・渡辺一也 63
1804年象潟地震による津波堆積物の層相	…長尾優樹・岡田里奈・梅田浩司・鎌滝孝信 69
数値シミュレーションを用いた雄物川河口域における塩水遡上の研究	
…神田智洋・谷口隼也・齋藤憲寿・渡辺一也	75
雄物川における出水後の河口砂州回復と波浪エネルギーの影響評価	…谷口隼也・齋藤憲寿・渡辺一也 81
平面・鉛直方向における河床材料の粒度分布に関する検討	…自見寿孝・谷口隼也・齋藤憲寿・渡辺一也 87
島根県江の川下流域における令和3年8月の氾濫について	…田上直弥・古田大智・岡本佳奈・鎌滝孝信 93
Estimation of Floodwater Depth in Quang Tri Province using Sentinel-1 Data	
…Vuong Tai CHI・Dinh Nhat QUANG・Nguyen Xuan TINH・Hitoshi TANAKA	99
Shoreline Change and Impacts of Coastal Protection Structures on Da Rang River Mouth and Adjacent Coast, South Central of Vietnam	
…Nguyen Trong HIEP・Hitoshi TANAKA・Nguyen Xuan TINH・Nguyen Trung VIET	105
Assessment of River Mouth Variability After Jetty and Groyne Construction: A Case Study of The Volta River Mouth, Ghana	
…Stephan Korblah LAWSON・Hitoshi TANAKA・Keiko UDO・Nguyen Trong HIEP・Nguyen Xuan TINH	111
数値シミュレーション結果を用いた災害リスク評価	…上野礼慈・中村優真・高瀬慎介 117
国内自然災害被害の確率分布に関する一考察	…奥村 誠 123
地形からみた山間部集落における豪雨時の適切な避難場所について	…水本匡起 127
感染症拡大下での安否確認に特化した避難訓練の取り組み	…杉安和也 133
自然災害デジタルアーカイブの語彙に関する研究	…柴山明寛・Julia GERSTER 137

# Tohoku Journal of Natural Disaster Science

Volume 58

March, 2022

## ARTICLES

	Page
Literature Survey on Damage due to the 1931 Guni Earthquake of Iwate Prefecture ..... Toshihiko MIZUTA and Hiroshi KAGAMI	1
Damage in Akita and Iwate Prefectures due to the 1901 East off Aomori Earthquake ..... Hiroshi KAGAMI and Toshihiko MIZUTA	7
On-site Study Around Hashikami-cho in Aomori Prefecture to Clarify the Singularity of Hashikami Station ..... Shunichi KATAOKA	13
Temporal Seismic Observation in the Central-southern Part of Tohoku District ..... Tomomi OKADA, Takashi NAKAYAMA, Satoshi HIRAHARA, Kazuya TATEIWA, Shigeki HORIUCHI, Kei KATSUMATA, Mako OHZONO, Masahiro KOSUGA, Takuto MAEDA, Yoshiko YAMANAKA, Hiroshi KATAO, Takeshi MATSUSHIMA, Hiroshi YAKIWARA, and Group for the aftershock observation of the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake	19
Simultaneous Estimation of Stress Drop and Rupture Directivity of Small Earthquakes Near the Fukushima-Ibaraki Border ..... Rina IKEDA, Keisuke YOSHIDA, Toru MATSUZAWA	25
An Inversion of a Three-dimensional S-wave Velocity Structure in Fukushima Prefecture using Phase Velocities of Rayleigh Wave Based on Seismic Interferometry Analysis of Microtremor ..... T. TSUCHIYA, K. MIURA, H. YAMAMOTO and T. SAITO	31
Study on the Behavior of Water Flowing through the Gaps of Particle Swarms ..... Minami MASAYA, Reiji UWANO, Yuma NAKAMURA, Shinsuke TAKASE	37
A Basic Study on Visualization Method of Seepage Flow Using Transparent Soil Model ..... Yuma NAKAMURA	43
Analysis of Feature Amount for Estimating Liquefaction Degree Based only on Seismic Data ... Taisei YOSHITOME	47
Tsunami Run-up Considering Time Variation of Density of Inundation Water ..... Hideo MATSUTOMI	51
Method for Applying Frictional Resistance Law of Inundation Flow Over a Movable Bed to Tsunami Run-up ..... Hideo MATSUTOMI	57
Experimental of the Behavior of Drifting Objects using an Acceleration Sensor ..... Yoshizumi MOCHIZUKI, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE	63
Sedimentary Structure of Tsunami Deposits from the 1804 Kisakata Earthquake ..... Yuki NAGAO, Rina OKADA, Koji UMEDA and Takanobu KAMATAKI	69
Study on Saline Water Run-up at Omono River Mouth using Numerical Simulation ..... Tomohiro KANDA, Junya TANIGUCHI, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE	75
Evaluation of Wave Energy Influence for Recovery of River Mouth Sandbar at Omono River ..... Junya TANIGUCHI, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE	81
Study on Grain Size Distribution of Riverbed Materials in the Horizontal and Vertical Direction ..... Yoshitaka JIKEN, Junya TANIGUCHI, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE	87
The Field Survey of Inundation in August 2021, from Gounokawa River, Shimane Prefecture ..... Naoya TAGAMI, Daichi FURUTA, Kana OKAMOTO and Takanobu KAMATAKI	93
Estimation of Floodwater Depth in Quang Tri Province using Sentinel-1 Data ..... Vuong Tai CHI, Dinh Nhat QUANG, Nguyen Xuan TINH, Hitoshi TANAKA	99
Shoreline Change and Impacts of Coastal Protection Structures on Da Rang River Mouth and Adjacent Coast, South Central of Vietnam ..... Nguyen Trong HIEP, Hitoshi TANAKA, Nguyen Xuan TINH, Nguyen Trung VIET	105
Assessment of River Mouth Variability after Jetty and Groyne Construction: a Case Study of the Volta River Mouth, Ghana ..... Stephan Korbah LAWSON, Hitoshi TANAKA, Keiko UDO, Nguyen Trong HIEP, Nguyen Xuan TINH	111
Disaster Risk Assessment using Numerical Simulation Results ..... Reiji UWANO	117
Discussion on the Probabilistic Distribution of Japanese Disaster Damage Statistics ..... Makoto OKUMURA	123
Appropriate Evacuation Sites during Heavy Rainfall in Mountainous Areas based on Landform Analysis ... Tadaki MIZUMOTO	127
The Action of Evacuation Drills Specializing in Confirming Safety under the Spread of Infectious Diseases ... Kazuya SUGIYASU	133
The Vocabulary of Natural Disaster Digital Archives ..... Akihiro SHIBAYAMA, Julia GERSTER	137

Tohoku Research Group for Natural Disaster Science



## 1931 年岩手県小国地震の被害に関する文献調査\*

秋田大学 地方創生センター 水田 敏彦

北海道大学 名誉教授 鏡味 洋史

### 1. はじめに

筆者らは東北地方の明治以降に発生した被害地震について、当時の地方新聞、郷土出版物、行政資料などの文献調査を進めている。広域に被害をもたらした地震のほか被災域に限られる地震についても文献調査を行い被害の詳細を順次明らかにしている（例えば<sup>1)</sup>、<sup>2)</sup>）。岩手県は沿岸部の津波被害が甚大で繰り返し発生しているが内陸部でも地震が発生しており、明治期以降で岩手県内陸部に被害を生じた地震について岩手県地域防災計画<sup>3)</sup>から選び表 1 に示す。小論では、これらの中から 1931 年岩手県小国地震の文献調査を行い、被害の状況を明らかにする。被災地に限られる地震であるが、当該地域のみならず県内の地震防災を考える上での基礎資料として重要であると考えている。

### 2. 1931 年岩手県小国地震の概要

本地震の諸元は日本被害地震総覧<sup>4)</sup>によれば、発震時 1931 年 11 月 4 日 1 時 19 分、岩手県小国付近、経度 140° 50′ E、緯度 39° 29′ N、M=6.5、h=15km である。被害は『下閉伊・上閉伊両郡境界の山間で道路の亀裂、石垣の崩壊、壁の亀裂・剥落などがあった』ことが掲載されている。気象庁の震度データベース<sup>5)</sup>から震度分布を検索し図 1 に示す。

表 1 岩手県内陸部の被害地震<sup>3)</sup>（1896 年～2015 年）

〔\*印はこれまで文献調査を行った地震〕

年月日	地震名領域	M	震度・被害
1896.8.31*	陸羽地震	7.2	和賀郡で最も被害、倒壊家屋多数あり。
1931.11.4	小国地震	6.5	小国村附近で地震（震度 5）。小国村、上閉伊郡金沢村地方で石垣崩壊、炭がま破壊等の被害。
1970.10.16*	秋田県南部	6.2	本県西部で震度 4～5、国鉄北上線で一時不通。建物損壊 244 棟等の被害。
1987.1.9	中部沿岸	6.6	震度盛岡、大船渡 5、宮古 4、津波なく、建物、土木施設に被害。
1998.9.3	内陸北部	6.0	震度雫石町長山 6 弱、千那田 4、負傷者 9 名。土木施設等に大きな被害。
2008.6.14	岩手宮城内陸地震	7.2	震度奥州市 6 強。死者 2 名、重軽傷者 37 名、土木施設、農林業関係に大きな被害。
2008.7.24	沿岸北部	6.8	震度野田村 6 弱。重軽傷者 90 名。土木施設、林業関係に被害。
2015.7.10	内陸北部	5.7	盛岡市で震度 5 弱。軽傷者 2 名。

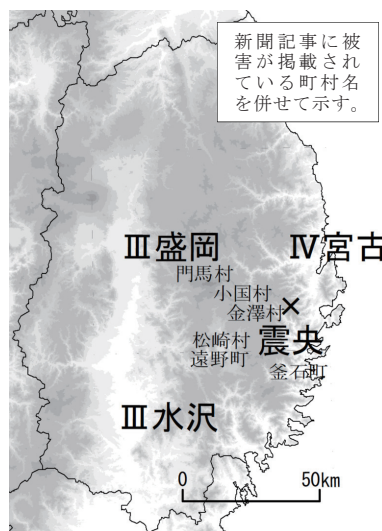


図 1 岩手県小国地震の震度分布（気象庁震度データベースを基に作成）

\*Literature survey on damage due to the 1931 Oguni earthquake of Iwate prefecture by Toshihiko Mizuta and Hiroshi Kagami

### 3. 被害を記載した資料

1931 年岩手県小国地震に関する調査報告、新聞に被害が記載されているものを以下に示す。  
**被害調査報告**：中央气象台が 1931 年 12 月発行の気象要覧に「4 日 1 時 19 分頃岩手県下閉伊郡小国付近の地震」<sup>6)</sup> と題し報告している。各地の震度が示され、盛岡測候所の報告に基づく岩手県の被害概要が記されている。小国村の土蔵と小国小学校石垣の被害写真 2 枚が掲載されている。また、1932 年発行の斎藤報恩会研究報告に東北帝国大学理学部の田山が「昭和 6 年 11 月 4 日の小国地震及びその震域地方の地形地質略報」<sup>7)</sup> と題し報告している。地震発生から 10 日後の 11 月 13 日より 2 週間調査が行われ、下閉伊郡小国村と上閉伊郡金澤村の被害が記され、被害分布図と写真 12 枚（被害状況 5 枚、地形 7 枚）が掲載されている。

**新聞**：岩手県の代表的な新聞に「岩手日報」があり、岩手県立図書館で閲覧コピーし資料とした。記事は地震発生翌日から表れ、詳細は次章で述べる。

### 4. 新聞記事

岩手の代表紙である岩手日報のマイクロフィルムを資料とした。地震に関する記事は発生翌日の 11 月 5 日から 15 日付けの紙面まで表れる。被害に関連する記事のみ選び以下に記す。◎印は大見出し、○は 1 段の小見出し、《 》は記事の要約を示す。また、△は記事の中で使われている△印である。

【11 月 5 日】2 面：◎今晩県下一帯強震地震で岩石崩壊し山田線で危く事故草刈り男が発見辛うじて列車停む平津戸松草駅間で《前月 31 日延長開業したばかりの山田線平津戸松草間の線路傍の崖より多量の土砂と岩石崩壊、平津戸発 5 時 20 分の上り第 2 混合列車停車し危ふく事なきを得た、直ちに村人及び付近線路工手を糾合し線路 30 センチ移動せしめ復旧したが同列車は約 40 分現場に停車し尚続いて崩壊の憂ひあるので現場は 1 時間 5 キロの速力にて徐行》◎震央は宮古西南小国川流域附近東北一帯に亘つてあつた中央气象台発表《此の地震は外側地震帯の活動によるものであるが今回の如く陸地に起きたのは可なり珍しいことである範囲は可なり広いが多くは山岳地帯地方であるから被害はない模様本年 3 月 9 日青森県八戸東方沖に今回のより稍大きい地震があつて多少被害もあつたが今回は夫よりも小さく被害はない》◎前後 7 回に亘り釜石地方強震動不安な一夜を明かす《釜石地方戸がはづれ棚から物が落ち時計とまる等三陸津波以来の大地震で悲鳴を上げて戸外に飛び出し大騒ぎを演じた、釜石鉱業所の煉瓦塀が約 6 間程崩壊》○時計の振子が止まる水澤地方にもかなりの強震《水澤地方にかなり強い地震があり時計の振子が止り戸外に飛出た者もあつた水澤緯度観測所の地震計はこわれてしまひ判然した事は判らない》◎電線切断さる宮古地方も大騒ぎ《下閉伊郡宮古地方に近来珍しい強震あり、時計の振り子が止り電線が切断されたヶ所等もあり山田附近の如きは海岸に出て津波の襲来を恐れて萬一の場合にそなへる等大騒ぎを演じた、宮古測候所の観測に依れば震源地は早池峰山附近で地震計は最大震幅がはづれる程のものであつた》○棚の器物転落遠野地方損害《遠野町棚の器物は転落し町民は戸外に飛び出し屋根瓦は落ち壁は脱落、上閉伊郡松崎村福泉寺石灯籠は転倒崩壊、遠野町骨董品転落崩壊、土蔵の壁脱落、松崎村金ヶ澤墓地石碑崩壊》○和賀郡下は戸外に飛出す《和賀郡約 3 分間に亘つて地震あり黒沢尻町人々殆んど戸外に飛出した程で時計の振り子止まつた》3 面：○ゆふべ又地震余震しきり◎倒潰家屋 15

戸道路は決潰し交通杜絶す小国村よりの報告《4 日午後 6 時県保安課に達した小国村巡査駐在所よりの報告に依れば小国村被害程度は同村全戸に亘り壁が落ち家具散乱し倒潰家屋 15 戸あり、地震のためのキ裂は到る所に見受けられ道路の決潰 6 ヶ所あり交通杜絶し河岸の決潰のため閉伊川は白色に困濁し或箇所は黒い水を噴出して居る》○判明した被害《下閉伊郡小国村新田麓橋際石垣崩壊△同村小学校前石垣崩壊△その他同村役場前外 4 ヶ所石垣崩壊△同村道又橋附近道路決壊△同大開寺附近道路約 1 寸許りの亀裂を生じ製炭窯の崩壊せるもの 25,6 ヶ所に及ぶ△同村道又部落では人家の戸障子が破れ道路が決壊亀裂約 10 ヶ所△小国川の河水は白色に变じ道又部落の引水池附近は亀裂を生じ黒色の水が湧出した△その他同村内各商店の店舗の商品が倒れ箆筒その他の家財が倒れ棟木崩れたるもの 15,6 ヶ所に及んでいるが人畜には被害ない模様》

【11 月 6 日】2 面：◎震央小国を訪ふ 5 分毎に地鳴り縦横無尽の亀裂恐怖と不安の一夜を明かす全村甚しい惨状《上閉伊郡早池峰山を震源地として起つた地震は明治 29 年三陸海岸を襲ふた大海嘯の際よりずっとひどかつたと聞いた記者は同午後 3 時半自動車以最も中心に近い小国村に向つた日が暮れ小国村に着いたときは 6 時を廻つていた、案内役の話真夜中ドシンと来た地震だと思ったその瞬間グラグラと来た動くも歩く事も出来ない戸障子が外れて地面にたたきこはれる音棚から落ちる音瀬戸物のこはれる音悲鳴、余震は間髪なく続き人々は家に入る事もならず外に焚き火して一夜まんじりともせず夜が明けて見てその被害の大きかつたのに驚いた戸障子はだらしなく地面に投げ出され棚から落ちた瀬戸物の破片箆筒や長持とが家の中に倒れ最も惨めであつたのは商店で陳列棚の上から崩れ落ちた瓶詰類が一つ残らず壊れ頑固を誇つている、土蔵がだらしなく壁が崩れ落ち又棟木は落ちて傾きかけた家屋や又石垣の崩壊したもの道路の決壊したもの或は縦横無尽に亀裂を生じた街路等々全く驚異に値するもの許りであつた、小国村は元来全農であるが冬期間は製炭を以て生計を営む者が多いので村内に百数十個の製炭窯が設けられているがこの強震に遭つてはひとたまりもなく崩壊し是又惨状を極めて幸ひに人畜に被害のなかつた事が天祐であると語る》◎金澤村も地震被害甚大山崩れ炭焼窯倒潰《大槌派出所巡査部長は 5 日朝現場に急行実地調査を行つたが金澤村戸澤、中山部落最も強震で石垣崩壊数カ所山崩れ数カ所あつた、全村の炭焼き窯の崩壊せるものやく 130 ヶ所》○きのふも未だ地鳴り止まず村民戦々恟々《5 日県土木課に達した小国村地方の地震被害小国村遠野、川井間道路崩壊 8 ヶ所、橋梁崩壊 6 ヶ所、道路亀裂 12 箇所、炭焼窯崩潰 100 餘個、土蔵崩壊 6 ヶ所》夕刊 2 面：◎終日山鳴り早池峰山麓恐慌今晚も又強震あつた《震源地早池峰山の山麓地金澤村は終日ごうごうと山鳴りがして炭焼窯が大部分倒壊し道路は各所に亀裂を生じ倉庫や人家の壁は崩れ又山が崩壊等が頻出したが人畜には死傷がない、川水、井戸水も濁り飲料水を失なつた部落民は大恐慌を来している》

【11 月 7 日】3 面：◎小国村長者森に断層無数発見す巾 5 寸より 1 尺位のもの駐在巡査の報告《小国村長者森附近に於て巾 5 寸乃至 1 尺の断層が無数にあるのを小国駐在所巡査が発見し宮古署に報告》◎余震 21 回に及ぶ◎被害は想像以上支庁澤田属の報告《5 日小国村の実情調査に向つた下閉伊支庁澤田属は 6 日午後 5 時帰庁、予想以上の被害に驚いて来たそれで取敢ず炭焼窯は同村民の生命とするもので丁度需要期をひかへている関係から村民は相互扶助に依つて各々築造する事に》

【11月8日】2面：◎炭小屋 70 戸金澤村で焼失尚余震あり村民脅ゆ《上閉伊郡金澤村駐在所の報告、炭焼窯 150 ヶ潰れ同時に火災起り炭小屋 70 戸焼失、石垣数ヶ所崩潰、中山部落土蔵崩壊、字元村、中山、戸澤の奥地は道路に亀裂を生じた外井戸水が何れも白色に変じた》○小国村震災被害県に報告《下閉伊支庁報告が 7 日午前 11 時半県に到達、小国村の炭焼き窯が 130 余も破壊青年団の援助に依つて 30 余窯は復旧》3面：◎再度小国を訪ふ豪雨山鳴り余震のため引込へすけふ震源地へ向ふ《小国村強震のため家が傾き不安に包まれて居る、各部落青年団等協力して開道した県道は余震のため又々無数の亀裂を生じ耕作畑地は直径 70 センチ以上の穴が至る處にあいて居る、決潰した炭焼き窯は無惨にさらされて居る、道又犬穴澤に至り震源地近くになれば 30 米四方の大きな岩石が崩潰し 4,500 貫の岩石が無数に谷間に転がって居る》○井戸水濁る《岩手軽鉄の小山田矢澤両駅付近の民家は本年 8 月頃より各井戸水が濁水住民は飲料水に困惑していたところ数日前の地震直後から各井戸水は白色に混濁し使用不能となつた》

【11月10日】2面：◎大地震は光を発す小国激震で確証得学会の貴重な研究資料となるわが国二度目の現象 ◎震源地は小国村妙澤山より長者森にわたる間 ◎固い地盤の為被害は尠し実地調査に向つた盛岡測候所二宮技手談 ○村民漸やく安堵 ◎炭焼窯崩落は最も大打撃損害実に 1 万 5 千円突破小国村民困り切る《下閉伊郡小国村の被害はその主なるものは炭焼き窯の崩落で冬期間の生計は製炭によつて立てられ農作物の不作にはビクともせぬ村民も窯を失つたのには困り切っている、地震当時には窯の中には何れも 30 俵から多いのでは 60 俵分の炭が出来かかっていたが窯の崩落で全部燃え尽くしてしまつた、その他の被害は人家土蔵や住家の壁の落ちたものが約 300 円道路橋梁の破損等が約 2 千 5 百円家財物品の破損その他 100 円内外》

【11月13日】3面：◎小国に又地震流言飛び村民恐怖 ○釜石に地震

【11月15日】2面：◎昨夜 8 回に亘り金澤村に又地震村民の不安尚一層

## 5. 被害とその分布

斎藤報恩会研究報告<sup>7)</sup>と新聞記事から被害に関する項目を旧市町村別に整理し表 2 に示す。また、表 2 により被害の分布を当時の鉄道と主要な道路とともに示すと図 2 のようになる。なお、町村は境界を実線で示し、表 2 に記載されていない町村名は（ ）内に示した。被害は小国村と金澤村で大きく、斎藤報恩会研究報告の田山の報告<sup>7)</sup>には『被害は下閉伊郡小国村と上閉伊郡金澤村の 2 村に局限せられその他に於ては全く被害がない』と記載されている。製炭窯の被害が最も多く、小国村 151 箇所、金澤村 130 箇所で崩壊し、特に妙澤山～長者森連山の製炭窯は全部崩壊したことが記されている。また、家屋・土蔵や石垣の破損も発生し、小国村については『特に末角、土澤に於て夥（おびただ）しい』と記載されている。この他、小国村の土澤峠～道又間、小峠～大正橋間、金澤村の土坂峠～大貫台間で道路の亀裂が発生している。

新聞記事では、さらに広い範囲で周辺町村の被害が報じられている。北は下閉伊郡門馬村から南は上閉伊郡釜石町まで震央から 25 km 程度の範囲で壁の脱落や煉瓦塀の崩壊、斜面崩壊などが報じられている。この他、小国村の被害について『全戸に亘り壁が落ち家具散乱し倒潰家屋 15 戸』と記され、製炭窯については『炭小屋 70 戸金澤村で焼失』したことが報じられている。また、斜面崩壊や落石が広範囲で発生し道路の不通が報じられ、前月 31 日延長開業したばかりの山田線平津戸～松草間では多量の土砂と落石により列車が停車したことが報じられている。



表2 1931年岩手県小国地震の市町村別被害一覧

郡	旧町村	齋藤報恩会研究報告 <sup>7)</sup>	岩手日報	現在
下 閉 伊 郡	小国村	家屋土蔵壁の崩落20箇所、 石垣崩壊20箇所、製炭窯崩壊 151箇所 赤澤集落：住家傾斜1戸 土澤集落：住家傾斜2戸 末角集落：大同寺土蔵亀裂 道路亀裂：土澤峠～道又間、 小峠～大正橋間	全戸壁が落ち倒潰家屋15戸、棟木崩壊15、6ヶ所人畜 には被害ない、新田麓橋石垣崩壊、小学校前石垣崩壊、 役場前外4ヶ所石垣崩壊キ裂到る所に見受けられ、道路 決壊6ヶ所交通杜絶、道又橋附近道路決壊、大開寺附近 道路亀裂、遠野ー川井間道路崩壊8ヶ所橋梁崩壊6ヶ 所、製炭窯崩壊25、6ヶ所、河岸決潰閉伊川は白色に困 濁、引水池附近亀裂黒い水噴出、長者森附近断層無数	宮古市
	門馬村		山田線平津戸ー松草間多量の土砂と岩石崩壊	
上 閉 伊 郡	金澤村	家屋土蔵壁の崩落1箇所、 石垣崩壊数箇所、製炭窯崩壊 130箇所 道路亀裂：土坂峠～大貫台間	炭焼窯150ヶ潰れ同時火災70戸焼失、石垣数ヶ所崩潰、 中山部落土蔵崩壊、中山部落石垣崩壊数ヶ所山崩数ヶ 所、井戸水何れも白色に変じた	大槌町
	遠野町		家屋屋根瓦落ち壁脱落、土蔵壁脱落、	遠野市
	松崎村		福泉寺石灯笼転倒崩壊、金ヶ澤墓地石碑崩壊	
	金石町		金石鉱業所の煉瓦塀崩壊	金石市

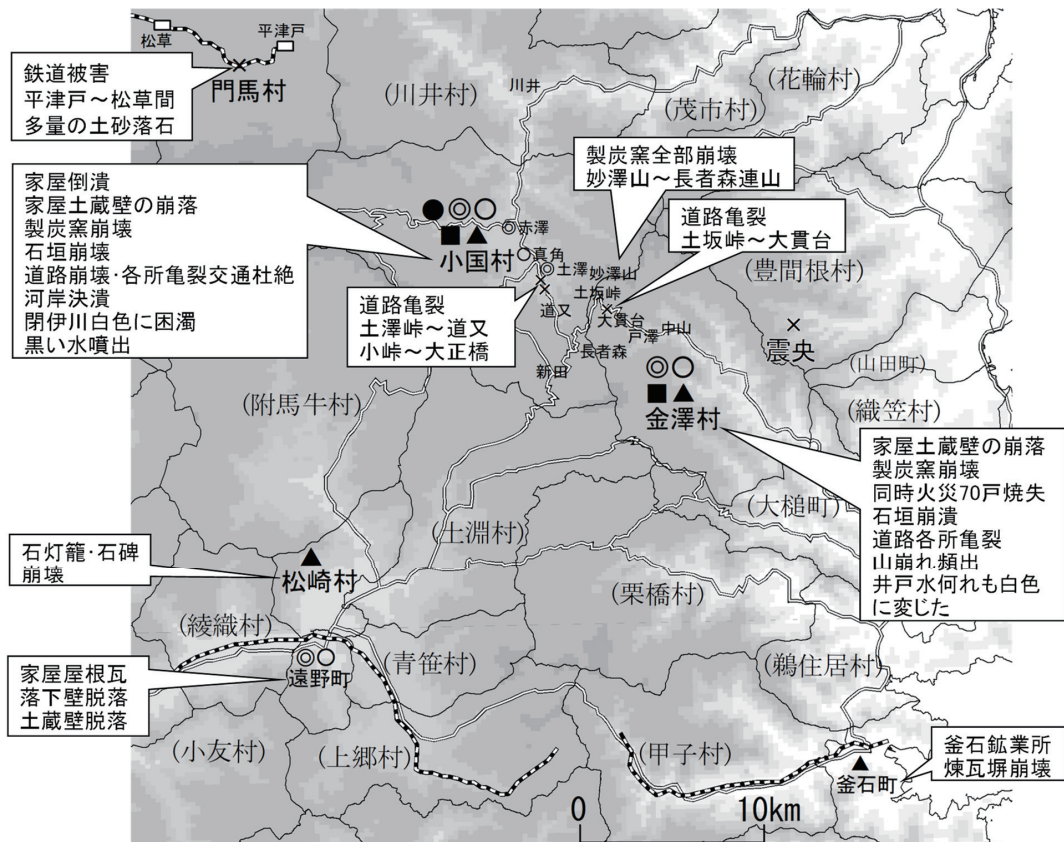


図2 1931年岩手県小国地震の被害のまとめ

[●家屋倒潰 ◎家屋破損 ○土蔵破損 ■炭焼窯崩壊 ▲石垣・煉瓦塀・石灯笼・石碑崩壊 ×道路・鉄道被害]

## 6. まとめ

1931年岩手県小国地震について、当時の被害調査報告、新聞を収集し記載されている被害を整理した。明らかにされた主な項目は以下の通りである。

- 1) 中央气象台による被害調査報告書、関連論文が残されている。中央气象台報告には、各地の震度、盛岡測候所による被害概要のみ記載され、小国村の土蔵と小学校石垣の被害写真2枚が残されている。
- 2) 斎藤報恩会研究報告の田山の論文には、小国村、金澤村の被害調査結果が記載されている。家屋・土蔵や石垣の破損、製炭窯の崩壊、道路亀裂が発生したことが記されている。また、一部集落の被害が記されている。
- 3) 新聞記事には、被害は大きく報じられ、北は下閉伊郡門馬村から南は上閉伊郡釜石町まで震央から25 km程度の範囲で壁の脱落や煉瓦塀の崩壊、斜面崩壊などが発生している。被害は震源に近い小国村と金澤村で大きく、家屋や土蔵の崩壊が報じられている。また、製炭窯の被害が最も多く、斜面崩壊や落石が広範囲で発生し道路や鉄道の不通が報じられている。岩手県内陸の被害地震は近年多く発生している。今後はこれらについても文献調査を進めていきたい。

## 参考文献

- 1) 水田敏彦・鏡味洋史：1906年および1982年の秋田県森吉・阿仁の地震による被害に関する文献調査，東北地域災害科学研究，55，pp.145～150，2020.
- 2) 水田敏彦・鏡味洋史：1970.10.16 秋田県南東部地震の被害に関する文献調査，日本建築学会技術報告集，27，67，pp.1584～1589，2021.
- 3) 岩手県：地域防災計画資料編，pp.5-1-22～5-1-26，2021.
- 4) 宇佐美龍夫・石井寿・今村隆正・武村雅之・松浦律子：日本被害地震総覧，東京大学出版会，pp.307，2013.
- 5) 気象庁：震度データベース検索，<https://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/index.html> (2021.10.25 閲覧)
- 6) 中央气象台：4日1時19分頃岩手県下閉伊郡小国付近の地震，気象要覧，387，pp.1586～1593，1931.
- 7) 田山利三郎：昭和6年11月4日の小国(岩手県)地震及びその震域地方の地形地質略報，斎藤報恩会学術研究報告，16，26pp，1932.



## 1901 年青森県東方沖地震の岩手・秋田の被害\*

北海道大学 名誉教授 鏡味 洋史

秋田大学 地方創生センター 水田 敏彦

### 1. はじめに

三陸沖北部では 1968・1856・1763・1677 年の地震を固有地震とし海溝型地震の長期予測が行われている。筆者の一人は、固有地震の間の 1901・1931 年に発生した青森県東方沖の地震について青森県・北海道の地方新聞記事から被害の詳細を明らかにしている<sup>1), 2)</sup>。1901 年の地震では被害は一部、岩手県・秋田県におよんでいる。本論では、岩手県・秋田県の被害について各県の代表紙による文献調査を行い被害の状況を明らかにする。

### 2. 三陸沖北部の海溝型地震

日本海溝沿いの三陸沖から房総沖にかけての地震活動の長期評価が 2002 年に地震調査委員会によってなされた。青森県東方沖を含む三陸沖北部について表 1 に示す 1677・1763・1856・1968 年の地震を固有地震としている。これらの地震の平均発生間隔を 97 年とし、最後の 1968 年十勝沖地震からの経過年数をもとに今後の発生確率を算定している。2019 年現在、今後 30 年以内に 8～30%の発生確率としている（地震調査研究推進本部ホームページ<sup>3)</sup>）。

表 1 三陸沖北部の地震（■固有地震 ◎その他の地震 ▲本論で扱う地震）

発生日	M	北領域	南領域	日本被害地震総覧 <sup>4)</sup> の記述
1677.04.13	7.9		■	八戸震害あり、青森・仙台無被害、津波
1763.01.29	7.4	■		八戸・青森・野辺地・田名部・七戸、死 3 潰 4
1856.08.23	7.5	■		八戸・青森、震害少ない、津波
1901.08.10	7.4		▲	死傷 18、木造潰 8、家屋破損 615、八戸・小坂
1931.03.09	7.6	◎		八戸壁落下、函館煙突破損
1935.10.18	7.1		◎	記述なし
1943.06.13	7.1		◎	八戸で津波
1960.03.21	7.2		◎	青森・岩手・山形県にわずかな被害
1968.05.16	7.9	■		死者 52 負傷 330、全壊 673 半壊 3004
1989.11.02	7.1		◎	津波 50cm 未満
1994.12.28	7.5		◎	死者 2 負傷 29、建物被害 78、小津波

### 3. 1901 年青森県東方沖地震の概要

本地震の諸元は日本被害地震総覧<sup>4)</sup>によれば、発震時 1901 年 8 月 9 日 18 時 23 分、青森県東方沖、東経 142.5 度、北緯 40.5 度、M=7.2 で、青森県三戸郡で被害が最大で上北郡がこれに次ぐ、秋田県では小坂・毛馬内で強く、岩手県では二戸・九戸郡の北部が強く、大更村、沼宮内、渋民村の被害を挙げている。被害分布を図 1 に示す。

\* Damage in Akita and Iwate prefectures due to the 1901 East off Aomori earthquake by Hiroshi Kagami and Toshihiko Mizuta

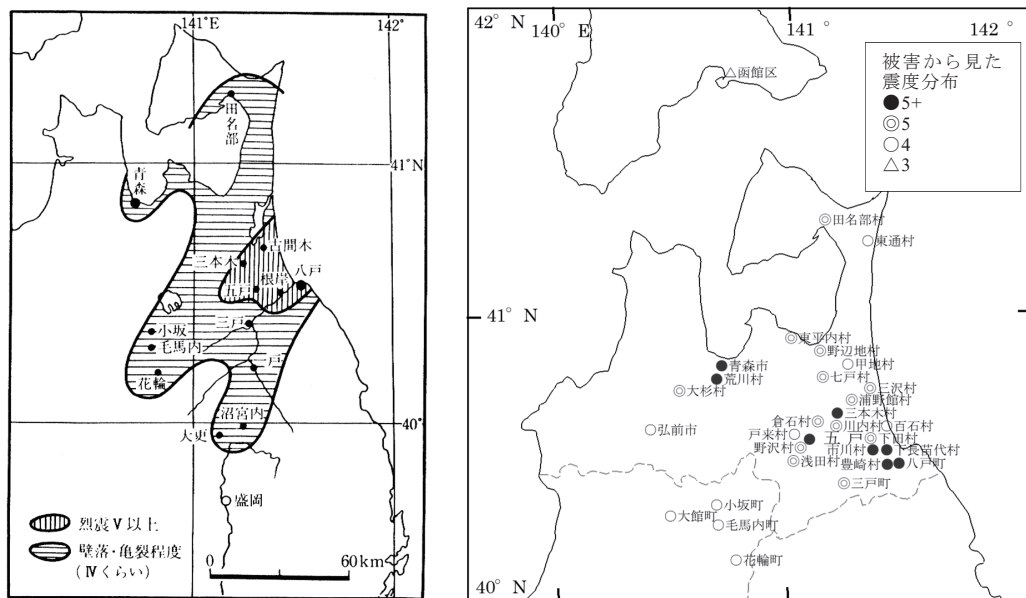
日本被害地震総覧<sup>4)</sup>による鏡味(2004)<sup>2)</sup>による

図1 1901年青森県東方沖地震の被害分布

#### 4. 新聞記事

両県の代表的地方紙の岩手日報・秋田魁新報の新聞記事は両県立図書館で閲覧複写し利用した。地震の記事は2日後の8月11付けの紙面から現れる。見出しを整理して表2に示す。

表2 新聞記事見出一覧

日	面	岩手日報	面	秋田魁新報
8/11	3	◎昨晩の強震◎各地の震害◎地震と笑ひ話◎汽車運転中止	3	●一昨日の地震▲第一回目の強震▲第二回目の強震●地震
		◎函館電報◎八戸電報	背	
		◎当市以北激震別報▲地震【余震】	4	
8/13	3	◎地震続報◎福島◎宮古◎石巻◎山形◎秋田◎函館◎宇都宮◎青森◎地震観察◎本県内及附近の詳報は2面に記すべし	1	●青森函館の地震
		◎本県内地震余報▲下閉伊郡山田港▲気仙郡盛岡附近▲上閉伊郡釜石町▲和賀郡沢内地方▲小坂銅山▲昨日午後迄接取の報	2	
		汽車全通の朝	3	
8/14	1	◎宮古測候所報告地震談	1	●東北大地震」(日本鉄道破壊)
		◎青森県震災続報	2	●東北地震概観
	3	◎八戸地震談	3	●管内地震彙報▲大曲▲船越▲刈和野▲森岳▲能代▲亀田▲米内沢▲鷹巣▲扇田▲二ツ井▲六郷
8/15		◎汽車全通期◎青森県震災続報	2	
		▲余震	3	
8/16	3			●扇田地方に於ける震災

## 5. 秋田・青森両県の被害のまとめ

### 5.1 市町村別被害

新聞記事に現れる被害に関する記事を当時の市町村別に整理して表3に示す。地震直後の被害調査報告に池上<sup>5)</sup>、<sup>6)</sup>があり両県の被害も掲げる。秋田県では小坂鉱山の被害のほか、北秋田郡扇田町の民家の被害が報じられている。岩手県側では、広い範囲の町村で建物被害、商品被害などが報じられている。盛岡市内では被害のほか盛り場での状況が報じられている。1996年三陸津波地震からの日も浅く、沿岸部の釜石などでの津波避難が報じられている。盛岡市内の被害を図2に、岩手県・秋田県の市町村別被害を図3に示す。

表3 市町村別被害

県	郡	旧市町村	新聞記事	現市町村
岩手県	盛岡市	狐森	監獄煉瓦塀亀裂落下	盛岡市
		北山	東禅寺門前瓦製造所瓦被害	
		八幡町	花街の雑踏	
	岩手郡	沼宮内町	警察署壁落	岩手町
		大更村	平屋2棟倒壊	八幡平市
	二戸郡	福岡町	福岡中学校二階壁落、酒溢流、商品被害	二戸市
	九戸郡	久慈町	雑貨陶器店被害	久慈市
		軽米村	雑貨陶器店被害	軽米町
	下閉伊	宮古町	障壁亀裂	宮古市
		釜石町	津波避難、雑貨陶器店被害	釜石市
秋田県	鹿角郡	小坂町	大煙突折損負傷1、本山煙突破損、家屋壁落	小坂町
	北秋田郡	扇田町	民家墜落3、土蔵壁落15	大館市
	山本郡	常盤村	家屋傾斜	能代市

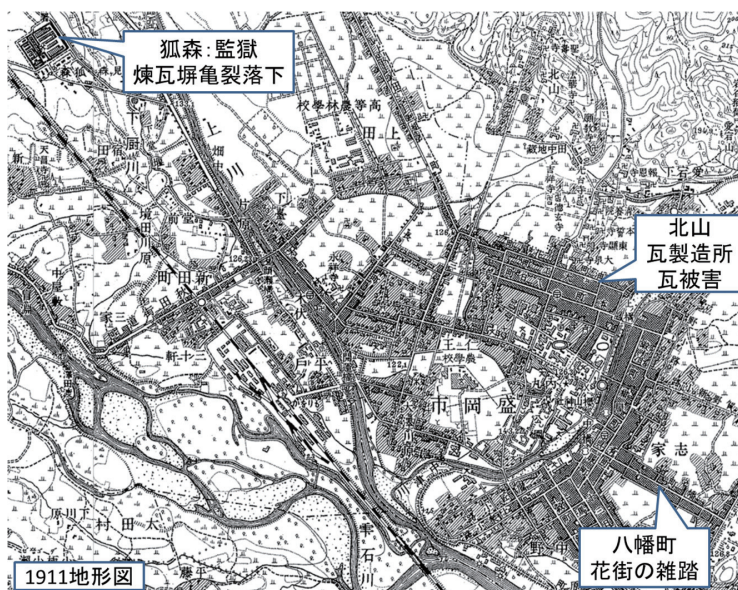


図2 盛岡市内の被害箇所

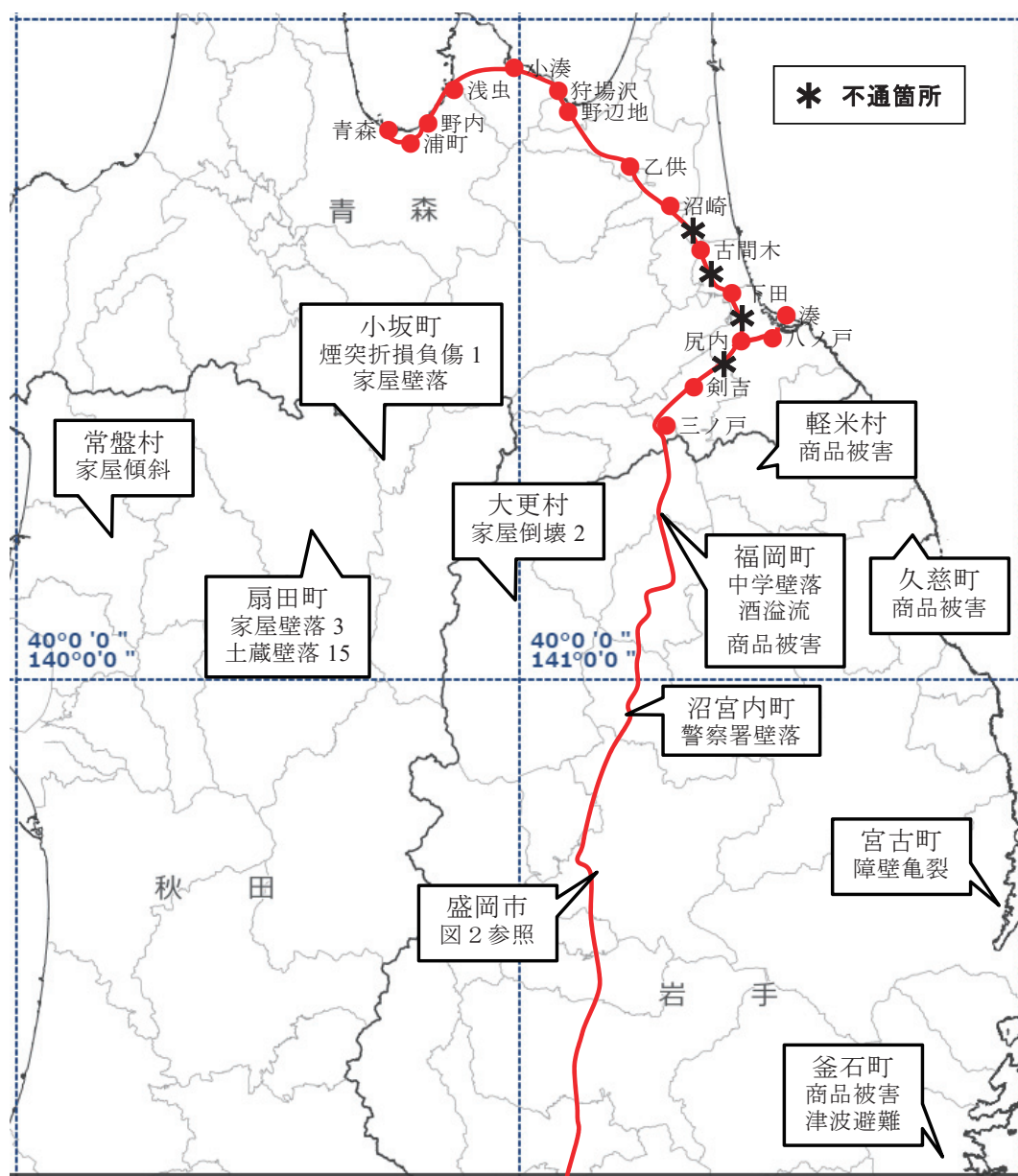


図3 岩手県・秋田県内の被害と日本鉄道線の不通箇所

## 5.2 鉄道の被害

当時、東北本線は私鉄の日本鉄道線として 1891 年に青森まで伸延していた。被害は青森県内に限られたが、影響の大きい岩手県では大きく報道されている。記事の例を図 4 に示す。

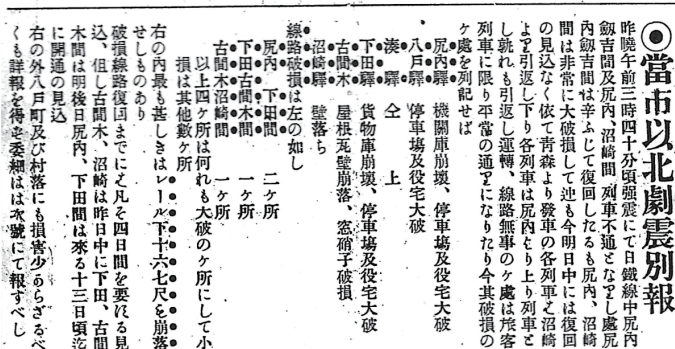


図 4 鉄道被害の新聞記事の例 (岩手日報 8 月 11 日 3 面)

表 4 青森県内の日本鉄道線の駅および駅間路線の被害の一覧

駅名	現駅名	不通・復旧日	東奥日報新聞記事	岩手日報新聞記事
三ノ戸	三戸			
剣吉				
		10		
尻内	八戸		機関庫(煉瓦造)は大破壊、屋根は落ち機関車 2 台は破損せり、石炭庫も大破損、社宅の破損最も甚しく中に合宿所は棟梁落ちたれども死傷なし	機関庫崩壊、停車場及役宅大破
		13	大破損し高館村近傍の堤防陥落せり	線路破損 2 ヶ所
下田			貨物庫は罹災しその他駅内建物の損害少なからず	貨物庫崩壊、停車場及役宅大破
		12		線路破損 1 ヶ所
古間木	三沢		駅舎多少の損害	屋根瓦壁崩壊、窓硝子破損
		10	大破損	線路破損 1 ヶ所
沼崎	上北町		駅舎多少の損害	壁落ち
			線路に多少の損害	
乙供			多少建物に損傷あり	
			線路に多少の損害	
野辺地			多少建物に損傷あり	
狩場沢			損害少ない	
小湊			損害少ない	
浅虫			損害少ない	
野内			建物は大概壁亀裂し又は剥離せり	
浦町	廃止		建物は大概壁亀裂し又は剥離せり	
青森				
尻内				
八戸	本			停車場及役宅大破
湊	廃止			停車場及役宅大破



青森県内の日本鉄道線の駅および駅間線路の被害の一覧を表4に示す。当時、青森県内には南は三ノ戸から青森まで14駅あり、現在の「青い森鉄道」の28駅の半数である。現在の八戸・三沢・上北町はそれぞれ尻内・古間木・沼崎であった。浦町駅は1968年の複線電化に伴うルート変更により廃止となった。途中尻内から、八戸（現：本八戸）を経て湊までの支線があった。湊駅は八戸港に接していたが1944年旅客運転中止1985年に廃線となった。後に開通の国鉄八戸線の陸奥湊とは別の駅である。

機関庫の被害は尻内駅で、駅舎の被害は下田・古間木・沼崎・八ノ戸・湊など多くの駅で発生している。剣吉ー沼崎間で線路の被害があり、複数の箇所で不通となった。剣吉ー尻内、古間木ー沼崎間は翌日に、下田ー古間木間は12日、尻内ー下田間は13日に復旧している。

## 6. まとめ

1901年青森県東方沖地震の岩手県・秋田県の被害について、当時の地元新聞を収集し記載されている被害を整理した。岩手県では北部の広い範囲で、秋田県では鹿角郡に被害があったことを明らかにすることができた。大規模な被害地震の場合、被害集中地区の被害は詳細に調査が進められるが、周辺の被害については取り上げられることが少なく忘れ去られることが多い。軽微であっても災害履歴は地域にとって貴重な防災情報であるので後世に伝えておきたい。

## 参考文献

- 1) 鏡味洋史：1931.3.9 三陸沖北部（青森県八戸沖）の地震の被害に関する文献調査，日本建築学会技術報告集，19，351-354，2004.
- 2) 鏡味洋史：1901.8.10 三陸沖北部（青森県八戸沖）の地震の被害に関する文献調査，日本建築学会技術報告集，20，363-366，2004.
- 3) 地震調査研究推進本部ホームページ，青森県東方沖及び岩手県沖北部  
[https://www.jishin.go.jp/regional\\_seismicity/rs\\_kaiko/rs\\_aomorioki\\_iwateoki/](https://www.jishin.go.jp/regional_seismicity/rs_kaiko/rs_aomorioki_iwateoki/)（2022.1.4 閲覧）
- 4) 宇佐美龍夫・石井寿・今村隆正・武村雅之・松浦律子：日本被害地震総覧，東京大学出版会，251-252，2013.
- 5) 池上稲吉：八戸地方の強震，地学雑誌，13，629-633，1901.
- 6) 池上稲吉：八戸地方の強震（承前），地学雑誌，13，690-699，1901.



## 青森県階上町道仏震度観測点の特異性確認のための 町内各地の地盤震動特性調査\*

弘前大学 片岡俊一

### 1. はじめに

青森県が階上町に設置した震度計（観測点名：階上町道仏（ハシカミチョウドウブツ））で観測される震度と最大加速度は、県内各地のそれと比べて大きいことが報告されている<sup>1)</sup>。また、地震によっては階上町道仏の震度が青森県内で最も大きく、他の観測点よりも震度階級で一つ上になる場合もある。このことから、県民の方々から震度が大きく評価されているのでは、との疑問の声も聞くことがある<sup>2), 3)</sup>。以下、この観測点を道仏観測点と呼び、図表中ではHASKLGと表す。

この地点では、2008年7月24日に岩手県沿岸北部を震源とした地震では震度6弱が観測され、その地震動および微動アレー探査で推定したS波速度構造が報告されている<sup>4)</sup>。文献4)では、推定された地下構造から得られるSH波の増幅特性で地震動の卓越振動数が説明できるとしている。但し、道仏観測点の位置を図1に示すが、周辺の強震観測点からはやや離れており、観測点周辺での揺れの強さは不明である。言い換えると、地震動の増幅は一次元地下構造で説明可能と判断される一方で、道仏観測点の揺れがどの程度の広がり我代表しているかは明確にされていない。そこで、階上町において臨時地震観測、常時微動測定を行って道仏観測点の増幅特性が特異であるのかを確認した結果を報告する。

### 2. 階上町の地理、地勢と階上町道仏観測点の地下構造

階上町は青森県の最東南端に位置し、東側は太平洋に面する。南側は階上岳が東西に走り、岩手県との県境となっている。階上岳の北面に開けた山麓地帯を除いては、ほぼ平坦地であり、海岸低地は狭い<sup>5)</sup>。微地形の違いを確認するために、地震ハザードステーション（J-SHIS）で公表している微地形区分<sup>6)</sup>を、以下で記

す観測点位置ともに図2に示す。

道仏観測点（図中のHASK LG）は丘陵地に位置し、町の大半が丘陵地あるいはローム台地であることが分かる。

道仏観測点は町役場の敷地にある。庁舎建設時の柱状図によると、表層は厚さ4m程度のローム層であり、その下に砂質粘性土、軽石混じり砂を挟み、層厚4m程度のシルト層、粘性土層が深さ12～

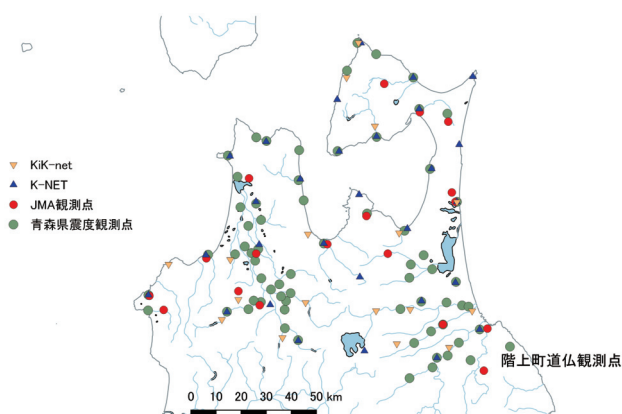


図1 青森県内の強震観測点の位置

\* On-site study around Hashshikami-cho in Aomori prefecture to clarify the singularity of Hashikami station by Shunichi Kataoka

14m 程度まで存在する。

前述した文献 4) では深さ 14m までの S 波速度を 141m/s と推定している。密度を適切に仮定して求めた SH 波の増幅特性を図 3 に示が、一次固有振動数は約 3Hz であることが判る。

### 3. 臨時地震観測

町内の震度の違いを確認するために、海岸に近い大蛇三地区合同集会場（図 2 の HASK05）の玄関に強震計を 2019 年 8 月 2 日から同年の 9 月 27 日まで設置させてもらった。

HASK05 の微地形区分はローム台地とされているが、標高は約 20m であり、道仏観測点の標高は約 128m であるので、かなり低い位置である。

用いた強震計は、8 月 23 日までが東京測振製の CV-375、その後は同社製の CV-374 である。この間に階上町道仏で有感となった地震数は 16 であった。一部の地震については、HASK05 ではトリガーレベルに達しなかったが、CV-374、375 は連続観測データも保存しているため、16 地震全てで地震動を対比させることができた。それらの震央位置を図 4 に示す。マグニチュードは 3.4 から 6.4 の範囲である。

HASK05 の記録からフリーの地震記録ビューアーである SeisView<sup>7)</sup>により計測震度を求めた。その結果を地震・火山月報（防災編）<sup>8)</sup>から調べた道仏観測点の計測震度と比較して図 5 に示す。図から道仏観測点の震度は HASK05 よりも安定的に大きい。両者の関係を最小自乗法で求めると、 $y=0.9x-0.5$  となった。ここで、 $x$  と  $y$  はそれぞれ HASK05 と道仏観測点の計測震度である。また、差の平均は約 0.6 であった。

震度差の原因を求めるために、P 波から観測されている 11 地震の記録から水平動記の二次元フーリエスペクトル<sup>9)</sup>を求めた。全ての記録の結果を図 6 に重ねて

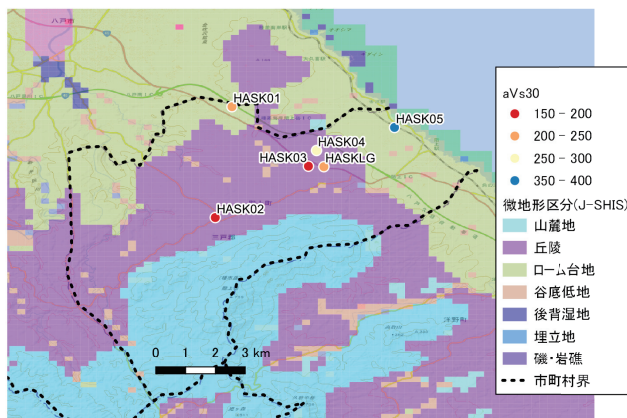


図 2 震度観測点（HASKLG）と微動観測点。背景は J-SHIS の微地形区分

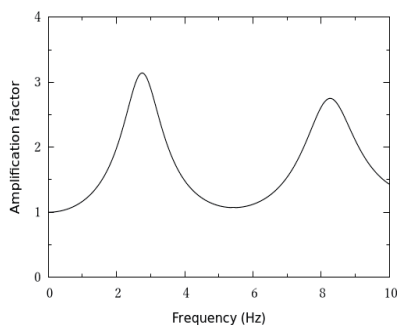


図 3 道仏観測点における推定した地下構造から算出した SH 波の増幅特性

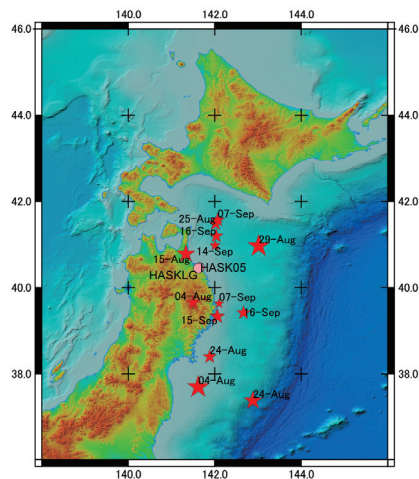


図 4 臨時観測の観測点と観測できた地震の震央位置

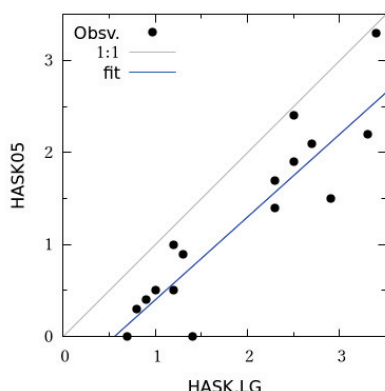


図5 臨時観測で観測できた地震の震度比較

示す。上段に示す HASK05 ではいずれの地震でも 5Hz 付近が卓越するが、下段に示す道仏観測点では広い範囲が卓越している。

図中赤線は 8 月 15 日に青森県三八上北地域で起きた地震 ( $M: 5.5$ ) のもので、今回の中で最大の震度で道仏観測点では 3.4、HASK05 では 3.3 であり、両者の違いは大きくない。一方、青線は 9 月 16 日に青森県東方沖で起きた地震 ( $M: 4.5$ ) のもので、道仏観測点では 2.9、HASK05 では 1.5 であり、両者の違いが最も大きい。2 地点の記録を比較すると、HASK05 に比べて道仏観測点は 3Hz 以下の振幅が大きい。3Hz 以下の振幅が大きいことは、図 3 で示した地盤の増幅効果の影響と考えられる。震度は 1Hz 付近の重みが大きい<sup>10)</sup>ことから、この振動数特性の違いが震度差に対応しているであろう。8 月 15 日では震度差がもっとも小さいが、HASK05 で 5Hz 付近の振幅が非常に大きいことが理由であろう。

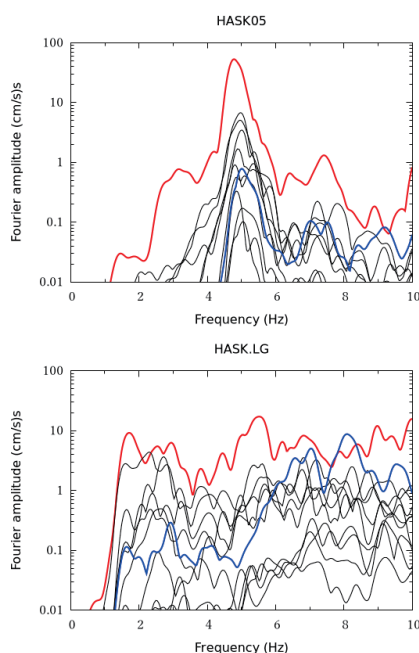


図6 観測された地震動の水平 2 成分フーリエスペクトル。赤は 8 月 15 日の地震（青森県三八上北地方）、青は 9 月 16 日の地震（青森県東方沖）。

#### 4. 微動測定

上述の臨時地震観測点（HASK05）を含んで、町内 5 箇所では微動を計測した。A-NET 社製 CR4.5-2SV（上下成分のみ）5 台を 1 辺の長さ約 10m の正三角形の頂点と重心位置および任意の 1 辺の中心に置き、サンプリング振動数は 200Hz とし、200 秒間のデータを 3 回以上計測した。それと並行して、東京測振社製 CV-374AV を用いて 3 成分の単点微動を 100Hz サンプリングで 20 分以上計測した。

アレー観測データから、SPAC 法にて位相速度を求めた。表層 30m の平均 S 波速度は工学的基盤から地表までの最大速度の増幅倍率を説明するのに適した数値であることが知られている<sup>11)</sup>。一方で、波長 40m の位相速度 ( $c_{40}$ ) は表層 30m の平均 S 波速度 ( $aVs_{30}$ ) とほぼ同じ値であることが経験的に知られている<sup>12)</sup>。そこで、求めた位相速度から  $c_{40}$  を読み取り、各観測点での増幅

度を比較することとした。文献4)で用いた道仏観測点の分散曲線から同様に読み取った値も合わせて、図1に色分けして示すとともに、表1に値を記す。

道仏観測点ではc40は218m/sである。道仏観測点に近いHASK03とHASK04ではそれぞれ179m/s、263m/sと道仏観測点のそれとやや異なるが、HASK01、HASK02ではほぼ同程度の値であり、道仏観測点のc40が特別な値とは思えない。また、臨時地震観測を行ったHASK05は389m/sと表に挙げたなかでは最も速い。

さらに、単点微動の結果として、水平動のうちNS成分と上下動成分とのスペクトル比を図7に示す。なお、ここの示した6地点ではNS成分とEW成分に大きな違いはなかった。道仏観測点の結果を赤線で示しており、2Hz付近にピークがあることが判る。HASK02とHASK03のピーク振動数も道仏観測点と同じ2Hz付近にあり、振幅比の値も近い。よって、階上町には道仏観測点と同様の卓越振動数を有する地盤は存在することが判る。特に、HASK02は道仏観測点からやや距離は離れているがc40、卓越振動数ともに道仏観測点のそれと近く興味深い。

HASK05のスペクトル比は、それ以外の観測点の結果と異なり4Hzから6Hzの間で高い値となっている。この卓越振動数は、地震動の卓越振動数である5Hzと対応していると思われる。c40も他の地点と大きく異なっており、この地点の地下構造は道仏観測点の地下構造と大きく異なる事が示唆される。なお、4Hz付近で谷となっているが、これは上この振動数において下動のスペクトルが卓越しているためである。この卓越は何らかの人工的な振動源の影響と思われるが、現時点ではその検討は行っていない。

#### 4. おわりに

階上町道仏震度観測点の震度が極局所的なものであるか、町内における臨時地震観測と微動観測を通して検討した。その結果、対象地点の震度は海岸沿いの地域に比べると大きいものの、同等と思われる地点があることが分かった。

#### 謝辞

本報告のうち地震記録の比較は、弘前大学工学部地球環境防災学科の令和元年度卒業研究として斉藤利久也君が実施したものを筆者の責任で再整理したものである。地震計設置と微動観測およびそのデータ整理は、斉藤君を含め当時の4年生に手伝って貰った。道仏観測点の地震記録は青森県から提供を受けた。記して謝意を示す。

#### 参考文献

- 1) 片岡俊一・山本博昭：地震動記録に基づく青森県

表1 微動観測点のc40

code	c40 (m/s)
HASK01	206
HASK02	195
HASK03	179
HASK04	263
HASK05	389
HASKLG	218

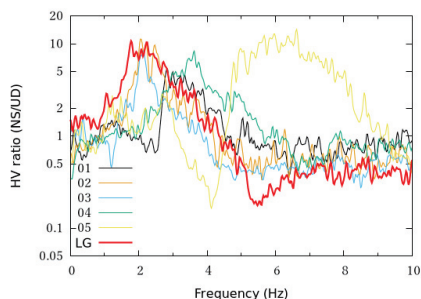


図7 微動の上下動と水平動との比

内の強震観測点のサイト増幅度，日本地震工学会論文集，第7巻，第2号（特集号），110-129，2007.

- 2) デーリー東北：ツイセキあなたの疑問 階上の震度はなぜ大きい，2021年5月11日.
- 3) NHK 青森：階上町は揺れやすい？その理由は？，<https://www.nhk.or.jp/aomori-blog/2/2300/458253.html>，2022年1月14日閲覧
- 4) 片岡俊一：2008年7月24日に発生した岩手県沿岸北部の地震の際に震度6弱を観測した青森県内の観測点の震動特性，平成20年北東北国立3大学連携推進研究プロジェクト岩手・宮城内陸地震被害調査研究報告書，106-110，2009.
- 5) 階上町防災会議：階上町地域防災計画 地震・津波災害対策編（平成30年12月改正）.
- 6) 若松加寿江・松岡昌志：全国統一基準による地形・地盤分類 250m メッシュマップの構築とその利用，地震工学会誌 No.18, pp.35-38，2013.
- 7) KASHIMA'S OFFICE ViewWave, <https://smo.kenken.go.jp/~kashima/ja/viewwave>，2022年1月14日閲覧
- 8) 気象庁：各月の地震活動のまとめ 地震・火山月報（防災編）、  
<https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/gaikyo/>、2022年1月14日閲覧
- 9) 中村晋：ベクトルスベクトルによる地震動の増幅特性評価とその適用、土木学会論文集、No.519/I-32、161-173、1995 [https://doi.org/10.2208/jscej.1995.519\\_161](https://doi.org/10.2208/jscej.1995.519_161)
- 10) 気象庁：震度を知る：基礎知識とその活用、ぎょうせい、238p、1996年.
- 11) 翠川三郎・松岡昌志・作川孝一：1987年千葉県東方沖地震の最大加速度・最大速度にみられる地盤特性の評価，日本建築学会構造系論文報告集，No.442，pp.71-78，1992.
- 12) 紺野克昭，片岡俊一：レイリー波の位相速度から地盤の平均S波速度を直接推定する方法の提案，土木学会論文集，647/I-51号, 415-423，2000年4月





## 東北地方中南部における臨時地震観測\*

岡田知己・中山貴史・平原聡・立岩和也（東北大・理）・

堀内茂木（ホームサイスマメータ）・

勝俣啓（北大・理）・大園真子（東大地震研，北大・理）・小菅正裕・前田拓人（弘前大・

理工）・山中佳子（名古屋大・環境）・片尾浩（京大防災研）・松島健（九州大・理）・

八木原寛（鹿児島大学）・2011年東北地方太平洋沖地震緊急観測グループ

### 1. はじめに

宮城県中部～山形県南部～福島県北部にかけての領域は、長町-利府線断層帯、福島盆地西縁断層帯、双葉断層帯などの断層帯が複雑に分布している。蔵王山や吾妻山などの火山も分布している。一方で、地震活動は東北地方の他地域に比べると低調であるが、地震観測網が比較的荒いことも考えると、十分な理解がなされているとは言えない。その場合、密度の高い観測を行うことで微小地震活動の把握を行い、活断層との対応関係などを検討することは極めて有用である。例えば、吉本・他（2000）は仙台市付近での臨時地震観測を行い、長町-利府断層帯の上盤内で活発な地震活動が発生していることを見出した。

これまで観測・理解が手薄だった領域の強化として、宮城県中部～山形県南部～福島県北部において臨時地震観測網を整備した。本稿では観測の序報について述べる。

### 2. 観測概要

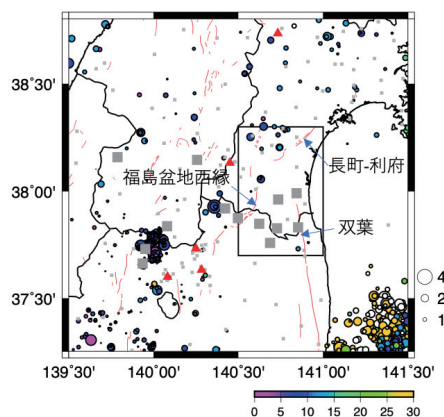


図1. 本研究で実施した観測点の分布。小さな灰色四角はそれ以外の定常・臨時観測点を示す。赤線は活断層、赤三角は活火山を示す。本稿では四角で囲った範囲内について特に検討を行った。

色付きの丸は気象庁一元化震源（2020.08-2021.07）を示し、色は深さを、大きさはマグニチュードに対応する。

観測点間隔は、地震発生層の厚さ（約 10-20km）を考慮し、既設の定常観測網・臨時観測網と併せて約 10km 程度とした。

地震計は 1Hz ないし 2Hz の短周期地震計を使用している。データは携帯電話回線を利用した

\*Temporal seismic observation in the central-southern part of Tohoku District by Tomomi Okada, Takashi Nakayama, Satoshi Hirahara, Kazuya Tateiwa, Shigeki Horiuchi, Kei Katsumata, Mako Ohzono, Masahiro Kosuga, Takuto Maeda, Yoshiko Yamanaka, Hiroshi Katao, Takeshi Matsushima, Hiroshi Yakiwara, and Group for the aftershock observation of the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake

テレメータ方式により伝送されている。

得られた連続波形データを定常地震観測網や他の臨時観測点と合わせて、自動処理により、地震の同定、震源決定を行なった。

### 3. 結果

観測網の設置が概ね完了し、自動処理の改良も完了した、2020 年 8 月～2021 年半ばまでの期間について、震源決定結果などの確認を行なった。図 2 に観測された地震の例を示す。

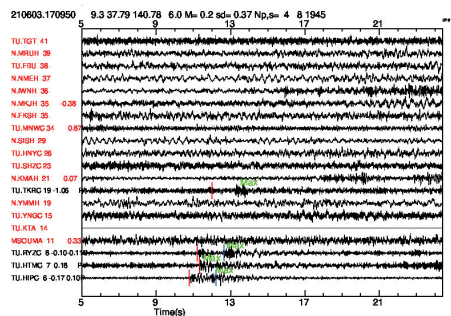


図 2. 観測された地震の例。波形を下から震央距離順に示す。黒が P 波・S 波の読み取りがなされた波形（観測点）。TU.\*\*\*C で示される観測点が本稿による観測点である。

#### 3.1 震源分布

本研究で実施した臨時観測および自動処理により同定されたイベントを確認し、気象庁一元化震源カタログに記載されていない地震を確認した。それらは、双葉断層付近や長町-利府線断層帯-福島盆地西縁断層帯のおよそ西側（上盤側）の他、それらの間の領域（宮城県南部、丸森町付近）にも見られる。

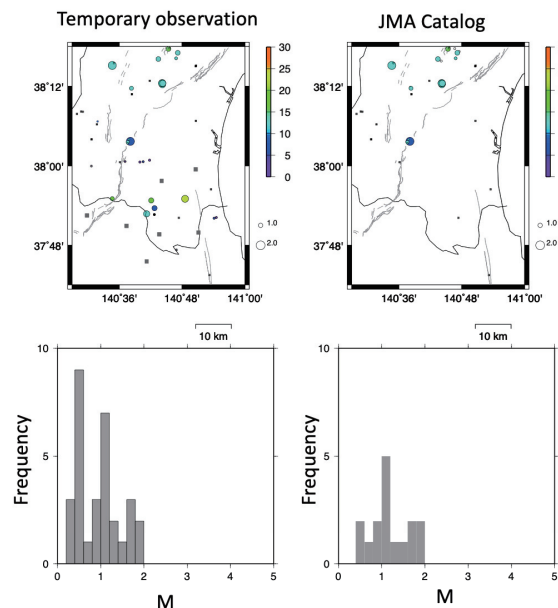


図 3. 地震の震央分布（2020.08-2021.07）。左が自動処理（堀内・他、1999 など）で得られた震源を目視で分類したもの。右図で示す気象庁一元化震源カタログに含まれる地震以外にも地震を確認することができた。

○：地震；色は深さ、大きさはマグニチュードを示す。

■：本研究の臨時観測点。

小■：それ以外の観測点。

下：それぞれのマグニチュード頻度分布。

### 3.2 メカニズム解

本研究で実施した臨時観測および自動処理により、対象領域内でメカニズム解を推定した（図 4）。方法は HASH (Hardebeck and Shearer, 2002) である。横ずれ型ないし逆断層型で P 軸は東-西または北西-南東方向となる。

東北地方内陸部での応力場は例えば、Yoshida et al (2015)により確認されており、一般に最大水平圧縮軸が東-西または北西-南東方向である逆断層ないし横ずれ断層型の応力場であるが概ねその傾向を支持する。一方、北上山地は最大水平圧縮軸が南北方向である逆断層ないし横ずれ断層型の応力場、阿武隈山地では正断層型の応力場が確認されているが、同じ前弧に位置する当該領域においてはそのような異なる傾向が確認されなかった。

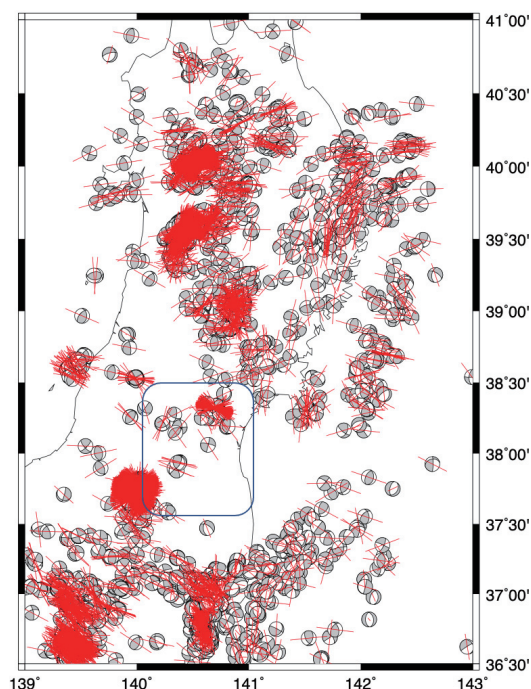


図 4. 本研究及びこれまでの臨時観測を利用し決定したメカニズム解及び P 軸の分布。期間は 2011 年東北沖地震発生以降である。深さは 40km より浅い地震である。

### 3.3 地震波速度構造

対象領域において、地震波速度トモグラフィ (Zhao et al., 1992) を行った（図 5）。初期構造は Okada et al. (2015) である。2020 年 8 月～2021 年 7 月に発生した 7963 個の地震を使用した。本研究で実施した臨時観測のデータを用いることで対象領域の解像度が上がることが確認できた（図 6）。

予備的な成果として、例えば Okada et al. (2015) により、断層帯深部や震源域付近に地震波速度低速度域が見いだされている。1) 長町-利府線断層帯および福島盆地西縁断層帯に沿って、上部・下部地殻に地震波速度低速度異常が分布する、2) 蔵王山や吾妻山の直下の深部低周波地震震源域付近にはマグマ供給系に対応すると考えられる地震波低速度域が存在する、ことが得られている。今回の実データでも同様の傾向を得ることができた（図 7）。今後、データの蓄積に伴い、速度構造の改良を行う予定である。

## 4. まとめ

宮城県中部～山形県南部～福島県北部にかけての領域は、長町-利府線断層帯、福島盆地西縁断層帯、双葉断層帯などの断層帯が複雑に分布している。本研究では、当該領域における地震観測網を構築し、その有効性について確認した。地震活動度が低いため、今後観測を継続し、

データを蓄積し、この地域の地震活動とその要因、特に、地震活動度が低い原因について検討を行う予定である。

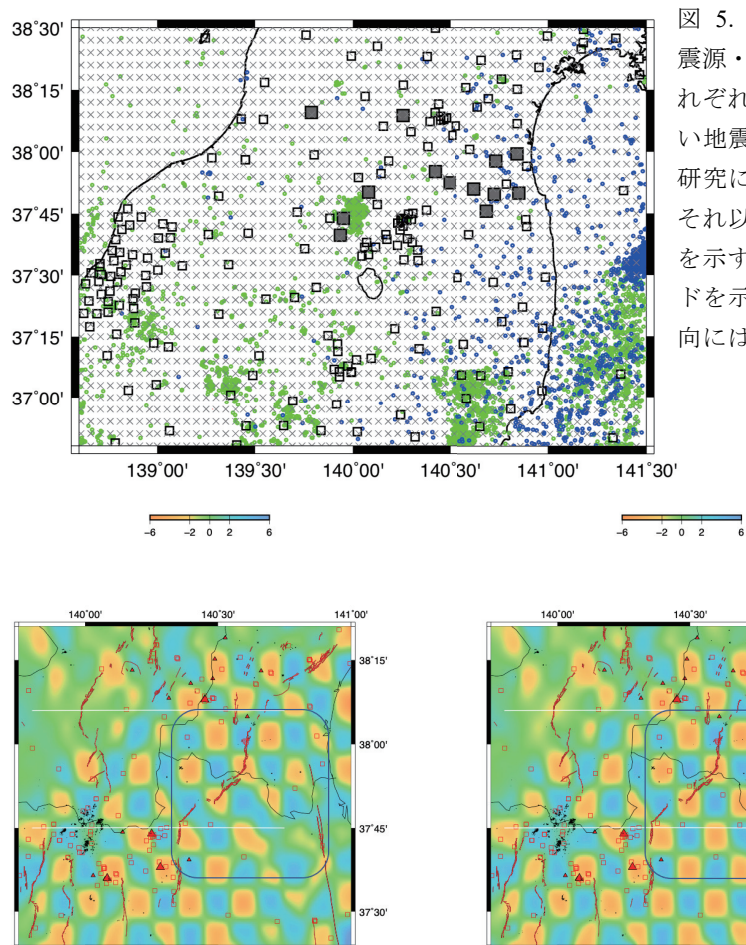


図 5. トモグラフィに用いた震源・観測点分布。緑/青はそれぞれ深さ 40km より浅い/深い地震を示す。灰色四角は本研究による観測点、白四角はそれ以外の定常・臨時観測点を示す。X は使用したグリッドを示す。グリッドは深さ方向には 6km 間隔とした。

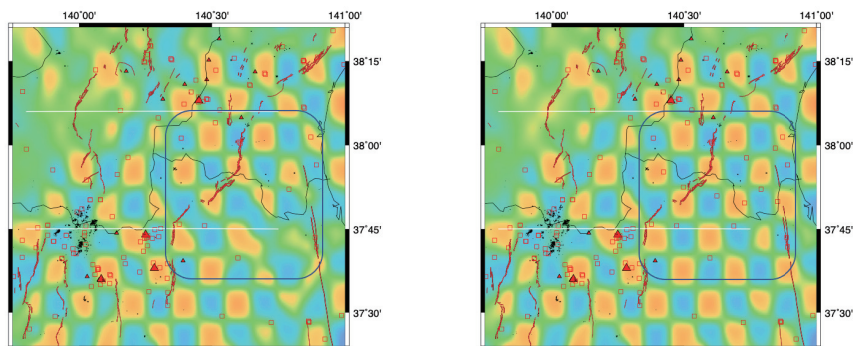


図 6. チェッカーボードテストの比較を示す。深さ 18km における P 波速度偏差の値を示す。左：臨時点なし、右：ありの場合を示す。

## 謝辞

本研究は災害軽減のための地震火山観測研究計画（第 2 次）の一環として実施しています。また、観測に際しご協力いただいた各個人・関係機関に感謝申し上げます。

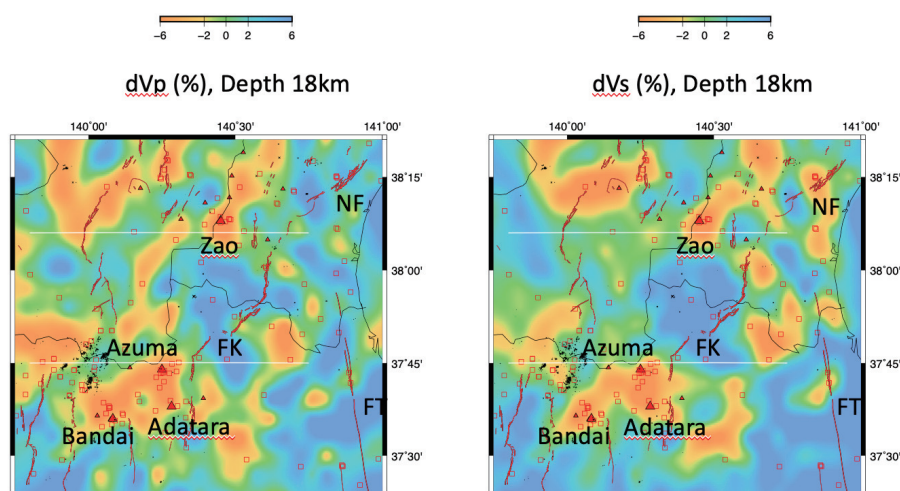


図 7. 実データによる深さ 18km における, P 波速度偏差 (左)・S 波速度偏差 (右)。  
 長町-利府線断層帯 (NF), 福島盆地西縁断層帯 (FK), 双葉断層帯 (FT)  
 NF や FK の上盤 (西) 側の三角で示す火山の付近に低速度域が確認できる。  
 NF-FT-FK で囲まれた領域でも低速度域が確認できる。

## 文献

- Hardebeck, J.L., Shearer, P.M., 2002. A New Method for Determining First-Motion Focal Mechanisms. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 92, 2264-2276.  
<https://doi.org/10.1785/0120010200>
- 堀内茂木, 松澤暢, 長谷川昭, 1992. 地震が多発した場合にも処理可能な地震波自動処理システムの開発. *地震 第2輯* 52, 241-254.
- Okada, T., Matsuzawa, T., Umino, N., Yoshida, K., Hasegawa, A., Takahashi, H., Yamada, T., Kosuga, M., Takeda, T., Kato, A., Igarashi, T., Obara, K., Sakai, S., Saiga, A., Iidaka, T., Iwasaki, T., Hirata, N., Tsumura, N., Yamanaka, Y., Terakawa, T., Nakamichi, H., Okuda, T., Horikawa, S., Katao, H., Miura, T., Kubo, A., Matsushima, T., Goto, K., Miyamachi, H., 2015. Hypocenter migration and crustal seismic velocity distribution observed for the inland earthquake swarms induced by the 2011 Tohoku-Oki earthquake in NE Japan: implications



for crustal fluid distribution and crustal permeability. *Geofluids* 15, 293-309. <https://doi.org/10.1111/gfl.12112>

Yoshida, K., Hasegawa, A., Okada, T., 2015. Spatial variation of stress orientations in NE Japan revealed by dense seismic observations. *Tectonophysics* 647-648, 63-72.  
<https://doi.org/10.1016/j.tecto.2015.02.013>

吉本和生, 内田直希, 佐藤春夫, 大竹政和, 平田直, 小原一成, 2000. 長町一利府断層(宮城県中部)近傍の微小地震活動. *地震* 第2輯 52, 407-416.

Zhao, D., Hasegawa, A., Horiuchi, S., 1992. Tomographic imaging of P and S wave velocity structure beneath northeastern Japan. *J. Geophys. Res.* 97, 19909. <https://doi.org/10.1029/92JB00603>



## 中小地震の破壊伝播指向性と応力降下量

### —東北沖地震後に活発化した福島-茨城県境の地震活動の解析—\*

東北大学 池田里奈, 吉田圭佑, 松澤暢

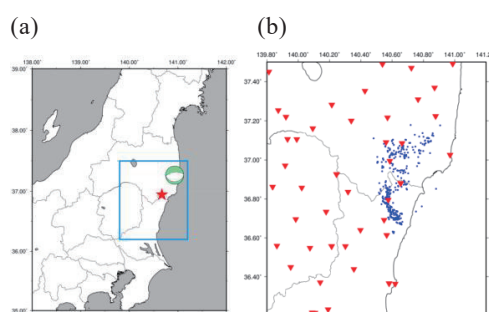
#### 1. はじめに

地震は地殻内で増加した偏差応力・歪エネルギーを解消する自然現象である。地震前後での断層面上のせん断応力の減少量を応力降下量と呼ぶ。応力降下量は、地震破壊を記述するための基礎的なパラメータとして広く用いられるとともに、地震による高周波放射エネルギーの大きさの指標としても注目されてきた (e.g., Boore, 1983)。

通常、中小地震の応力降下量は、円形断層の対称破壊を仮定したモデル (以降、対象破壊モデル。例えば, Brune 1970; Sato & Hirasawa, 1973) に基づき、破壊継続時間と地震モーメントから推定されている。対称破壊モデルでは、観測される破壊継続時間には強い方向依存は生じないことになる。一方、実際の破壊が非対称である場合、各観測点で観測される「みかけの破壊継続時間」は強い方向依存性を持つことになる (e.g., Ben-Menahem, 1962)。破壊伝播指向性 (rupture directivity) は、みかけの破壊継続時間だけではなく地震動の大きさにも影響を与える。その効果は特に S 波に対して劇的であり、破壊伝播指向性は地震動の理解のために応力降下量とともに重要な量であるといえる。

これまで、中小地震の解析では、破壊伝播指向性の存在を無視し、対称破壊モデルを仮定することが殆どであったが (Abercrombie, 2021), この仮定が誤っていた場合、応力降下量の推定値にも大きな誤差が加わることになる。

本研究では、中小地震の破壊伝播指向性の様子を調べる。福島-茨城県境周辺の地震活動を解析対象とした (図 1)。この地域では、2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震後から非常に活発に正断層地震が発生しており、4 月 11 日には  $M_{JMA}7.0$  の地震も発生している (図 1a の星印)。



#### 2. データと手法

福島-茨城県境周辺で 2011 年 3 月 11 日から 2018 年 10 月 31 日までに発生した地震のうち、F-net によりメカニズム解が推定されている 348 個の地震の解析を行った。震源の深さは 40 km 以浅であ

図 1 (a) 解析対象域 (青枠) と 2011 年福島県浜通りの M7 地震の震央 (星印)。 (b) 対象地震の震央 (青丸) と観測点の位置 (赤三角)

\*Simultaneous estimation of stress drop and rupture directivity of small earthquakes near the Fukushima-Ibaraki border by Rina Ikeda, Keisuke Yoshida, Toru Matsuzawa

り、地震の規模は  $3.3 \leq Mw \leq 5.2$  である。図 2 に対象地震の震央 (青丸) と、使用した観測点の位置 (赤三角) を示す。

## 2.1 地震破壊モデル

非対称破壊を考慮したモデルとして、Dong & Papageorgiou (2003) を用いた (以降、一般破壊モデル)。このモデルは、Sato & Hirasawa (1973) の円形対称破壊モデルを拡張したもので、楕円形断層や非対称破壊も考慮できる。破壊は楕円上の任意の点  $C_N$  で開始し、楕円中心が  $C_0$  に向かって一定速度で移動していく。楕円形の破壊フロントも一定レートで拡大していく。このモデルに対しては、任意の観測点でのみかけの震源時間関数の解析解が得られている。今回は (1) 破壊の開始点  $C_N$  が楕円の焦点に位置する (Savage, 1966), (2) 楕円フロントが長軸方向に拡大する速さ  $v_r$  が S 波速度  $v_s$  と  $v_r/v_s = 0.9$  の関係を満たすという拘束条件も与えた。

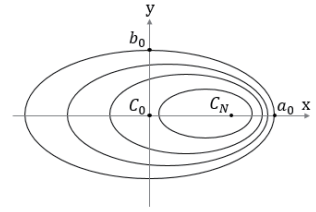


図 2 一般破壊モデルの概略図。  
 $C_N$  は破壊の開始点、 $C_0$  は楕円の中心

## 2.2 震源時間関数とコーナー周波数の推定

中小地震の破壊伝播指向性を調べるために、各観測点でみかけの震源時間関数を求めた。具体的な方法は、Yoshida (2019), Yoshida et al. (2019) と同様であり、地震の S 波波形を用いた。対象地震の近傍で発生した小地震の波形を経験的グリーン関数として用いて、deconvolution により、対象地震のみかけの震源時間関数を推定した。Deconvolution には、Kikuchi & Kanamori (1982) の手法を用いた。得られたみかけの震源時間関数と経験的グリーン関数の convolution 波形により、対象地震の波形を復元率が 80 % 以上再現できたもののみを信頼性のある結果として採用し、それが 15 観測点以上で得られた地震を解析対象とした。得られたみかけの震源時間関数のそれぞれに対し、Andrews (1986) により定義されたコーナー周波数を時間領域で求めた。

## 2.3 モデル・パラメータの推定

得られたコーナー周波数とその方向依存性から、モデル・パラメータの推定を行った。楕円断層の長軸  $a_0$ 、楕円率  $b_0/a_0$  および破壊の進展方向  $\varphi_0$  をグリッドサーチして観測されたコーナー周波数を最も良く説明するパラメータを求めた。フィッティングの際には、コーナー周波数の平均二乗残差

$$\text{Var} = \sum_{i=1}^n (f_c^{\text{model}} - f_{ci})^2 / n \quad (1)$$

が最小となるようにした。ここで  $f_c^{\text{model}}$  はコーナー周波数の理論値、 $f_{ci}$  は各観測点のコーナー周波数、 $n$  はデータ数である。得られた残差を用いて、赤池情報量基準 (AIC; Akaike, 1974) に基づき一般破壊モデルと対称破壊モデル ( $a_0 = b_0$ ) の比較を行った。

$$\text{AIC} = n \ln \text{Var} - \frac{n}{2} + 2m + n \ln 2\pi \quad (2)$$

$m$ はモデルの自由度である。確率分布が正規分布に従うことを仮定した。AIC は、その値が小さいモデルの方が優位であることを示す指標として用いることができる。本研究では対称破壊モデルの AIC から一般破壊モデルの AIC を引いた値  $\Delta AIC$  を用いてモデルの比較を行った。

解析結果の例を示す。1 つ目の例は 2011 年 4 月 8 日に発生した Mw 4.0 の地震である。図 3(a) はみかけの震源時間関数を観測点の方位に基づき並べたものである。180-270° (南西方向) でパルスの継続時間が短い傾向にあることから、破壊が南西方向に伝播したことが示唆される。図 3(b) は、コーナー周波数の観測値とモデルによる理論値を比較している。観測値 (黒丸)は、対称破壊モデルで計算された理論値 (灰色線) よりも、一般破壊モデルで計算された理論値 (赤線) に良く合う傾向が見られる。 $\Delta AIC$  は 82.8 で、対称破壊モデルよりも一般破壊モデルの方が優位であった。

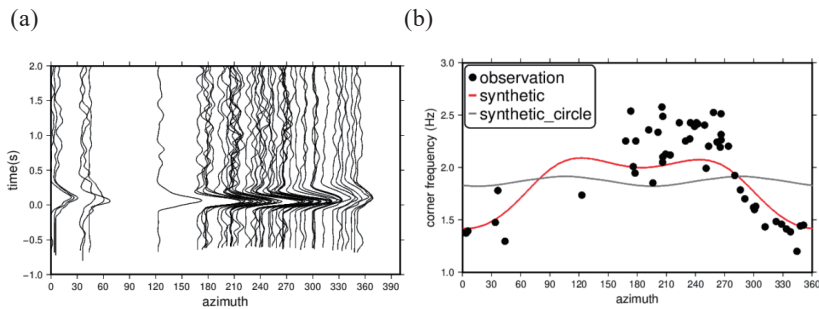


図 3 (a) みかけの震源時間関数の方位依存の例。(b) 理論と観測のコーナー周波数の比較。黒丸：観測値，赤線：一般破壊モデルの理論値，灰色線：対称破壊の場合の理論値。

図 4 に、 $\Delta AIC$  が低い場合の例として、2011 年 5 月 5 日に発生した Mw 4.4 の地震の結果を示す。みかけの震源時間関数に顕著な方向依存が見られているのにも拘わらず、 $\Delta AIC$  は -4 で、一般破壊モデルよりも対称破壊モデルの方が優位となっている。この地震の場合には、みかけの震源時間関数に 2 つのピークが見られ、2 つの破壊が連続して発生したと考えられる。このような複雑な震源時間関数を持つ地震に対しては、今回、みかけの破壊継続時間を測る尺度としたコーナー周波数や、単発地震を仮定したモデルがうまく働かなかったと考えられる。

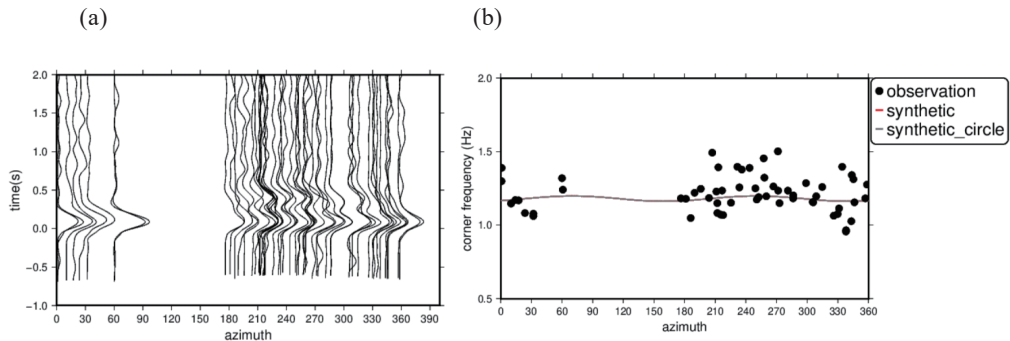


図 4 (a) みかけの震源時間関数の方位依存の例。(b) 理論と観測のコーナー周波数の比較。黒丸：観測値，赤線：一般破壊モデルの理論値，灰色線：対称破壊モデルの理論値。

### 3. 結果・議論

図 5 に、解析対象とした 348 個の地震に対して得られた  $\Delta AIC$  の頻度分布を示す。306 個の地震で  $\Delta AIC > 0$  であり、多くの地震破壊が有意な破壊伝播指向性を有していることを示している。この結果は、小地震の場合にも破壊伝播指向性の影響が無視できないことを示唆している。図 6 に、推定した断層面積、応力降下量  $\Delta \sigma$ 、 $\Delta AIC$  とマグニチュードの関係を示す。断層面積が規模とともに増加するのに対し、応力降下量は規模にあまり依存していない。この傾向は、地震のスケールリング則と調和的である (Aki, 1967)。 $\Delta AIC$  も強い規模依存性を示さず、破壊伝播指向性の強さも規模に大きく依存しないことを示唆する。

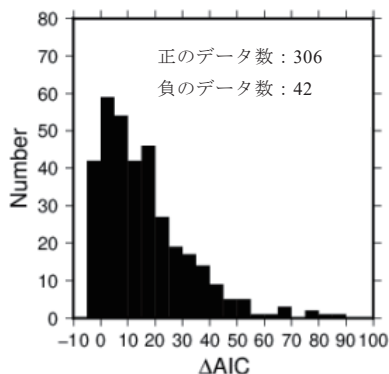


図 5.  $\Delta AIC$  の頻度分布

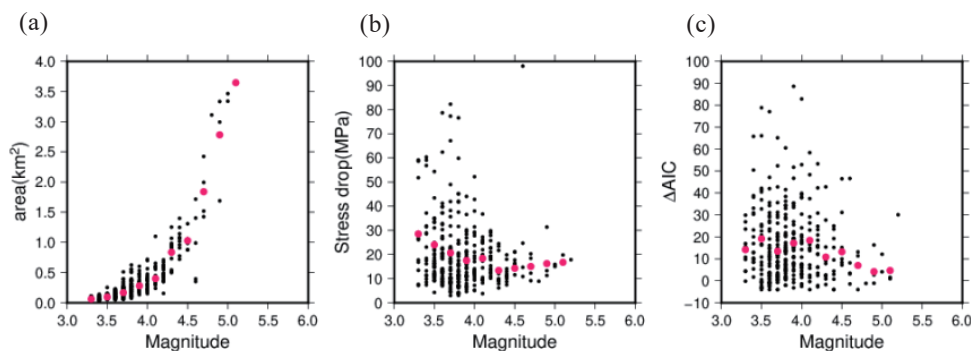


図 6 (a) 断層面積, (b) 応力降下量, (c)  $\Delta AIC$  と規模の関係。赤丸は規模ごとの平均値を示す。

図 7(a) に破壊の伝播方向の結果を示す。破壊が方位  $50-180^\circ$  に伝播した地震が多いように見える。先行研究により、地震破壊に伝播しやすい方向が存在する可能性が指摘されているが (Kane et al., 2013; Calderoni et al., 2015; Yoshida et al., 2022), 今回の結果はそれらと調和的である。

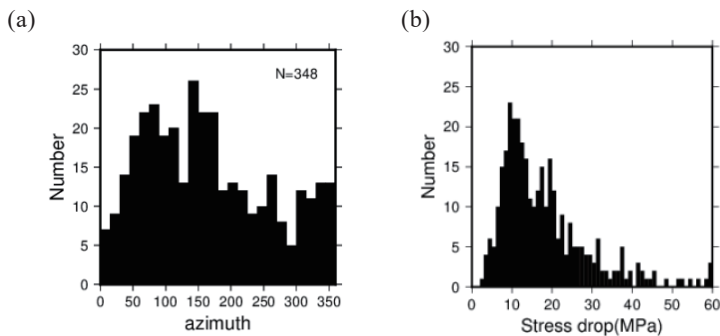


図 7 (a) 破壊の進展方向の頻度分布, (b) 応力降下量の頻度分布

得られた応力降下量の値は 5-30 MPa 程度のものが多かった (図 7b)。この地域を含む東北日本で推定されている最大剪断応力の値は数十 MPa (Yoshida et al., 2015a and b)であり、本研究で推定された応力降下量の平均値と同程度である。このことは、断層面上の剪断応力が地震により殆ど解放されていることを示すのかもしれない。

一方、本研究の解析により、中小地震の破壊伝播の複雑性も明らかになってきた。図 4 に示した地震は、複数の破壊からなる地震の例である。本研究では、多くの先行研究で無視されてきた破壊伝播指向性を考慮した一般破壊モデルを用いて破壊伝播指向性と応力降下量を推定した。しかし、このモデルでさえ、図 4 のような地震の複雑性を十分に説明できない。このような複雑な破壊をモデル化するためには、大地震 ( $M>6$ ) に対して行われている震源過程インバージョンのような解析が必要である。しかしながら、そのような解析では、データの限界から滑り分布の時間発展や応力降下量を十分よく拘束できないことが多いだろう (Adams et al., 2016)。一般に、破壊継続時間から断層サイズを高精度に拘束することは難しく、補助的な仮定が必要である。上記のことを考えると、小地震の応力降下量を正確に見積もることは実際のところ非常に難しいように思われる。小地震に対して推定されている“応力降下量”は、高周波エネルギー放射の尺度としては有用であるものの、その本来の意味である地震時の断層上の応力解放量とは必ずしも結びつかず (e.g., Boore, 1983), 詳細な物理的解釈を行うことは難しいかもしれない。一方、小地震の破壊伝播方向等のパラメータは、これまであまり注目されてこなかったものの、多くの地震について明瞭にみられる。小地震に対しても **robust** に推定することが可能な量として有用となるかもしれない。

## 5. 結論

福島ー茨城県境周辺で発生した中小地震の破壊伝播指向性の推定を行った。その結果、多くの小地震が顕著な破壊伝播指向性を示しており、従来の対称破壊モデルを用いた応力降下量推定の際の仮定があまりよく成立していないことが分かった。今回は先行研究で無視されてきた破壊伝播指向性を考慮して破壊伝播方向と応力降下量を同時に推定したが、今回用いたモデルでさえ実際の地震破壊の複雑性を十分に説明できていない場合がみられた。それらについては応力降下量を大幅に誤推定している可能性も考えられる。

小地震の破壊伝播指向性に関するパラメータは、これまであまり注目されてこなかったものの、今回、多くの地震について明瞭に確認された。小地震の震源過程に関して **robust** に推定することが可能な情報として今後有用になるかもしれない。

## 引用文献

- Abercrombie, R. E. (2021) Resolution and uncertainties in estimates of earthquake stress drop and energy release. *Philosophical Transactions Royal Soc* 379.
- Adams, M., Twardzik, C. & Ji, C (2016) Exploring the uncertainty range of coseismic stress drop estimations of large earthquakes using finite fault inversions. *Geophys J Int* 208, 86–100.
- Akaike, (1974) A new look at the statistical model identification. *IEEE Transactions on Automatic Control*, 19, pp. 716-723.



- Aki, K. (1967) Scaling law of seismic spectrum. *J Geophys Res* 72, 1217–1231.
- Andrews D. J. (1986) Objective determination of source parameters and similarity of earthquakes of different size. *Earthq source Mech* 37, 259–267.
- Brune, J. N. (1970) Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes. *J Geophys Res* 75, 4997–5009.
- Calderoni, G., Rovelli, A., Ben-Zion, Y. & Giovambattista, R. D. (2015) Along-strike rupture directivity of earthquakes of the 2009 L'Aquila, central Italy, seismic sequence. *Geophys J Int* 203, 399–415.
- Dong G, Papageorgiou AS (2003) On a new class of kinematic models: Symmetrical and asymmetrical circular and elliptical cracks. *Phys Earth Planet Inter* 137, 129–151. doi: 10.1016/S0031-9201(03)00012-8
- Savage J.C. (1966) Radiation from a realistic model of faulting. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 56, (2), 577–592.
- Kane, D. L., Shearer, P. M., Goertz-Allmann, B. P. & Vernon, F. L. (2013) Rupture directivity of small earthquakes at Parkfield. *J Geophys Res Solid Earth* 118, 212–221.
- Kikuchi M, Kanamori H (1982) Inversion of complex body waves. *Phys Earth Planet Inter* 72, 491–506. doi: 10.1016/0031-9201(86)90048-8
- Sato T, Hirasawa T (1973) Body wave spectra from propagating shear cracks. *J Phys Earth* 21, 415–431. doi: 10.4294/jpe1952.21.415
- Yoshida, K (2019) Prevalence of asymmetrical rupture in small earthquakes and its effect on the estimation of stress drop: a systematic investigation in inland Japan. *Geoscience Lett* 6, 16.
- Yoshida K, Hasegawa A, Okada T (2015a) Spatial variation of stress orientations in NE Japan revealed by dense seismic observations. *Tectonophysics* 647, 63–72. doi: 10.1016/j.tecto.2015.02.013
- Yoshida K, Hasegawa A, Okada T (2015b) Spatially heterogeneous stress field in the source area of the 2011 Mw 6.6 Fukushima-Hamadori earthquake, NE Japan, probably caused by static stress change. *Geophys J Int* 201, 1062–1071. doi: 10.1093/gji/ggv068
- Yoshida, K., Saito, T., Emoto, K., Urata, Y. & Sato, D (2019) Rupture directivity, stress drop, and hypocenter migration of small- and moderate-sized earthquakes in the Yamagata-Fukushima border swarm triggered by upward pore-pressure migration after the 2011 Tohoku-Oki earthquake. *Tectonophysics* 228184. doi:10.1016/j.tecto.2019.228184.
- Yoshida, K., Uchida, N., Kubo, H., Takagi, R. & Xu, S (2022) Prevalence of updip rupture propagation in interplate earthquakes along the Japan trench. *Earth Planet Sc Lett* 578, 117306.

# 常時微動の地震波干渉法解析に基づく Rayleigh 波位相速度を用いた 福島県における 3 次元 S 波速度構造の逆解析\*

岩手大学大学院総合科学研究科 土屋隆  
岩手大学理工学部 三浦賢太郎 山本英和 齊藤剛

## 1. はじめに

我々は、2012 年度から（公財）地震予知総合研究振興会の協力のもと地震波干渉法解析を用いた福島県直下における地下構造推定の研究を行ってきた（例えば、山本ほか，2015）。山本ほか（2015）では、福島県の Hi-net 及び広帯域地震計リニアアレイで観測された常時微動記録に地震波干渉法解析を適用して 2 点間の相互相関関数を算出し、得られた相互相関関数から群速度を算定していた。しかし、土屋ほか（2020）では、常時微動記録から得られた 2 点間のクロススペクトルに Ekstöm et al.(2009)が提案したゼロクロス法を適用し、Rayleigh 波位相速度の算定を行った。また、土屋ほか（2020）のパス密度は不均一で逆解析をする上で十分なものとは言えないため、本研究では福島県周辺の Hi-net や F-net の観測点も追加して、十分高いパス密度にする。そして、得られた福島県全体を網羅するパスの位相速度分散曲線に基づいて、Fang et al.(2015)によるトモグラフィ解析手法を利用し、福島県直下の 3 次元 S 波速度構造の推定を試みる。

## 2. 使用観測点と五か月間平均クロススペクトルの算定

図 1 に Hi-net 観測点の位置を示す。図 2 に F-net 観測点及びリニアアレイ測線の位置を示す。使用した Hi-net 観測点は福島県及びその周辺に設置されている全 46 観測点で、使用データ期間は 2012 年 9 月から 2013 年 1 月までの五か月間である。使用した F-net 観測点は、N.KSKF（川崎）と N.ASIF（足尾）の 2 観測点で、使用データ期間は Hi-net 観測点と同様である。この期間は広帯域リニアアレイ観測が 2011 年 8 月から 2014 年 2 月まで実施され、全観測期間のうち一か月データが連続して全て存在している期間であり、解析期間を同一にしたためである。また、リニアアレイ測線の NO4 と NO10 に関しては、データ不足のため解析対象から除いている。広帯域リニアアレイの詳しい観測システムは、山本ほか（2016）に示されている。

また、Hi-net は 100Hz で観測が行われているが、計算の負荷を減らすために本研究では 20Hz にダウンサンプリングした。さらに、前処理として時間規格化、二値化、スペクトルホワイトニングを行った (Bensen et al., 2007)。前処理を行った 1 時間波形に対し、FFT 処理によりクロススペクトルを算出した。本研究では基本区間を 15 分とし、4 つ平均することで 1 時間平均とした。例として、Hi-net 観測点 N.NMEH（浪江）と H.TDMH（只見）の 2 点間の規格化クロス

\*An inversion of a three-dimensional S-wave velocity structure in Fukushima Prefecture using phase velocities of Rayleigh wave based on seismic interferometry analysis of microtremors by T. Tsuchiya, K. Miura, H. Yamamoto and T. Saito

スペクトルの実部を図 3 に示す。上から順に一時間、一日、一か月、五か月間平均したクロススペクトルを表している。短時間平均では見られなかった特徴的な振動が長時間平均により確認できるようになった。さらに、算出したクロススペクトルにノイズによる小さな影響を除くために移動平均操作を行い、ゼロクロス点を検出できるように試行錯誤して平滑化している。

### 3. ゼロクロス法による位相速度推定

はじめに、クロススペクトルの零点から位相速度を求めるために、以下のゼロクロス法を用いた。第 1 種 0 次ベッセル関数が  $n$  回目に 0 となる零点を  $Z_n$ 、周波数を  $f_n$  とすると Rayleigh 波位相速度は(1)式で表される。

$$C(f) = \frac{2\pi f_n r}{Z_n} \quad (1)$$

しかし、観測されたクロススペクトルは一般的にノイズを含み不安定である。本来の零点が欠如する場合や余分な零点を読む場合がある。そのため、ベッセル関数の特定の零点とクロススペクトルの零点を対応させるのが困難である。そこで、零点の欠如と余分な零点を考慮した(2)式を用いて位相速度の推定を行う(Ekstöm et al., 2009)。

$$C_m(f) = \frac{2\pi f_n r}{Z_{n+2m}} \quad (m = 0, \pm 1, \pm 2) \quad (2)$$

ここで  $m$  は、欠如した、もしくは余分に読む零点の数を表す。本研究では、あらかじめ  $n$  を仮定して  $n-4$  から  $n+4$  までの 5 つの位相速度を算出した。例として、図 4 に観測点 N.NMEH(浪江)と H.TDMH(只見)のクロススペクトルとゼロクロス法から推定した Rayleigh 波位相速度分散曲線を示す。同時に気象庁一次元速度構造から計算された位相速度分散曲線(上野ほか, 2002)も示し、0.1Hz から 0.2Hz の間で比較することにより一番近い分散曲線を選定したその結果、0.1Hz で約 3200m/s、0.2Hz で約 3000m/s、0.3Hz で約 2800m/s となった。このように周波数ごとの位相速度を読み取り、複数の組み合わせからなるパスごとの位相速度分布図を作成した。本研究では、観測点間距離が 100km 以上の組み合わせのみを使用し、機器特性の異なる Hi-net と広帯域地震計の組み合わせは使用しない。

図 5 に、周期 8 秒におけるパスごとの位相速度分布、図 6 に周期 3 秒におけるパスごとの位相速度分布をそれぞれ示す。使用しているパスの数はそれぞれ 275 個と 215 個である。図 5 では、位相速度が概ね 3000m/s 以上を示す経路が多く、また地域ごとの違いは判別しにくい。図 6 では、図 5 よりも位相速度が平均的に遅くなっており、福島県の東部では約 3000m/s を示す経路が多く、北西部や南部では約 2400m/s から約 2800m/s を示す経路が多いことが確認できた。

### 4. 直接 S 波速度逆解析の手順

本研究では、Fang et al.(2015)による表面波の分散データを直接逆解析して 3 次元 S 波速度構造を算出する表面波トモグラフィ法を使用した。通常の S 波速度構造は、各グリッドポイントでの S 波速度の 1 次元プロファイルの 2 次元位相速度マップを使用した点ごとの逆解析によって構築される。しかし、Fang et al.(2015)では位相速度二次元マップを作成せずに、直接 3 次元

S 波速度モデルを推定できるものである。また、この手法は表面波の走時の計算に波線追跡法を利用した高速マーチング法(FMM) (Rawlinson and Sambridge, 2004)を使用しており、周波数依存する波線の曲げを考慮している。速度が大きく変化する複雑な媒体で直線伝播の仮定は適切ではないため、逆解析における波線の曲げの影響を考慮することは適切である。

トモグラフィ解析を行うにあたり本研究における解析条件を次のように設定した。対象範囲は北緯 36.6 度から 38.4 度、東経 138.9 度から 141.3 度とし、福島県を十分に覆う範囲とした。緯度経度の分割数はそれぞれ 30 個である。使用する位相速度の周期の範囲は 3.0 秒から 10.0 秒の間で 0.5 秒間隔とした。求めたい深さは、2.0km から 9.0km の間で 1.0km 間隔とした。反復回数は 10 回行った。なお、解析に用いているパスの数は最大 275 個である。S 波速度トモグラフィの初期モデルは、全部のパスで平均した位相速度を 1.1 倍して擬似的な S 波速度とし、波長の 3 分の 1 を深さとした。

また本研究では、逆解析を行う前にあらかじめ信頼できる範囲を把握するために、チェッカーボードテストを実施した。±0.4km/s の速度偏差を与えた S 波速度の初期モデルを作成した。速度の平均値は本番の解析で使用する速度勾配と同じ値を使用し、深さとともに増加させている。図 7 に深さ 5km におけるチェッカーボードテストの結果を示す。得られた結果を比較してみると、主に福島県内を中心に格子模様を復元することが出来た。これは今回の入力データでは信頼性が高い場所と予想される。

## 5. 推定 S 波速度構造と考察

推定した深さ 5km の S 波速度構造を図 8 に、深さ 3km の S 波速度構造を図 9 にそれぞれ示す。深さ 5km では、福島県の東部や南西部において S 波速度が約 3.3km/s と速い速度を示している一方で、会津地域では約 2.8km/s と速度の遅い値を示している。深さ 3km では、東部や南西部において約 3.0km/s と依然として速度の速い値を示している一方で、会津地域では約 2.6km/s と先ほどと同様に他地域と比べて速度が遅い地域となっている。また会津地域を通るような緯度 37.56 度における東西断面の S 波速度分布を図 10 に示す。信頼性が高い福島県内に注目すると、東経 139.5 度から 140.0 度に位置する会津地域では暖色で示される S 波速度の遅い分布が深部まで表現されており、一方で、東部や西部では寒色で示される S 波速度の速い分布が会津地域よりも浅部まで表現されていることが分かった。

さらに本研究では、深さ 3km の S 波速度構造と福島県の地質分布と比較する。S 波速度が 3.0km/s 程度を示す白色の分布は前期漸新世以前の基盤岩類と、S 波速度が 2.6km/s 程度を示す赤色の分布は前期更新世以降の堆積物や火山岩類とそれぞれほぼ一致していることが確かめられた。

## 6. まとめ

本研究では、福島県及びその周辺で観測された常時微動の 2 点間のクロススペクトルのゼロクロス点から求められた位相速度分散曲線を用いて、Fang et al.(2015)の逆解析手法を適用して S 波速度構造を推定した。その結果、福島県の東部や南西部において、深さ 5km では S 波速度が約 3.3km/s、深さ 3km では約 3.0km/s と速度の速い値を示した。一方で、会津地域において

は、深さ 5km では S 波速度が約 2.8km/s、深さ 3km では約 2.6km/s と遅い値を示した。また、深さ 3km の S 波速度構造と福島県の地質分布を比較したところ、S 波速度が速い地域と遅い地域は地質年代と関係していることを確認することができた。しかし、福島県沿岸地域のパス密度が他地域と比べて低いことから、浅部の沿岸部における解析結果の信頼性が低い。これは、100km 以下の組み合わせを増やすことで沿岸部における推定解像度が上がると考えられる。

## 謝辞

(国研)防災科学技術研究所から高感度地震観測網(Hi-net)または広帯域地震観測網(F-net)のデータを使用させていただいた。(公財)地震予知総合研究振興会による広帯域リニアアレイで観測されたデータを使用させていただいた。3次元 S 波速度構造解析には Fang 博士による解析プログラム DSurfTomo を使用させていただいた。一部の図の作成には GMT(Wessel and Smith, 1998) を使用させていただいた。記してここに謝意を表します。

## 参考文献

- Bensen, G. D., M. H. Ritzwoller, M. P. Barmin, A. L. Levshin, F. Lin, M. P. Moschetti, N. M. Shapiro and Y. Yang (2007), Processing seismic ambient noise data to obtain reliable broad-band surface wave dispersion measurements, *Geophys. J. Int.*, 169, 1239-1260.
- Ekström, G., Geoffrey A. Abers, and Spahr C. Webb (2009), Determination of surface-wave phase velocities across USArray from noise and Aki's spectral formulation, *Geophys. Res. Lett.*, 36, L18301, doi:10.1029/2009GL039131, 2009.
- Fang, H., H. Yao, H. Zhang, Y. C. Huang, and van der R. D. Hilst (2015), Direct inversion of surface wave dispersion for three-dimensional shallow crustal structure based on ray tracing: methodology and application, *Geophys. J. Int.*, 201, 1251-1263.
- 一般社団法人東北地質業協会, 東北 6 県の地質, 福島県の地質, <https://tohoku-geo.ne.jp/information/daichi/img/53/03.pdf> 最終閲覧日 2022 年 1 月 6 日
- Rawlinson, N. and M. Sambridge (2004), Wave front evolution in strongly heterogeneous layered media using the fast marching method, *Geophys. J. Int.*, 156, 631-647.
- 土屋隆, 山本英和, 齊藤剛 (2020), 福島県の Hi-net 観測点で観測された常時微動の地震波干渉法解析による Rayleigh 波位相速度の二次元分布の推定, 令和 2 年度東北地域災害科学研究集会, 講演予稿集.
- 上野寛, 畠山信一, 明田川保, 船崎淳, 浜田信生 (2002), 気象庁の震源決定方法の改善—浅部速度構造と重み関数の改良—, 験震時報第 65 巻, pp.123-124.
- Wessel, P. and W. HF. Smith (1998), New, improved version of the Generic Mapping Tools released, *EOS Trans. AGU*, 79, 579.
- 山本英和, 澤田義博, 齊藤剛 (2015), 福島県の広帯域リニアアレイで観測された常時微動の地震波干渉法解析 (その 1), 第 132 回物理探査学会, 学術講演会講演論文集, pp.28-31.
- 山本英和, 佐藤史佳, 齊藤剛 (2016), 福島県の広帯域リニアアレイで観測された常時微動の地震波干渉法解析, 平成 28 年度東北地域災害科学研究, 第 52 巻論文集, pp.263-268.



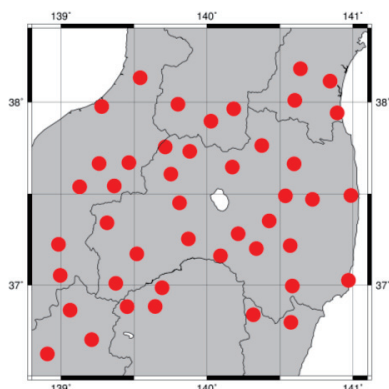
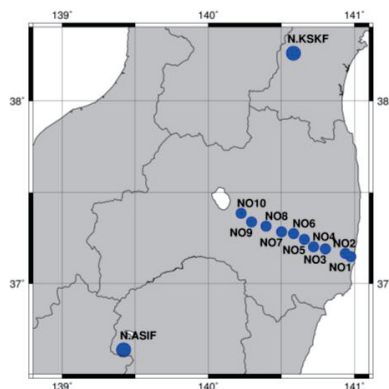
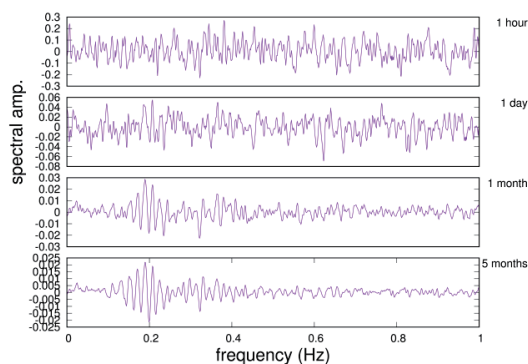
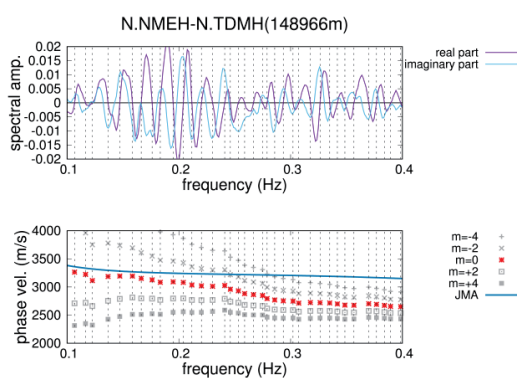
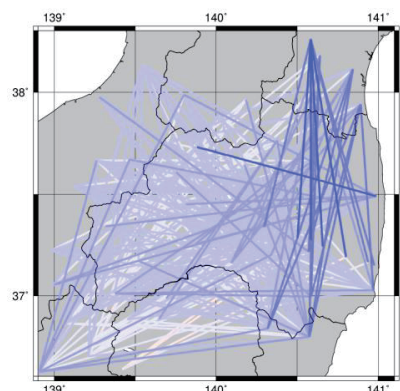
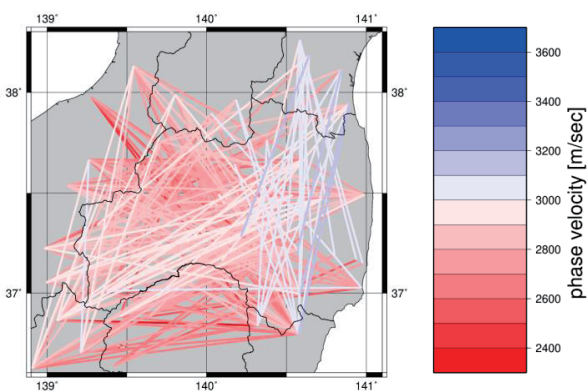


図 1 使用した Hi-net 観測点の位置

図 2 使用した F-net 観測点及び  
リニアアレイ測線の位置図 3 Hi-net 観測点 N.NMEH(浪江)と  
H.TDMH(只見)の 2 点間の規格化クロス  
スペクトルの実部図 4 Hi-net 観測点 N.NMEH(浪江)と  
H.TDMH(只見)のクロススペクトル振幅と  
推定位相速度図 5 周期 8 秒における 275 の  
パスからなる位相速度分布図 6 周期 3 秒における 215 の  
パスからなる位相速度分布

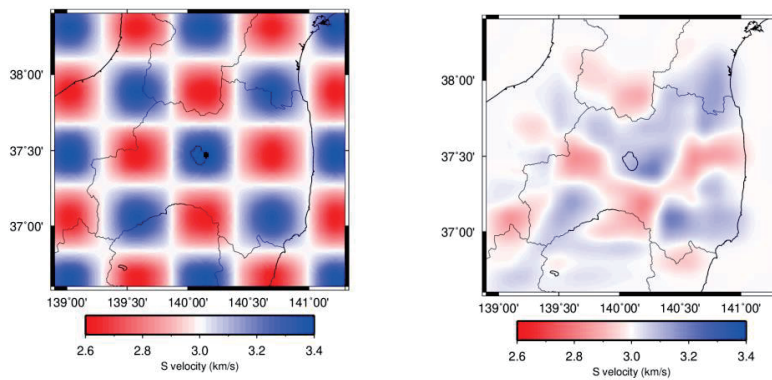


図 7 深さ 5km におけるチェッカーボードテスト。  
左図が初期モデル，右図が逆解析モデル。

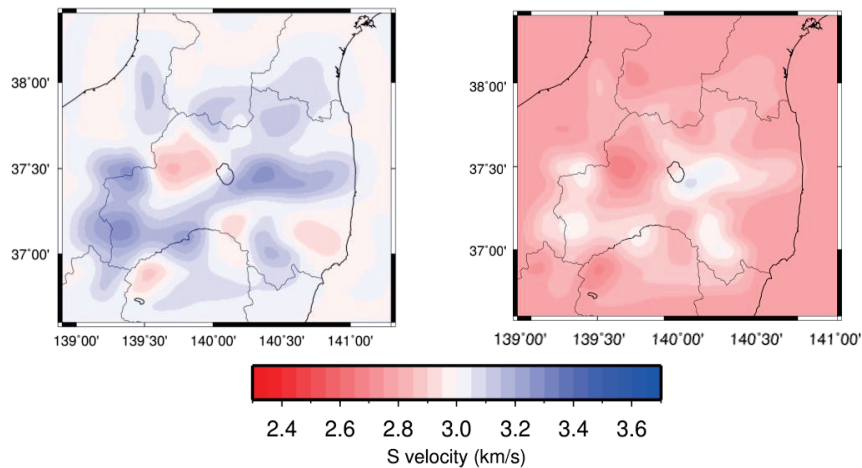


図 8 深さ 5km の推定 S 波速度構造

図 9 深さ 3km の推定 S 波速度構造

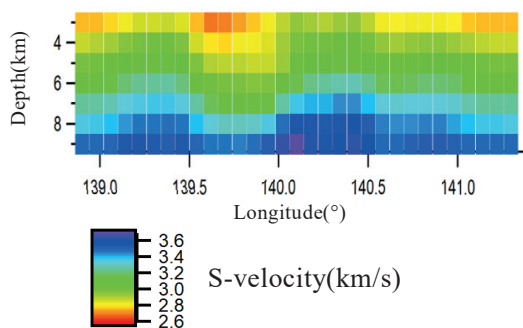


図 10 緯度 37.56 度における東西断面の  
S 波速度分布

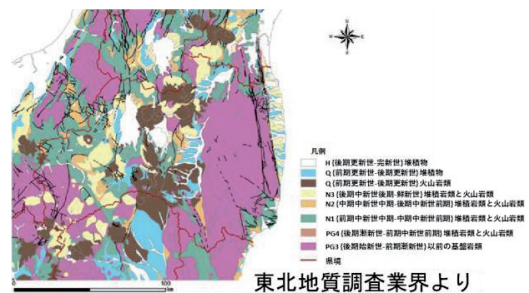


図 11 福島県の地質図

## 土粒子の間隙を流れる水の挙動に関する基礎的研究

八戸工業大学 梶谷 みなみ

八戸工業大学 上野 礼慈

八戸工業大学 中村 優真

八戸工業大学 高瀬 慎介

### 1. はじめに

近年、豪雨による災害が続いている。これは地球規模の気候変動によってさらに厳しくなり、今後も豪雨災害は増加していくと考えられる。豪雨災害の中で斜面崩壊、堤防破堤、地盤材料の流失などの現象が発生し災害の被害を拡大する要因となっている。これらのリスクの予測や評価のためには土と水の相互作用力のモデルの精度向上が必須である。粒子群の間隙を流れる水の挙動については、古くから実験、解析の様々な研究がなされている。特に、地盤工学における透水問題については Darcy 則が最も基礎的なモデルであり、

写真-1 斜面崩壊<sup>1)</sup>

さらに高度な物理となる非 Darcy 流れの効果の導入の必要性も議論されている。しかし非 Darcy 流れについては数値解析の中で扱うための基盤が十分に構築されていない。実際の地盤材料には粒度分布が存在し、大小様々な粒径の粒子群の集合体である。より現実には非 Darcy 流れのモデリングの高度化は今後の地盤材料の数値解析のために解消すべき課題の一つである。本研究では直接数値シミュレーションによる浸透流の数値解析を行い、地盤材料の特性をシミュレーションを通して理解することが目的である。数値解析手法は有限要素法を用いて実施する。本研究では、飽和土中の間隙水を密度 $\rho$ 、粘性係数 $\mu$ をニュートン流体と仮定したうえで、時間 $t$ 、速度 $u_i = (u, v, w)$ 、および圧力 $p$ に関する支配方程式である 3 次元 Navier-Stokes 方程式<sup>2)</sup>

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\mu}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) + f_i$$

および、連続の式

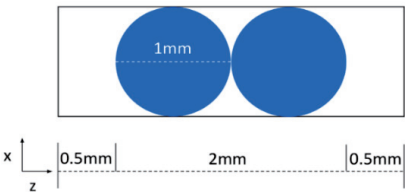
$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0$$

を数値計算によって解く。

\*Study on the behavior of water flowing through the gaps of particle swarms by Minami Masaya, Reiji Uwano, Yuma nakamura, Shinsuke Takase

2. メッシュサイズの検討

浸透流のシミュレーションで用いるメッシュサイズの決定のために、粒形 1.0mm の球 2 つ配置したモデル（図―1）の解析を行った。球周りは非すべり、壁境界はすべり境界とする。メッシュサイズはそれぞれ 0.1, 0.05, 0.025 とし、動水勾配はそれぞれ 0.1, 0.5 を与えた。間隙流体のパラメータは $\rho = 1000\text{ kg/m}^3$ ,  $\mu = 1.0 \times 10^{-3}\text{ Pa} \cdot \text{s}$ の水を用いるメッシュサイズごとの断面流速を表―1、表―2 に示す。どちらもメッシュサイズが 0.05 の時点で断面流速は収束していた。本解析の規則配置モデルは球の直径 1mm の時にメッシュサイズが 0.05 とそれぞれ直径に対して 20 分割となるようにメッシュサイズを与える。



図―1 テストモデル

表―1 動水勾配 0.1 の断面流速

メッシュサイズ	断面流速[m/s]
0.025	0.10842
0.05	0.10756
0.1	0.09419

表―2 動水勾配 0.5 の断面流速

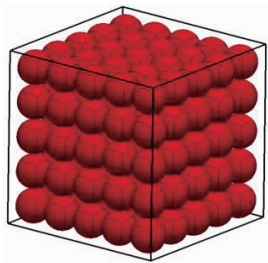
メッシュサイズ	断面流速[m/s]
0.025	0.02782
0.05	0.02721
0.1	0.02121

3.解析概要

(1) 規則配置モデル

規則配置モデルを用いた浸透流のシミュレーションを行う。地盤材料に関するパラメータの変化に合わせて、内部の浸透流が変化していく過程の再現を試みる。規則配置モデルでは粒径の変化や動水勾配の変化に着目して解析を行う。

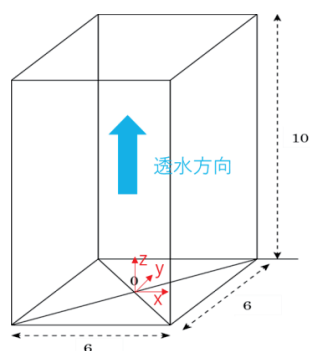
モデルは図―1 のように作成する。線で示した部分が解析対象の空間であり、内部の球体が土粒子を示す。間隙流体のパラメータは $\rho = 1000\text{ kg/m}^3$ ,  $\mu = 1.0 \times 10^{-3}\text{ Pa} \cdot \text{s}$ の水を用いる。解析モデルに粒径 2.0mm～0.08mm のスケールを用いる。動水勾配は一律で 1.0 とする。それぞれ定常な流れが得られるまで浸透流のシミュレーションを行い、解析結果から動水勾配一定条件での粒形変化に対する透水係数の変化をみる。



図―2 規則配置モデル

(2) 不規則配置モデル

不規則配置モデルを用いた浸透流のシミュレーションを行う。ランダムパッキングによって作成した解析モデル 3 つを使用する。粒子数と間隙比を表―3、粒度分布を表―4 に示す。間隙流体のパラメータは $\rho = 1000$ ,  $\mu = 1.0 \times 10^{-3}\text{ Pa} \cdot \text{s}$ の水を用いる。それぞれのモデルに対して 0.1, 0.5, 1.0 と動水勾配を与える。透水方向は図―3 に示す。



図—3 浸透方向

表—3 解析モデルごとの粒子数，間隙比

解析モデル	粒子数	間隙比	メッシュサイズ
①	430	0.93	1/20
②	473	0.78	1/20
③	488	0.72	1/20

表—4 粒径の混合比

粒径	混合比
0.80	20%
0.91	20%
0.99	15%
1.03	45%

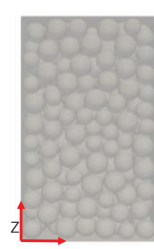
側面は壁境界，球周りは非すべり境界，壁境界はすべり境界としている。モデル①～③の不規則配置モデルは以下の図に示す。



図—4 モデル①



図—5 モデル②



図—6 モデル③

## 4.解析結果

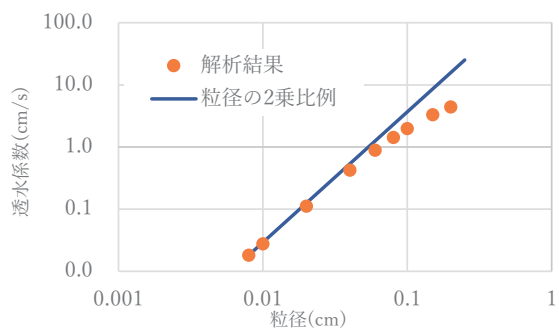
### (1) 規則配置モデル

規則配置モデルでそれぞれ，定常な流れが得られるまで浸透流のシミュレーションを行った。各解析モデルにおいて流速の値が一定値に収束した段階で定常とする。本解析で得られた，解析結果から，定常状態における平均速度の値を用いて，ダルシー則によって透水係数を求めた。その結果を図—7に示す。Hazen 式や Kozeny Carman 式のような Darcy 測は整理すると係数×粒形二乗の項の比例系の形に整理でき，数値解析の結果がこの形にそうと線形透水であるとされる。青線の 2 乗比例は最初の一点からそのまま延長している。粒形モデルが大きくなるにつれ，平均速度は大きくなり，流れの収束は遅くなる。粒形が小さな土粒子の解析結果において，粒径の 2 乗に対する比例と合う結果が得られた。一方，粒径が大きい土粒子の解析結果は粒径の 2 乗に対する比例から離れる結果となった。粒径の大きな土粒子の透水現象では，内部に何らかの流れが発生していることが分かる。

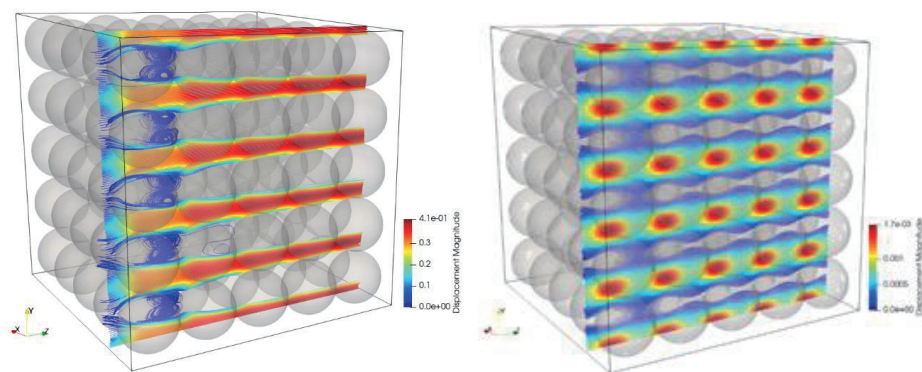


表一5 流速と透水係数

土粒子直径 [mm]	流速 [cm/s]	透水係数 [cm/s]
0.08	0.018	0.018
0.1	0.028	0.028
0.2	0.112	0.112
0.4	0.427	0.427
0.6	0.894	0.894
0.8	1.423	1.423
1.0	1.978	1.978
1.5	3.313	3.313
2.0	4.441	4.441



図一7 透水係数



図一8 粒径 2.0 の流線図 (左), 粒径 0.08 の流線図 (右)

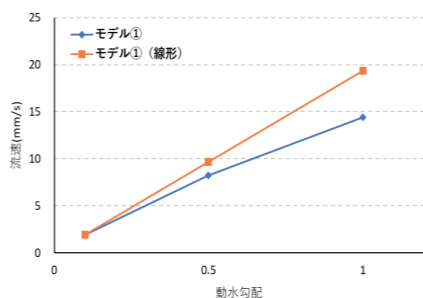
粒径 2.0mm と 0.08mm の定常な状態での流線図を上図一8, 図一9 に示す。粒径の大きい 2.0mm の流線は渦が発生し、乱れている様子が分かる。

## (2) 不規則配置モデル

不規則配置モデルでそれぞれ、定常な流れが得られるまで浸透流のシミュレーションを行った。それぞれのモデルの解析結果を以下の表 6～8 と図 10～12 に示す。

表—6 解析モデル①

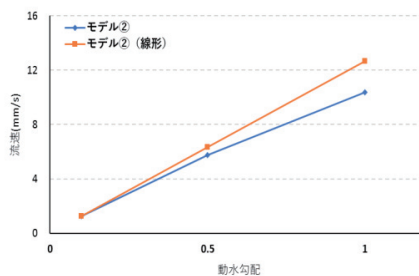
動水勾配	レイノルズ数	流速(mm/s)
0.10	1.9356	1.9356
0.50	8.2513	8.2513
1.00	14.4040	14.4040



図—10 解析モデル①

表—7 解析モデル②

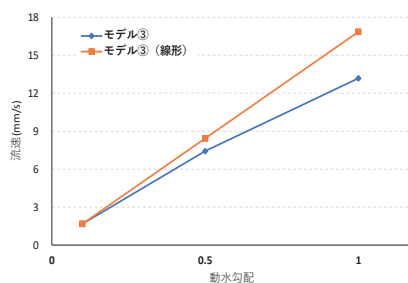
動水勾配	レイノルズ数	流速(mm/s)
0.10	1.2649	1.2649
0.50	5.7445	5.7445
1.00	10.3629	10.3629



図—11 解析モデル②

表—8 解析モデル③

動水勾配	レイノルズ数	流速(mm/s)
0.10	1.6862	1.6862
0.50	7.4284	7.4284
1.00	13.1874	13.1874



図—12 解析モデル③

線形は動水勾配が一番小さなケースの流速を動水勾配の増加に合わせて5倍、10倍としてプロットしたものとなっている。

3つの解析モデルの結果から、動水勾配が大きい値になるにつれ、線形から外れていくことが分かる。線形関係が成り立つはずであることから、想定した浸透流とは異なる結果となった。粒子数が多く、間隙比の値が大きいモデル①の流速が一番速い結果となった。

## 5. 終わりに

粒形モデルが大きくなるにつれ、平均速度は大きく、流れの収束は遅くなり、実験的に知られている結果と似た浸透流の挙動となった。粒径の大きなモデルの解析結果に至っては、透水

減少に対する，既存の推定モデルではとらえることのできない流れが発生したと考えられる。Navier-Stokes 方程式の数値計算によって，浸透流の挙動を再現できた。今後として透水シミュレーションの結果からレイノルズ数を用い整理し，規則配置モデルと，不規則配置モデルの浸透挙動についてまとめていく予定である。本研究の解析モデルは簡易的なものであるため，内部構造がより複雑な実際の地盤材料の構造の解析を行う必要がある。

## 6.参考文献

- 1) 小山内信智：斜面災害の被災地の地形・地質と斜面崩壊の特徴 北海道測量技術講演会 2019.01.31 <https://www.gsi.go.jp/common/000208624.pdf>
- 2) Ikkoh Tachibana ,Shuji Moriguchi , Shinsuke Takase , Kenjiro Terada , Takayuki Aoki , Kohji Kamiya , Takeshi Kodaka : Characterization of transition from Darcy to non-Darcy flow with 3D pore-level simulations Soils and Foundations Vol.57 5号 2017.10 p709

# 透明土モデルを用いた浸透流の可視化手法に

## 関する基礎的研究\*

八戸工業大学 中村 優真  
八戸工業大学 上野 礼慈  
八戸工業大学 高瀬 慎介  
八戸工業大学 金子 賢治

### 1. はじめに

日本は世界でも有数の自然災害大国であり、これまで様々な災害による被害を受けてきた。特に最近では、気候変動により短時間のうちに急に降る大雨が発生する頻度は増加傾向にあり、2018 年 6 月下旬から 7 月にかけて台風 7 号および梅雨前線などによって引き起こされた集中豪雨（平成 30 年 7 月豪雨）により、西日本を中心に北海道や中部地方など広い範囲で河川の氾濫や堤防の決壊、土砂災害など甚大な被害が発生した。近年上陸する台風が年々大型化かつ低速化していることから、今後も気候変動による自然災害が発生する頻度は増加していくと考えられる。

青森県でも、令和 3 年 8 月に集中豪雨による土砂崩れが発生し、大きな被害を受けた。豪雨による土砂災害の原因の一つとして浸透による内部浸食が挙げられる。しかし、内部浸食の発生・進行メカニズムについては不明な点が多い。内部浸食の取り扱いが難しい理由としては、直接観測することのできない土中で起こることが挙げられる。そこで、地盤の内部を可視化する研究が多くなされている。

本研究では、屈折率マッチング技術で制作した透明土モデルを用いて鉛直一次元浸透破壊実験を行い、粒子の間隙を流れる浸透流の可視化を目的とした。

### 2. 透明土モデルの選定

屈折率マッチング技術とは透明粒子と間隙流体の 2 つの屈折率を一致させることで、直接見えない内部の断面を可視光のもとで観察可能にする実験手法である。透明粒子と間隙流体の種類によってさまざまな地盤を作成することが出来る。代表的なものを表-1 に示す。

本実験では土の中の流れを再現するのに最適なアクアビーズを使用し実験を行う。作成した

表-1 代表的な透明土と特性

	アモルファスシリカ	シリカゲル	アクアビーズ
屈折率	1.442	1.442	1.333
最適モデル	粘土	砂	土の中の流れ とても弱い沈殿物
間隙流体	鉱油ブレンド 臭化カルシウム	鉱油ブレンド 臭化カルシウム	水

\* A Basic Study on Visualization Method of Seepage Flow Using Transparent Soil Model

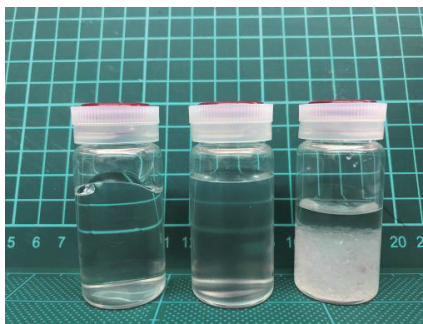


図-1 作成した透明土モデル

左：アクアビーズ（10mm）

中：アクアビーズ（0.5mm）

右：シリカゲル（1mm）

透明土モデルを図-1 に示す。アクアビーズは間隙流体に水を使っているため、高い透明度を示している。シリカゲルは水と屈折率が異なるため透明にはならない。

また、アクアビーズは吸水性ポリマーともいって体積の 200 倍の水を吸収することが出来る。

（図-2）

また、粉碎することで透水係数を変化させることが可能である。



図-2 アクアビーズ

上：給水前

下：給水後

### 3. 実験概要

浸透破壊実験装置を図-3 に示す。使用する資料はアクアビーズ(10mm)とした。アクアビーズは、配置による流れの違いを見るため規則配置と交互配置の2ケース用意する。気泡が混入しないよう慎重に作業を行う必要がある。

実験は流量を一定に保ち試験機内に一定の流れを発生させたのちインクの投入口からインクを投入し

粒子の間隙を流れる浸透流の動きをビデオカメラを使用し撮影した。使用したインクは、万年筆用インクブラックである。



図-3 浸透破壊実験装置

実験装置は流入口にバルブを設置しており、任意の流量に保つことが可能である。



#### 4. 実験結果

実験結果を図-4 に示す。粒子の間隙間を流れる浸透流を微視的な流線で可視化することが出来た。しかし、規則配置と交互配置による流れの違いについては見る事が出来なかった。実験終了後のビーズの配置を確認したところ、規則配列が崩れ交互配列のようになっていた。

アクアビーズは表面が滑らかだったため流れに押される形で配置が変化したものと思われる。

また、PIV 解析を用いて流速分布を可視化した結果を図-5 に示す。粒子の周りの流速の分布を簡易的ではあるが表現することが出来た。しかし、目視では、インクの流れていない箇所にも矢印がプロットされていた。これは、気泡や照明による反射等によってテンプレートマッチングが上手く行われなかったことが原因だと思われる。

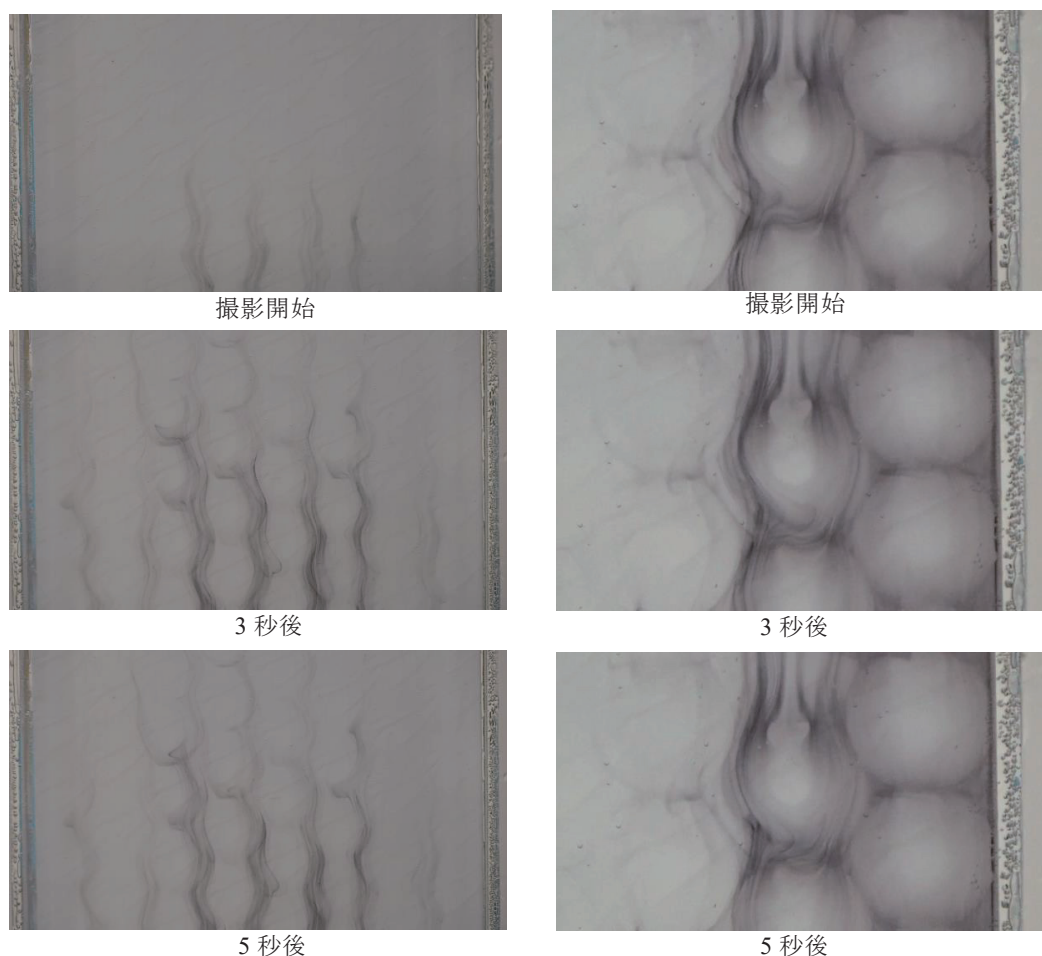


図-4 実験結果 (左：規則配置 右：交互配置)

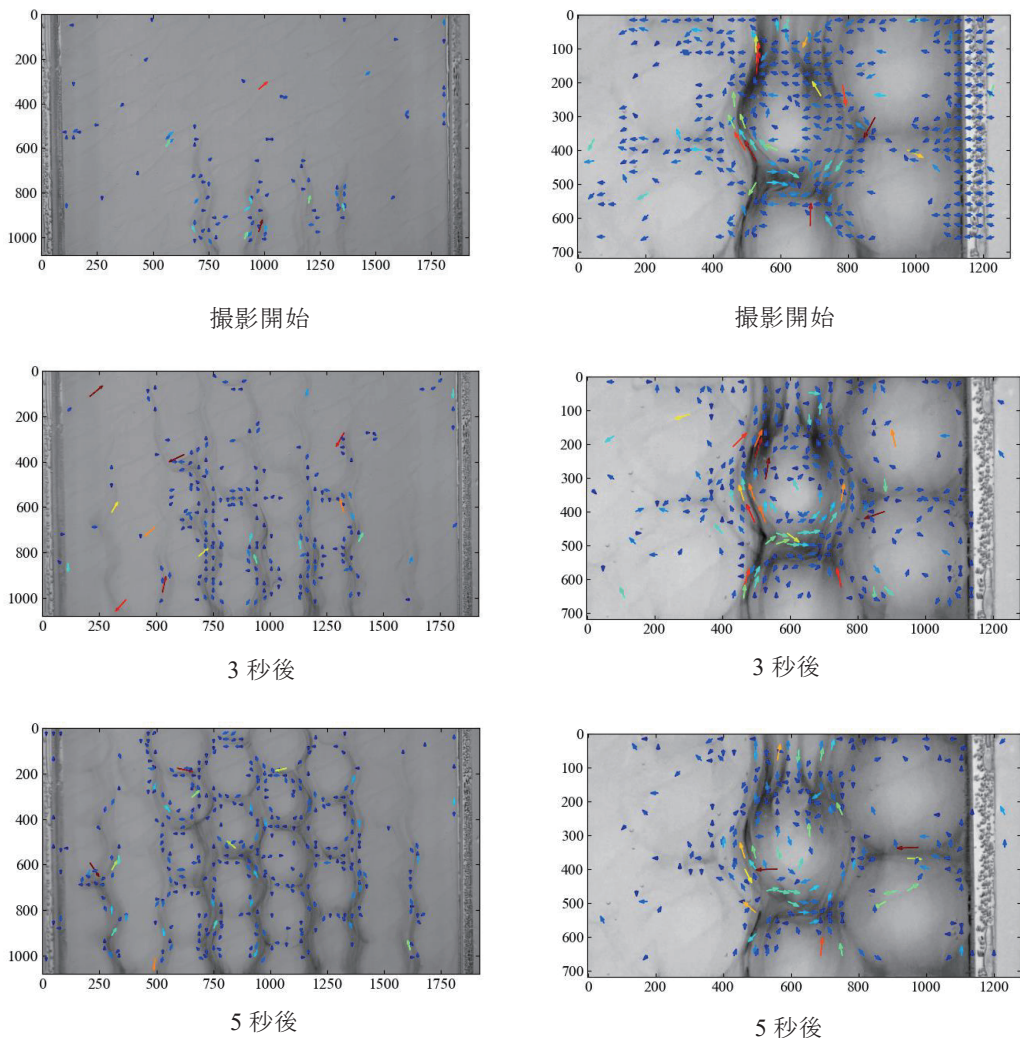


図-5 PIV 解析結果（左：規則配置 右：交互配置）

## 5. 終わりに

粒子間を流れる浸透流を簡易的ではあるが微視的に可視化することが出来た。しかし、PIV 解析は、テンプレートマッチングが上手く行っていない箇所があった、これは気泡の混入や照明のフリッカーによる誤差だと考えられる。

今回は、一次元の浸透流を可視化した、今後は三次元的な浸透流の可視化を行い、浸透流への理解をより深めていく必要がある。

## 参考文献

- 1) 気象庁：気候変動監視レポート 2017
- 2) Magued Iskander：Modelling with Transparent Soils2010

# 地盤の液状化を加速度応答のみから推定するための特徴量の分析

東北大学 吉留大生, 鳥屋部佳苗, 加村晃良, 風間基樹

## 1. はじめに

地盤の液状化を予測・判定する手法は、地盤調査結果に基づく簡易判定法から、室内試験や数値解析による詳細法まで種々存在する。しかし、これらの手法は、最も簡便なものであっても原位置の地盤情報を必要とするため、広域での即時的評価や、液状化リスクの一次スクリーニング等の観点で課題がある。このような背景から、Kamura et al.<sup>1)</sup>は、地震動の加速度記録のみから地盤の液状化を予測判定する深層学習技術を提案している。さらに、鳥屋部ら<sup>2)</sup>は、このモデルに対して、K-NET および KiK-net<sup>3)</sup> 観測網のデータを利用し、広域での適用性を検討した。これら成果では、液状化判定に関して一定の妥当性は示されているものの、同時に、さらなる教師データ（液状化時の加速度データ）と特徴量評価の必要性が指摘されている。そこで本研究では、Kamura et al.<sup>1)</sup>が行った振動台実験の1次データに着目し、液状化時に有意に変化する各種特徴量の詳細な分析を実施した。

## 2. 実験データの取得と分析対象

本研究では、3次元加速度入力による飽和地盤の振動台実験120ケースの結果<sup>1)</sup>と今回実施した119ケースの結果を合わせた239ケースの実験結果から得られた地表面応答加速度データを分析対象とした。入力地震動は、表1に示すものを使用し、振幅を任意倍することで異なる波形を複数作成した。地震動の継続時間は、加速度の最大値の5%が最初に現れてから、最後に現れるまでの時間と定義した。この地震動の継続時間を3等分し、後半の2/3区間において、過剰間隙水圧の時刻歴平均が高いデータと低いデータ（後述）に分け、それら特性の違いを分析した。この分類は参考文献1)の液状化の分類定義に対応している。なお、図1には地震動の入力データと、ランニングスペクトル解析の変化の例を示す。

このようにして取得した振動台実験の加速度データ（1次データ）を処理することで、①最大加速度（3方向）②1次卓越周波数（3方向）、③震度、④地震動継続時間、⑤最大速度（3方向）、⑥SI値、⑦H/Vスペクトル比の最大値を特徴量として得ている。また①最大加速度、②1次卓越周波数、⑤最大速度、⑦H/Vスペクトル比については時刻歴3分割した区間毎の最大値を取得することで、時間変化の評価も行った。

## 3. ロジスティック回帰分析の概要

239の波形データを分析対象とし、目的変数に過剰間隙水圧比0.6以上のデータを「1」、過剰間隙水圧比0.6未満のデータを「0」と設定した。この説明変数には、1次データの特徴量に加え、①最大加速度、②1次卓越周波数、⑤最大速度、⑦H/Vスペクトル比の各特徴量の変化比率も追加した。ここで、変化比率は各特徴量が3区間のうちにどの程度変化したかを示す指標と定義し、各特徴量について、（着目する区間の値）/（着目する区間の前の値）とした。

\* Analysis of feature amount for estimating liquefaction degree based only on seismic data by Taisei Yoshitome

表 1 振動台実験 239 ケースの入力地震動（原波形）

観測地点	観測日	地震名
石巻（宮城）	2003. 5. 26	宮城県沖地震
長岡（新潟）	2004. 10. 23	新潟県中越地震
柏崎（新潟）	2007. 7. 16	新潟県中越沖地震
浦安（千葉）	2011. 3. 11	東北地方太平洋沖地震
宇土（熊本）	2016. 4. 14	熊本地震
苫小牧（北海道）	2018. 9. 6	北海道胆振東部地震
鹿嶋（茨城）	2011.3.11	東北地方太平洋沖地震
今市（栃木）	2011.3.11	東北地方太平洋沖地震
小名浜（福島）	2011.4.11	福島県浜通りの地震
佐倉（千葉）	2011.3.11	東北地方太平洋沖地震

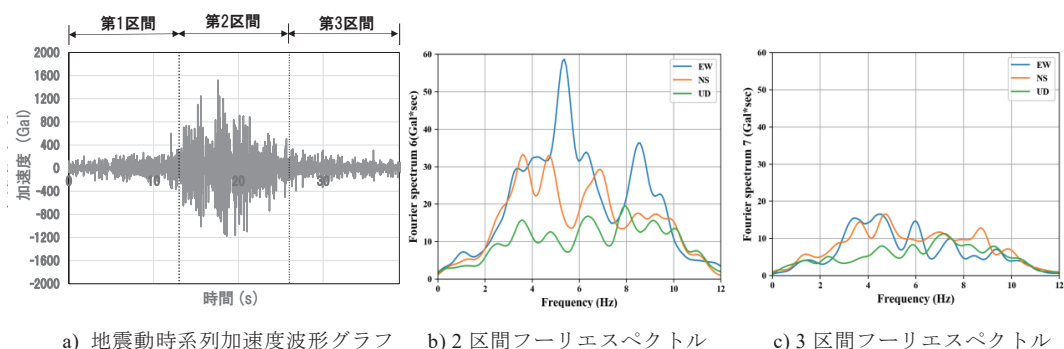


図 1 地震動継続時間の 3 区間分割とランニングスペクトルの解析結果の例

## 4. 分析結果

### 4.1 1 次データの度数分布

1 次データの度数分布の一例を図 2 から図 4 に示す。まず、図 2 に示す過剰間隙水圧比 0.6 以上のデータ群の最大加速度に着目する。第 1 区間で 200 Gal 以上のクラスが半数以上を占めており、第 2 区間にかけては大きく変化せず、第 3 区間で約半数が 100 Gal 以下のクラスに存在している。一方、図 3 に示す過剰間隙水圧比が 0.2 未満のデータ群に着目すると、第 1 区間では約 6 割が 100 Gal までのクラスに存在していることがわかる。そして第 2 区間にかけて大きいクラスへと増加し、第 3 区間で約 7 割が 100 Gal 以下の小さいクラスに存在している。これら傾向は、過剰間隙水圧比（液状化の度合い）が高くなると、地盤の剛性が低下して、加速度応答レベルが下がることに対応している。これらのことから、液状化の前後で有意に変化する指標は、変化比率としてデータセット化することが有意義であると考えられる。図 4 の SI 値についてみると、液状化度の高いデータ群は液状化度の低いデータ群に比べて、大きいクラスに存在する傾向がある。これは、そもそもの入力地震動の大きさによるものである。

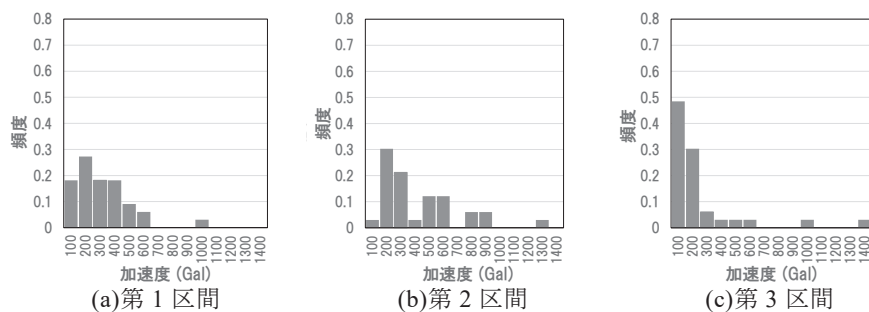


図2 3区間毎での過剰間隙水圧比 0.6 以上の最大加速度ヒストグラム

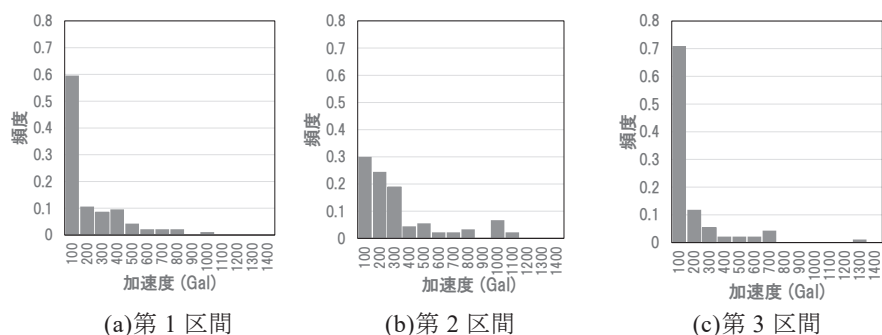


図3 3区間毎での過剰間隙水圧比 0.2 未満の最大加速度ヒストグラム

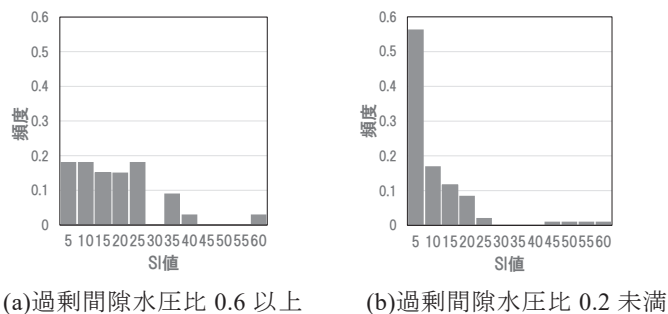


図4 全区間での SI 値ヒストグラム

#### 4.2 ロジスティック回帰分析の結果

ロジスティック回帰分析の結果を表2に示す。オッズ比の値が1.0以下の項目は過剰間隙水圧の低いケースに影響を及ぼしており、値が1.0以上の項目は過剰間隙水圧が高いケースに影響を及ぼしていると読み取ることができるので、これら結果より、加速度（水平、鉛直成分）や、1次卓越周波数、速度（水平、鉛直成分）そのものの値よりも、変化比率の方が地盤の液状化前後で変化を捉えやすいことが分かる。また、第1区間から第2区間にかけての水平方向の加速度の変化比率をみると、値が大きくなると過剰間隙水圧の低いケースに影響を及ぼしてい



る．これは、地盤の剛性が低下しておらず、加速度応答が大きく出ているためと解釈できる．さらに、同区間の周波数の変化比率に着目すると、値が大きくなると過剰間隙水圧比の低い方に影響を及ぼしていることが分かる．これは過剰間隙水圧の高い（すなわち液状化している）地盤は長周期化することに対応している．また、震度が大きくなれば液状化度の高い地盤に影響を及ぼしており、一般的な知見どおりの傾向もみられる．

表 2 ロジスティック回帰分析結果

項目	オッズ比	項目	オッズ比
第1区間水平方向 最大加速度	0.984	1→2区間 水平1次卓越周波数 変化比率	0.1以下
第1区間上下方向 最大加速度	1.001	1→2区間 上下1次卓越周波数 変化比率	6.508
第2区間水平方向 最大加速度	1.006	2→3区間 水平1次卓越周波数 変化比率	0.1以下
第2区間上下方向 最大加速度	0.990	2→3区間 上下1次卓越周波数 変化比率	0.371
第3区間水平方向 最大加速度	0.986	1→3区間 水平1次卓越周波数 変化比率	10以上
第3区間上下方向 最大加速度	1.100	1→3区間 上下1次卓越周波数 変化比率	0.100
1→2区間水平加速度 変化比率	0.264	地震動継続時間	0.989
1→2区間上下加速度 変化比率	1.581	震度	10以上
2→3区間水平加速度 変化比率	10以上	第1区間 水平方向最大速度	1.019
2→3区間上下加速度 変化比率	0.1以下	第1区間 上下方向最大速度	0.608
1→3区間水平加速度 変化比率	0.1以下	第2区間 水平方向最大速度	0.567
1→3区間上下加速度 変化比率	0.400	第2区間 上下方向最大速度	1.532
第1区間水平方向 1次卓越周波数	1.574	第3区間 水平方向最大速度	1.112
第1区間上下方向 1次卓越周波数	0.359	第3区間 上下方向最大速度	0.418
第2区間水平方向 1次卓越周波数	1.362	1→2区間 水平最大速度 変化比率	2.369
第2区間上下方向 1次卓越周波数	1.473	1→2区間 上下最大速度 変化比率	0.333
第3区間水平方向 1次卓越周波数	0.570	2→3区間 水平最大速度 変化比率	0.1以下
第3区間上下方向 1次卓越周波数	0.999	2→3区間 上下最大速度 変化比率	0.1以下
第1区間 H/Vスペクトル比	0.898	1→3区間 水平最大速度 変化比率	1.182
第2区間 H/Vスペクトル比	2.519	1→3区間 上下最大速度 変化比率	10以上
第3区間 H/Vスペクトル比	0.492	SI値水平方向	1.282
H/Vスペクトル比 変化比率	0.796		

## 5. まとめ

3次元加速度入力による振動台実験の結果 239 ケースの地表面応答加速度時刻歴データを分析し、液状化（過剰間隙水圧比の上昇）前後で変化する特徴量を評価した．ロジスティック回帰分析の結果から、加速度（水平、鉛直成分）、1次卓越周波数、速度（水平、鉛直成分）については、そのものの自体の値よりも、変化比率の方が液状化の度合いと結びつけられることのできる特徴量として、有意義であることが示された．今後の発展として、例えば Kamura et al.<sup>1)</sup>らが提案している地震動のみから液状化の程度を判定する手法に適用できる可能性がある．

## 6. 参考文献

- 1) Kamura et al.: Exploring the possibility of assessing the damage degree of liquefaction based only on seismic records by artificial neural networks, Soil and Foundations, Vol.61, Issue 3, pp.658-674, 2021.
- 2) 鳥屋部佳苗, 加村晃良, 風間基樹: 強震観測データのみから地盤の液状化の程度を判定する深層学習技術の妥当性の検討 ―東北地方太平洋沖地震を事例として―, 土木学会(JI) AI・データサイエンス, 第2巻, 第J2号, pp598-608, 2021
- 3) 防災科学技術研究所: 強震観測網 (K-net, KiK-net) 強震記録 (2011年3月11日), <https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/quake/>

## 氾濫水密度の時間変化を考慮した津波遡上\*

中央大学研究開発機構 松富英夫

### 1. はじめに

津波荷重や歴史・想定津波規模評価の高度化の視点として氾濫水密度 $\rho$ 、氾濫流の非定常性、移動床下の氾濫流（非定常流）の抵抗則などが考えられる<sup>1)</sup>。

松富ら<sup>2-7)</sup>は津波氾濫水密度 $\rho$ の入射フルード数 $F_{ri}$ や底質土砂粒径（中央粒径 $d_{50}$ ）への依存性を小規模移動床実験に基づいて検討している。松富<sup>8)</sup>は移動床下の津波氾濫流の抵抗則を上記実験のデータを用いて検討している。松富・有川<sup>9)</sup>は氾濫水密度の津波遡上への影響を理論的に検討している。前二者は実験データ量が少ない状況下での、後者は氾濫水密度として遡上過程平均<sup>10)</sup>を想定した時間的に不変な条件下での検討である。

以上を背景に、本研究は氾濫水密度実験と土砂を含む氾濫流の遡上実験を新たに行って実験データ量（範囲）を増やし（拡げ）、既報の氾濫流の摩擦損失係数 $K$ や氾濫水密度の評価実験式<sup>8)</sup>を検証するとともに、摩擦損失係数だけでなく、氾濫水密度の時間変化をも考慮することで、既報の津波遡上理論<sup>9)</sup>の高度化を図ることを目的とする。

### 2 氾濫水密度実験と氾濫流遡上実験

#### (1) 実験方法

##### a) 実験水路

実験水路は、簡易に高シールズ数を得るため、幅0.3 mのすべり台状の直線開水路とした。ただし、すべり台斜面の下端には土砂を敷くために透明塩ビ板製の水平部、その下流端には土砂を巻込んだ氾濫流先端部の氾濫水（土砂水）量を調節して採水するために表面塗装した合板製の短く緩い上り斜面部、さらに氾濫流遡上実験ではその短く緩い上り斜面部に続けて表面塗装し、粒径0.85～2 mmの砂を貼付けた合板製の同じ勾配を持つ斜面部を設けた。実験水路の概略、後述する測定器具などの配置と諸記号の定義などを図-1に示す。図中、 $h_p$ は水平部の底面からすべり台上端に水平に設置した貯水槽（高さ0.5 m、幅0.3 m、長さ1.7 m）の底面までの高さ、 $h_c$ は貯水深、 $L_c$ は貯水長、 $S_1$ はすべり台斜面の勾配、 $L_s$ は水平部の初期土砂層域長、 $h_{t1}$ は初期土砂層厚、 $h_s$ と $S_2$ は短く緩い上り斜面部の水平部底面からの上端高さと同勾配である。津波氾濫流はゲート急開流れで模擬した。ゲートはすべり台斜面上端の直ぐ背後に位置する。

##### b) 水理量の測定

初期土砂層域の上・下流端における入射氾濫水深の経

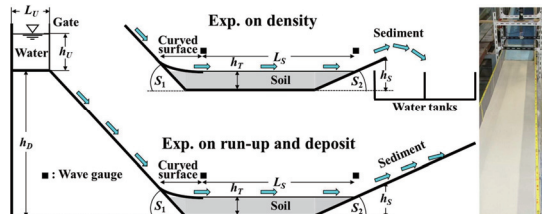


図-1 実験水路の概略（水路側壁は省略）、水路写真（右端）、測定器具などの配置と諸記号の定義。曲面で水平流を確保

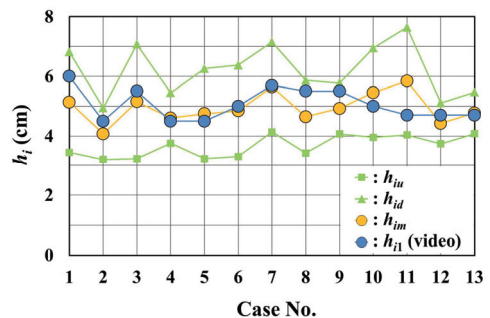


図-2 両方法による入射氾濫水深 $h_i$ の比較例

時変化を測定するため、上・下流端に超音波式水位計（KEYENCE社製、UD-500）を設置した（図-1参照）。水位計間の距離は3.01 m、各水位計位置の水路底面位は同じで、水位のサンプリング時間間隔は0.01 sである。

水平部における流況観察と氾濫流先端移動速度（≒入射氾濫流速 $u_i$ と仮定）、初期土砂層域中心部における氾濫流到達後の氾濫水深を評価するため、水平部の両側壁天端と片側壁にスケールを配置し、上方と側方からビデオ撮影を行った。

初期土砂層域中心部における入射氾濫水深 $h_i$ と入射フルード数 $F_{ri}$ は2方法で評価した。第1法はビデオ撮影から得られる最大入射氾濫水深 $h_{i1}$ と氾濫流先端移動速度 $u_i$ を用いる方法<sup>2-7)</sup>、第2法は初期土砂層域の上・下流端に設置した超音波式水位計から得られる最大入射氾濫水深（ $h_{i1}$ 、 $h_{i2}$ ）を平均した入射氾濫水深 $h_{im}$ とビデオ撮影から得られる氾濫流先端移動速度 $u_i$ を用いる方法である。本研究の実験では第2法を採用し、既報の実験で採用した第1法は第2法のチェックに用いる。図-2に第1法と第2法で評価した入射氾濫水深 $h_i$ （ $h_{i1}$ 、 $h_{im}$ ）の比較例を示す。両方法がほぼ同じ入射氾濫水深を与えていることが判る。

\* Tsunami run-up considering time variation of density of inundation water by Hideo MATSUTOMI

表-1 実験条件

実験 ケース	$h_D$ (m)	$L_U$ (m)	$h_U$ (m)	$S_1$ (°)	$L_S$ (m)	$h_T$ (m)	$h_S$ (m)	$S_2$ (°)	$M_{SD}$ (kg)	備 考
Case 1									828	硅砂
Case 2									888	
Case 3									848	
Case 4									355	シルト
Case 5	0.34	1.7	0.25	5.1	3.01	0.06	0.11	74	852	
Case 6									824	
Case 7									730	天然砂
Case 8									872	
Case 9									962	
Case 10									828	硅砂
Case 11	0.34	1.7	0.25	5.1	3.01	0.06	0.11	74	852	
Case 12									824	
Case 13									131	天然砂
Case 14	0.34	1.7	0.25	5.1	3.01	0	0.11	74	0	
Case 15										
Case 16										清水

表-2 実験結果

実験 ケース	$d_{50}$ (mm)	均等 係数	曲率 係数	$h_i$ (cm)	$F_{ri}$ (-)	$P$ (g/cm <sup>3</sup> )	$L_{RS}, L_{RW}$ (cm)	$L_{RS}$ (cm)
Case 1	0.16	1.55	0.90	5.14	2.19	1.134	-	-
Case 2	0.76	1.96	0.90	4.08	2.50	1.024	-	-
Case 3	0.29	2.62	0.73	5.16	2.23	1.112	-	-
Case 4	-	-	-	4.61	2.36	1.077	-	-
Case 5	0.21	1.92	0.87	4.75	2.28	1.128	-	-
Case 6	0.23	2.00	0.76	4.85	2.22	1.121	-	-
Case 7	0.11	-	-	5.65	2.20	1.110	-	-
Case 8	0.22	2.08	0.85	4.65	2.19	1.105	-	-
Case 9	0.50	2.08	1.03	4.93	2.26	1.042	-	-
Case 10	0.16	1.55	0.90	5.46	2.02	-	207.0	198
Case 11	0.21	1.92	0.87	5.84	1.99	-	185.5	174
Case 12	0.23	2.00	0.76	4.43	2.40	-	196.5	177
Case 13	0.50	2.08	1.03	4.78	2.42	-	241.6	-
Case 14	-	-	-	3.61	3.44	-	242.2	-
Case 15	-	-	-	3.55	3.43	-	250.4	-
Case 16	-	-	-	3.49	3.48	-	250.3	-

## (2) 解析方法

### a) 氾濫水密度実験

氾濫水はすべり台を流下し、水平部に敷いた土砂を巻込んで下流端の短く緩い上り斜面を駆け上がり、空中に飛出す。飛出した氾濫水はその落下域に設置された立方体の水槽群（辺長30 cm、水槽板厚0.3 cm、秤量29.4×29.4×29.7=2.57×10<sup>4</sup> cm<sup>3</sup>のものを流れ方向に2個、水路横断方向に2個の計4個。図-1参照）へ飛込む。あらかじめ各水槽の重量を量り、氾濫水が飛込んだ後の各水槽の重量を量れば、氾濫水の体積は水槽四隅の湛水深を測ることで評価できるので、氾濫水密度 $\rho$ が評価できることになる。

### b) 氾濫流遡上実験

水平部で土砂を巻込んだ氾濫流は一樣勾配斜面部を遡上する。斜面遡上域は遡上先端の平面形が舌状の土砂堆積域とその高所側の氾濫水が斜面を汚す程度の領域に大別される<sup>4)</sup>。初期土砂層域下流端を起点として、前者の最大遡上距離を土砂堆積域距離 $L_{RS}$ 、後者の斜面横断平

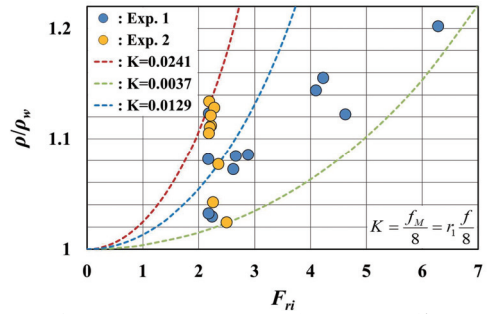


図-3 入射フルード数 $F_{ri}$ と氾濫水密度 $\rho$ の関係（破線は実験結果によく適合する式(1)の簡易評価モデル曲線。K値はそのときの摩擦損失係数）

均遡上距離を遡上距離 $L_R$ （清水の場合は $L_{RW}$ ）とする。

### (3) 実験条件

実験条件を表-1に示す。表中、 $M_{SD}$ は氾濫水密度実験（Case 1～9）と氾濫流遡上実験（Case 10～13）で使用した土砂の全質量である。Case 4はシルトで粒径が不明（公表値あり）なため、参考実験とする。Case 13は斜面遡上域に3 cm厚の土砂を敷いている。実験は各ケース1回である。

使用土砂は市販の硅砂（シルトを含む）と秋田県にかほ市平沢<sup>11)</sup>などの砂浜海岸で採取した天然砂で、乾燥させたものを水路の水平部に投入し、水平に均した。実験ケース毎の実験前土砂の粒度特性例を表-2に示す。

### (4) 実験結果と考察

表-2に水槽群へ飛込んだ氾濫水の全量から評価した平均の氾濫水密度 $\rho$ 、一樣勾配斜面を遡上した氾濫水の遡上距離 $L_R$ 、清水の遡上距離 $L_{RW}$ と土砂堆積域距離 $L_{RS}$ を示す。表から、既報<sup>2)・7)</sup>と同様、氾濫水密度が底質土砂粒径 $d_{50}$ に依存していることが判る。

図-3に既報実験データ（Exp. 1）<sup>2)・7)</sup>とともに本研究実験データ（Exp. 2）の入射フルード数 $F_{ri}$ と氾濫水密度 $\rho$ の関係を示す。図中の $\rho_w$ は清水の密度で、実験データは土砂を敷いた水平部の底面が氾濫流で露出しない $h_T$ が6 cmの場合に限定している。図中には本研究実験の3実験値に対して、実験値によく適合する後述の式(1)の曲線（破線）とそのときの摩擦損失係数 $K$ も示されている。図から、本研究実験における氾濫水密度の変域幅がこれまでよりも広い傾向にあることが判る。

氾濫流遡上実験結果については後述する（図-12参照）。

## 3. 摩擦損失係数と氾濫水密度の評価実験式

松富<sup>10)</sup>は掃流土砂と浮遊土砂を分離せず全流送土砂を対象として移動床下の氾濫流による氾濫水密度 $\rho$ と入射フルード数 $F_{ri}$ の関係として次式を導出した。

$$\frac{\rho}{\rho_w} = 1 / \left( 1 - \frac{f_M}{8} F_{ri}^2 \right) = 1 / \left( 1 - r_i \frac{f}{8} F_{ri}^2 \right) = 1 / (1 - K F_{ri}^2) \quad (1)$$

ここで、 $f_M$ は移動床下の氾濫流の摩擦損失係数、 $f$ は移動

床下の定常流の摩擦損失係数、 $r_1$ は移動床下の氾濫流と定常流の摩擦損失係数比 $f_M/f$ 、 $K (=f_M/8=f/8)$ は別定義<sup>9)</sup>の移動床下の氾濫流の摩擦損失係数で、移動床下の定常流の抵抗則として次式を採用している。

$$\frac{8}{f} = \left( 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{h_i}{3d_{50}} \right)^2 \quad (2)$$

また、松富<sup>8)</sup>は $r_1$ として次の暫定実験式を提示している。

$$r_1 = 0.234 F_{ri}^{-1.05} \left( \frac{h_i}{3d_{50}} \right)^{0.94} = 0.083 F_{ri}^{-1.05} \left( \frac{h_i}{d_{50}} \right)^{0.94} \quad (3)$$

式(3)に本研究実験データ (Exp. 2) を含めた場合の実験範囲 ( $2.18 < F_{ri} < 6.29$ ,  $54 < h_i/d_{50} < 513$ ) の上・下限値を代入して全実験データと比較したもの (破線) を図-4に示す。図中には次章の理論解析に適用可能な式(3)と同程度の評価精度を持つ次式によるもの (実線) も示されている。

$$r_1 = 0.327 F_{ri}^{-1} \left( \frac{h_i}{3d_{50}} \right)^{0.807} = 0.135 F_{ri}^{-1} \left( \frac{h_i}{d_{50}} \right)^{0.807} \quad (4)$$

図から、式(3)は一部の実験値が破線に挟まれた範囲外となるが、実験値をよく説明していると言える。理論解析で採用予定の式(4)は式(3)に比べてやや劣るが実験値を比較的良好に包含していると言える。より適切な式を目指して新実験式を提示することも考えられるが、実験データ量が少ない現状では無闇に提示することは止めておく。

式(4)を採用する場合、移動床下の氾濫流の摩擦損失係数 $K$ は次式となる。

$$\begin{aligned} K &= f_M/8 = r_1 f/8 \\ &= 0.327 \left( 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{h_i}{3d_{50}} \right)^{-2} F_{ri}^{-1} \left( \frac{h_i}{3d_{50}} \right)^{0.807} \\ &\cong 0.00442 F_{ri}^{-1} \left( \frac{h_i}{3d_{50}} \right)^{0.5} = 0.00255 F_{ri}^{-1} \left( \frac{h_i}{d_{50}} \right)^{0.5} \end{aligned} \quad (5)$$

ここで、これまでの実験範囲 ( $54 < h_i/d_{50} < 513$ ) に対して適用できるものとして次の近似式を用いている。

$$\left( 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{h_i}{3d_{50}} \right)^{-2} \cong 0.0135 \left( \frac{h_i}{3d_{50}} \right)^{-0.307} \quad (6)$$

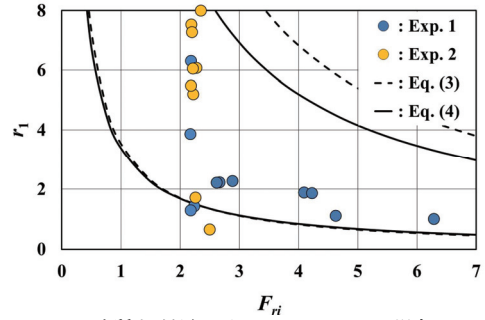
式(6)の近似程度を図-5に示す。決定係数 $R^2$ は0.999である。

したがって、式(1)と(5)から氾濫水密度 $\rho$ の簡易評価実験式として次式を得る。

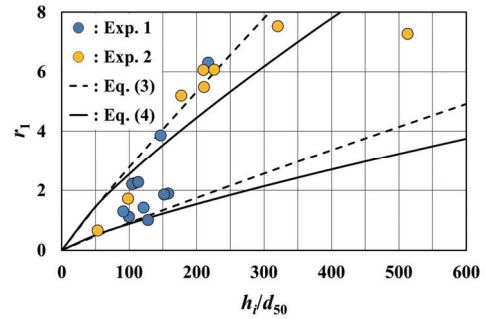
$$\frac{\rho_w}{\rho} = 1 - 0.00255 F_{ri} \left( \frac{h_i}{d_{50}} \right)^{0.5} \quad (7)$$

式(1), (2), (3)と(6)からは次式を得る。

$$\frac{\rho_w}{\rho} = 1 - 0.00158 F_{ri}^{0.95} \left( \frac{h_i}{d_{50}} \right)^{0.633} \quad (8)$$



(a) 底質土砂粒径 $d_{50}$ をパラメータとした場合



(b) 入射フルード数 $F_{fi}$ をパラメータとした場合

図-4 摩擦損失係数比 $r_1 (=f_M/f)$ の実験値と各式の比較

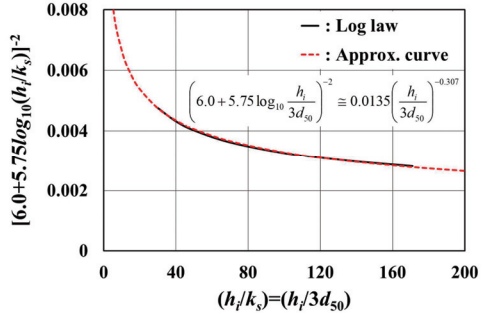


図-5 移動床下の定常流の抵抗則 (黒実線) に対する近似曲線 (赤破線)

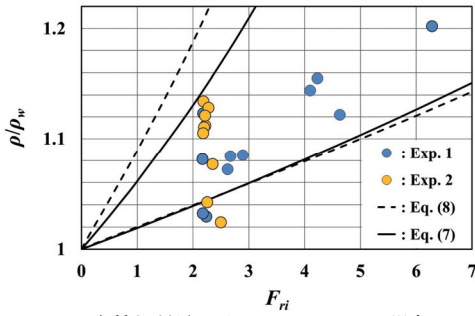
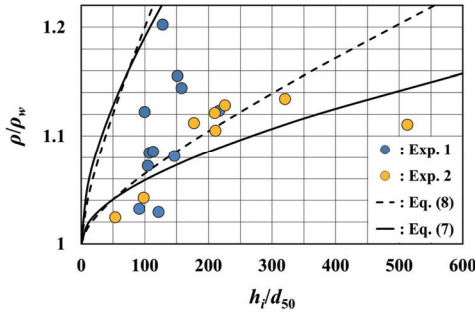
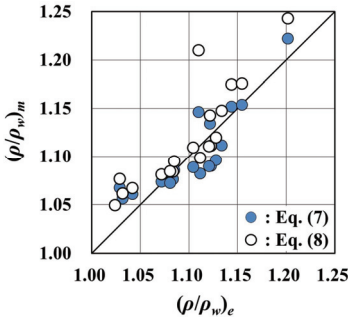
式(7)は $\rho$ が入射氾濫流速 $u$ と $d_{50}$ で決まることをも示す。

図-6に両式の比較を実験値とともに示す。図-4と同様に各パラメータの値として実験範囲の上・下限値を採用している。一部の実験値が各式の線に挟まれた範囲外となるが、両式は比較的良好に氾濫水密度の評価式と言える。

図-7に両式による評価値 $(\rho/\rho_w)_m$ と実験値 $(\rho/\rho_w)_k$ の比較を示す。両式と実験値の一致度は必ずしもよくないが ( $R^2$ は式順に0.709と0.739)、両式は同程度の一致度と言える。

#### 4. 氾濫水密度の時間変化を考慮した遡上理論

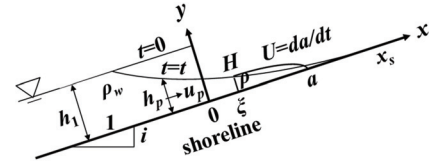
底質土砂粒径 $d_{50}$ が一定を前提に、摩擦損失係数 $K$ は時

(a) 底質土砂粒径 $d_{50}$ をパラメータとした場合(b) 入射フルード数 $F_{ri}$ をパラメータとした場合図-6 氾濫水密度 $\rho$ の実験値と各式の比較図-7 氾濫水密度 $\rho$ の実験値 $(\rho/\rho_w)_e$ とモデル評価値 $(\rho/\rho_w)_m$ の比較

間変化するが、氾濫水密度 $\rho$ は一定（遡上過程平均）とした遡上理論はすでに提示した<sup>9)</sup>。本研究ではより実際的である土砂粒径のみが一定で、摩擦損失係数と氾濫水密度の両方が時間変化するとした遡上理論を展開する。

図-8に遡上対象の一樣勾配斜面地形、座標系、遡上モデルと諸記号の定義を示す。この場合の静水圧近似における基礎式はすでに提示しており<sup>9)</sup>、次式である。

$$\left(c_1 - \frac{1}{2} \frac{da}{dt} - \frac{1}{2} igt\right)^3 t \frac{d^2 a}{dt^2} - \frac{1}{2} \frac{\rho_w}{\rho} \left(c_1 - \frac{1}{2} \frac{da}{dt} - \frac{1}{2} igt\right)^4 + ig \left(c_1 - \frac{1}{2} \frac{da}{dt} - \frac{1}{2} igt\right)^3 t + Kg \left\{ a - \left( \frac{3}{2} \frac{da}{dt} - c_1 + igt \right) t \right\} \left( \frac{da}{dt} \right)^2 = 0 \quad (9)$$

図-8 遡上する津波氾濫流の初期条件と諸記号の定義<sup>9)</sup>

ここで、 $c_1 = \sqrt{gh_1}$ 、 $g$ は重力加速度、 $h_1$ は初期の貯水深（=汀線における入射段波高）、 $a(t)$ は氾濫流先端位置、 $t$ は時間、 $i$ は斜面勾配である。

式(9)中の $\rho_w/\rho$ （式(11)中も含む）を入射氾濫水深 $h_i$ を氾濫流先端部の後端水深 $H$ とした式(7)、その $H$ と式(9)中の摩擦損失係数 $K$ をそれぞれ次式を用いて書き直せば、

$$H = \frac{1}{g} \left( c_1 - \frac{1}{2} \frac{da}{dt} - \frac{1}{2} igt \right)^2 \quad (10)$$

$$K = \left( 1 - \frac{\rho_w}{\rho} \right) \frac{1}{F_{ri}^2} = \left( 1 - \frac{\rho_w}{\rho} \right) \frac{(2c_1 - da/dt - igt)^2}{4(da/dt)^2} \quad (11)$$

式(12)を得る。

$$\left( c_1 - \frac{1}{2} \frac{da}{dt} - \frac{1}{2} igt \right) t \frac{d^2 a}{dt^2} - \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{0.00255 da}{\sqrt{gd_{50}}} \frac{da}{dt} \right) \left( c_1 - \frac{1}{2} \frac{da}{dt} - \frac{1}{2} igt \right)^2 + ig \left( c_1 - \frac{1}{2} \frac{da}{dt} - \frac{1}{2} igt \right) t + \frac{0.00255 g}{\sqrt{gd_{50}}} \left\{ a - \left( \frac{3}{2} \frac{da}{dt} - c_1 + igt \right) t \right\} \frac{da}{dt} = 0 \quad (12)$$

式(12)は土砂粒径 $d_{50}$ に依存する本研究の基礎式で、 $\rho/\rho_w$ を一定とした既報理論<sup>9)</sup>より普遍的と言えるものである。また、式中の添字\*が付いた項は $\rho/\rho_w=1$ の清水ではなく、これは以下の式でも同じである。

式(12)を解くにあたり次の無次元量を導入する。

$$\alpha = \frac{1}{h_1} \left( 2c_1 t - \frac{1}{2} igt^2 - a \right), \quad \tau = \sqrt{g/h_1} t \quad (13, 14)$$

これらの導入と $0.00255\sqrt{h_1/d_{50}} = \beta$ と置くことにより、式(12)は次式となる。

$$-\tau \frac{d\alpha}{d\tau} \left( \frac{d^2 \alpha}{d\tau^2} \right) - \frac{1}{4} \left( \frac{d\alpha}{d\tau} \right)^2 + \frac{\beta}{4} \left( \frac{d\alpha}{d\tau} \right)^2 \left( 2 - i\tau - \frac{d\alpha}{d\tau} \right)_* + 2\beta \left\{ -\alpha + \frac{3}{2} \tau \frac{d\alpha}{d\tau} \right\} \left( 2 - i\tau - \frac{d\alpha}{d\tau} \right) = 0 \quad (15)$$

さらに、次の変数変換を行う。

$$p = da/d\tau, \quad \tau = f'(p) = df/dp \quad (16, 17)$$

$p \geq 0$ で、この変換により次の関係式を得る。

$$d^2 \alpha / d\tau^2 = 1 / (d^2 f / dp^2), \quad \alpha = pf' - f \quad (18, 19)$$

したがって、式(15)は次の $f$ に関する常微分方程式となる。

$$-pf'' - \frac{1}{4} p^2 f'' + \frac{\beta}{4} (p^2 + 8f + 4fp) (2 - if' - p) f'' = 0 \quad (20)$$

式(20)を解くにあたり $f$ に関して $p$ の級数解を仮定する。



$$f(p) = \sum_{n=0}^{\infty} b_n p^n \quad (21)$$

初期条件 $t=0$  ( $t=0, p=0$ ) のとき,  $\alpha=da/dt=0$  から,  $b_0=b_1=0$  を得る。これらを考慮し, 式(21)を式(20)に代入すれば, 最終的な恒等式として次式を得る。

$$\begin{aligned} & - (10b_2 + 18b_3p + 28b_4p^2 + 40b_5p^3 + 54b_6p^4 + \dots)p^2 \\ & + \beta(1_* + 16b_2 + 20b_3p + 24b_4p^2 + 28b_5p^3 + 32b_6p^4 + \dots) \\ & \times \left( \begin{aligned} & 4b_2 + (12b_3 - 2b_2 - 4ib_2^2)p \\ & + (24b_4 - 6b_3 - 18ib_2b_3)p^2 \\ & + (40b_5 - 12b_4 - 32ib_2b_4 - 18ib_3^2)p^3 \\ & + (60b_6 - 20b_5 - 50ib_2b_5 - 60ib_3b_4)p^4 + \dots \end{aligned} \right) p^2 = 0 \end{aligned} \quad (22)$$

式(22)から例えば係数 $b_2 \sim b_6$ として次式群が得られる。

$$b_2 = \frac{5 - 2\beta_*}{32\beta} \quad (23)$$

$$b_3 = \frac{\beta(1_* + 16b_2)(1 + 2ib_2)b_2}{2\beta(3_* + 68b_2) - 9} \quad (24)$$

$$b_4 = \frac{\beta(3(1_* + 16b_2)(1 + 3ib_2) - 20(6b_3 - b_2 - 2ib_2^2))b_3}{12\beta(1_* + 20b_2) - 14} \quad (25)$$

$$b_5 = \frac{\beta \left( (1_* + 16b_2)(6b_4 + 16ib_2b_4 + 9ib_3^2) + 60(1 + 3ib_2)b_3^2 + 24(1 + 2ib_2)b_2b_4 - 384b_3b_4 \right)}{4\beta(5_* + 94b_2) - 20} \quad (26)$$

$$b_6 = \frac{\beta \left( \begin{aligned} & 5(1_* + 16b_2)(2b_5 + 5ib_2b_5 + 6ib_3b_4) \\ & + 20(6b_4 + 16ib_2b_4 + 9ib_3^2)b_3 \\ & - 24(12b_4 - 3b_3 - 9ib_2b_3)b_4 \\ & + 28(1 + 2ib_2)b_2b_5 - 568b_3b_5 \end{aligned} \right)}{2\beta(15_* + 272b_2) - 27} \quad (27)$$

以上から, 任意の一定な $h_1, i, d_{30}$ に対する汜濫流の先端位置 $a(t)$ と先端部における汜濫流速 $U$  ( $=da/dt$ )の級数解としてそれぞれ式(28)~(30)が得られる。

$$a = 2c_1t - \frac{1}{2}igt^2 \quad (28)$$

$$\begin{aligned} & - h_1(b_2p^2 + 2b_3p^3 + 3b_4p^4 + 4b_5p^5 + 5b_6p^6 + \dots) \\ U = da/dt & = 2c_1 - igt - c_1p \end{aligned} \quad (29)$$

$$t = \sqrt{\frac{h_1}{g}} (2b_2p + 3b_3p^2 + 4b_4p^3 + 5b_5p^4 + 6b_6p^5 + \dots) \quad (30)$$

図-9に汜濫流先端位置 $a(t)$ の級数解である式(28)と(30)の収束性の検討例を示す。図から, 係数 $b_6$ までの第5次近似を採用すれば, 級数解が十分に収束 (第4と5次近似の差は最大遡上距離 $a_m$ で2.4%) することが判る。したがって, 以下の計算例では第5次近似を示す。

図-10に汜濫流先端位置 $a(t)$ と摩擦損失係数 $K$ , 汜濫水密度 $\rho$ の経時変化例を示す。省略されているが, 初期の汜濫水密度 $\rho$ と最大遡上距離 $a_m$ 時の摩擦損失係数 $K$ はともに無限大である。図から, 摩擦損失係数と汜濫水密度が

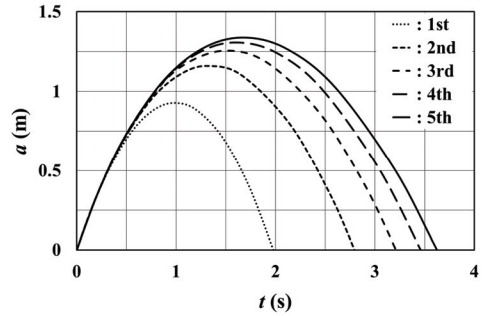


図-9 汜濫流先端位置 $a(t)$ に関する級数解式(28)と(30)の収束性の検討例 ( $h_1=0.09$  m,  $i=0.05$ ,  $h_1/d_{30}=300$ )

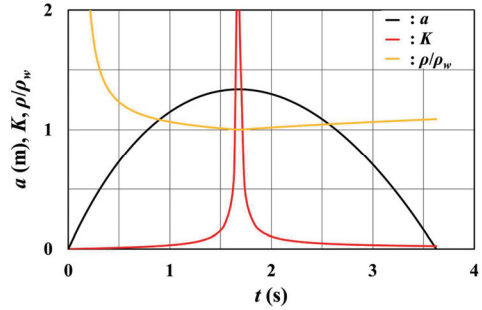


図-10 汜濫流先端位置 $a(t)$ と摩擦損失係数 $K$ , 汜濫水密度 $\rho$ の経時変化例 ( $h_1=0.09$  m,  $i=0.05$ ,  $h_1/d_{30}=300$ , 第5次近似)

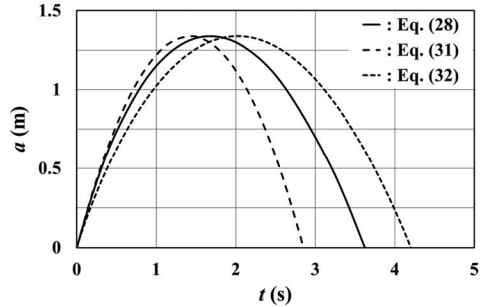


図-11 各理論に基づく汜濫流先端位置 $a(t)$ の比較例 ( $h_1=0.09$  m,  $i=0.05$ ,  $h_1/d_{30}=300$ ,  $\rho/\rho_w=1.055$ ,  $K=0.0034$ )

時間変化していることが判る。

図-11に最大遡上距離 $a_m$  (または遡上高) を同じとした場合の本理論 (級数解) と既報理論<sup>9)</sup> (解析解と級数解) による汜濫流先端位置 $a(t)$ の比較例を示す。既報理論の解析解と級数解はそれぞれ式(31)と式(32)~(38)である。

$$a = 2c_1t - \frac{1}{2}igt^2 - 4 \frac{(1 - \rho_w/\rho)}{(4 + \rho_w/\rho)} gt^2 \quad (31)$$

$$a = 2c_1t - \frac{1}{2}igt^2 \quad (32)$$

$$- \frac{h_1}{K} (3b_4p^4 + 4b_5p^5 + 5b_6p^6 + 6b_7p^7 + 7b_8p^8 + \dots)$$

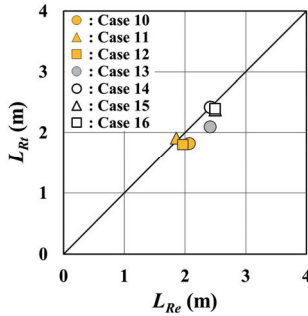


図-12 遡上距離 $L_R$ に関する実験値 $L_{Re}$ と理論値 $L_R$ の比較例 (第5次近似)

$$t = \frac{1}{K} \sqrt{\frac{h_1}{g}} (4b_4 p^3 + 5b_5 p^4 + 6b_6 p^5 + 7b_7 p^6 + 8b_8 p^7 + \dots) \quad (33)$$

ここで、

$$b_4 = \frac{1}{1,152} \left( 4 + 3 \frac{\rho_w}{\rho} \right) \quad (34)$$

$$b_5 = \frac{1,152b_4^2}{(3,264b_4 - 5 - 5 \frac{\rho_w}{\rho})} \quad (35)$$

$$b_6 = \frac{64(9b_4^2 - 102b_4b_5 + 70b_5^2)}{(12 + 15 \frac{\rho_w}{\rho} - 8,832b_4)} \quad (36)$$

$$b_7 = \frac{32(51b_4b_5 - 276b_4b_6 - 140b_5^2 + 370b_5b_6 - 288b_4^3 i/K)}{(14 + 21 \frac{\rho_w}{\rho} - 11,520b_4)} \quad (37)$$

$$b_8 = \frac{8 \left( 69b_4b_6 - 360b_4b_7 + 35b_5^2 - 370b_5b_6 + 474b_5b_7 + 240b_6^2 + 24b_4^2(6b_4 - 49b_5)i/K \right)}{(4 + 7 \frac{\rho_w}{\rho} - 3,648b_4)} \quad (38)$$

図-11では $h_1=0.09$  mと $i=0.05$ を共通とし、本理論の級数解(第5次近似)では $h_1/d_0$ を300、既報理論の解析解では $\rho/\rho_w$ を1.055、既報理論の級数解(第5次近似)では $\rho/\rho_w$ と $K$ をそれぞれ1.055と0.0034の一定(≠遡上過程平均<sup>10)</sup>)としている。図から、本理論の氾濫流先端位置 $a(t)$ は既報理論のそれらの間であることが判る。土砂粒径 $d_0$ は混合粒径を想定しない限り時間的に不変で、本理論は3理論の中で最も実際的なものと考えられ、氾濫水密度一定の既報の解析解は遡上を早(高)めに、氾濫水密度と摩擦損失係数一定の既報の級数解は遅(低)めに評価する傾向と言える。

次に本理論の検証例を示す。完全に同じ条件下での実験と理論の比較は実験が難しく、現状ではできない。本理論における初期水深 $h_1$ は初期土砂層域下流端での入射氾濫水深 $h_d$ (図-2参照)に速度水頭を加えたものとする<sup>10)</sup>。速度水頭の速度として入射フルード数 $F_1$ を評価したときの氾濫流先端移動速度 $u$ を採用する。その速度は表-2から評価できる。土砂粒径 $d_0$ として遡上斜面に貼り付けた砂(粒径0.85~2 mm)の代表粒径(≒相当粗度 $k_s$ ) 1.0 mm<sup>9)</sup>(Case 13では $k_s=3d_0=1.5$  mm)を採用する。図-12に遡上距離 $L_R$ と $L_{RW}$ に関する実験値 $L_{Re}$ (Case 10~16)と理論値 $L_R$

(式(28)と(30))の比較例を示す。両者はよく一致しており、理論の有用性およびその初期水深 $h_1$ などの決め方の妥当性が確認されたとと言える。

## 5. おわりに

本研究で得られた主な結果は次の通りである。

- 1) 新たに氾濫水密度実験と氾濫流遡上実験を行って実験データ量(範囲)を増やし(広げ)、移動床下の氾濫流の摩擦損失係数 $K$ と氾濫水密度 $\rho$ に関する既報の評価実験式の妥当性を確認するとともに津波遡上理論の検証データ(表-2)を提供した。
- 2) 底質土砂粒径(中央粒径 $d_0$ )に依存し、摩擦損失係数と氾濫水密度が時間変化するより普遍性の高い津波遡上の理論解を提示した(式(28)~(30))。
- 3) 移動床下の清水(固定床下の清水とも言える)の場合を含めて、実験値との比較・検討を通して津波遡上の理論解(式(28)と(30))の有用性を確認した(図-12)。

謝辞：本研究の遂行にあたり科学研究費(基盤研究(C)、20K05041、代表：松富英夫)の補助を受けた。ここに記して謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 松富英夫：津波荷重評価高度化への取り組み，漁港漁場漁村研報，Vol.48, pp.4-7, 2020.
- 2) 松富英夫，川島峻：津波氾濫流の密度に関する基礎実験，土木学会論文集B2(海岸工学)，Vol.71, No.2, pp.355-360, 2015.
- 3) 松富英夫，今野史子，齋川聖，鎌滝孝信，渡邊一也：津波氾濫水密度の土砂堆積や遡上高への影響，土木学会論文集B2(海岸工学)，Vol.72, No.2, pp.397-402, 2016.
- 4) 松富英夫，今野史子，後村晃基，今藤晃太，鎌滝孝信，渡邊一也：津波氾濫水密度とその遡上距離や土砂堆積への影響に関する定量実験，土木学会論文集B2(海岸工学)，Vol.73, No.2, pp.373-378, 2017.
- 5) 松富英夫，岡田隼人，久保田友寛，今野史子：RC造建築物に作用する津波荷重の氾濫水密度への依存に関する基礎実験，土木学会論文集B2(海岸工学)，Vol.74, No.2, pp.265-270, 2018.
- 6) 千葉裕太，三上輝，松富英夫：津波氾濫水密度の諸水理量への依存性，土木学会東北支部技術研究発表会講演概要集，II-98, 2019(CD-ROM).
- 7) 松富英夫，三上輝，千葉裕太：氾濫水密度と波周期の津波荷重への影響，土木学会論文集B2(海岸工学)，Vol.75, No.2, pp.397-402, 2019.
- 8) 松富英夫：津波氾濫水密度の簡易評価法，土木学会論文集B2(海岸工学)，Vol.75, No.2, pp.385-390, 2019.
- 9) 松富英夫，有川太郎：津波遡上への氾濫水密度の影響，土木学会論文集B2(海岸工学)，Vol.76, No.2, pp.391-396, 2020.
- 10) 松富英夫：氾濫流抵抗則の津波遡上への適用法，東北地域災害科学研究，第58巻，2022。(印刷中)
- 11) 松富英夫，工藤崇，池田正人：秋田県南部海岸での漂砂動向，海岸工学論文集，第39巻，pp.341-345, 1992.

## 氾濫流抵抗則の津波遡上への適用法\*

中央大学研究開発機構 松富英夫

### 1. はじめに

津波氾濫流の先端部において摩擦損失係数の時間変化を考慮することの必要性が指摘されて久しい<sup>1)</sup>。

移動床や流れの非定常性は抵抗則に影響し<sup>2,3)</sup>、ひいては津波氾濫水密度 $\rho$ <sup>3)・8)</sup>や津波荷重<sup>9)・13)</sup>、津波規模<sup>3)・14)</sup>の評価などに影響する。

移動床下の抵抗則の解明は定常流の場合でも難しい<sup>15)</sup>。ましてや、津波氾濫流のように非定常性がからむとその難しさはなおさらで、各種の氾濫事象毎に対応せざるを得ないかもしれない。

固定床下の沿岸域以深の津波に対する非定常性を考慮した抵抗則(波動抵抗則)は田中ら<sup>16)</sup>により議論されている。抵抗則までには至っていないが、沓澤ら<sup>17)</sup>は固定床下の三次元数値解析に基づき、津波遡上域を含めて、間接的に津波の押し引き過程内で摩擦損失係数が時間変化するかもしれないことを示唆している。

津波氾濫流に対して移動床と非定常性の両方を考慮した議論が開始されはじめた。例えば、松富<sup>2,3)</sup>は水理実験に基づいて入射フルード数 $F_{ri}$ と底質土砂粒径 $d_{50}$ に依存する氾濫流抵抗則を暫定的に提示している。ただし、底面勾配にも依存する抵抗則までには至っていない。また、移動床下の氾濫流の摩擦損失係数は移動床下の定常流のものに比べて大きいことを実証し、津波遡上解析、ひいては津波荷重解析では摩擦損失係数と氾濫水密度の時間変化を考慮することの必要性を指摘している。

移動床下の津波氾濫事象が周期(規則波)運動とは考えにくい。津波は過渡波であり、もともと周期波ではない。しかし、汀線から最大遡上位置までの氾濫運動を四半周期の波運動と仮定し、既存の周期波の抵抗則における考え方を適用することで、波源域から遡上域までの全域において一貫性を保持させた移動床下の氾濫流抵抗則の適用法を理論的に議論できるかもしれない。

本研究は以上を背景に松富<sup>3)</sup>の移動床下の氾濫流抵抗則の津波遡上への適用性と適用法を遡上実験との比較などを通して理論的に検討することを目的とする。

### 2. 津波遡上への適用性

松富ら<sup>3)・14)</sup>は氾濫水密度 $\rho$ の影響を考慮した3つの津波遡上理論を提示している。汀線における入射段波高 $h_i$ 、一様な斜面勾配 $i$ 、土砂粒径 $d_{50}$ に依存する現状では一番普遍性が高いと判断される理論を理論I、 $h_i$ と $i$ 、 $\rho$ に依存する理論を理論II、 $h_i$ と $i$ 、 $\rho$ 、摩擦損失係数 $K$ に依存する

理論を理論IIIとする。ここで、 $d_{50}$ は混合粒径を想定しない限り一定値で、 $\rho$ と $K$ は遡上過程平均の一定値である。

理論Iと理論IIIは級数解で、理論IIは解析解である。理論IIから遡上過程平均の $\rho$ と $K$ を $h_i$ と $d_{50}$ の陽関数として求めることができる(後述)。ここで、元々の $\rho$ と $K$ は入射フルード数 $F_{ri}$ と $d_{50}$ に依存し、 $i$ の影響は考慮されていない。この遡上過程平均の $\rho$ と $K$ を理論IIIにおける $\rho$ と $K$ の近似値として用いることにすれば、3理論は何れも $h_i$ 、 $i$ 、 $d_{50}$ に依存することになり、各理論の直接比較などの検討や議論ができることになる。

まず、汀線における入射段波高 $h_i$ 、斜面勾配 $i$ 、土砂粒径 $d_{50}$ に依存する理論Iを考える。

理論Iでは普遍的と考えられる次式を用いている<sup>2)</sup>。

$$\frac{\rho_w}{\rho} = 1 - KF_{ri}^2 \quad (1)$$

ここで、 $\rho_w$ は清水の密度である。具体的には式(1)を満足する次の実験式(2)と(3)を用いている<sup>2)</sup>。

$$K = 0.00255 F_{ri}^{-1} \left( \frac{h_i}{d_{50}} \right)^{0.5} \quad (2)$$

$$\frac{\rho_w}{\rho} = 1 - 0.00255 F_{ri} \left( \frac{h_i}{d_{50}} \right)^{0.5} \quad (3)$$

ここで、 $h_i$ は入射氾濫水深、 $F_{ri} < 247 \sqrt{d_{50}/h_i}$ である。式(2)については妥当性の照査が行われている<sup>18)</sup>。式(2)と(3)の計算図を図-1と2に示す。

式(2)は移動床下の氾濫流先端部における空間平均の氾濫水密度の実験値を用いて得られており、先端部空間平均の移動床下の氾濫流抵抗則と言える。今後、実験値の蓄積により実験係数が更新されることがあるかもしれないが、本研究対象の津波遡上理論の近似度を考慮すれば、式形は不変と考えられる。この状況は式(3)も同じである。

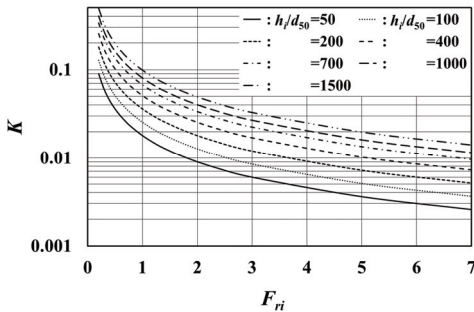
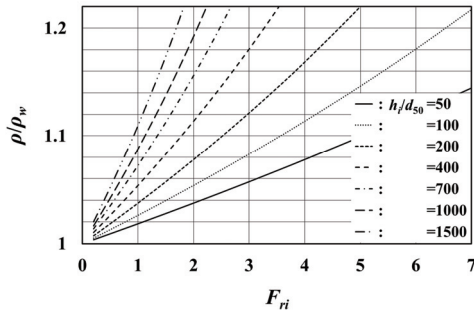
式(2)と(3)が提案された実験と理論の比較では、理論における汀線での入射段波高 $h_i$ を次式で評価する<sup>3)</sup>。これは3理論で共通である。

$$h_i = h_t + \frac{u_t^2}{2g} \quad (4)$$

ここで、 $g$ は重力加速度で、 $h_t$ には実験における汀線(遡上斜面始点)での入射氾濫水深 $h_{ti}$ を、入射氾濫流速 $u_t$ には実験における氾濫流先端移動速度を用いる<sup>3)</sup>。

理論Iの計算では土砂粒径 $d_{50}$ の情報も必要で、実験における遡上斜面は固定床なので<sup>3)</sup>、斜面粗度(相当粗度

\* Method for applying frictional resistance law of inundation flow over a movable bed to tsunami run-up by Hideo MATSUTOMI

図-1 汜濫流摩擦損失係数 $K$ の評価実験式(2)の計算図図-2 汜濫水密度 $\rho$ の評価実験式(3)の計算図

$k_s$  の $d_{50}$  ( $=1.0\text{mm}^{14}$ ) を用いる。

次に理論IIを考える。理論IIにおいても式(1)の関係をj用いている。ただし、理論IIにおける $d_{50}$ の代わりに汜濫水密度 $\rho$ を用いており、汜濫水密度は遡上過程平均の一定値としている。その平均値評価式は次のようにして導出される。

図-3に示す理論モデルにおける汜濫流先端部の後端位置 $x=\xi$ での汜濫水深 $H$ と汜濫流速 $U$ は各々次式である<sup>14</sup>。

$$H = \frac{1}{g} \left( c_1 - \frac{1}{2}U - \frac{1}{2}igt \right)^2 \quad (5)$$

$$U = 2c_1 - igt - 8Xgt \quad (6)$$

ここで、 $X = (1 - \rho_w/\rho)/(4 + \rho_w/\rho)$ の一定値である。

式(5)と(6)から次式が得られる。

$$H = 16X^2gt^2 \quad (7)$$

遡上開始時を $t=0$ とすれば、最大遡上距離時の時間 $t_m$ は汜濫流速 $U=0$ として得られ、次式となる。

$$t_m = \frac{2c_1}{(i+8X)g} \quad (8)$$

したがって、遡上過程平均の汜濫流速 $U_{mean}$ は次式となる。

$$U_{mean} = \frac{1}{t_m} \int_0^{t_m} U dt = c_1 \quad (9)$$

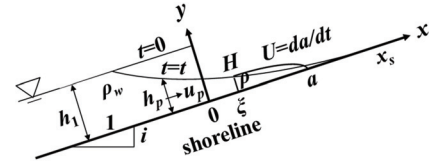


図-3 遡上する津波汜濫流の初期条件と諸記号の定義

表-1 実験値<sup>3)</sup>と計算条件

実験 ケース	$h_i$ (cm)	$F_{ri}$ (-)	$L_{re}$ (cm)	$h_1$ (cm)	$i$ (-)	$d_{50}$ (mm)	$\rho/\rho_w$ (-)	$K$ (-)
Case 10	5.46	2.02	207	18.11	0.1296	1.00	1.036	0.00077
Case 11	5.84	1.99	186	19.17	0.1296	1.00	1.037	0.00082
Case 12	4.43	2.40	197	17.89	0.1296	1.00	1.035	0.00076

この汜濫流速は次の時間 $t_{mean}$ に形成される。

$$t_{mean} = \frac{c_1}{(i+8X)g} \quad (10)$$

したがって、汜濫水密度の平均値評価式は次式となる。

$$\begin{aligned} \frac{\rho_w}{\rho} &= 1 - 0.00255F_{ri} \left( \frac{h_1}{d_{50}} \right)^{0.5} = 1 - \frac{0.00255}{\sqrt{gd_{50}}} U_{mean} \\ &= 1 - 0.00255 \left( \frac{h_1}{d_{50}} \right)^{0.5} \end{aligned} \quad (11)$$

ここで、 $d_{50}$ は理論Iとの一貫性から斜面粗度のものを用いる。

理論IIIを考える。理論IIIでは式(1)の関係をj用いていない。すなわち、摩擦損失係数 $K$ と汜濫水密度 $\rho$ は連動していない。その代わりに摩擦損失係数と汜濫水密度を遡上過程平均の一定値としている。理論IIIの計算では近似的であるが理論IIIに基づく式(11)から得られる汜濫水密度と理論IIに基づき次のようにして導出される摩擦損失係数の平均値評価式(後述の式(14))から得られる摩擦損失係数を用いることにする。

遡上過程における任意時刻 $t$ での入射フルード数 $F_{ri}$ は式(6)と(7)から次式となる。

$$F_{ri} = \frac{U}{\sqrt{gH}} = \frac{c_1}{2Xgt} - \frac{i+8X}{4X} \quad (12)$$

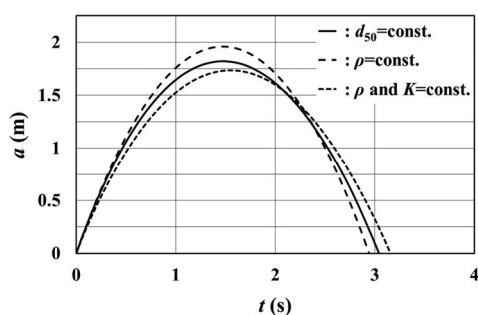
式(12)の $t$ に式(10)の遡上過程平均の汜濫流速時 $t_{mean}$ を代入すれば、次の $t_{mean}$ 時の入射フルード数 $F_{ri, mean}$ が得られる。

$$F_{ri, mean} = \frac{i+8X}{4X} \quad (13)$$

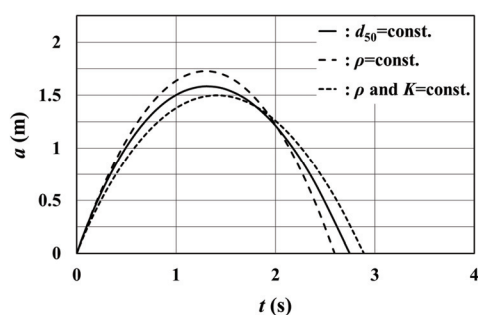
したがって、摩擦損失係数の遡上過程平均値 $K_{mean}$ の評価式は次式となる。

$$K_{mean} = 0.00255F_{ri, mean}^{-2} \left( \frac{h_1}{d_{50}} \right)^{0.5} = 0.00255 \left( \frac{4X}{i+8X} \right)^2 \left( \frac{h_1}{d_{50}} \right)^{0.5} \quad (14)$$

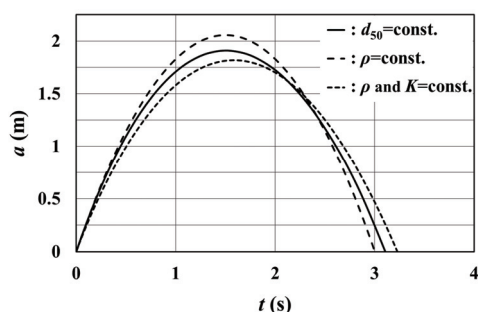
ここで、理論Iや理論IIとの一貫性から汜濫水密度や摩擦損失係数の評価における $d_{50}$ は斜面粗度のものを用いる。



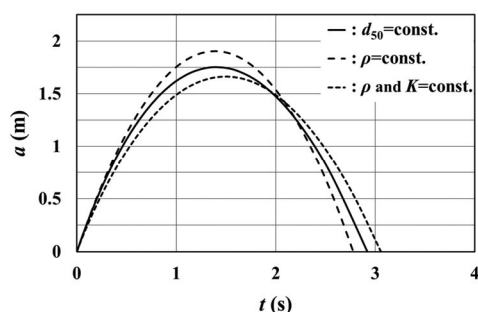
(a) Case 10



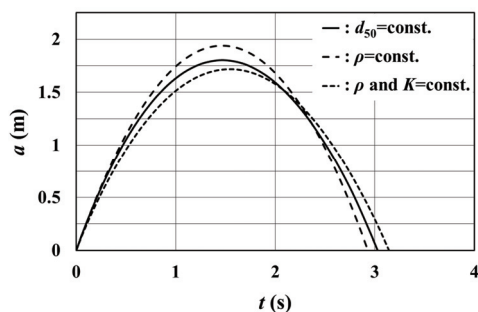
(a) Case 10



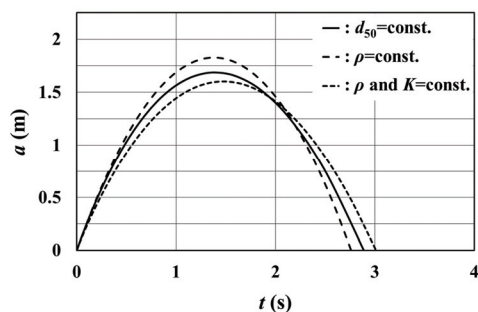
(b) Case 11



(b) Case 11



(c) Case 12



(c) Case 12

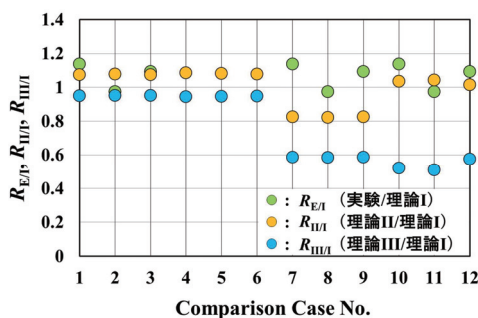
図-4 各理論による氾濫流先端位置 $a(t)$ の比較例図-6 仮想した遡上斜面における各理論による氾濫流先端位置 $a(t)$ の比較例

図-5 実験, 理論II, 理論IIIの理論との遡上距離比

以上のようにして評価される各理論による氾濫流先端位置 $a(t)$ の比較例を図-4に示す。表-1に理論計算の諸条件とその前提となった実験値<sup>3)</sup>を示す。図は上から順に氾濫流実験Case 10~12である。また、遡上距離 $L_R$ に関して理論IIによるものと実験、理論IIや理論IIIによるものととの比較例 ( $R_{EI}$ =実験/理論I,  $R_{II}$ =理論II/理論I,  $R_{III}$ =理論III/理論I) を図-5のComparison Case No. 1~3に示す。図中には以降の検討結果 (Comparison Case No. 4~12) も示してある。ただし、完全に同じ条件下での実験と理論の比較は実験が難しく、現状ではできないことを断っておく<sup>3)</sup>。



両図から、1) 理論II、理論I、理論IIIの順に遡上距離が長く、汀線から最大遡上距離位置までに達する時間が短い、2) 理論IIIは理論Iよりも、理論IIは理論IIIよりも実験との適合度がよい（平均的に実験値は理論IIの0.99倍、理論Iの1.07倍、理論IIIの1.12倍）、3) 2)の結果は初期条件（式(4)）の決め方や氾濫流抵抗則が妥当であることを示している、4) 普遍性が最も高い理論IIは3理論の中で基準となる理論と考えられ、遡上過程平均の氾濫水密度一定はやや長めの遡上距離を与える、5) 遡上過程平均の摩擦損失係数一定は氾濫水密度の長めの遡上距離を与える傾向を優に打消すほどの短めの遡上距離を与えることが判る。

考察1)と2)における理論IIIの結果には摩擦損失係数と氾濫水密度として理論IIに基づく遡上過程平均のものを近似的に用いていることが影響している。また、考察1)はこれまでの摩擦損失係数を時間的に一定とする津波数値計算に改善の余地が、特に遡上域において存在することを示唆している。

考察1)の前半部、2)と4)の理由として、遡上過程平均の摩擦損失係数や氾濫水密度を用いていることが考えられる。本理論モデルでは、氾濫流が遡上するにつれて、摩擦損失係数は大きく、氾濫水密度は低くなり<sup>3)</sup>、遡上過程平均より少し汀線（初期）側のものを用いることで考察1)の前半部、2)と4)の件は改善される。とは言え、何れの理論も実験との差が高々12%以内であり、理解のし易さや活用の容易さの点から遡上過程平均の採用が推奨される。その他の理由として斜面粗度 $d_{50}$ の採用値の妥当性が考えられる。

考察5)の氾濫水密度より摩擦損失係数の方が遡上距離への影響が大きいことは理論IIIの特性検討においてすでに確認済みである<sup>14)</sup>。

理論Iが実験の遡上距離 $L_R$ をよく説明できることを確認した。そこで、遡上斜面も汀線までと同じ土砂粒径の移動床と仮想し、理論Iの遡上距離を真値と考え、仮想した場合においても理論IIと理論IIIが図-4や5と同傾向を示すかどうかを検討する。この場合、斜面粗度（相当粗度 $k_s$ ）は $3d_{50}$ となる<sup>3)</sup>。

検討結果を図-6と図-5中のComparison Case No. 4~6に示す。両図から、1) 理論Iの遡上距離が短め（約9%減）となっていること、2) 遡上距離比は図-4の場合とはほぼ同じ（平均的に理論IIと理論IIIは順に理論Iの1.08倍と0.95倍）であることが判る。1)の仮想した場合において遡上距離が短くなることは想像に難くない。2)は理論I、理論II、理論IIIの遡上距離に関する相互関係が遡上斜面の状況に依存しないことを示している。今後、これらの判断をより確かなものとするため、ここで仮想した条件における遡上距離 $L_R$ の実験値取得が望まれる（1例存在する<sup>3)</sup>）。

### 3. 津波遡上への適用法

「土砂粒径は $d_{50}$ という一定粒径でよいか」という疑問を除けば、理論Iの活用に特段の問題はない。理論IIは3理論の中で一番現実的で、活用が容易でもある。

理論IIでは氾濫水密度 $\rho$ を、理論IIIでは氾濫水密度と摩擦損失係数 $K$ を遡上過程平均の一定値としている。

ところで、固定床下の周期波の摩擦損失係数 $f_{w0}$ は地点毎の最大底面せん断応力と波動境界層上端における最大流速を用いて定義されるようである（定義式における定数係数がいくらか、例えば1/1, 1/2, 1/8かに要注意<sup>19)</sup>）。その最大底面せん断応力と最大流速は波峰位相で形成されると考えてよいようで、 $f_{w0}$ は時間的に不変（周期代表値）として取り扱われるようでもある。したがって、遡上過程においても氾濫水密度や摩擦損失係数が時間的に不変（一定値）でよいならば、周期波における取扱いとの一貫性を考慮して、以下の考え方により汀線 $x=0$ （初期 $t=0$ ）におけるそれらの評価値を用いることが推奨されよう。

津波の遡上氾濫現象を汀線位置を中心とした四半周期の周期波現象と仮定する。本理論モデル<sup>3)</sup> 14)の氾濫流は汀線で最大の入射氾濫水深 $h_i$ と氾濫流先端移動速度を形成し、 $h_i$ を汀線における津波の入射段波高とすれば、両者はそれぞれ $4h_i/9$ と $2\sqrt{gh_i}$ である<sup>20)</sup>。松富が提案している移動床下の氾濫流の摩擦損失係数 $K$ と氾濫水密度 $\rho$ の評価実験式(2)と(3)では入射フルード数 $F_{ri}$ の氾濫流速 $u_i$ として氾濫流先端移動速度が採用されており、汀線における松富定義の入射フルード数は常に3の有限値となる。したがって、周期波における取扱いの一貫性から、津波の遡上氾濫に対して汀線における松富の移動床下の氾濫流の摩擦損失係数や氾濫水密度を採用することにすれば、それらの評価実験式はそれぞれ次式となる。

$$K_{x=0} = 0.00255 F_{ri}^{-1} \left( \frac{h_i}{d_{50}} \right)^{0.5} = 0.000567 \left( \frac{h_i}{d_{50}} \right)^{0.5} \quad (15)$$

$$= \frac{2}{9} \left( \frac{i+8X}{4X} \right)^2 K_{mean}$$

$$\left( \frac{\rho_w}{\rho} \right)_{x=0} = 1 - 0.00255 F_{ri} \left( \frac{h_i}{d_{50}} \right)^{0.5} = 1 - 0.0051 \left( \frac{h_i}{d_{50}} \right)^{0.5} \quad (16)$$

$$= 2 \frac{\rho_w}{\rho} - 1$$

式(15)と(16)にはそれぞれ遡上過程平均の式(14)と(11)との関係も示されている。両式から、それぞれ斜面勾配 $i$ の値次第（ $\leq 2(3\sqrt{2}-4)X$ ）で $K_{x=0}$ と $K_{mean}$ の大小関係が決まり、氾濫水密度は汀線でのものが常に高い<sup>3)</sup>ことが判る。氾濫水密度のこの傾向は、汀線でのものを用いれば、遡上距離 $L_R$ は常に短めに評価されることを示す。

式(15)と(16)から評価される値を遡上過程の代表値として用いた場合の各理論による氾濫流先端位置 $a(t)$ の比較例を図-7に示す。図-4と同じく上から順にCase 10~12で

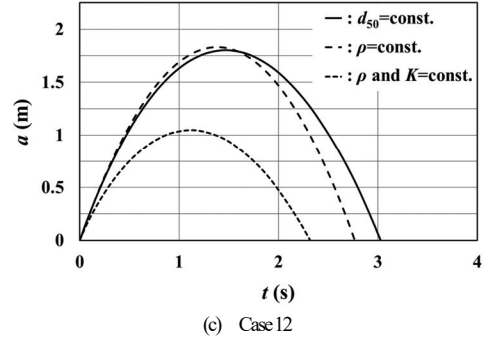
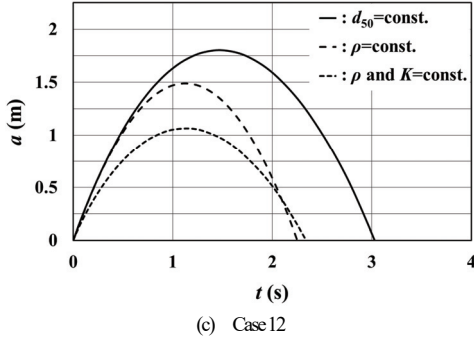
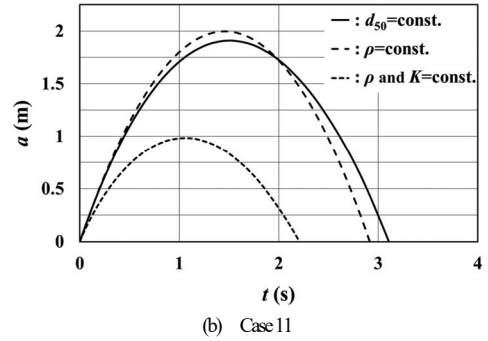
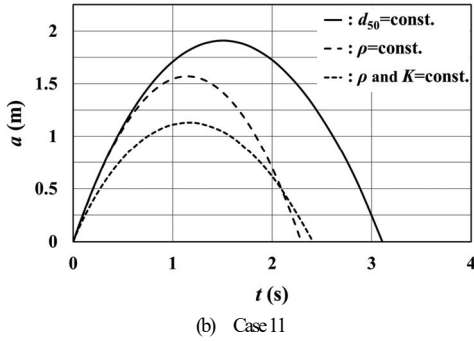
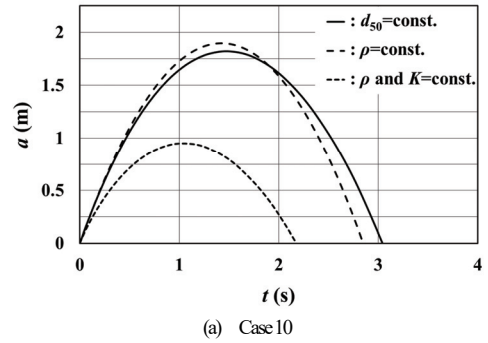
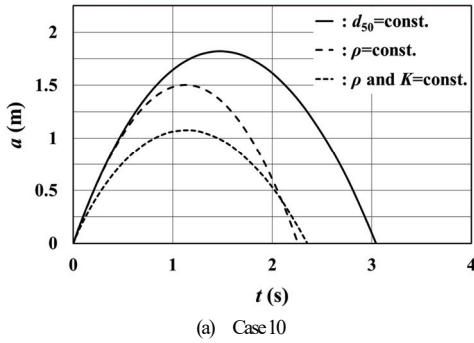


図-7 各理論による氾濫流先端位置 $a(t)$ の比較例（汀線における理論に基づく条件を使用）

図-8 各理論による氾濫流先端位置 $a(t)$ の比較例（汀線における実験に基づく条件を使用）

ある。また、遡上距離 $L_R$ に関して理論Iによるものと実験、理論IIや理論IIIによるものとの比較例を図-5のComparison Case No. 7~9に示す。両図から、摩擦損失係数や氾濫水密度として遡上過程平均の値を用いた図-4の場合に比べて、理論IIIはかなり短め（約23%減）、理論IIIは大幅に短め（約39%減）の遡上距離を与えることが判る。これらの結果から、1) 少なくとも遡上過程では摩擦損失係数や氾濫水密度が有意に時間変化すること、2) 汀線（初期）における摩擦損失係数や氾濫水密度は遡上過程全体を表現し得るものではないことが推察される。

式(4)の入射段波高 $h_1$ が同じでも入射氾濫水深 $h_t$ と入射氾濫流速 $u_t$ の $h_1$ への貢献度次第で流量や比力などが異なるので、汀線（初期）における氾濫水密度や摩擦損失係数として $h_t$ と $u_t$ の両実験値を個別に陽に活用する次の2式で評価されるものを用いる場合の検討も有益と思われる。

$$\left(\frac{\rho_w}{\rho}\right)_{x=0} = 1 - 0.00255 F_{r1} \left(\frac{h_1}{d_{50}}\right)^{0.5} = 1 - 0.00255 \left( \frac{F_{r1}^2}{\left(1 + \frac{1}{2} F_{r1}^2\right)} \frac{h_1}{d_{50}} \right)^{0.5} \quad (17)$$

$$K_{x=0} = 0.00255 F_{ri}^{-1} \left( \frac{h_i}{d_{50}} \right)^{0.5} = 0.00255 F_{ri}^{-1} \left( \frac{1}{1 + \frac{1}{2} F_{ri}^2} \frac{h_i}{d_{50}} \right)^{0.5} \quad (18)$$

ここで、入射フルード数 $F_{ri}$ は汀線における入射氾濫水深 $h_i$ を用いたときのもの、 $d_{50}$ は斜面粗度のものである。

式(17)と(18)から評価される値を遡上過程の代表値として用いた場合の各理論による氾濫流先端位置 $a(t)$ の比較例を図-8に示す。図は上から順にCase 10~12である。また、遡上距離 $L_R$ に関して理論IIによるものと実験、理論IIや理論IIIによるものとの比較例を図-5のComparison Case No. 10~12に示す。両図から、氾濫水密度や摩擦損失係数として遡上過程平均の値を用いた図-4の場合に比べて、理論IIIはやや短く、約4%減となって理論IIに近づく(理論IIが約3%長い)、理論IIIは顕著に短く、約44%減となり、図-7の入射氾濫水深 $h_i$ と入射氾濫流速 $u_i$ を理論的に決めた場合に比べてもやや短く、約8%減となることが判る。したがって、汀線における氾濫水密度や摩擦損失係数を用いる場合は、理論IIIに関しては $h_i$ と $u_i$ を実験的に決める方が、理論IIIに関しては理論的に決める方がよいと言える。また、理論IIの場合は、同じ入射波高 $h_i$ でも $h_i$ と $u_i$ の $h_i$ への貢献度次第で、汀線における氾濫水密度を用いても実験との対応がよい場合があることを示している。

以上の検討結果から総合的に判断して、現状では、理論IIや理論IIIの活用においては遡上過程平均の氾濫水密度や摩擦損失係数を用いることが推奨される。摩擦損失係数に対するこの考え方は基本的にこれまでの津波遡上数値解析におけるものと同じと言える。

#### 4. おわりに

本研究で得られた主な結果は次の通りである。

- 1) 既報の津波遡上に関する理論<sup>3)</sup>、理論II<sup>14)</sup>、理論III<sup>14)</sup>へ松富の移動床下の氾濫流抵抗則を適用し、各理論と氾濫流抵抗則の適用性を実験との比較や理論相互の比較を通して検討した。3理論の中で最も普遍性が高いと考えられる理論Iが実験の遡上距離 $L_R$ をよく説明できること、移動床下の氾濫流抵抗則が妥当であることを確認した。
- 2) 摩擦損失係数 $K$ や氾濫水密度 $\rho$ の汀線 $x=0$ (初期 $t=0$ )における評価値は、汀線における入射氾濫水深 $h_i$ と入射氾濫流速 $u_i$ の実験値を個別に陽に活用する場合の理論IIを除いて、遡上過程全体を表現し得るものではないことを確認した。一定値の $K$ や $\rho$ で遡上過程全体をよりの確に表現しようとするならば、現状では遡上過程平均の値を用いることが推奨されることを示した。これは移動床下の氾濫流抵抗則に限るものでないと思われる。

**謝辞:** 本研究にあたり科研費(基盤研究(C), 20K05041, 代表: 松富英夫)の補助を受けた。記して謝意を表する。

#### 参考文献

- 1) 松富英夫: 陸上遡上津波の先端条件と先端部の抵抗係数, 第28回海岸工学講演会論文集, pp.74-78, 1981.
- 2) 松富英夫: 津波氾濫水密度の簡易評価法, 土木学会論文集B2 (海岸工学), Vol.75, No.2, pp.385-390, 2019.
- 3) 松富英夫: 氾濫水密度の時間変化を考慮した津波遡上, 東北地域災害科学研究, 第58巻, 2022. (印刷中)
- 4) 松富英夫, 川島峻: 津波氾濫流の密度に関する基礎実験, 土木学会論文集B2 (海岸工学), Vol.71, No.2, pp.355-360, 2015.
- 5) 松富英夫, 今野史子, 齋川聖, 鎌滝孝信, 渡邊一也: 津波氾濫水密度の土砂堆積や遡上高への影響, 土木学会論文集B2 (海岸工学), Vol.72, No.2, pp.397-402, 2016.
- 6) 松富英夫, 今野史子, 後村晃基, 今藤晃太, 鎌滝孝信, 渡邊一也: 津波氾濫水密度とその遡上距離や土砂堆積への影響に関する定量実験, 土木学会論文集B2 (海岸工学), Vol.73, No.2, pp.373-378, 2017.
- 7) 千葉裕太, 三上輝, 松富英夫: 津波氾濫水密度の諸物理量への依存性, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要集, II-98, 2019 (CD-ROM).
- 8) Matsuomi, H. and Kono, F.: Experiments on the density of tsunami inundation water and its influence on the tsunami run-up and deposit, *Proc. of Intl. Conf. on Coastal Eng.*, No.36, Full Length papers: Paper.41, 2019.
- 9) 松富英夫, 決得元基, 齋藤雅大: 開口部を有する鉄筋コンクリート建造物に働く津波流体力に関する基礎実験, 土木学会論文集B2 (海岸工学), Vol.69, No.2, pp.326-330, 2013.
- 10) 松富英夫, 小泉拓也, 照井裕介, 加藤広之, 岩瀬浩之: 定常と非定常実験の違いが胸壁越流後の津波の氾濫流やRC造建築物への波力に及ぼす影響, 土木学会論文集B1 (水工学), Vol.74, No.5, pp.1225-1230, 2018.
- 11) 松富英夫, 岡田隼人, 久保田友寛, 今野史子: RC造建築物に作用する津波荷重の氾濫水密度への依存に関する基礎実験, 土木学会論文集B2 (海岸工学), Vol.74, No.2, pp.265-270, 2018.
- 12) 松富英夫, 三上輝, 千葉裕太: 氾濫水密度と波周期の津波荷重への影響, 土木学会論文集B2 (海岸工学), Vol.75, No.2, pp.397-402, 2019.
- 13) 木瀬晃周, 有川太郎: 土砂・シルトを含んだ津波の波力に関する実験的研究, 土木学会論文集B2 (海岸工学), Vol.76, No.2, pp.385-390, 2020.
- 14) 松富英夫, 有川太郎: 津波遡上への氾濫水密度の影響, 土木学会論文集B2 (海岸工学), Vol.76, No.2, pp.391-396, 2020.
- 15) 土木学会水理委員会移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会: 移動床流れにおける河床形態と粗度, 土木学会論文報告集, 第210号, pp.65-91, 1973.
- 16) 田中仁, Nguyen Xuan Tinh, 宋文世: 津波の下での底面境界層発達と底面せん断力の特性, 土木学会論文集B2 (海岸工学), Vol.74, No.2, pp.313-318, 2018.
- 17) 沓澤佑樹, Nguyen Xuan Tinh, 渡辺一也, 田中仁: 乱流モデルを用いた津波伝播の数値計算, 土木学会論文集B2 (海岸工学), Vol.74, No.2, pp.163-168, 2018.
- 18) 松富英夫: 氾濫流抵抗則実験式の照査, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要集, 2022. (印刷中)
- 19) 例えば, 田中仁, 首藤伸夫: 一方向流を伴う振動流に関する実験, 第29回海岸工学講演会論文集, pp.259-263, 1982.
- 20) 例えば, 松富英夫: 水平床の貯水部を持つダム破壊流れの斜面遡上, 東北地域災害科学研究, 第57巻, pp.47-52, 2021.

## 加速度センサを用いた漂流物の挙動に関する実験\*

秋田大学理工学部 望月良純  
秋田大学大学院理工学研究科 齋藤憲寿  
秋田大学大学院理工学研究科 渡辺一也

### 1. はじめに

2011年の東日本大震災により、従来の想定をはるかに超える規模の津波を受け、壊滅的な被害を受けた。津波発生時において、浮体式津波避難シェルターなどの漂流物を用いた避難方法が有効であることが示されており<sup>2)3)</sup>、浮体式津波避難シェルターの安全性の検討を行うため、漂流物の模型を用いた実験が行われている。シェルター模型を固定した状態で波力を計測した実験<sup>4)</sup>や、漂流物に圧力センサを取り付けて移動可能な状態で波圧の計測をした実験<sup>5)</sup>が行われてきたが、固定した状態とは異なり、漂流物の動揺に伴う傾斜によって水面と圧力センサとの距離が変化し、正確に波圧を測定する事は出来なかった。

そこで本研究は、漂流物の傾斜による波圧の変化を補正するため、加速度センサを用いることで漂流物の角度を測定し、実際に波圧の補正を行った。

### 2. 実験概要

#### (1) 圧力センサおよび加速度センサ

圧力センサは図-1に示す Measurement Specialties 製の MS5837-02BA モデル、加速度センサは図-2に示す InvenSense 製の MPU-6050 モデルを使用した。圧力センサは防水機能を有しており、定格容量 1,000～200,000 Pa、寸法 3.3×3.3×2.75 mm である。また、加速度センサは定格容量±2 g、寸法 4.0×4.0×0.9 mm である。

各センサは 8 ビットマイコンボードと Processing/Wiring 言語を実装した統合開発環境から構成されるシステムである Arduino へ接続した。なお、Arduino はオープンソースハードウェアであることから技術ハードルが低く、コンパクトな測定を可能としている。

#### (2) 漂流物模型

漂流物模型は津波避難シェルター「safe+」<sup>6)</sup>を参考に、一般的な漂流物を表すものとして 3D プリンターで作られた直方体の浮体を採用した。模型は幅 29.0 cm、高さ 15.0 cm、長さ 15.0 cm、質量 1,000 g であり、模型内部には錘を 1,051 g 入れた。また、模型の喫水は模型底面か



図-1 圧力センサ

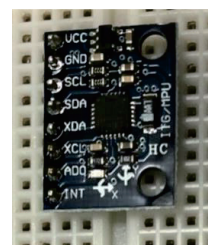


図-2 加速度センサ

\*Experimental of the Behavior of Drifting Objects using an Acceleration Sensor by Yoshizumi MOCHIZUKI, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE

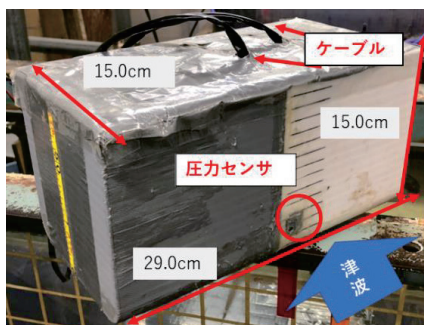


図-3 漂流物模型

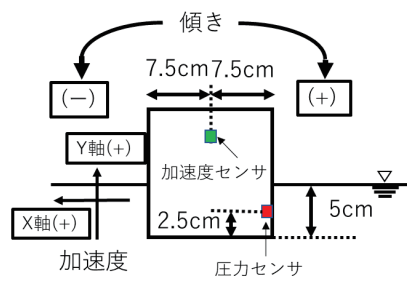


図-4 センサの設置位置の詳細

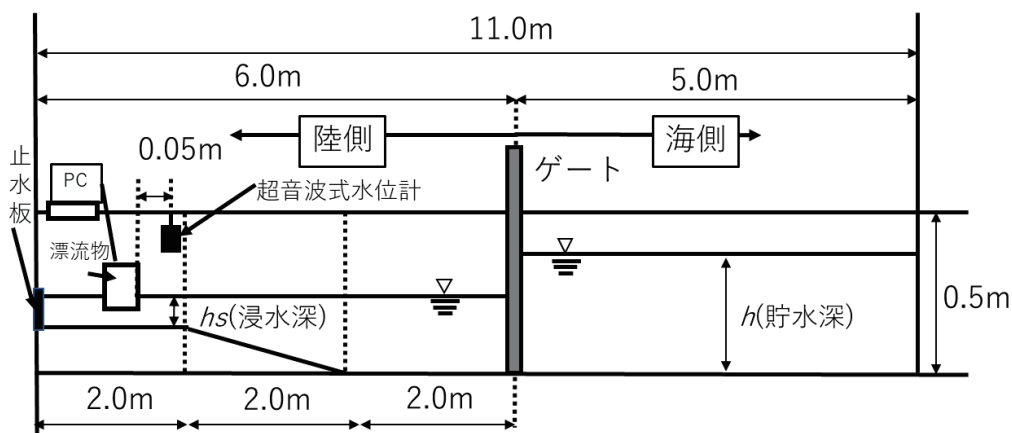


図-5 実験水路

ら 5 cm であり、圧力センサは模型底面から 2.5 cm の高さに設置し、加速度センサは漂流物内部に設置した。漂流物模型を図-3、圧力センサおよび加速度センサの配置を図-4 に示す。

### (3) 実験水路

水路の概略を図-5 に示す。幅 0.30 m、高さ 0.50 m、全長 11.0 m のうち、海側の貯水槽が 5.0 m、陸側に斜面勾配 1/26 の斜面がある鋼製矩形水路を使用した。本研究は津波の第二波目以降を対象として、浸水深  $h_s=0.15$  m、貯水深  $h=0.3$  m とした。

実験手順は、水路の海側にある貯水槽に水を貯め、実験水路のゲートを急開することにより模擬段波を発生させた。段波は一樣水深部、一樣勾配斜面部を伝播した後、漂流物模型に衝突する。本研究では模型幅と水路の隙間を 1 cm とすることで模型の回転運動を抑制し、水平移動のみ評価した。また、模型上部のケーブルが水平移動に影響しないようにケーブル長を 1 m とした。模型の 8 cm 前方に超音波式水位計を設置し、津波の水位は 0.01 s 毎に測定し、漂流物模型に取り付けた



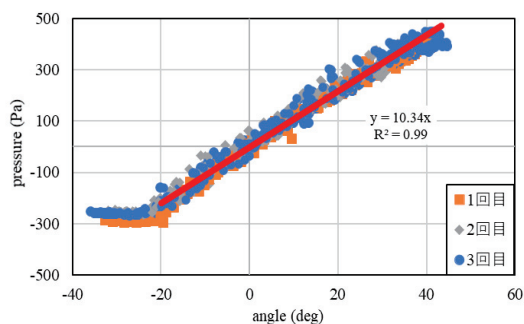


図-6 角度と水圧の関係

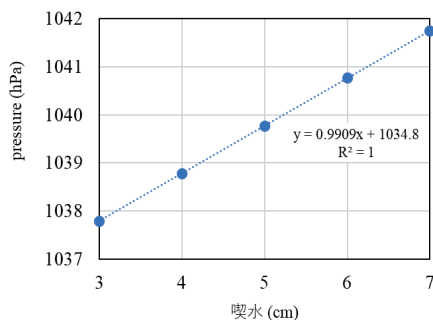


図-7 喫水と水圧の関係

圧力センサを用いて津波の波圧を測定、傾斜を加速度センサで測定した。なお、波圧と傾斜は 0.05 s 毎に測定している。津波と模型の挙動を観察するために水路側面からビデオ撮影を行っている。なお、浸水深は止水板を水路下端に設置することで表現している。

### 3. 実験結果

#### (1) 傾斜と水圧の関係

漂流物を水に浮かべ、加速度を加えず左右に傾けた結果として、角度と水圧の関係を図-6 に示す。角度が大きくなるほど水圧が大きくなる傾向であるが、 $-20^{\circ}$ （陸側に  $20^{\circ}$ ）より傾くと圧力センサが水面から露出するため、水圧が一定となった。そこで水上から出ている部分の  $-20^{\circ}$  以下のデータを省き、3 回分の実験のデータを用いて近似式を求めた。

#### (2) 喫水と水圧の関係

津波によって動揺している漂流物の波圧を正確に測定するためには、傾斜による波圧の補正だけでなく、喫水の変化についても考慮する必要がある。そこで漂流物を 1 cm 毎に浮き沈みさせ、水圧を測定した。喫水と水圧の関係を示す図-7 を見ると、喫水が 1 cm 程度変化すると水圧が 100 Pa 程度変化しており、これは静水圧を計算で求める場合と一致していた。

#### (3) 漂流物模型を用いた津波の衝突実験の結果

水位、漂流物の波圧および角度の経時変化を図-8、水路の側面からビデオ撮影した波形の変化を図-9 に示す。水位は津波衝突直後上昇した後、緩やかに上下しながら一定となっている。衝突から約 1.3s 後の水位の上昇は、ゲート急開時に発生した 2 つ目の段波が原因であると考えられる。

波圧の経時変化を見ると、波圧は衝突直後上昇し、マイナスの値が測定された。その後再び波圧は上昇しプラスの値で上下を繰り返した。波圧がマイナスである理由として、漂流物が陸側へ傾くことによって圧力センサと水面の距離が短くなることが要因と考えられる。一方、海側に傾くことによって波圧が大きく測定された。

角度の経時変化を見ると、漂流物は衝突後 0.6 s かけて陸側に  $9^{\circ}$  程度傾き、その後 0.4 s かけて

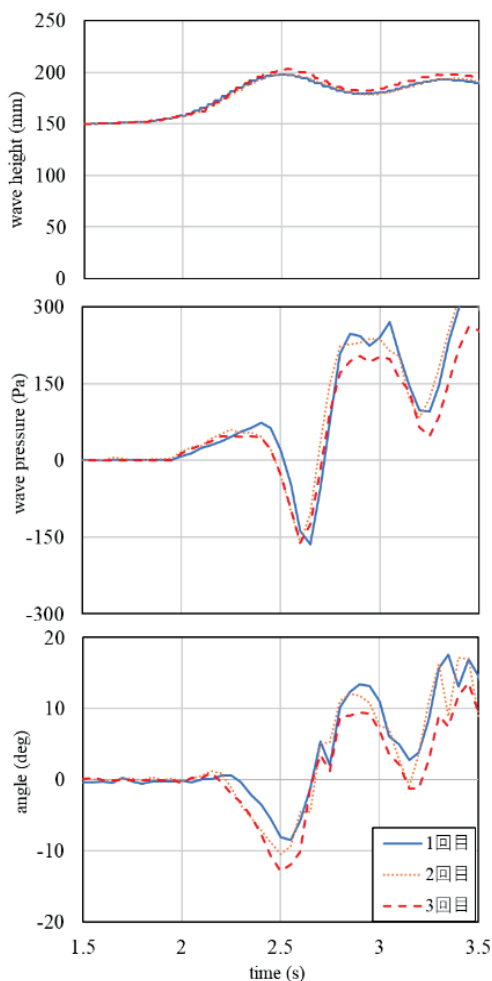


図-8 水位、波圧、角度の経時変化

海側に  $13^\circ$  程度まで傾いていた。さらに、グラフの山と谷の計測時間について波圧と角度の経時変化を比較すると、傾向は概ね一致しており、これは図-10の漂流物の画像からも確認できる。しかし、波圧と角度のピークの測定時間にずれが生じている。これは漂流物の上下運動による喫水の変化が影響しているのではないかと考えられる。

#### (4) 傾斜による波圧の補正結果

補正についての説明を図-11に示す。津波衝突実験において、波圧と同時に角度も計測を行い、

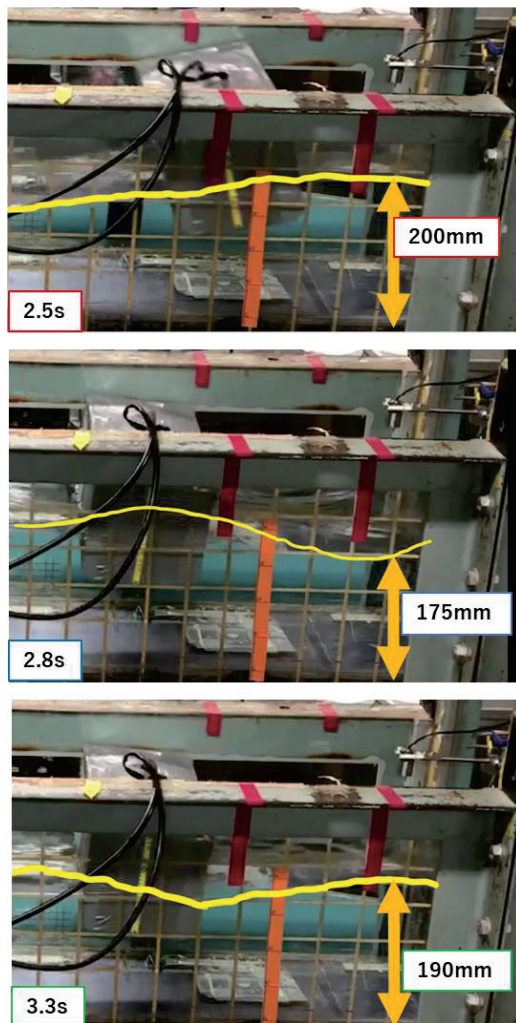


図-9 水位の経時変化の写真

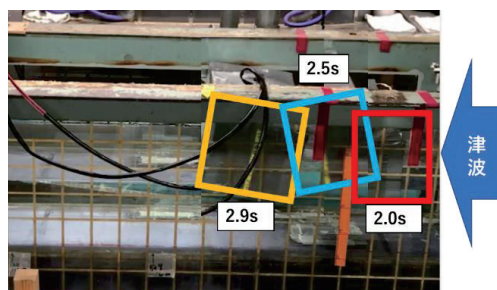


図-10 漂流物模型の挙動

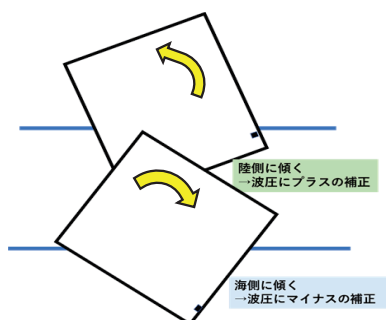


図-11 角度の補正イメージ

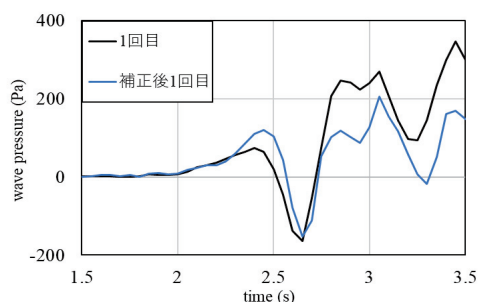


図-12 角度補正後の波圧の経時変化

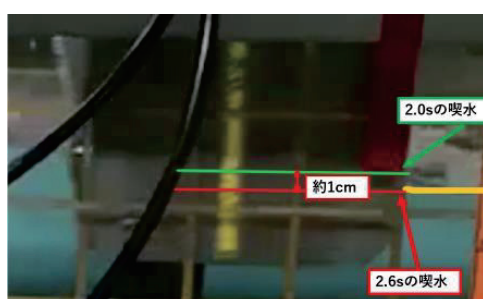


図-13 喫水の変化(2.6s)

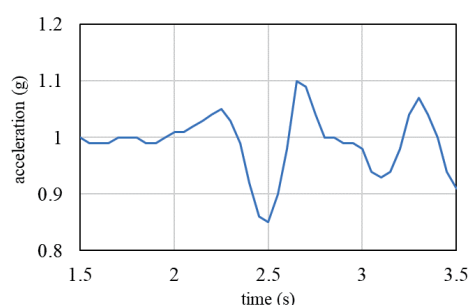


図-14 y軸加速度の経時変化

この近似式に角度を代入し、測定された波圧から近似式で求めた波圧を引くことで補正を行う。補正を行うと測定値は、漂流物が陸側に傾くと波圧を増加させ、海側に傾くと波圧を減少させる。

傾斜による波圧の補正を図-12に示す。衝突直後の波圧を見ると陸側に傾いているため、傾きが最大となる2.6 sまで波圧は最大90 Pa程度プラス側に補正された。そして漂流している状況を見ると、傾きが0°となる2.7 sから海側への傾きとなるため、波圧はマイナスの補正となる。海側に傾く場合は最大で-150 Pa程度まで補正される傾向にあった。次に補正の前後を比較すると、陸側の傾きが最大となる2.5 sまで波圧がプラスの値を示していたが、波圧は2.6 s以降も減少し続け2.65 sの時、マイナスのピークを迎えていた。

### (5) 喫水による波圧

喫水の変化について図-13に2.6 sの喫水に注目した画像を示す。この時間では、1 cm程度の喫水の変化が見られた。これは漂流物の下方にもぐりこんだ波が漂流物を押し上げたことによる喫水の低下が原因であると考えられる。図-14のy軸の加速度の経時変化からも、2.6 s前後でy軸正方向に運動していることがわかる。このy軸の加速度の急上昇は、漂流物の回転と上方向への移動が影響している。

漂流物が傾いていない状態であるため、傾斜による影響ではないことが確認でき、図-8の2.6 sの時-100 Paは喫水が影響しているものであると考える。

喫水の補正について説明を図-15に示す。補正を行うと喫水が低下した時波圧が増加し、上昇し

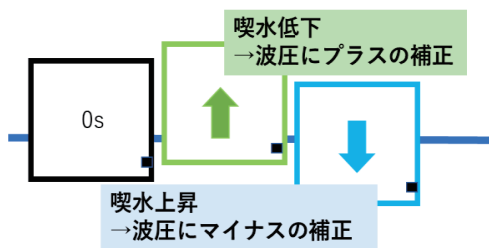


図-15 喫水の補正イメージ

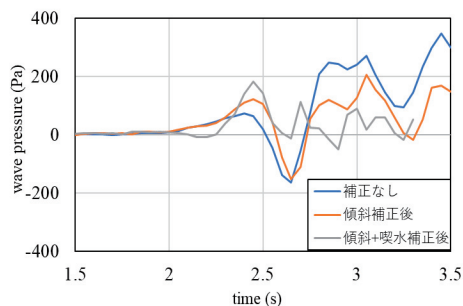


図-16 喫水補正後の波圧の経時変化

た時波圧は減少する。津波衝突実験において撮影した動画を確認し、喫水の変化を目視でとらえ、測定した値を静水圧の式に代入することで補正を行った。

喫水の変化を考慮した波圧の経時変化を図-16に示す。喫水は、津波衝突後わずかに上昇し、段波がもぐりこむ際低下する。そのため、補正前の波圧と補正後の波圧を比較すると、衝突直後は減少がみられるが、ピークの測定値は増加し、マイナスの測定が行われていた波圧がプラスの測定値となった。

#### 4. おわりに

本研究により以下のことが明らかとなった。

- ・漂流物模型は津波衝突時に陸側へ約  $10^\circ$  傾斜し、その後は約  $15^\circ$  海側へ傾斜していた。
- ・波によって動揺する漂流物に作用する圧力は、傾斜による変化の他に、喫水の増減でも変化する。
- ・漂流物模型の傾斜および喫水の変化を考慮せず波圧を測定した場合、衝突直後は過小、漂流中は過大に評価していた。

今後の展望について、貯水深と浸水深の条件を変更し、波圧の補正を行うことや、喫水の変化に対する検討を深めるために、上下方向の加速度の検討を行う予定である。

#### 参考文献

- 1) 内閣府・東日本大震災による洋上漂流物 Q&A ([https://www8.cao.go.jp/ocean/policies/hyouryuu/q\\_and\\_a.html](https://www8.cao.go.jp/ocean/policies/hyouryuu/q_and_a.html)) (2021-12-9 アクセス)
- 2) 重松孝昌, 明知顕三, 小池敏也: 浮体式津波避難シェルターに関する基礎的実験, 海洋開発論文集, 第24巻, pp. 105\_110, 2008.
- 3) 重松孝昌, 中東大輔: 二重式浮体式津波避難シェルターの運動特性に関する実験的研究, 土木学会論文集, B2 (海岸工学), Vol. 67, No. 2, pp. 1\_751-1\_755, 2011.
- 4) 蒔苗純, 齋藤憲寿, 渡辺一也: ロードセルを用いた浮体式津波避難シェルターの波力に関する検討, 東北地域災害科学研究, 第55巻, No. 56, pp. 101\_106, 2020.
- 5) 齋藤憲寿, 渡辺一也, 石塚大智: 圧力センサを用いた漂流物の波力に関する検討, 海洋開発論文集, 第77巻, pp. I\_103-I\_108, 2021.
- 6) タジマの浮揚式津波洪水対策用シェルターSAFE+ (セーフプラス) (<https://www.tajima-motor.com/>) (2021-5-23 アクセス)

## 1804 年象潟地震による津波堆積物の層相

弘前大学理工学部 長尾優樹

弘前大学大学院理工学研究科 岡田里奈

弘前大学大学院理工学研究科 梅田浩司

岡山理科大学理学部 鎌滝孝信

### 1. はじめに

津波や洪水、高波、高潮といった何らかの外的な事象により地質学的な時間スケールでは瞬間的に堆積した堆積物をイベント堆積物という。このうち、津波によって海底や沿岸部の浜堤等の砂や泥、礫が侵食され、運搬され二次的に堆積したものを津波堆積物という。この津波堆積物の特有の堆積構造や内陸方向への層厚、粒度の変化といった巨視的な特徴を詳細に記載することによって、今後の研究でのイベント堆積物の認定に役立てられる。新潟県から北海道西方までの日本海沿岸及びその沖合いの大陸斜面には第四紀に多くの逆断層が形成され、全体として長さ約 1000km、幅 100km 以上に達する短縮変動帯（日本海東縁変動帯）がある。ここでは、1983 年の日本海中部地震や 1993 年の北海道南西沖地震などが発生している。さらに過去の歴史時代に遡ると、1704 年の岩館地震、1793 年の西津軽地震等が発生し沿岸地域に大きな被害をもたらした。1804 年（文化元年）に発生した象潟地震（ $M=7.3$ ）もこれらの地震の一つであり、景勝地“象潟”をはじめ、広い範囲で海岸隆起が生じて象潟付近の海岸部で最大 1.8m の隆起が生じた（平野ほか、1979）。この隆起によって象潟湖が離水・陸化した。また、秋田県能代から山形県三瀬の沿岸域には津波が到来し、浸水高は象潟付近が最大で 4~5m と推定されている（羽鳥、1986）。しかしながら、この津波に由来するイベント堆積物については、これまで詳細な報告はなされていない。そのため、筆者らのグループではハンディジオスライサーを用いた津波堆積物の調査を象潟で行った。本稿ではその結果について報告する。

### 2. 調査地域・手法

調査は 2021 年 10 月に秋田県にかほ市象潟町の蛸満寺の東側の水田において、全長 2m のハンディジオスライサーと全長 1m のハンドコアラーを用いて行った。今回は海岸から約 700m 離れた地点から海岸線にほぼ直交する約 500m の測線（測線 1）において、約 40m 間隔でコア試料を採取し、層厚や堆積構造の特徴を記載した。また、測線 1 から南方向へ約 300m 離れた高泉寺付近でもハンディジオスライサーにより 3 本のコア試料を掘削した。さらに、日本海地

---

\*Sedimentary structure of Tsunami deposits from the 1804 Kisakata Earthquake by Yuki Nagao, Rina Okada, Koji Umeda and Takanobu Kamataki



震・津波調査プロジェクト ([https://www.eri.u-tokyo.ac.jp/project/Japan\\_Sea/gaiyou.html](https://www.eri.u-tokyo.ac.jp/project/Japan_Sea/gaiyou.html)) で掘削された深度 8m のボーリングコア 2 本 (KK1, KK2 コア) の記載も行った。粒度分析には島津製作所製 SALD-3000J (レーザ回折式粒度分布測定装置) を用いた。SALD-3000J は、レーザ回折及びレーザ散乱法を用いた測定方式であり、光源である半導体レーザの波長は 690nm である。受光部は 76 素子変形同心円センサ、側方センサ、後方センサ (2 素子) にて構成されている。これにより、 $0.1 \sim 2,000 \mu\text{m}$  の範囲の粒子を短時間で正確に測定することができる。粒度分析に用いた試料は各掘削地点において、津波堆積物の上下層を含めて 1~2cm 間隔で堆積物を採取した。また、測定結果の粒径加積曲線から Folk and Ward (1957) に基づいて淘汰度を算出した。

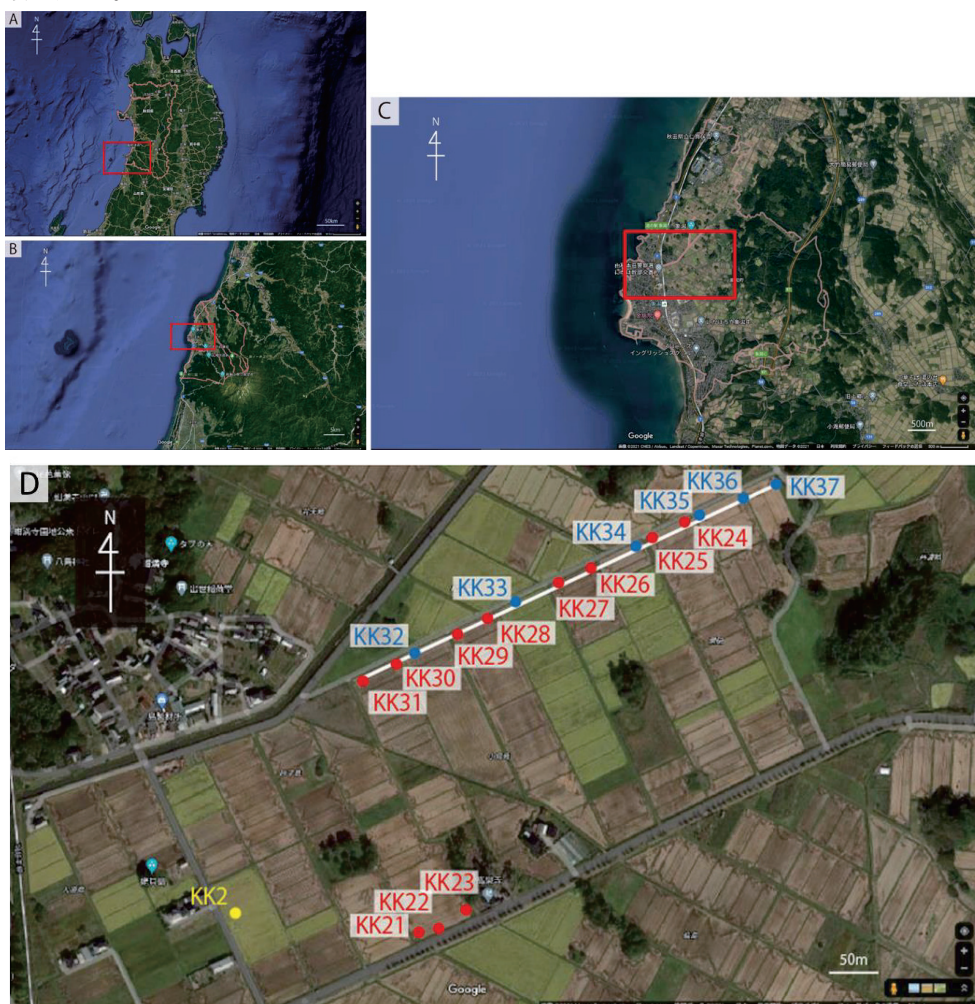


図 1 調査地域・調査測線

A : 全体図. B : にかほ市周辺図. C : 象潟周辺図. D : 掘削地点

### 3. コアの層相観察・粒度分析

層相観察によると、耕作土の直下に砂層若しくはシルト混じりの砂層が存在し、これが貝殻混じりの砂およびシルトを主体とする象潟層を覆っている。ここでは KK22 を例として、津波堆積物を含む象潟層の層相の特徴を示す（図 2）。KK22 では、地表面から深度 18cm までは耕作土からなり、そこから下位は貝殻を多く含む砂及びシルトが堆積している。深度 23～37cm には極細粒砂から細粒砂からなる砂層が存在する。この砂層と下位の象潟層の境界には明瞭な侵食面が認められること、砂層の下部には象潟層の偽礫（リップアップクラスト）を含むことから、この砂層は強い水流下における運搬・堆積作用に伴う津波堆積物と考えられる。なお、象潟層の下部の深度 163cm 以深では、砂混じりのシルトから有機質シルト層へと変化している。粒度分析の結果、砂層を構成している碎屑粒子の中央値（D50）は 2.07（φ）であり、淘汰度は 1.02 であった（深度 30～31cm）。砂層の上位の砂混じりシルト層では、中央値は 2.45（φ）であり、淘汰度は 2.15 であった（深度 20～21cm）。砂層の下位の砂混じりシルト層では中央値 2.67（φ）であり、淘汰度は 1.67 であった（深度 44～45cm）。一方、砂層に含まれる偽礫では中央値が 2.78（φ）であり、淘汰度は 2.03 であった。津波堆積物と考えられる砂層の堆積構造は象潟層に比べて淘汰が良く、含まれる偽礫の粒度分布は象潟層と類似しているという結果が得られた。

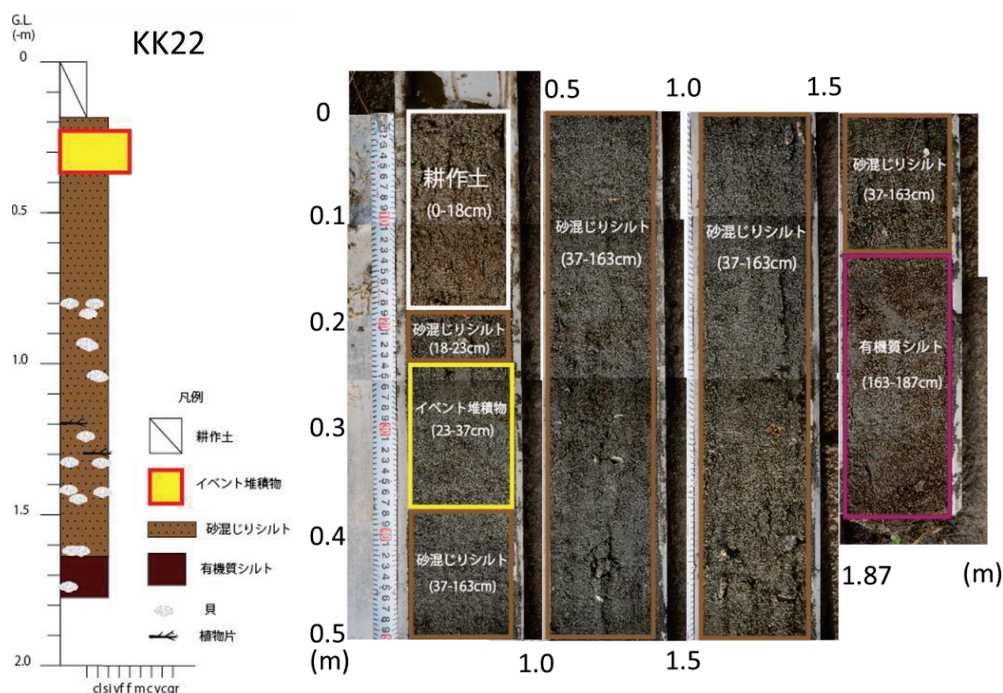


図 2 KK22 における柱状図，コア写真

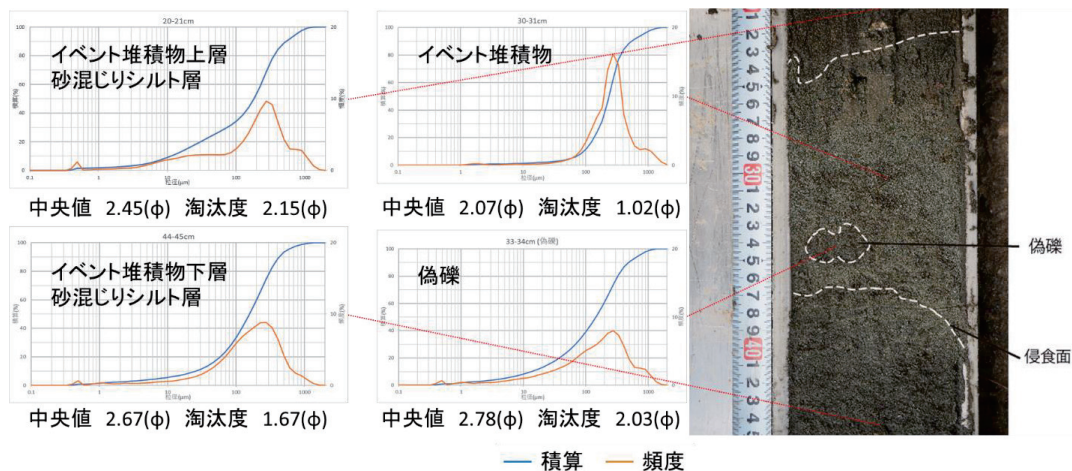
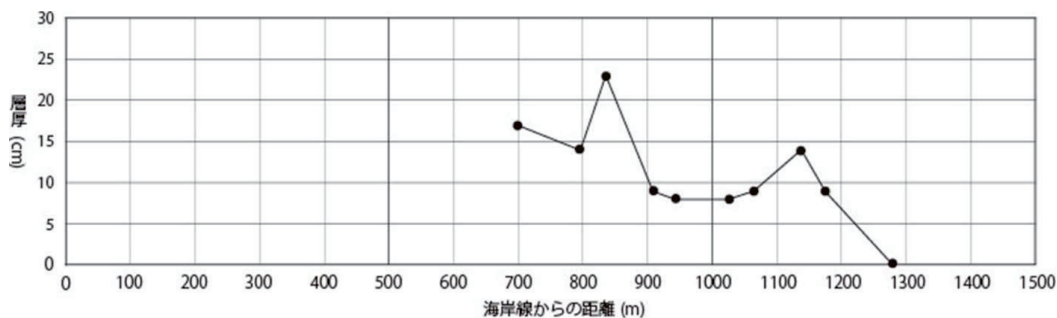


図3 KK22（深度20～45cm）のコア写真，粒度分析結果

粒度分析 左上：深度20～21cm 右上：深度30～31cm 左下：深度44～45cm 右下：偽礫

#### 4. 層相の空間的特徴

前述した測線1（全長約500m）は、標高が1.2～1.6mで内陸方向へわずかに低く傾いたほぼ平坦な地形に位置しており、ここではKK24からKK37までの14本のコアを採取した。津波堆積物と考えられる砂層の層厚は、約10cmで、最大は23cm（KK30）であった。全体的に内陸方向へ薄層化していく傾向が認められ、海岸から約1300m付近でせん滅する。粒度分析によると碎屑粒子の平均中央値は1.91 $\phi$ （KK2）～4.06 $\phi$ （KK36）と中粒砂からシルトサイズまで変化し、海岸から内陸に向かって細粒化していくといった傾向が顕著である。





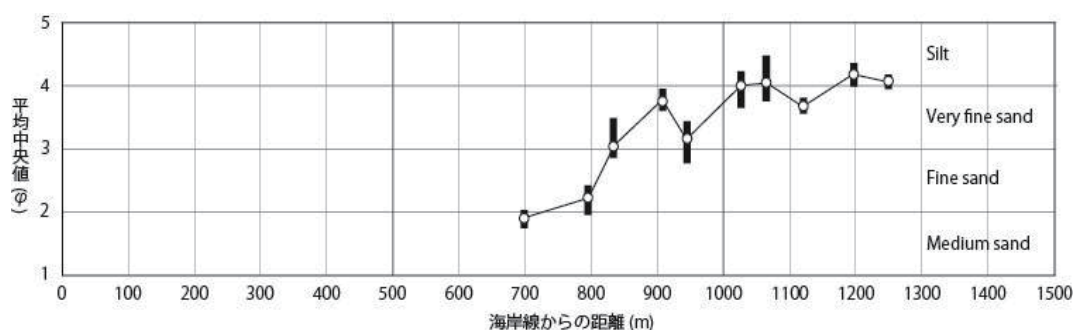


図 4 測線 1 の層厚変化，粒度変化

## 5. 考察

象潟の津波堆積物調査の結果，測線 1 では全体的に海岸から内陸に向かって津波堆積物の層厚が薄くなり，碎屑粒子も細粒化していく傾向が認められた。層厚が内陸へ薄層化する傾向は，2011 年東北地方太平洋沖地震の津波堆積物にも同様な傾向が認められる（山田・藤野，2013）。この原因としては，津波の流れが減速するに従って粒子が順次堆積することにより堆積物の供給が内陸ほど少なくなることが考えられる（後藤・藤野，2008）。また，碎屑粒子の内陸への細粒化も 2004 年インド洋大津波の堆積物などの研究で報告されている（例えば，藤野ほか，2006）。内陸細粒化がみられる要因としては，津波が内陸へと侵入するにつれ，粗粒サイズの碎屑粒子が優先的に堆積し，内陸ほど粗粒粒子に乏しくなり，相対的に細粒化していったと考えられる（後藤・藤野，2008）。さらに，この現象は遡上距離が短いほど顕著であることが指摘されているが（例えば，片山ほか，2015），測線 1 でも同様な傾向が認められた。

また，今回の調査では津波堆積物を覆う耕作土の直下に津波堆積物が出現する場合と耕作土と津波堆積物との間に砂混じりシルト層を挟む場合があった。前者については，陸化した象潟の新田開発の際に，津波堆積物の一部が削り取られた可能性がある。一方，後者は水域あるいは水域に近い環境で津波堆積物が堆積し，その後に砂混じりのシルトが堆積物を覆ったもので，津波堆積物的人為的な欠損を免れたことが考えられる。歴史史料によると 1804 年の象潟地震直後は，象潟の南側では完全に陸化しておらず，一部に水域が残っていたとされているが（安田，2021），砂混じりシルト層を挟むコアも象潟の南側に分布する傾向がある。

## 6. おわりに

1804 年象潟地震の津波堆積物を調査した結果，海岸から内陸に向けて堆積構造が変化することが明らかになった。しかしながら，象潟湖の南側に分布する津波堆積物を覆う砂混じりシルト層の成因や地震に伴う津波の浸水範囲等が課題として残される。今後は調査地点を増やす

とともに、碎屑粒子の検鏡観察、珪藻分析や火山ガラスの主成分元素分析等によって多角的な検討を進めていく予定である。

## 謝辞

本研究の一部には科学研究費（基盤研究（C）, 課題番号：20K05042, 代表：鎌滝孝信）を使用した。また、岡山理科大学理学部基礎理学科 4 年生の田原祥多、津崎旦陽、古田寛季の各氏には現地調査に協力いただいた。地域住民の方々には調査に関して快諾して頂いた。ここに記して関係各位に深く謝意を表す。

## 引用文献

- 安田容子：地震前と地震後の絵画からみる象潟の変遷。今井健太郎（編），二百年前に象潟で起きたこと，秋田文化出版, pp.12-24, 2021.
- 平野信一・中田高・今泉俊文：象潟地震（1804 年）に伴う地殻変形，第四紀研究, 18, pp.17-30, 1979.
- 羽鳥徳太郎：文化元年（1804 年）象潟地震の震度および津波調査，地震研究所彙報, 61, pp.143-157, 1986.
- 片山裕之・前田勇司・安野浩一郎・吉河秀郎・阪口秀・西浦泰介：津波堆積物の粒度偏析メカニズムの解明に関する基礎的研究，土木学会論文集 B3（海洋開発）, 71, pp.641-646, 2015.
- 山田昌樹・藤野滋弘：2011 年東北地方太平洋沖地震津波により茨城県・千葉県沿岸低地に形成された津波堆積物の堆積学的特徴，堆積学研究, 72, pp.13-25, 2013.
- Folk, R.L. and Ward, W.C., Brajos river bar: a study in the significance of grain-size parameters. *Journal of Sedimentary Petrology*, 27, pp.3-27, 1957.
- 後藤和久・藤野滋弘：2004 年インド洋大津波後の津波堆積物研究の課題と展望，地質学雑誌, 12, pp.599-617, 2008.
- 藤野滋弘・松本弾・成瀬元・藤田和彦・Suphawajrksakul, A.・Jarupongsakul, T.：陸上津波堆積物の堆積構造と堆積過程ータイ南西部におけるインド洋津波の例ー，月刊地球, 326, pp.558-562, 2006.



# 数値シミュレーションを用いた雄物川河口域における塩水遡上の研究\*

秋田大学理工学部 神田智洋

秋田大学大学院理工学研究科 谷口隼也・齋藤憲寿・渡辺一也

## 1. はじめに

河口部は河川や海岸からの外力による影響を大きく受けており、特に淡水と塩水の接触によりきわめて複雑な様相を呈している<sup>1)</sup>。弱混合型河川で生じる塩水くさびは河川水の塩水化を引き起こし水資源利用の障害となっており、この性質を解明することは重要である。このような河川での塩水くさびの遡上については、石狩川河口<sup>2)</sup>や阿賀野川<sup>3)</sup>等で実測資料をもとに研究が行われている。また、秋田県では米代川<sup>4)</sup>で研究が行われているが、2019年の渇水被害<sup>5)</sup>に伴い塩水遡上が確認された雄物川において、塩水遡上の要因は明らかとなっていない。

そこで本研究では、雄物川河口域を対象に現地観測と塩水遡上の数値シミュレーションを行い、雄物川の塩水遡上に影響をもたらす要因を検討した。

## 2. 研究対象

図1に雄物川の全体図を示す。雄物川は秋田県を流れる一級河川である。流域面積は4,710 km<sup>2</sup>、幹線流路延長は133 kmとなっている。図2に観測地点および計算領域を示す。観測地点においては、観測地点AB間の距離は約50 mとなっている。観測地点Cは、2019年に国土交通省が実施した



図1 雄物川流域図

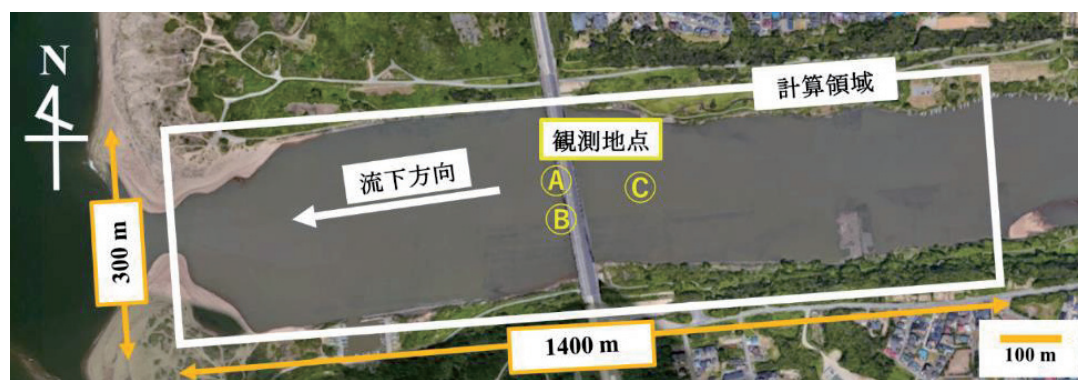


図2 観測地点・計算領域(google map より引用)

\*Study on Saline Water Run-up at Omono River Mouth using Numerical Simulation by Tomohiro KANDA, Junya TANIGUCHI, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE

塩分観測地点であり、観測地点 A および B から上流方向に約 100 m に位置している。本研究では雄物川河口域を対象に、現地観測と数値シミュレーションを行った。

### 3. 塩分観測結果

塩分観測には多項目水質計（クロロテック）を用いて、塩分の鉛直分布を測定した。塩分観測の結果を図 3 に示す。2021/6/17 の観測では、地点 A にて塩水の遡上は認められなかったが、2021/8/4 の地点 A では、最大塩分濃度 31.510 psu を示した。同日の地点 B では、最大塩分濃度 31.416 psu を示した。そして、2019 年に国土交通省によって地点 C にて実施された観測結果は、16.300psu を示した<sup>6)</sup>。地点 A および B に対して地点 C の塩分濃度は半分程度という結果を示したが、これは観測地点 C がより上流側に位置していることが原因と考えられる。塩水遡上が確認できた場合は、いずれも明瞭に塩水の躍層が見られた。また、塩水が河床を這うように分布していたことから、塩水遡上が確認される場合は、塩水くさびが発生するのではないかと考えられる。

観測日 7 日前からの水位差の変化を図 4 に示す。水位差 $\Delta\eta$ は、潮位 $\eta_r$ および水位 $\eta_R$ より式(1)を用いて算出した。なお、データは国交省より秋田港のデータを使用した。

$$\Delta\eta = \eta_r - \eta_R \quad (1)$$

塩水遡上が確認された 2019/8/9 および 2021/8/4 の水位差は-2.5 m であったが、遡上が確認されなかった 2021/6/17 の水位差は-0.37 m であった。このことから、-0.37 m から-0.25 m の範囲内で塩水遡上の条件を満たす閾値があると考えられるため、今後はデータを蓄積し、塩水遡上と水位差の関係を詳細に検討する必要がある。

観測日 7 日前からの波高の変化を図 5 に示す。2021/8/4 および 2021/6/17 に測定した際の波高は

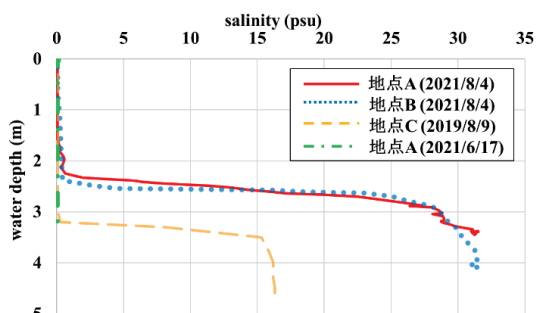


図 3 塩分観測結果

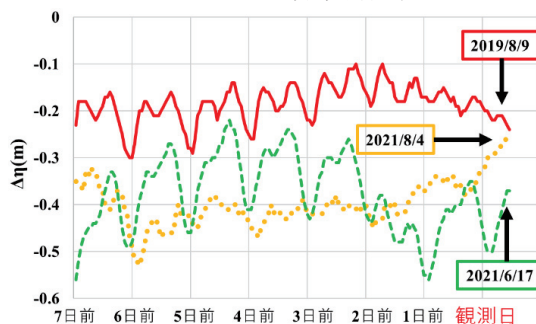


図 4 観測 7 日前からの水位差

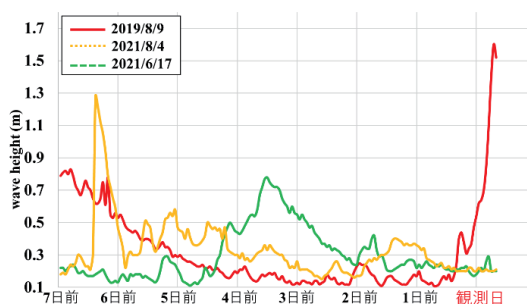


図 5 観測 7 日前からの波高

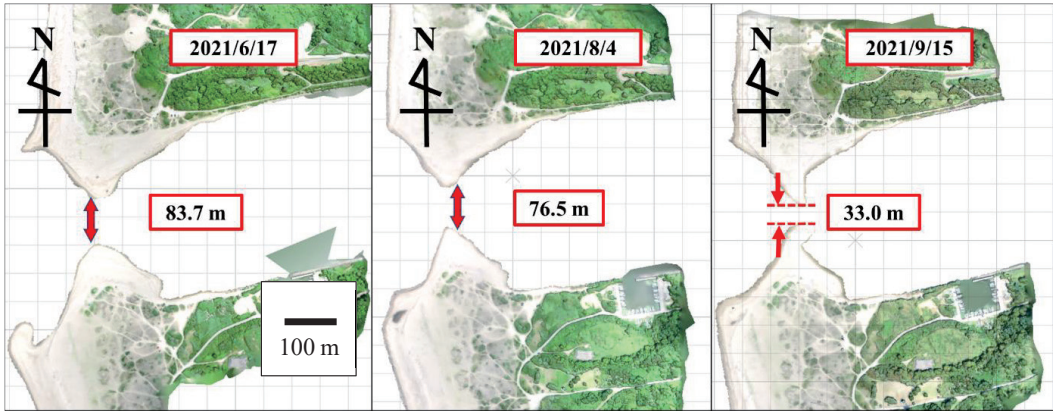


図6 雄物川河口幅

0.2 m 程度であったが、2019/8/9 の波高は測定日の 10 時間程度前から急激に大きく上昇している。このことから、波高による塩水遡上への影響は見られなかった。

2021/6/17, 2021/8/4 および 2021/9/15 に塩分観測を行った際の雄物川河口部の形状を図 6 に示す。これらの図は雄物川現地にて UAV(unmanned aerial vehicle)を用いて空撮を実施し、SfM(Structure from Motion)処理を施したものである。図 6 のうち、塩水遡上が確認されたのは 2021/8/4 のみであるが、河口幅は 2021/6/17 の方が大きな数値を示した。このことから 2021/8/4 に塩水遡上が確認できた要因の一つは図 4 に示した水位差であると考えられる。また、2021/9/15 においては、河口幅が非常に狭くなっていた。既往の研究<sup>4)</sup>によると、河口砂州が発達して川幅が閉塞した場合、河川流量を流下させるために流速が早くなり、海水の浸入が困難になることが明らかとなっている。そのため、2021/9/15 も同様の理由で塩水遡上が確認できなかったと考えられる。以上のことから、雄物川の塩水遡上において河口幅は一定の影響を与えていると考えられる。

#### 4. 数値計算

数値計算に使用した基礎方程式を式(2)～(5)に示す。式(2)は連続式、式(3)～(5)は非圧縮とブシネスク近似を使用した 3 次元 Navier-Stokes 式である。また、塩分濃度の輸送方程式を式(6)に示す。

$$\frac{\delta u}{\delta x} + \frac{\delta v}{\delta y} + \frac{\delta w}{\delta z} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\delta u}{\delta t} + u \frac{\delta u}{\delta x} + v \frac{\delta u}{\delta y} + w \frac{\delta u}{\delta z} - f v = -\frac{1}{\rho_0} \frac{\delta p}{\delta x} + \frac{\delta}{\delta x} \left( V_H \frac{\delta u}{\delta x} \right) + \frac{\delta}{\delta y} \left( V_H \frac{\delta u}{\delta y} \right) + \frac{\delta}{\delta z} \left( V_H \frac{\delta u}{\delta z} \right) \quad (3)$$

$$\frac{\delta v}{\delta t} + u \frac{\delta v}{\delta x} + v \frac{\delta v}{\delta y} + w \frac{\delta v}{\delta z} - f u = -\frac{1}{\rho_0} \frac{\delta p}{\delta y} + \frac{\delta}{\delta x} \left( V_H \frac{\delta v}{\delta x} \right) + \frac{\delta}{\delta y} \left( V_H \frac{\delta v}{\delta y} \right) + \frac{\delta}{\delta z} \left( V_H \frac{\delta v}{\delta z} \right) \quad (4)$$

$$\frac{\delta w}{\delta t} + u \frac{\delta w}{\delta x} + v \frac{\delta w}{\delta y} + w \frac{\delta w}{\delta z} = -\frac{1}{\rho_0} \frac{\delta p}{\delta z} + \frac{\delta}{\delta x} \left( V_H \frac{\delta w}{\delta x} \right) + \frac{\delta}{\delta y} \left( V_H \frac{\delta w}{\delta y} \right) + \frac{\delta}{\delta z} \left( V_H \frac{\delta w}{\delta z} \right) - \frac{g}{\rho_0} (\rho_0 + \rho) \quad (5)$$

$$\frac{\delta C}{\delta t} + u \frac{\delta C}{\delta x} + v \frac{\delta C}{\delta y} + w \frac{\delta C}{\delta z} = \frac{\delta}{\delta x} K \left( \frac{\delta C}{\delta x} \right) + \frac{\delta}{\delta y} K \left( \frac{\delta C}{\delta y} \right) + \frac{\delta}{\delta z} K \left( V_H \frac{\delta C}{\delta z} \right) \quad (6)$$

表 1 計算パラメータ

	流量・波高と 塩水遡上との関係	水深方向の 初期濃度分布の影響	拡散係数の影響
流路長 (m)	1400		
川幅 (m)	300		
水深 (m)	6		
主流路部勾配	1/5000		
初期配置濃度 (psu)	32		
計算タイムステップ(s)	0.5		
計算格子 (m)	20 × 20 × 1		
下流端周期 (s)	6		
下流端波高 (m)	0.22, 1, 2, 3, 5	1	
流量 (m <sup>3</sup> /s)	0, 100	100	
初期濃度分布 (m)	300 × 300 × 6	300 × 300 × n (n=1, 3, 5, 6)	300 × 300 × 3
拡散係数	0	0	0, 0.05, 1, 5, 10, 100

ここで、 $u$  は  $x$  方向の流速、 $v$  は  $y$  方向の流速、 $w$  は  $z$  方向の流速、 $t$  は時間、 $f$  はコリオリ係数、 $V_H$  は水平方向の渦粘性係数、 $V_v$  は鉛直方向の渦粘性係数、 $\rho_0$  は参照密度、 $\rho_0 + \rho$  は密度、 $C$  は塩分濃度、 $K$  は拡散係数である。また、計算条件を表 1 に示す。この計算条件から取得できる計算領域は、1400 m × 300 m × 6 m の矩形水路である。実際の雄物川は両岸から砂州が発達し、河口が狭窄している。加えて河床高も一定ではないが、今回の検証では実河川の再現ではなく、塩水遡上に与える影響の大きな要因を明らかにすることを重視した。本研究ではパラメータの一部を固定し、流量、下流端波高、初期濃度分布、拡散係数を変更し、それぞれの関係を考察した。

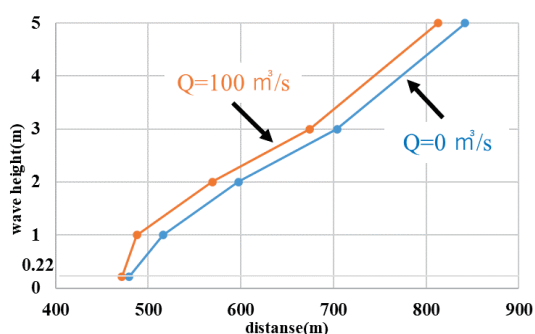


図 7 波高と塩水遡上距離の関係

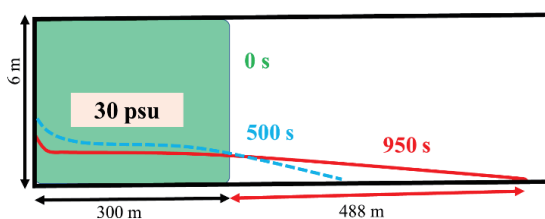


図 8 塩水の経時変化

## 5. 計算結果

### 1) 流量・波高と塩水遡上距離の関係

周期を固定して波高  $H$  および河川流量  $Q$  を変化させ、300 m 地点から塩水が遡上する距離を計算した。波高と塩水遡上距離の関係を図 7 に示す。流量に関わらず、波高が大きいほど遡上距離が

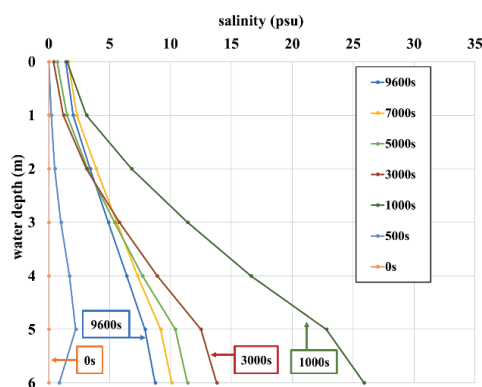


図 9 塩分の鉛直分布の経時変化

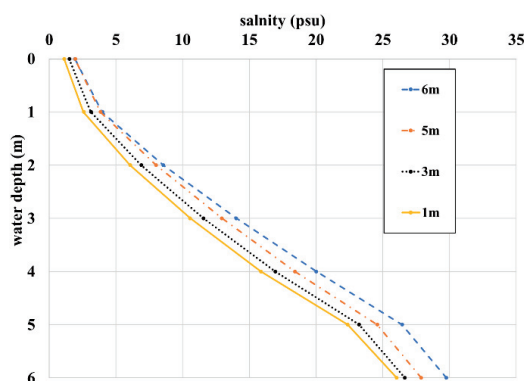


図 10 初期濃度分布と鉛直の塩分分布の関係

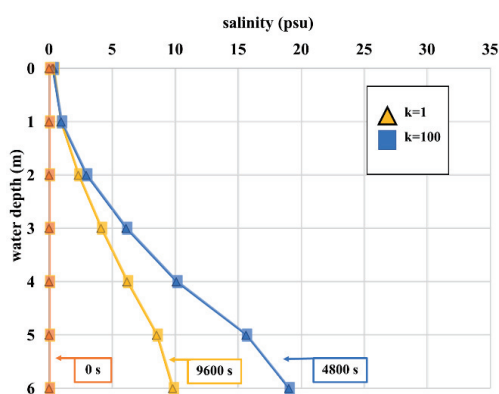


図 11 拡散係数と塩分分布の経時変化

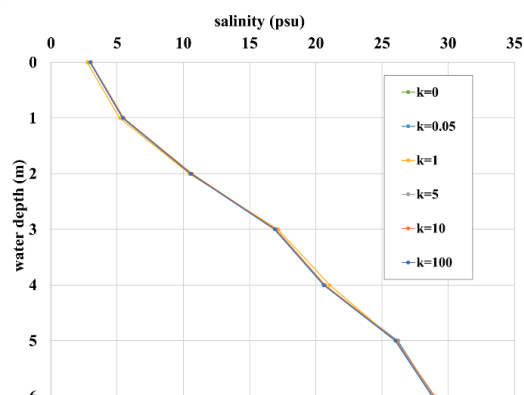


図 12 拡散係数と塩分の鉛直分布の関係

長くなっているが、流量による差は最大 30 m 程度であった。このことから、塩水遡上における流量の影響は波高に比べると小さいと考えられる。

塩分濃度の経時変化を図 8 に示す。なお、設定は流量  $Q=100 \text{ m}^3/\text{s}$ 、波高  $H=1 \text{ m}$  である。計算開始直後の 0 s 時点では 300 m まで矩形形状に塩水が配置されているが、時間変化とともに河床および上流側へ塩水が遡上していく様子を確認できた。また、950 s 時点の様子から塩水くさびが生じていると考えられる。

## 2) 水深方向の初期濃度分布の影響

流量・波高を固定し、初期濃度分布を水深方向に変化させた場合の塩分濃度の差異を検証した。初期濃度分布を  $300 \text{ m} \times 300 \text{ m} \times 3 \text{ m}$  とした塩分鉛直分布の経時変化を図 9 に示す。なお、鉛直分布は河口から 800 m 地点の中央から出力した。計算開始から 1000 s 程度で塩分濃度が最大となったが、その後は緩やかに低下した。また、水面側よりも河床側の方が、塩分濃度が大きく上昇および低下する傾向であることが分かった。

水深方向の初期濃度分布と塩分の鉛直分布の関係を図 10 に示す。計算開始 1000 s 時点の 800 m 地点の中央から出力した。初期濃度分布を高く配置した場合や河床側ほど塩分濃度が高くなる傾向



であり、図 8 同様の挙動を示した。一方、図 3 に示した現地観測の結果と比較すると、現地観測では淡水と塩水が明瞭に分かれていたが、数値シミュレーションの結果は異なり、水面側から河床側へ徐々に塩分濃度の上昇が見られた。また、河床付近の塩分濃度は現地観測よりも小さい値を示した。

### 3) 拡散係数と塩水遡上の関係

拡散係数を定めたときの塩分の鉛直分布の経時変化を図 11 に示す。なお、鉛直分布は河口から 800 m 地点の中央から出力した。経時変化の様子は図 9 同様の結果を示したが、拡散係数による違いは見られなかった。

拡散係数  $K$  を 0~100 まで変化させた際の塩分鉛直分布を図 12 に示す。計算開始から 1000 s 時点において、河口から 800 m 地点の中央から出力した。拡散係数を与えても、鉛直分布はほとんど変化しなかった。このことから、拡散係数は塩水遡上に影響を与えないと考えられる。

## 6. 終わりに

本研究では、雄物川河口域において現地観測および数値シミュレーションを行い、塩水遡上の要因を検討した。現地観測では他の弱混合河川<sup>24)</sup>と同様に塩水の躍層が明瞭に見られ、外力の影響としては水位差と河口幅が一定の影響を与えると考えられる。また、数値シミュレーションからは波高が大きな要因の一つであることがわかった。一方、今回のシミュレーションでは水路の河口幅を川幅に等しい設定で計算したため、塩水が川幅に対して一様に確認された。今後は河口幅を計算条件に組み込んだシミュレーションを行い、詳細な条件を明らかにしていく。

## 謝辞

本研究の実施にあたり、国土交通省よりデータの提供を受けた。ここに記して謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 福岡捷二, 福嶋祐介, 守屋祥一, 新庄高久: 河口密度流の流動機構と塩水くさびの河口条件, 土木学会論文報告集第 327 号, pp. 61-71, 1982.
- 2) 小倉和紀, 宮崎俊之, 唐澤圭: 石狩川下流部における塩水遡上による利水への影響予測について, 平成 14 年度技術研究発表会, 河-22, pp. 1-8, 2003.
- 3) 福岡捷二, 市村清, 加藤信夫, 高橋晃, 藤田光一, 加賀谷均: 阿賀野川における塩水遡上の実態, 第 33 回海岸工学講演会論文集, pp. 596-600, 1986.
- 4) 名倉華子, 田中仁, 梅田信: 米代川における冬季 wave set-up と塩水遡上に関する研究, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 66, No. 1, pp. 316-320, 2010.
- 5) 湯沢河川国道事務所, 秋田河川国道事務所, 玉川ダム管理所: 雄物川水系渇水対策支部(警戒体制を解除)(記者発表資料) <[https://www.thr.mlit.go.jp/bumon/kisya/kisyah/images/76466\\_1.pdf](https://www.thr.mlit.go.jp/bumon/kisya/kisyah/images/76466_1.pdf)> (2021/12/11 アクセス)
- 6) 有限会社大曲設計事務所: 雄物川下流水文観測等業務(雄物川水系) 塩水遡上調査報告書, pp. 1-33, 2020.

# 雄物川における出水後の河口砂州回復と波浪エネルギーの影響評価\*

秋田大学大学院理工学研究科 谷口隼也, 齋藤憲寿, 渡辺一也

## 1. はじめに

雄物川河口には砂州が存在し、海洋や河川からの影響を受けて砂州が発達と縮小を繰り返している。発達した砂州は塩水や波浪の河川内への浸入を妨げ、船舶の航行に影響を与える<sup>1)</sup>と考えられる。そのため、砂州の特性を把握することは河川管理にとって重要である。これまで、出水時に沖に流出した土砂の回帰過程<sup>2)</sup>や、季節的な変化<sup>3)</sup>が明らかにされている。しかし、出水後の砂州面積の回復、河川流量や波浪との関係については詳細な検討が行われていない。

そこで本研究では、雄物川河口砂州における出水後の砂州の回復、河川流量や波浪との関係を検討するために砂州面積や河口幅についてモニタリングを行い、河川流量、波浪エネルギーとの比較を行った。

## 2. 対象河川・データセット

対象河川は、秋田県を流れる一級河川の雄物川である。雄物川および観測データの所在を図1に示す。河川流量 $Q$ は樺川観測所で1時間おき、有義波高 $H_{1/3}$ や波向等の波浪データは秋田港で20分おきに観測されたものを用いた。なお、海から陸に向かう波浪に注目するため、北から時計回りに $0\sim 180^\circ$ のデータは除いている<sup>4)</sup>。波浪データから、式(1)、式(2)のように岸沖方向および沿岸方向の沖波エネルギーフラックスを算出した<sup>5)</sup>。

$$E_{fc} = \frac{1}{16} \rho g (H_{1/3})_0^2 C_{g0} \cos \theta \quad (1)$$

$$E_{fl} = \frac{1}{16} \rho g (H_{1/3})_0^2 C_{g0} \sin \theta \quad (2)$$

ここで、 $E_{fc}$ は岸沖方向の沖波エネルギーフラックス、 $E_{fl}$ は沿岸方向の沖波エネルギーフラックス、 $\rho$ は海水密度、 $g$ は重力加速度、 $C_{g0}$ は群速度、 $\theta$ は入射角である。入射角と沖波エネルギーフラックスの方向の定義を図2に示す。なお、沿岸方向の沖波エネルギーフラックスについて、正である場合は南から北へ、負である場合は北から南への波向きであることを示している。

## 3. 研究手法

まず既往研究<sup>6)</sup>に倣い、UAVにより上空150mから鉛直方向に縦横80%オーバーラップで写真を撮影した。

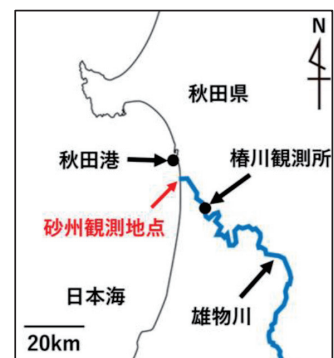


図1 雄物川および観測データの所在

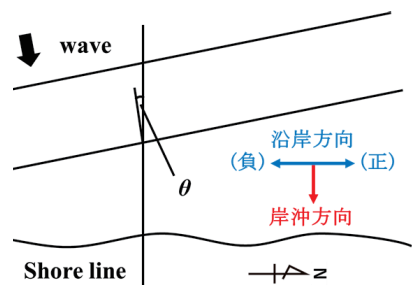


図2 入射角と沖波エネルギーフラックスの方向の定義

\*Evaluation of Wave Energy Influence for Recovery of River Mouth Sandbar at Omono River by Junya Taniguchi, Noritoshi Saito and Kazuya Watanabe

次に、撮影された写真について SfM 処理を施し、河口砂州を復元した。復元後の砂州を図 3 に示す。復元された砂州から河口幅  $B$ 、砂州面積  $A$ 、右岸砂州面積  $A_R$ 、左岸砂州面積  $A_L$  を算出した。砂州面積は、河口部において変動が最も大きいと考えられる領域とした。なお、日本海側における潮差は小さいことから、砂州面積を算出する際の潮位補正は行っていない。

そして、出水後の砂州面積の変化、砂州面積や河口幅と河川流量、沖波エネルギーフラックスの関係について検討を行った。

#### 4. 検討結果

##### (1) 河川流量・沖波エネルギーフラックス

2017 年から 2020 年における河川流量・岸沖方向の沖波エネルギーフラックス・沿岸方向の沖波エネルギーフラックスを図 4 に示す。河川流量は 1 時間毎、沖波エネルギーフラックスは 24 時間平均して用いた。

河川流量は毎年、春季に融雪出水によって 700~1500  $\text{m}^3/\text{s}$  程度まで増加し、夏季・秋季は豪雨や台風によって一時的に大きく増加した。一方で、冬季は 1 年の中で最も減少した。

沖波エネルギーフラックスは、季節に関わらず沿岸方向より岸沖方向が卓越しており、沿岸方向の沖波エネルギーフラックスは北進方向が卓越していることが分かった。冬季には岸沖方向、沿岸方向ともに最も強くなったが、西高東低の冬型の気圧配置により生じた強い季節

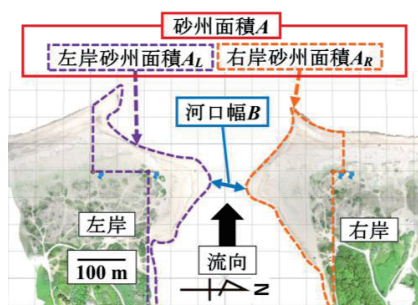


図 3 復元した砂州

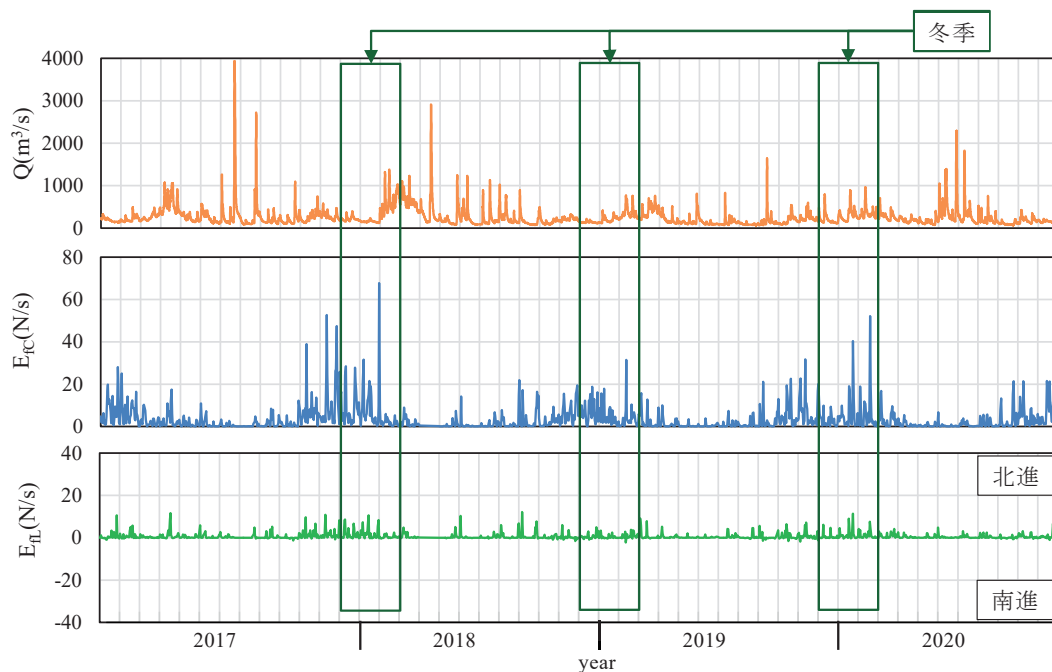


図 4 河川流量、岸沖方向・沿岸方向の沖波エネルギーフラックス

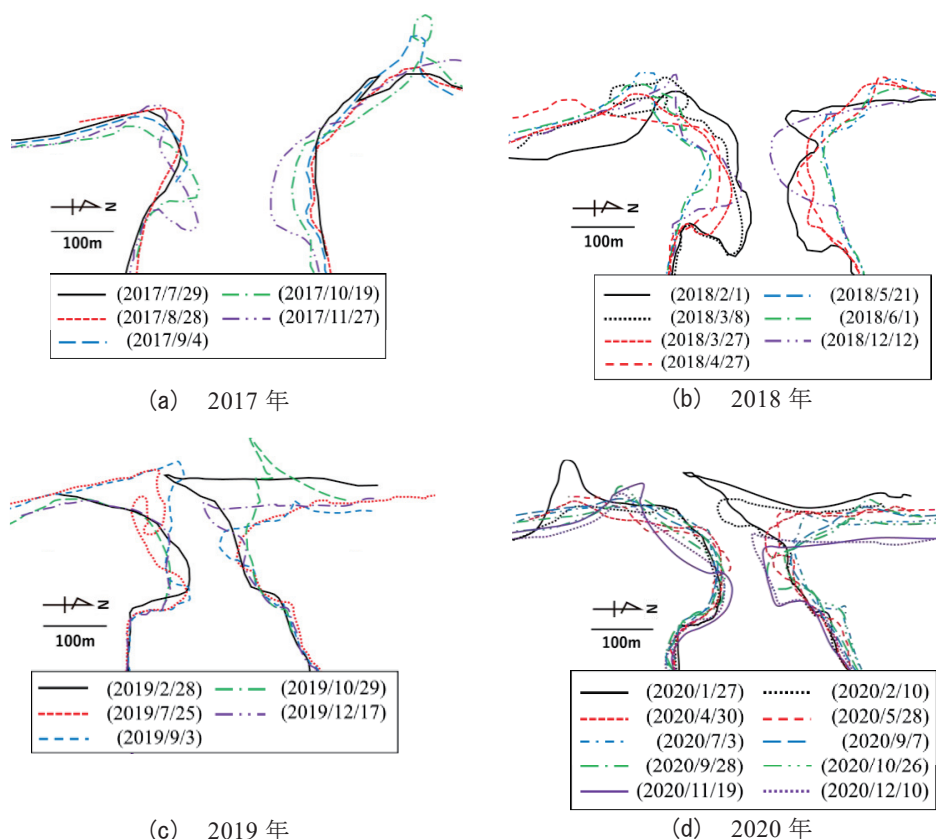


図5 河口砂州の地形変化

風によって波浪が発達し<sup>8)</sup>、沖波エネルギーフラックスが強くなったと考えられる。その後、春季から夏季にかけて弱まり、秋季から冬季にかけて強くなる傾向が確認された。

## (2) 河口砂州の地形変化

2017年から2020年における河口砂州の地形変化を図5に示す。冬季に注目すると、兩岸の砂州が発達し、右岸から南に向けて砂嘴が形成されている。図4より、冬季に河川流量は最も減少し、沖波エネルギーフラックスは最も強い。このことから、河川流と波浪が河口の沖側において均衡したことにより、波浪によって沖から河口に輸送された土砂が河口沖側に堆積したと考えられる。

春季には、融雪出水によって河川流量が増加し、沖波エネルギーフラックスは弱まった。そのため、冬季に右岸に形成されていた南向きの砂嘴は縮小または消失し、河口幅は拡大した。

夏季・秋季には、河川流量が一時的に大きく増加することがあったため、砂州は縮小し、河口幅はさらに拡大した。春季から秋季における左岸に注目すると、南から北に向けて砂州が発達、または突起が移動していることが分かる。沖波エネルギーフラックスは北進方向への影響が強いことから、波浪によって南方から土砂が輸送・堆積されて発達したと考えられる。

汀線について、兩岸とも短期的に前進または後退を繰り返しており、季節との関係性は確認できなかった。

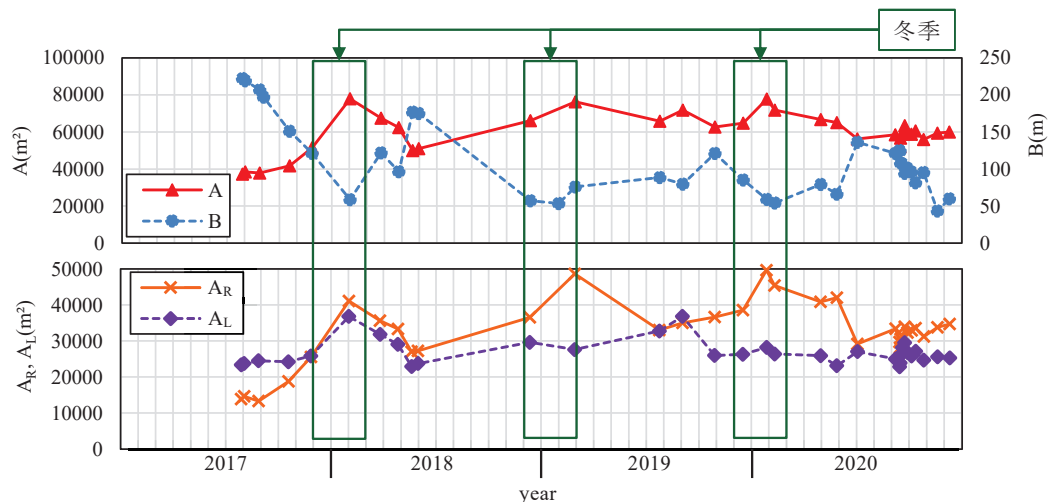


図6 砂州面積，河口幅，右岸砂州面積，左岸砂州面積の変化

### (3) 砂州面積と河口幅の変化

2017年から2020年における砂州面積，河口幅の変化，右岸砂州面積，左岸砂州面積の変化を図6に示す。砂州面積は冬季に最大，夏季または秋季に最小となり，河口幅は冬季に最小，夏季または秋季に最大となった。このことから，春季から秋季における河川流量の増加に伴い，砂州から土砂が流出することで砂州面積が減少し，河口幅が増加する。一方，秋季から冬季にかけて波浪により土砂が河口に輸送・堆積することで砂州面積が増加し，河口幅が減少すると考えられる。

右岸砂州面積と左岸砂州面積を比較すると，右岸は左岸より変化が大きいことが分かる。また，右岸は冬季に最大となり，夏季または秋季に最小となることから季節的な傾向を確認できたが，左岸ではあまり確認できなかった。これは，左岸砂州の沖側に人工リーフ<sup>9)</sup>が設置されて，土砂の移動が抑制されていると考えられる。従って，河口砂州の管理には，右岸砂州が重要であると考えられる。

### (4) 河口砂州の回復

河川流量が  $1500 \text{ m}^3/\text{s}$  を越えた場合を出水とみなし，その後の砂州面積の変化から砂州の回復について検討を行った。出水後の砂州面積の変化を図7に示す。出水時，河川流量が最大となった日を0日，出水直後の観測日における砂州面積を  $0 \text{ m}^3$  とした。凡例には，出水が発生した日と河川流量の最大値を示している。砂州面積は出水直後に急激に増加することではなく，約60日後まで緩やかに増加する傾向があった。しかし，2017/8/25，2019/10/13の出水後に着目すると，約90日を過ぎてから砂州面積は急激に増加した。出水が発生したのは，8月または10月であり，3ヵ月後は冬季頃となるため，波浪エネルギーフラックスが強くなる。そのため，

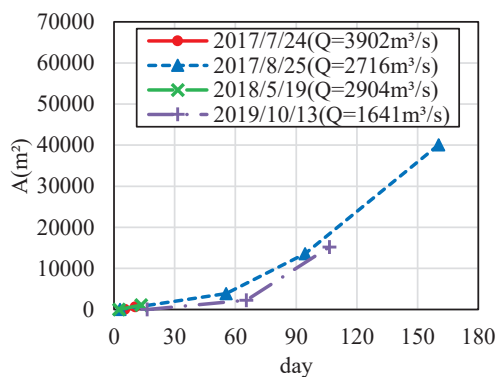


図7 砂州面積の回復



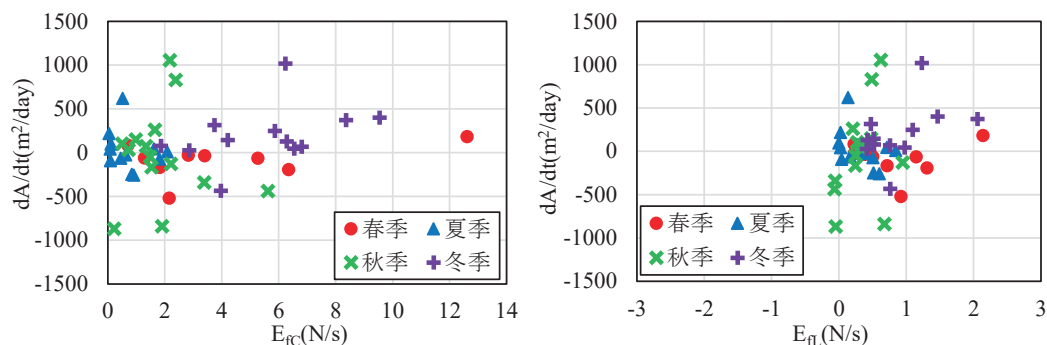


図 8 1 日あたりの砂州面積の変化量と岸沖・沿岸方向の沖波エネルギーフラックスの関係

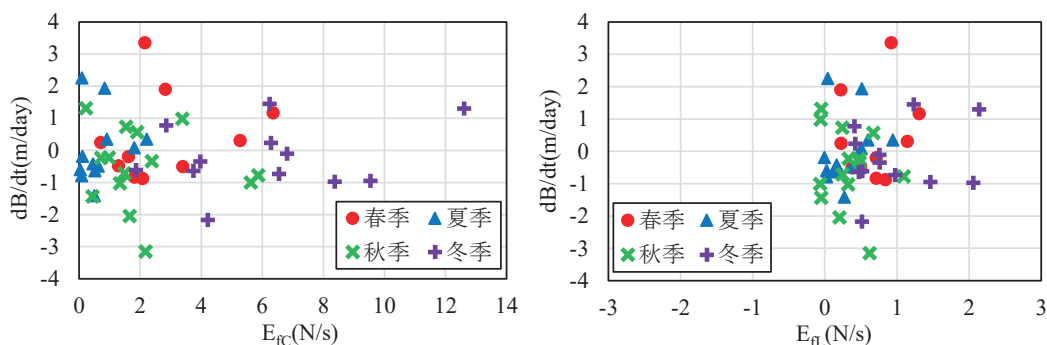


図 9 1 日あたりの河口幅の変化量と岸沖・沿岸方向の沖波エネルギーフラックスの関係

出水により沖に流出した大量の土砂が、冬季の高波浪によって河口に輸送・堆積されることで、砂州面積が急激に増加したと考えられる。

#### (5) 砂州面積・河口幅とエネルギーフラックスの関係

観測間における 1 日あたりの砂州面積の変化量と岸沖方向の沖波エネルギーフラックスの平均値  $E_{fcAve}$ 、沿岸方向の沖波エネルギーフラックスの平均値  $E_{flAve}$  の関係を図 8、1 日あたりの河口幅の変化量と岸沖方向・沿岸方向の沖波エネルギーフラックスの関係を図 9 に示す。

砂州面積、河口幅に対して、岸沖方向の波浪の影響が卓越しているが、沖波エネルギーフラックスが強くなることで砂州面積が増加する、または河口幅が縮小するといった傾向は確認できなかった。一方で季節に着目すると、冬季に砂州面積は増加、河口幅は縮小する傾向が確認できた。これは、秋季から冬季にかけて沖波エネルギーフラックスが強くなり、冬季には河川流量が大きく増加することがなくなるため、砂州から土砂が流出することなく、沖から土砂が堆積され続けたことが要因であると考えられる。

#### (6) 回帰分析

砂州と沖波エネルギーフラックス、河川流量の関係を検討するために、砂州面積、左岸砂州面積、右岸砂州面積、河口幅を目的変数、沖波エネルギーフラックスと河川流量を説明変数として重回帰分析を行った。既往研究<sup>10)</sup>に倣い、沖波エネルギーフラックスは観測日前 1 ヶ月間における平均値、河川流量は観測日前 1 ヶ月間における最大値を用いた。砂州面積、左岸砂州面積、右岸砂州面積、河口幅と、岸沖方向・沿岸方向の沖波エネルギーフラックス、河川流量

の重相関係数  $R$  を表 1 に示す。結果、岸沖方向、沿岸方向に関わらず、沖波エネルギーフラックス、河川流量との相関が最も強いデータは河口幅であり、左岸砂州面積は最も弱いことが分かった。このことから、雄物川河口砂州について検討を行う場合、砂州面積より河口幅を用いることが適切であると考えられる。また、左岸砂州面積は岸沖方向の沖波エネルギーフラックスより沿岸方向の沖波エネルギーフラックスとの方が、相関が強い。沿岸方向の沖波エネルギーフラックスは北進方向が卓越していることから、波浪によって南方から土砂が輸送されて左岸砂州に堆積する。しかし、左岸砂州沖には人工リーフが設置されており、岸沖方向の土砂の移動は抑制されている。これらの理由により、岸沖方向の沖波エネルギーフラックスより、沿岸方向の沖波エネルギーフラックスとの方が、相関が強くなったと考えられる。

表 1 重回帰分析結果

R			目的変数			
			A	A <sub>L</sub>	A <sub>R</sub>	B
説明変数	Q (1カ月最大)	E <sub>IC</sub> (1カ月平均)	0.64	0.46	0.73	0.86
		E <sub>IL</sub> (1カ月平均)	0.62	0.54	0.70	0.87

## 5. おわりに

本研究では、雄物川の河口砂州を対象に、砂州面積や河口幅についてモニタリングを行い、出水後の砂州の回復や、河川流量・波浪エネルギーとの関係について検討を行った。

- 冬季に沖波エネルギーフラックスが強まることにより、沖から大量の土砂が輸送、堆積されることで河口砂州が急激に発達すると考えられる。
- 河口砂州は、沿岸方向よりも岸沖方向の波浪を強く受けていると考えられる。特に、冬季に砂州面積は増加し、河口幅は縮小する傾向が確認された。
- 雄物川河口砂州について検討を行う場合、砂州面積より河口幅のデータを用いることが適切であると考えられる。

## 参考文献

- 1) 前川勝朗, 今 淳: 赤川河口砂州の変形について, 山形大学紀要 (農学), 第 11 巻, 第 4 号, pp. 891-898, 1993.
- 2) 渡辺一也, Dinh Van Duy, 野口良哉, 田中 仁: 河口テラスの形成と堆積土砂の回帰過程に関する研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 74, No. 2, I\_787-I\_792, 2018.
- 3) 谷口隼也, 渡辺一也, 齋藤憲寿: 雄物川における河口砂州の動態と流量・波浪との関係, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 77, No. 2, I\_529-I\_534, 2021.
- 4) 鍵主佳飛, 松富英夫: 秋田県南部海岸における汀線位置変化動向と海域構造物規模の関係に関する実証研究, 東北地域災害科学研究, 第 53 巻, pp. 47-52, 2017.
- 5) 鈴木崇之, 栗山善昭: 汀線位置の長周期変動特性および汀線位置変動の変化量に及ぼす沖波エネルギーフラックスと沿岸流速の影響, 港湾空港技術研究所報告, 第 47 巻, 第 3 号, pp. 3-31, 2008.
- 6) 藤澤尚矢, 渡辺一也, 齋藤憲寿, 植木洸太郎: 馬場目川を対象とした河道内砂州の挙動に関する検討, 土木学会論文集 G (環境), Vol. 75, No. 5, I\_275-I\_280, 2019.
- 7) 松富英夫, 金光紀代太, 富樫宏二: 秋田県南部海岸における汀線位置変化の基礎的検討, 海岸工学論文集, 第 47 巻, pp. 666-670, 2000.
- 8) 島谷任克, 笹本 誠, 笠井太志, 大場孝司, 布勢泰治, 堺 茂樹: 米代川の河口変動特性, 海岸工学論文集, 第 44 巻 pp. 571-575, 1997.
- 9) 国土交通省東北地方整備局: 雄物川水系河川整備計画 (大臣管理区間), 国土交通省, 161p., 2018.
- 10) 渡辺一也, 堀井優介: 米代川河口砂州地形変動に対する流量・波浪の影響評価, 土木学会論文集 (海岸工学), Vol. 75, No. 2, I\_193-I\_198, 2019.

## 平面・鉛直方向における河床材料の粒度分布に関する検討\*

秋田大学理工学部 自見寿孝

秋田大学大学院理工学研究科 谷口隼也・齋藤憲寿・渡辺一也

### 1. はじめに

近年、全国で台風などの大雨に伴う河川流量の増加により洪水被害が多発しており、河川計画や土砂流出予測において河床材料の粒度分布の把握は重要な要素<sup>1)</sup>となっている。そこで、芦田ら<sup>2)</sup>は混合砂からなる蛇行流路の河床変動及び粒度分布の予測に関する数値解析モデルを提案し、江藤ら<sup>3)</sup>は河床変動と土砂収支に関する予測法を検討した。そして、中川ら<sup>4)</sup>は土砂の採取場所を1箇所限定し、深さ方向の粒度分布についても検討を行った。しかし、数値計算などで考慮される粒径は表層のみを対象とした場合が多く、深さ方向の検討はあまり行われていない。

本研究では、秋田県の二級河川である馬場目川の中流域を対象とし、砂州上の複数の箇所からの土砂採取を行って粒度分析を行った。そして、分析結果をもとに河床変動計算を行った。

### 2. 研究対象および粒度分析方法

図1に研究対象を示す。砂州上の St.1~6 から土砂を採取し、深さ 30 cm, 50 cm, 70 cm の土砂を 6,000 g ずつ採取した。そして、JIS A1204<sup>5)</sup>に則りふるい分け試験を行った。本研究では粒径加積曲線、占有率、中央粒径 D50 を算出し、横断方向と縦断方向における平面・鉛直方向での検討や 2020 年度の結果と比較を行った。

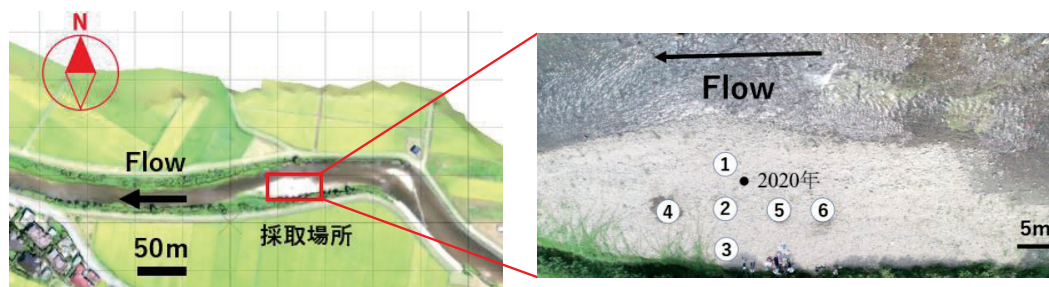


図1 研究対象（馬場目川中流域平の下地区）

### 3. 粒度分析結果

#### (1)横断方向

St.1~3 及び 2020 年度の粒径加積曲線を図2に示す。各階層の粒径加積曲線を比較すると、St.1 及び 3 では深さによる傾向は見られなかった。St.2 では深さ 30~70 cm の粒径加積曲線が概ね一

\*Study on Grain Size Distribution of Riverbed Materials in the Horizontal and Vertical Direction by Yoshitaka JIKEN, Junya TANIGUCHI, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE

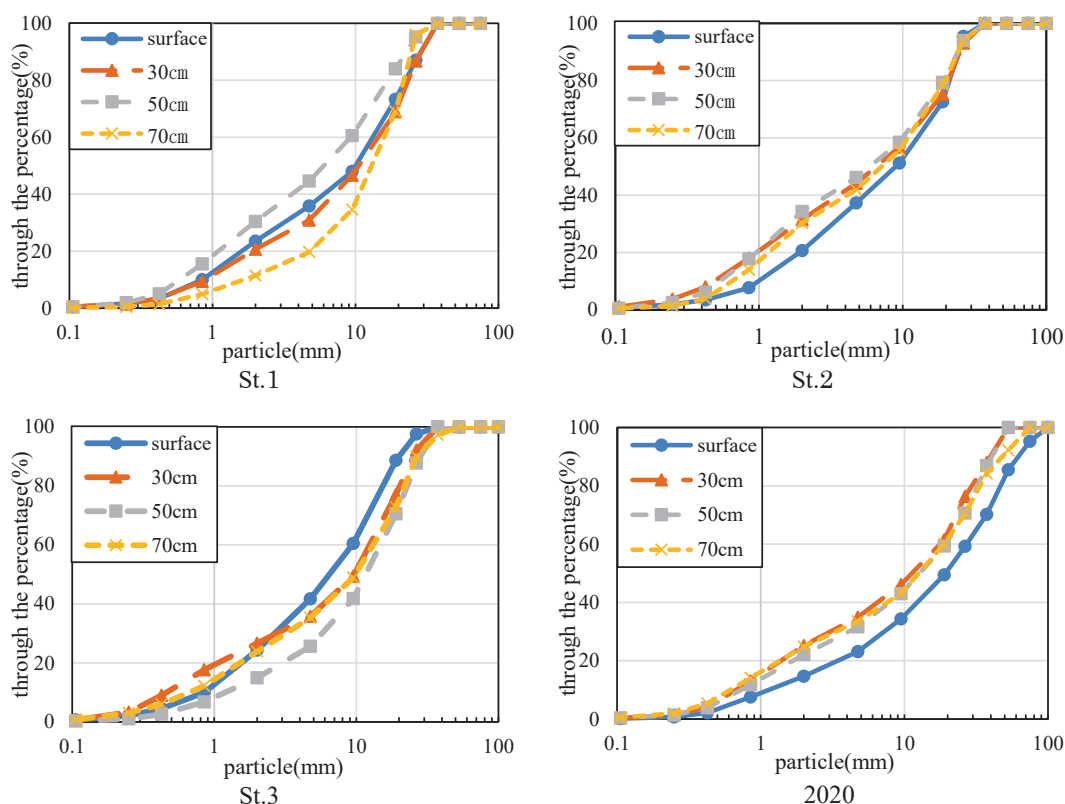


図2 粒径加積曲線

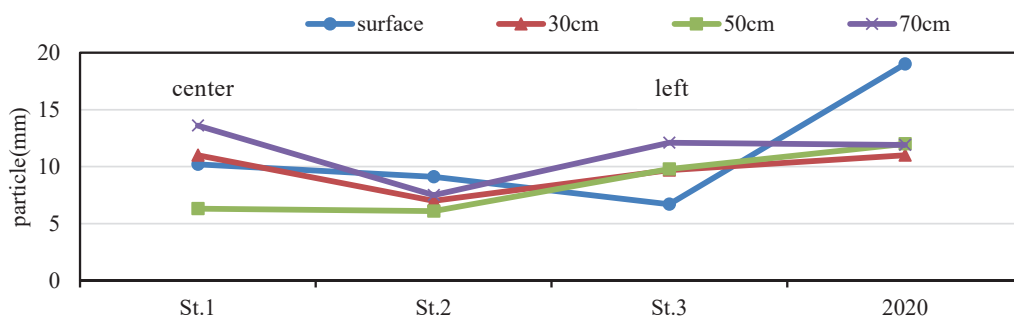


図3 中央粒径 D50

致しており、2020 年度の分析結果と同様の傾向であることから、交換層は 30 cm 未満であると考えられる。ここで、交換層の厚さは礫床河川において D90 の 3 倍程度<sup>6)</sup>と考えられているが、St.2 の D90 は約 25 mm であり交換層は 7.5 cm となるため、粒度分析から考えられる条件と一致していた。次に中央粒径 D50 を示した図 3 をみると表層において St.2 は最も粒径が粗く、St.3 では最も粒径が細かい結果となった。また、2020 年度の表層における粒径は今年度に比べ明ら

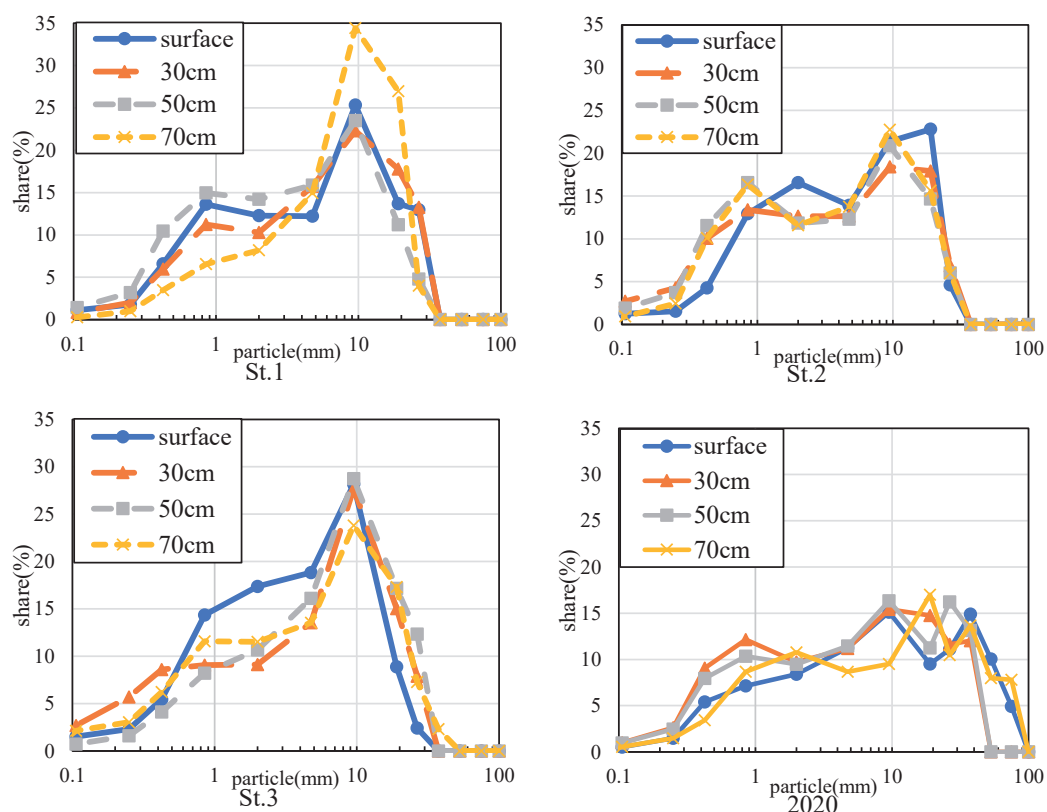


図 4 占有率(粒径)

かに大きいことが分かった。

St.1~3 及び 2020 年度の粒径毎の占有率を図 4 に示す。占有率のピーク値は St.1 で 9.5 mm, St.2 で 9.5~19 mm, St.3 で 9.5 mm であり、どれも階層による違いは見られなかった。また 2020 年度の分析結果を比較すると、占有率のピーク値は 9.5~26.5 mm であり、St.1~3 とほぼ同様の傾向であった。また、St.3 では表層で 0.85~9.5 mm の細かい土砂が多く占められており、最も河道から離れていることから、土砂の交換はほぼ行われていないと考えられる。このことから横断方向では河道から離れるほど表層における土砂が細かいことが分かった。

## (2)縦断方向

St.4~6 の粒径加積曲線を図 5 に示す。St.4 及び 5 では 50 cm 以上、St.6 では 30 cm 以上で同様の概形を示した。中央粒径 D50 を示した図 6 を見ると、深さ 50 cm 以上の土砂はどの地点でも細かい粒径が見られ、粒径が安定していた。また、St.2 及び St.4~6 の標高を比較すると St.5 が最も低く St.4 が最も高い。そのため、縦断方向でみると St.4 や St.5 など、砂州の下流側でより深く土砂の交換が行われていると考えられる。

St.4~6 の粒径毎の占有率を図 7 に示す。占有率のピーク値はどれも 0.85~9.5 mm の間であった。St.1~6 の粒径加積曲線を振り返ると、交換層や代表的な粒径を算出出来ない箇所もある。



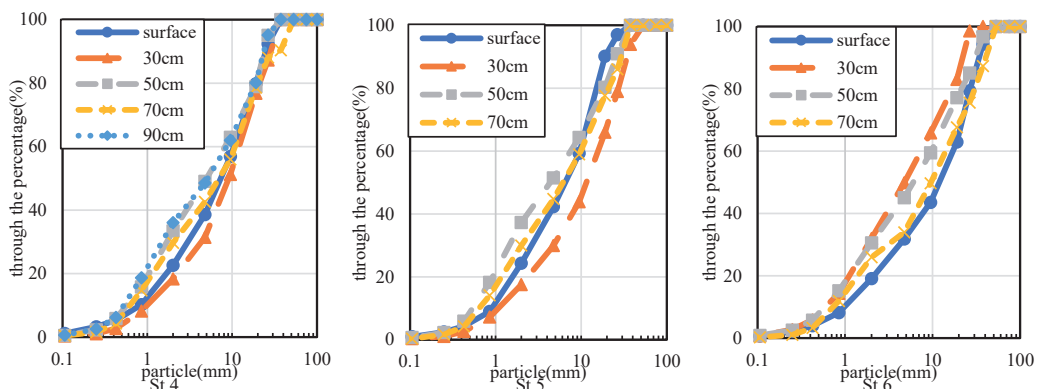


図7 粒径加積曲線

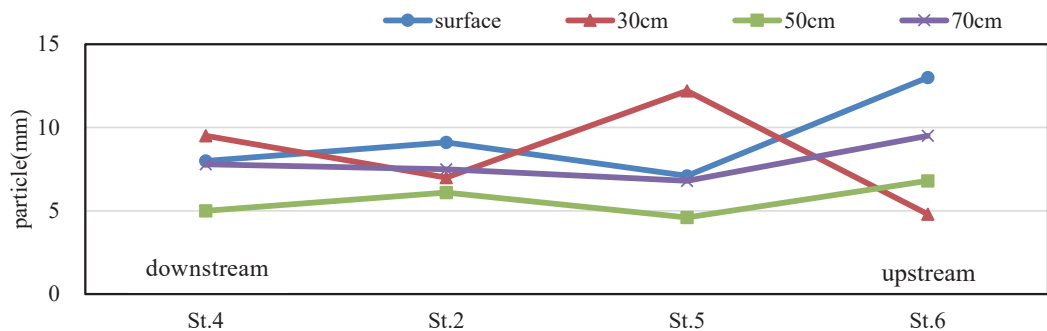


図8 中央粒径 D50

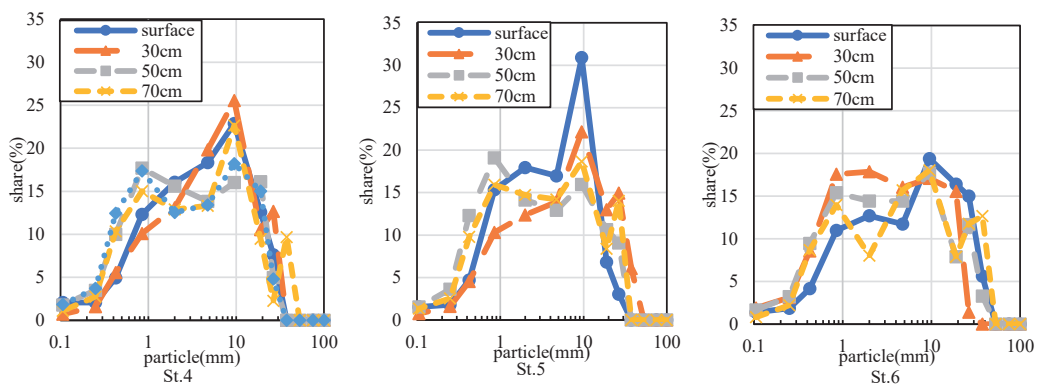


図9 占有率(粒径)

また、図5の中央粒径D50の表層において、他の地点と比べて2020年度の粒径と大きく異なることが分かった。したがって、各階層の粒径加積曲線は採取時期や位置によって大きく異なるため、数値計算で考慮する粒径については比較的安定した粒径値が得られる占有率を適用すべきではないかと考えられる。

#### 4. 数値計算

次に本研究では、既往研究<sup>7)8)</sup>を参考とし平面二次元計算を行った。式(1)～(3)に今回使用した連続式と運動方程式を示す。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -hg \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} + D^x \quad (2)$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2)}{\partial y} = -hg \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} + D^y \quad (3)$$

ここで  $h$  は水深,  $t$  は時間,  $u, v$  は  $x, y$  方向の平均流速,  $g$  は重力加速度,  $H$  は水位,  $\tau_x, \tau_y$  は  $x, y$  方向の河床せん断力,  $D^x, D^y$  は  $x, y$  方向の拡散項を示す。今回は表層のみを考慮した場合について 2020 年度の粒径値と比較した。使用した粒径値は中央粒径で, 2020 年度の表層 19.0 mm と粒径加積曲線が類似していた St.2 の表層 9.1 mm である。表 1 に計算条件, 図 10 に上流端の境界条件を示す。境界条件は調査地点の下流にある久保観測所のデータ(2018/8/24 18:00～2018/8/25 18:00 の 24 時間流量)を使用した。

表 1 計算条件

考慮する層	表層のみ
マンニングの粗度係数	河床 0.03 その他 0.04
時間ステップ	0.1 秒
計算格子	非正方格子

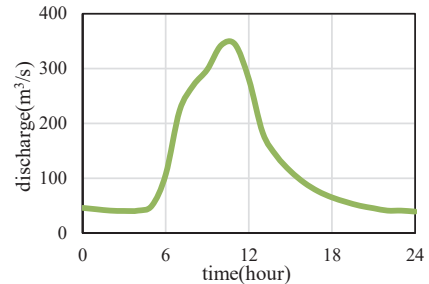


図 10 上流端の境界条件(流量)

#### 5. 計算結果

図 11 に河床の標高変化を示す。図の赤色は堆積, 青色は洗掘を示す。これをみると左岸における砂州地点では河床変動量に違いは見られなかった。洗掘に関しては 2 パターンにおいてほとんど違いは見られず, 上流側で大きく洗掘することが明らかになった。

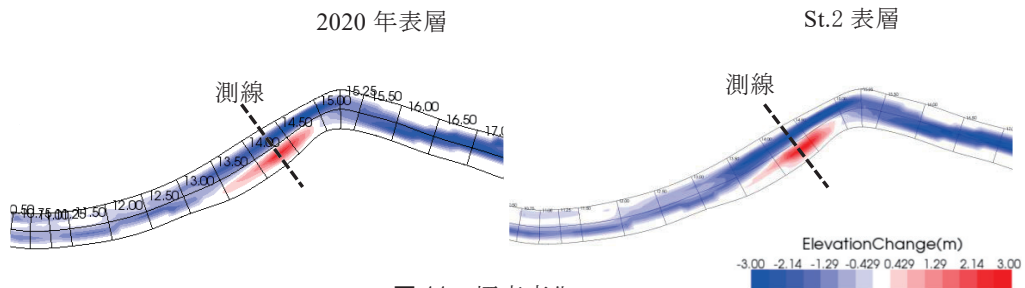


図 11 標高変化

図 12 に 2021 年 8 月 20 日に測量した砂州地点の実測横断面図と表層 9.1 mm, 19.0 mm の場合の計算で得られた横断面図を示す。計算値は実測値と比べて右岸側でより洗掘し、左岸側でより堆積する傾向であった。そのため、表層のみを考慮した場合における計算では、河床変動が過大評価されていると考えられる。また、粒径による違いは見られなかった。

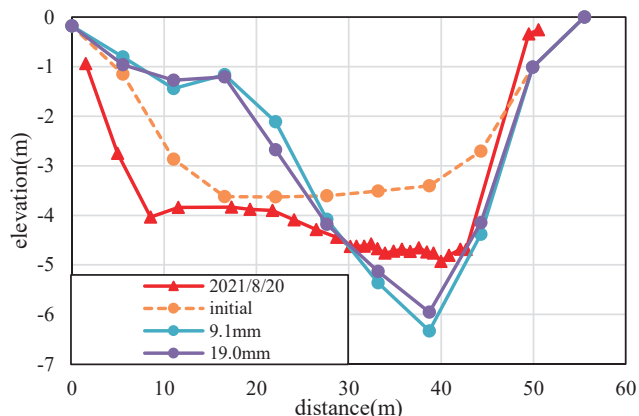


図 12 砂州地点の横断面図

## 6. おわりに

本研究では馬場目川中流域の砂州上の複数の箇所について土砂を採取し、粒度分析を行った。その結果、St.2の粒径加積曲線から交換層は30 cm未満であることから、D90の3倍という考え方と一致していた。また、各階層の粒径加積曲線は採取時期や位置によって大きく異なるため、数値計算で考慮する粒径については比較的安定した値が得られる占有率を適用するべきではないかと考えられる。今後は数値計算による入力値の適正(粒径加積曲線, 占有率)を検討し、実河川の再現性を検討していきたい。

## 謝辞

本研究を行うにあたり科学研究費補助金(20H00256, 代表: 風間聡)の助成を受けた。ここに記し、謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 原田大輔, 知花武花, Agus SANTOSO: 河床材料の粒度分布の特徴とその規定要因について, 土木学会論文集 B1(水工学)Vol. 73, No. 4, I\_931-I\_936, 2017.
- 2) 芦田和男, 江頭進治, 劉柄義: 蛇行流路における流砂の分級および河床変動に関する数値解析, 水工学論文集 第35巻, pp. 383~390, 1991.
- 3) 江頭進治, 金海生, 竹林洋史, 池田晶, 永田徹: 木津川下流域の河床変動と土砂収支, 水工学論文集, 第44巻, pp. 777~782, 2000.
- 4) 中川遥, 谷口隼也, 齋藤憲寿, 渡辺一也: 鉛直方向粒度分布と河床変動に関する検討, 令和元年度土木学会東北支部技術研究発表会, II-41, 2020.(CD-ROM)
- 5) 日本産業規格 JISA1204:2020< <http://www.kikakurui.com/a1/A1204-2020-01.html>>(2021/12/21 アクセス)
- 6) 関根正人: 移動床流れの水理学, 共立出版株式会社, 161 p, 2005.
- 7) 池森俊介, 渡辺一也, 萩原照通: 馬場目川における粒径を考慮した変動計算に関する検討, 土木学会東北支部技術研究発表会概要, II-25, 2017.(CD-ROM)
- 8) 植木洸太郎, 渡辺一也: 馬場目川における数値計算を用いた堤防被災に関する検討, 土木学会東北支部技術研究発表会概要, II-49, 2018.(CD-ROM)

# 島根県江の川下流部における令和3年8月の氾濫について\*

岡山理科大学理学院 田上直弥・古田大智・岡本佳奈・鎌滝孝信

## 1. はじめに

2020年7月5日～14日の大雨により、広島県及び島根県の江の川流域で大規模な洪水が発生した。2021年8月11日～15日にも、九州から関東地方の各地で大雨が観測され、江の川で再び氾濫が確認された。このような近年の河川氾濫を受け、洪水時の水理状況を検討する重要な基礎データとなる浸水痕跡（洪水堆積物のベッドフォームや堆積構造等）を調査することは、水害想定精度向上にもつながると考えられる。本研究では2年連続で氾濫が発生し、中国地方最大規模である江の川を対象に、現地調査結果や観測データから下流での氾濫に起因する気象条件及び地理的条件を考察することを目的とする。

## 2. 河川概要および既往洪水

江の川は始源を広島県山県郡北広島町阿佐山とし、島根県江津市で日本海に注ぐ一級河川である。流路延長194kmの江の川水系は神野瀬川、馬洗川、八戸川など計293本の支川が合流し、阿佐山から三次盆地までを上流部、三次盆地を麓とする尾関山から浜原ダムまでを中流部、浜原ダムから河口までを下流部と区分されている。中流部の河床勾配は下流部の3～20倍で、上流部の河床勾配が中流部の1.5倍以上となるため、上流部の急峻化と下流部の平坦化が特徴的な河川である（国土交通省河川局，2007）。

文献に残る江の川の最古の洪水は嘉永3年（1850年）6月まで遡り、戦後最大の増水となった昭和47年（1972年）7月洪水では、損壊家屋が3,960戸、浸水家屋が14,063戸に達した（中国地方河川局，2007）。昭和20年（1945年）9月の枕崎台風や平成18年（2006年）9月の台風13号などの台風起源のものを含め、梅雨を含む前線性大雨が洪水の要因とされ、平成以後江の川で氾濫の確認される周期が短くなっている傾向がある（中国地方整備局，2018）。令和3年（2021年）8月の洪水では8月13日、14日に上流で2回、続いて下流で溢水が報告され、下流での浸水面積は1.93km<sup>2</sup>に及んだ（中国地方整備局，2021）。

## 3. 調査・分析の方法

今回の現地調査では、河口からの距離0～55kmの区間を対象とする。2021年7月に実施した簡易的な調査の後8月11日から中国地方で大雨となり、全流域に及ぶ氾濫となった。国土交通省中国地方整備局の報道資料（2）を参考に、外水による浸水地点を9箇所選定したうえで8月25～27日の3日間で調査を行った。その9箇所は図1に示す通り、上流側から邑智郡美郷町本郷・美郷町港・川本町谷・江津市桜江町大貫・桜江町田津・桜江町榎谷・桜江町仁万瀬・江津市松川町上長良・江津市川平町田野である。各地点の被害状況に応じて、砂堆上に形成されたベッドフォームを詳細に観察すると

江の川流域の過去の洪水	主な原因	概要
嘉永3年(1850年)6月洪水	前線停滞	島根県川本推定流量12,100m <sup>3</sup> /s
明治26年(1893年)10月洪水	前線停滞	広島県吉田推定流量2,000m <sup>3</sup> /s
昭和20年(1945年)9月枕崎台風洪水	台風通過	広島県尾関山2日間積算降水量207mm
昭和47年(1972年)7月洪水	前線停滞	広島県尾関山2日間積算降水量306mm
昭和58年(1983年)7月洪水	前線停滞	島根県川平推定流量7,500m <sup>3</sup> /s
平成7年(1995年)7月洪水	前線停滞	島根県川平推定流量6,300m <sup>3</sup> /s
平成11年(1999年)6月洪水	前線停滞	島根県川平推定流量6,300m <sup>3</sup> /s
平成18年(2006年)9月台風13号洪水	台風通過	広島県尾関山推定流量2,400m <sup>3</sup> /s
平成22年(2010年)7月洪水	前線停滞	広島県尾関山推定流量3,700m <sup>3</sup> /s
平成30年(2018年)7月洪水	前線停滞	広島県尾関山推定流量6,400m <sup>3</sup> /s
令和2年(2020年)7月洪水	前線停滞	下流部浸水面積2.65km <sup>2</sup> 、浸水家屋104戸
令和3年(2021年)8月洪水	前線停滞	下流部浸水面積1.93km <sup>2</sup> 、浸水家屋16戸

表1. 江の川流域での既往洪水の事例  
情報元は国土交通省中国地方整備局である(1)。江の川流域で戦後最大規模の出水となったのは昭和47年7月12日に発生した洪水とされる。

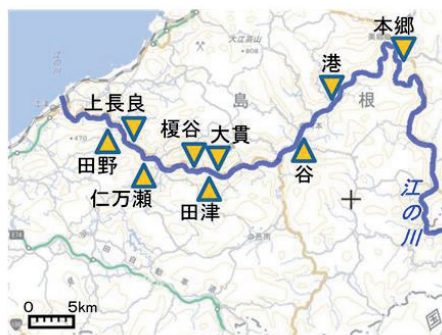


図1. 江の川下流域の調査地点の広域図  
地理院地図を編集し、2021年8月25～27日に実施した現地調査での9地点の位置を示す。

\*The field survey of inundation in August 2021, from Gounokawa River, Shimane Prefecture by Naoya TAGAMI, Daichi FURUTA, Kana OKAMOTO and Takanobu KAMATAKI



共に、デューンなどの間隔及び波高を簡易的に計測した。また、溢水によって形成された建造物等の表面の痕跡、堆積土砂の遡上高さなどを参考に浸水規模を推定するほか、各地点の洪水堆積層の厚さを測定した。

気象状況と水位変化の分析では、第1に氾濫前後の降水量の特徴を検討する。江の川水系が集水域となりうる合計13箇所のアメダス観測所として、上流側の広島県で7箇所、下流側の島根県で6箇所を選定した。第2に天気図と衛星画像を使用し、江の川流域を中心とする総観規模の気象を追跡した。資料は、気象庁による協定世界時2021年8月11日18時～15日18時のアジア太平洋域地上天気図、及び850hPa・700hPa・500hPa・300hPa高度の高層天気図を利用した。気象衛星画像は、日本気象協会より日本標準時2021年8月12日0時～16日0時の赤外画像・水蒸気画像を参照した。第3に江の川下流部での河川水位変化を分析するうえで、国土交通省より2021年8月13日0時～20日0時の観測水位データを参照した。地点は上流側から浜原・川本・谷住郷を選定し、基準水位の超過状況等も含め検討した。

#### 4. 現地調査の結果

洪水由来と推定されるベッドフォームについて、江津市榎谷の堤外畑地では10～15cm波長のカレントリップルがあり、下流側ほど波長が短く不明瞭になっていたことから、水位上昇に伴う河川水の流速低下が考えられる。江津市大貫では円礫のインブリケーションが確認され、砂堆上に60～170cm波長のデューンがあり、波高が最大18cmに及ぶことから速い流速を維持していたとみられる。支川の君谷川が流入する地点に近い美郷町港では、砂堆上に80～90cm波長のアンティデューンがあり、河川水が遡上していた可能性が推定された。なお、デューンの確認された大貫では、過去に形成された洪水堆積物（河岸砂と泥の互層）の崩落部分には「東洋高压」と記載された尿素肥料の袋が混入しており、企業沿革や製造時期を調べた結果、1948年以降の洪水によりこの洪水堆積物が形成されたことが判明し、袋の埋没状態から昭和47年（1972年）7月洪水との高い相関性が考えられる。

一方、令和3年8月洪水による洪水堆積物の層厚について、美郷町本郷や川本町谷を除く7地点では概ね1mm以上の厚さである。江津市田野では畦道で3mm、畑地の柿の木周辺で10mm、船津橋近辺で最大6mmのシルトの堆積が確認され、江津市仁万瀬の杉木の樹間ではシルトが10mm堆積していた。また江津市上長良の河川敷草地上では約8mmの砂の堆積がみられ、これらの調査結果を総合的に踏まえると、下流側の河道に近い場所ほど洪水堆積物の層厚が大きい傾向が示唆される。

浸水痕跡の調査について、周辺道路からの最大浸水位置を特定するうえで、住家の庭にある植え込みの土砂付着位置や建物壁面にできた痕跡を手掛かりとした。具体例として、江津市榎谷では公衆電話ボックスの内側ガラス面にできた痕跡から最大1.39m、江津市田津では電信柱やケーブルテレビ線に絡みついたイネ科植物の位置から最大5.70mの浸水高が推定された。江津市仁万瀬には鏡面に約2.7mの高さまで数本の浸水痕跡が入ったカーブミラーがあったが、7月の調査時に撮影された同一のカーブミラーの画像と比較した結果、痕跡の位



図2 江の川流路沿いで確認されたベッドフォーム  
左側から、江津市榎谷のカレントリップル、江津市大貫のデューン、美郷町港のアンティデューンである。各地点における河川の流向は図に示す通りである。

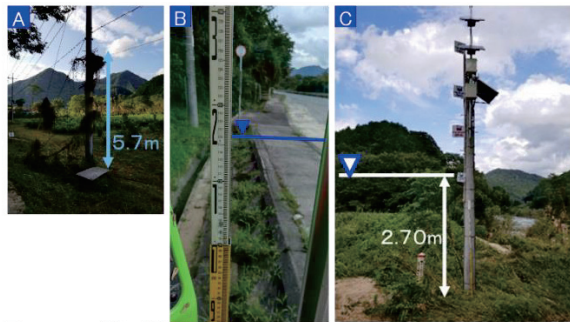


図3 江の川流域で確認された浸水痕跡の例

A. 江津市榎江町田津における、イネ科植物の絡みついた電信柱。B. 江津市榎江町榎谷の公衆電話ボックス。ガラス面には1.16mの高さに痕跡が残されているが、国道261号線からの高さを検討すると1.39mに相当していた。C. 邑智郡美郷町の国土交通省簡易水位計



置に相違がなかったため、今回の洪水によるものではないと判断した。また、カーブミラー裏面の設置時期の表示から、この最大浸水位置が令和2年7月洪水に起因すると推察された。これを踏まえ、竹藪の表面を覆う土砂や植物片の高さ、旧三江線陸橋の桁下看板にみられる痕跡から、本年度の洪水でこの地点における最大浸水水位は2.10mと考えられる。また、美郷町港では国土交通省の設置した簡易水位計、川本町谷では過去の浸水高を示す表示板があり、令和3年8月洪水における実績浸水深はそれぞれ約2.70m、約0.65mであった。過去の洪水における実績浸水深と比較すると、近年発生した洪水ほど次第に浸水高が低下している傾向がある。

## 5. 気象状況と水位変化の分析

本年度の洪水において、8月12日0時～13日15時を期間前半、8月13日15時～14日15時を期間後半とした積算降水量を検討したところ、13箇所中9箇所のアメダス地点で期間後半の方が大きい値を示している。1時間降水量換算でも差は歴然で、上流部の世羅で3.58mm/hから14.25mm/h、下流側の瑞穂で2.28mm/hから11.42mm/hに増大するなど、江の川全流域で平均的な降水強度の強まりがみられる。また上流部では、1979～2020年までの統計における8月積算降水量平均値に匹敵する雨がわずか24時間以内で降った地点もある。このような莫大な降水量をもたらした背景には、図5のアジア地上天気図に示すように、中国地方を横断する東西に伸びた停滞前線の動きが大きく関連していた。

1回目の大雨のピーク後の13日9時までに、一度北上していた前線が上流部の南側まで移動し、同時に日本の東の海上に位置するオホーツク海高気圧、太平洋高気圧間の気圧の鞍部に貫入する形で、前線の範囲を拡大させて

いる状況であった。その結果、13日未明から朝までの水蒸気画像による対流圏中・上層の多湿な領域が示すように、層厚の大きい積乱雲が10mm/h前後の長雨をもたらし、その強雨域は前線と共に南東方向へ通過していた。2回目の大雨のピークが現れた13日21時～14日15時前にかけて、再び下流部に前線が位置し、14日9時の時点で1002hPaの低気圧が東シナ海の停滞前線上に発生した。クラウドクラスターを伴うこの低気圧は14日21時頃まで遅い速度で北東進していたため、暖湿空気の供給源となり活発な積乱雲が継続的に流入する気象状況へと発展した。

同期間の中国地方を中心とした気象状況を鉛直方向の階層的に捉えた場合、図6のように、下層の850hPa面では上流部及び山陽地方で暖気移流の強弱を繰り返し、短時間強雨等で降水量の増大した14日9時頃を境に、等温線の集中帯が出現するようになった。この領域は停滞前線の南縁に位置し、下流部および山陰地方では寒気が流入し始める時機にもなっていた。また期間を通し、700hPa面から地上まで湿数3℃未満の湿潤層が形成される傾向にあり、13日9時には上昇流の極大となる－84hPa/hを観測するなど積乱雲群の発達が十分予想される状況であった。今回の洪水を発生させた大雨は気圧の谷の通過にはよらず、300hPa面においてジェ



図4. 江の川流域におけるアメダス観測所配置図

地理院地図を編集し、今回の分析で気象庁からのデータを参照した合計13所のアメダス観測所の位置関係を示す。橙色マーカーは上流部の広島県のアメダス、青色マーカーは下流部の島根県のアメダスである。

	(1979～2020)8月1か月降水量平均値 [mm]	観測期間／8月12日0時～13日15時		観測期間／8月13日15時～14日15時	
		39時間積算降水量[mm]	1時間降水量換算[mm/h]	24時間積算降水量[mm]	1時間降水量換算[mm/h]
三 次(広島県)	141.02	149.0	3.82	157.5	13.13
*君 田(広島県)	198.47	119.0	3.05	128.5	10.71
甲 田(広島県)	148.90	247.0	6.33	168.0	14.00
*安 宿(広島県)	131.23	160.0	4.10	233.0	19.42
庄 原(広島県)	146.52	138.0	3.54	124.0	10.33
高 野(広島県)	173.14	104.0	2.67	121.0	10.08
世 羅(広島県)	125.55	139.5	3.58	171.0	14.25
福 光(島根県)	140.60	66.0	1.69	76.5	6.38
桜 江(島根県)	166.73	71.0	1.82	102.5	8.54
川 本(島根県)	163.62	107.0	2.74	104.5	8.71
瑞 穂(島根県)	166.21	89.0	2.28	137.0	11.42
赤 名(島根県)	178.61	96.0	2.46	94.5	7.88
浜 田(島根県)	145.45	72.0	1.85	115.0	9.58

表2. 令和3年8月洪水での氾濫発生前後における降水量の推移

気象庁のアメダス観測所でのデータを参照した(3)。\*君田は2006年、安宿は2010年からの観測となっている。江の川上流部では平年の8月1か月分に相当する雨がわずかに24時間足らずで降った地点もあり、流域全体で期間後半ほど平均的な降水強度の強まりがみられる。

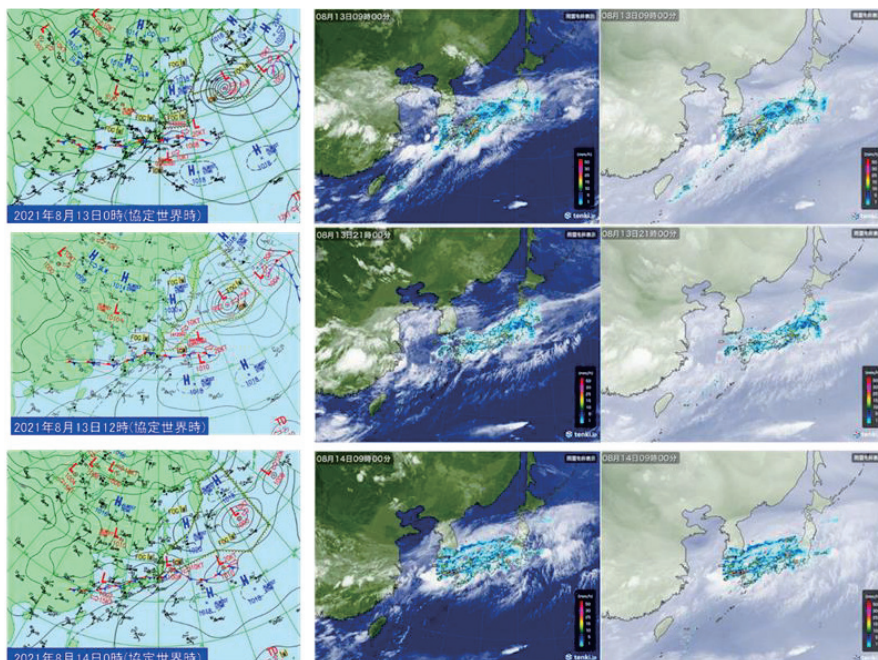


図5. 2021年8月13日9時～14日9時までの12時間ごとの気象変化

左のアジア太平洋域地上天気図は気象庁より(4), 中央の気象衛星赤外画像および、右の気象衛星水蒸気画像は共に日本気象協会より引用した(5)。なお、横に並んだ各図はいずれも同時刻のものである。

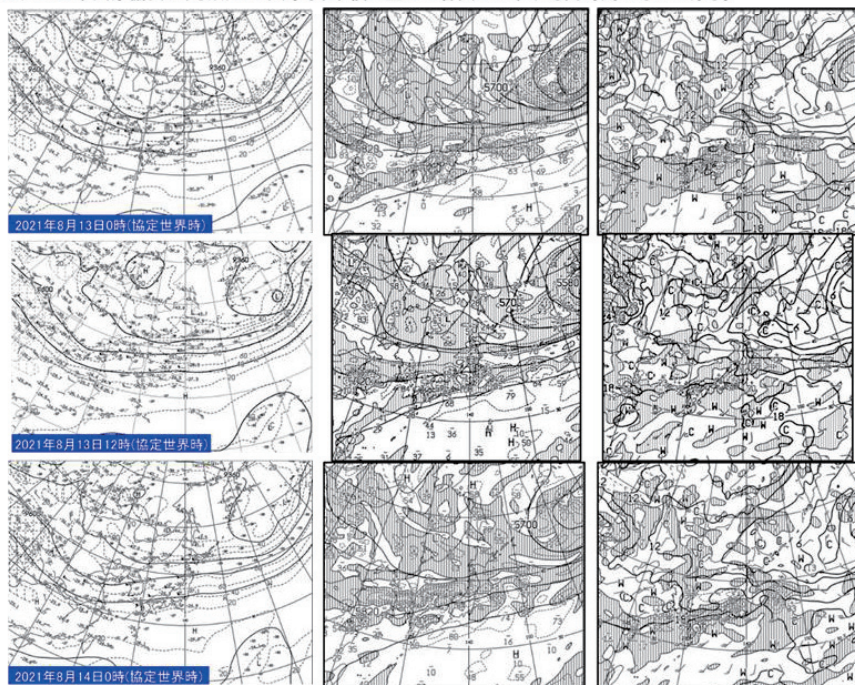


図6. 2021年8月13日9時～14日9時までの12時間ごとの高層気象変化

左のアジア300hPa高度気温・風・等風速線天気図, 中央の500hPa高度渦度天気図および、右の極東850hPa気温・風、700hPa上昇流天気図はいずれも気象庁より引用した(6)。なお、横に並んだ各図はいずれも同時刻のものである。



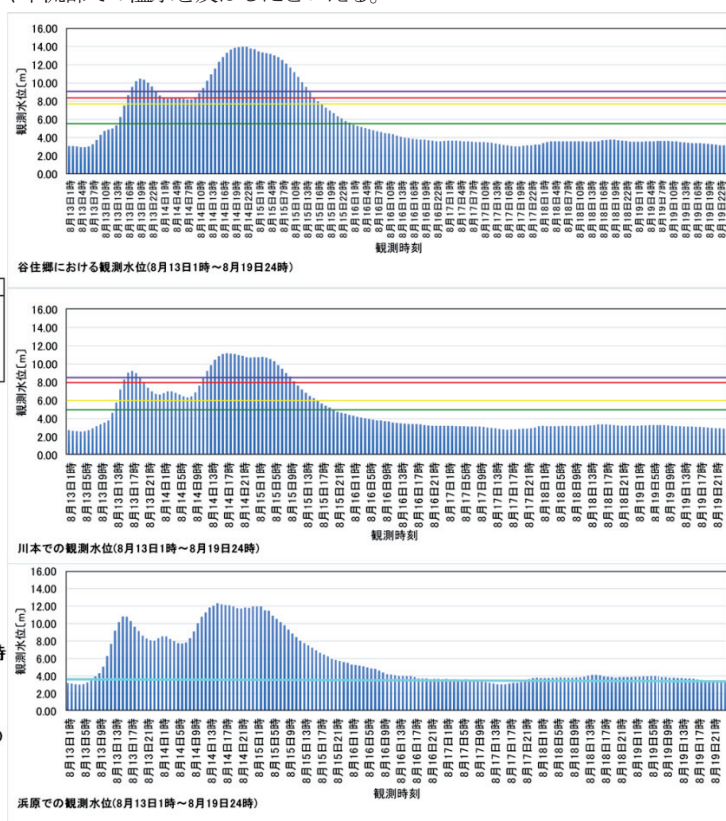
ット気流が中国大陸東岸で蛇行し始めたのは14日9時以降で、ジェット気流の南下により前線及び強雨域が江の川流域から離れる特徴が表れていた。下層から暖湿空気が流入した際に伴う温度上昇は500hPa面まで及び、南西から西の風向変化に合わせて風速が増大した。14日9時の時点で江の川流域は負渦度の高気圧性循環域に一度入ったが、伊予灘付近で $39 \times 10^{-6}/s$ の正渦度極大が表れるなど低気圧性循環の領域が周辺部にあり、主に中・下層で発生した積乱雲が江の川の水位上昇につながる大雨の誘因になったと考えられる。

ここで江の川下流部における水位変化について分析する。谷住郷では、13日19時頃に1回目の極大水位10.48mを記録した。14日8時頃に氾濫注意水位まで低下したが、氾濫発生後の14日21頃に更なる極大水位の13.98mに達した。川本では、13日17時頃に氾濫危険水位8.60mを超える1回目の極大水位9.25mを記録し、14日7時頃に6.33mまで低下したが、氾濫発生後の14日17時頃に更なる極大水位の11.16mに達した。川本でも期間後半の水位が高い2つの山型のピークが確認でき、18~20時間で2回氾濫危険水位を超過する変動の激しい状況であった。また浜原では、1回目の極大水位が13日15時頃の10.82m、2回目の極大水位が14日15時頃の12.31mであったことから、今回の出水は平常時の約4倍以上に相当していた。下流部での3地点での水位変化を総括すると、上流部を中心とした莫大な降水量及び流域全体での平均的な降水強度の増加が、2回目の極大水位の上昇や下流部での溢水を及ぼしたといえる。

洪水予報基準水位	谷住郷(m)	川本(m)	浜原(m)
氾濫危険水位	10.20	9.40	
避難判断水位	8.20	7.00	
氾濫注意水位	7.70	6.00	
水防団待機水位	5.60	5.00	
平常水位	5.60未満	5.00未満	



図7. 2021年8月13日1時～19日24時までの1時間ごとの水位変化  
洪水予報基準水位は国土交通省河川局第74回河川整備基本方針検討小委員会資料より(7)、過去1週間の江の川流域の水位観測データは国土交通省浜田河川国道事務所より引用した(8)。



## 6. 考 察

本研究では現地調査等により、河川の流路形態及び水流の侵食作用に表れる河床高標高が氾濫規模とどのくらいの相関をもつかを検討した。各地点の標高と、現地調査地点における最大浸水高を表3と表4に示す。流路が直線または屈曲に該当する地点でデータを比較した結果、江津市内の屈曲地点ほど最大浸水高がやや大きい傾向である。ただし、今回の現地調査における計測に誤差を含む分、流路形態が必ずしも浸水規模に直

結するとは断定できていない。また令和3年8月洪水において、国土交通省中国地方整備局が確認した合計28の外水による浸水地点を基に、河口からの距離と平均-最深河床高の標高差のデータをプロットした結果、図8のように相関係数が $-0.429$ と比較的相関性は低い。平均-最深河床高標高差の平均値、第3四分位数はそれぞれ5.11m、6.40mとなり、標高差が8.0m以上に相当する地点も4箇所あった。河口からの距離が25kmの地点より下流側では例外もあるが、0-55km地点間の下流部を巨視的に捉えと、平均-最深河床高標高差が極端に大きい場所では溢水の可能性は相対的に低いといえる。

今回の氾濫の気象要因には、対流圏中・下層で発達した積乱雲群による上流部を中心とした継続的な大雨、停滞前線及びその南縁での下層ジェット、停滞前線上に発生した低気圧による暖湿空気の流入、高水位の状況下における降水量急増、が挙げられる。また、カレントリップルやデューン及び洪水堆積物が確認されたことから、江津市内の河道屈曲地点を中心に溢水の危険性がより高まり、氾濫危険水位よりさらに2m以上高水位が継続されれば、広範囲の浸水に発展するといえる。

## 引用文献

- (1) 国土交通省、第74回河川整備基本方針検討小委員会、参考資料4-2 江の川水系の特徴と課題、2007。
- (2) 国土交通省中国地方整備局、令和2年7月豪雨による中国地方整備局管内の出水概況【第3報】、2020年8月25日記者発表資料、2020。
- (3) 気象庁 過去の降水量データ（1979～2020年の8月降水量データ、2021年8月11日～19日毎日積算降水量、1時間最大降水量）、2021。 <https://www.data.jma.go.jp/gmd/risk/obsdl/index.php>
- (4) 気象庁 アジア太平洋域地上天気図（世界協定時で2021年8月11日0時～15日18時）、2021。  
<https://www.data.jma.go.jp/fcd/yoho/wxchart/quickmonthly.html>, (2021年8月15日閲覧)
- (5) 日本気象協会 過去の気象衛星観測データ 赤外面像、可視画像、水蒸気画像（2021年8月12日0時～16日0時）、2021。 <https://tenki.jp/past/2021/08/12/satellite/japan-near/>
- (6) 気象庁 高層天気図（世界協定時で2021年8月11日0時～15日18時）、2021。  
<https://www.jma.go.jp/bosai/numericmap/#type=upper>, (2021年8月16日閲覧)
- (7) 国土交通省河川局、江の川水系の流域及び河川の概要(案)、2007。
- (8) 川の防災情報 国土交通省 過去1週間の観測水位（8月13日0時～8月19日24時）、2021  
<https://www.river.go.jp/kawabou/pcfull/tm?itmknCd=4&ofCd=22308&obsCd=2&isCurrent=true&fld=0>,  
(2021年8月20日閲覧)
- (9) 国土交通省中国地方整備局、令和3年8月11日から19日にかけての前線による大雨中国地方整備局管内の出水概況【第3報(最終報)】、2021年10月1日記者発表資料、2021。
- (10) 国土交通省河川局、江の川水系河川整備基本方針 基本高水等に関する資料(案)、2007。

調査地点	流路形態	標高[m]	推定最大浸水深[m]
美郷町本郷	屈曲・外側	55	(※1)未確認
美郷町港	直線	30	2.70
川本町谷	直線	30	0.65
江津市大貫	屈曲・内側	15	(※2)測定不可
江津市田津	屈曲・内側	20	5.70
江津市榎谷	屈曲・内側	20	1.39
江津市仁万瀬	屈曲・外側	25	2.10
江津市上長良	直線	10	0.84
江津市田野	屈曲・外側	10	1.27

表3. 令和3年8月洪水での各地点の推定最大浸水深

調査地点	流路形態	洪水発生時期	推定最大浸水深[m]
美郷町本郷	屈曲・外側	平成30年7月	0.74
美郷町港	直線	令和2年7月	3.75
		平成30年7月	4.70
		昭和47年7月	5.65
川本町谷	直線	令和2年7月	2.35
		平成30年7月	2.70
		昭和47年7月	3.10
江津市田津	屈曲・内側	昭和47年7月	2.17
江津市仁万瀬	屈曲・外側	令和2年7月	2.71
		昭和47年7月	3.24

表4. 過去の洪水での各地点の推定最大浸水深

各調査地点の標高は、地理院地図の測量データから推定した。(※1)本郷では本年度の洪水における有効な浸水痕跡が確認されず。(※2)大貫では地盤を形成する河岸砂と泥の互層が顕著に崩壊していたため、正確な測定を実施できなかった。

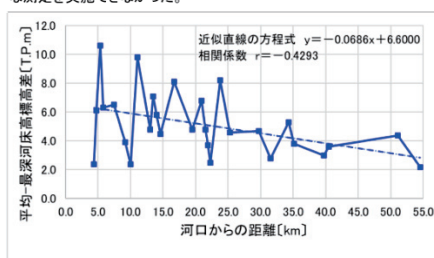


図8. 令和3年8月洪水における浸水地点の河口からの距離と平均-最深河床高標高差との相関  
浸水地点の河口からの距離は国土交通省中国地方整備局(9)、平均-最深河床高は国土交通省河川局の測量データを参照した(10)。

## Estimation of floodwater depth in Quang Tri province using Sentinel-1 data

Vuong Tai Chi<sup>1</sup>, Dinh Nhat Quang<sup>2,\*</sup>, Nguyen Xuan Tinh<sup>3</sup>, Hitoshi Tanaka<sup>3</sup>

### Abstract

Floodwater depth is an essential parameter to assess the flood damages and release the prompt decisions to mitigate severe consequences. In the context of climate change, water-related disaster becomes more frequent and severe; therefore, rapid estimation of floodwater depth plays a vital role in disaster response and damage mitigation. In recent years, the approach of integrating Sentinel-1 data that is independent of weather conditions and GEE, a cloud-based platform attracts many researchers in flood extent and floodwater depth assessment. In this paper, the authors apply a Google Earth Engine implementation of the Floodwater Depth Estimation Tool (FwDET-GEE) algorithm on the Sentinel-1 images to detect the flood extent extraction and DEM accuracy improvement for floodwater depth estimation. The authors also use GEE to conduct further analysis about flood damages based on the estimated floodwater level dataset and the cloud-based datasets of population, cropland, and urban area. The results reveal that 0.5m floodwater depth has covered an area of 19,000 ha, and 3m floodwater depth covered an area of 800 ha in the Hai Lang district. Furthermore, the 2020 flood event has respectively impacted 9,100 ha of cropland and 360 ha of the urban area.

### 1. Introduction

Flood is a phenomenon causing massive catastrophic impacts on humans and nature. In recent years, extreme floods have been more frequent and severe on the Central Coast of Vietnam. Quang Tri province has diverse water resources with a dense river network, composed of 3 main river basins with a total catchment area of more than 4,000 km<sup>2</sup> and more than 600,000 residents (Quang Tri Province, n.d.). Therefore, rapid floodwater depth assessment is crucial for mitigating flood risk on people and infrastructures.

Recently, satellite-based Remote Sensing Technology has been shown as a valuable dataset for flood risk and depth assessment (Abrishamchi et al., 2012; Anusha and Bharathi, 2020; Do et al., 2019; Quang et al., 2021; Vuong Tai Chi et al., 2020). Among available satellite data, Sentinel-1 Synthetic Aperture Radar (SAR) data has become a more attractive data resource for flood mapping and damage assessment (Huang and Jin, 2020). This is because Sentinel-1 SAR provides Level-1 Ground Range Detected products independent of weather conditions, especially clouds. For this reason, Sentinel-1 data can even be used to analyze under cloudy conditions during flood events, which is a huge difference compared to the Optical Satellite data. Moreover, Google Earth Engine (GEE), a cloud-based image processing platform, appears as a high-performance tool to access numerous satellite images and process a large scale of geospatial data (Gorelick et al., 2017). This approach helps reduce significant time intervals for data processing compared to desktop-based tools, which require a considerable duration for data downloading and processing (Tiwari et al., 2020).

The FwDET-GEE tool, developed by Peter et al.(2020), appears to be an effective and reliable tool for floodwater depth estimation implemented on the GEE platform. It uses flood extent layer and DEM data

---

<sup>1</sup> Former student of Thuyloi University, 175 Tay Son, Dong Da, Hanoi, Vietnam

<sup>2</sup> Thuyloi University, 175 Tay Son, Dong Da, Hanoi, Vietnam

<sup>3</sup> Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan

\* Corresponding author



as its main inputs. Peter et al.(2020) evaluated the results from FwDET-GEE with iRIC-FaSTMETCH hydrodynamics model. They achieved an RMSE up to 0.7m and sufficient good to apply for floodwater depth estimation.

This paper aims to integrate FwDET-GEE with Sentinel-1 data for floodwater depth estimation on the GEE platform. Further assessment about exposed people, affected cropland, and urban areas are also conducted to obtain an overview of flood damages in Quang Tri province.

## 2. Case study and data collection

### 2.1. Case study

Quang Tri province is located on the North Central coast of Vietnam with a total area of 3,469 km<sup>2</sup> and 75km of coastline (Quang Tri Statistics Office, 2015). The province has diverse and complex terrain, comprising wide sand dunes, a deep delta area along the coast, and an increasingly high elevation towards the West. The high mountainous area is about 100km away from the sea. Quang Tri province has a dense river network with 17 primary rivers and 13 secondary ones, supplying water for more than 4000km<sup>2</sup> river basin (NewsTech and SWS Consulting Engineering S.r.l (Italy), 2019). These topography characteristics make the province vulnerable to storms with very high landslide risk in the West and heavy floods in the East.

Quang Tri province is a very attractive tourist destination with many famous historical and revolutionary sites. Moreover, the province is a part of the economic center of the region and the East-West Economic Corridor (EWEC), offering multiple opportunities for economic development and international economic integration (Vietnam Chamber of Commerce and Industry (VCCI), 2017). However, these economic potentials are annually being threatened by tropical storms. For instance, Quang Tri has directly suffered at least 15 tropical storms in the last three decades and three severe storms in 2020. Especially, the Molave tropical storm, hitting Quang Tri province from 26 October 2020, has caused extreme floods and landslides and forced thousands of people to excavate their homes.

### 2.2. Data collection

Sentinel-1 data provides Level-1 Ground Range Detected (GRD) products, consisting of the SAR data, with the advantage of operating at wavelengths without being affected by cloud cover or lack of illumination (European Space Agency, n.d.). Sentinel-1 data provides multiple polarizations, including VH (Vertical transmit – Horizontal receive) and VV (Vertical transmit – Vertical receive) polarizations, which provide more information on inundated areas than that in single-polarized radar. In this study, two Sentinel-1 GRD scenes with a resolution of 10m are used, focusing on the flood event on 28 October 2020 caused by the tropical storm Molave (Table 1).

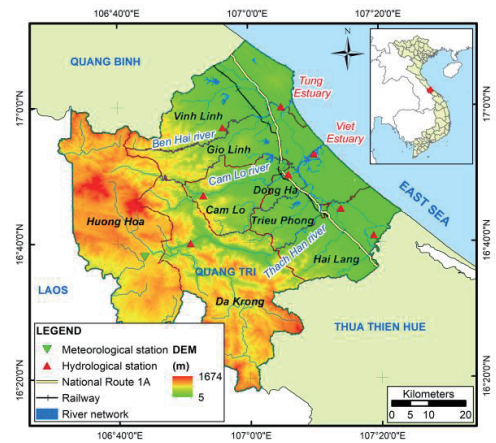


Figure 1. Administrative map of Quang Tri province

Table 1. List of Sentinel-1 images used in the study

Product	Date	Polarization
S1_GRD/S1B_IW_GRDH_1SDV_20201028T224307_20201028T224332_024019_02DA78_5453	28-Oct-20	VH + VV
S1_GRD/S1B_IW_GRDH_1SDV_20201028T224332_20201028T224357_024019_02DA78_486D	28-Oct-20	VH + VV

Digital elevation model (DEM) represents elevation data to represent the Earth's topographic surface. In this study, the 30m-resolution SRTM (Shuttle Radar Topography Mission) is used as an important part of the floodwater depth estimation process ([https://developers.google.com/earth-engine/datasets/catalog/USGS\\_SRTMGL1\\_003](https://developers.google.com/earth-engine/datasets/catalog/USGS_SRTMGL1_003)).

In addition, the assessment of flood damages are estimated based on the 100m-resolution dataset of population statistics, and 500m-resolution dataset of cropland and urban area in Quang Tri province in 2020 from WorldPop (<https://www.worldpop.org/>) and Moderate Resolution Imaging Spectroradiometer (MODIS) image, respectively.

### 3. Methodology

The procedure for floodwater depth estimation follows three main steps: i) flood extent extraction; ii) DEM accuracy improvement; iii) floodwater depth estimation (Figure 2).

For flood extent extraction, the authors based on the ratio between pixel values of the during-flood-event image and the before one to produce the temporal water layer. The generated temporary water layer includes floodwater and the water resulting from radar error on mountainous areas. In GEE, this error is assigned to low values, corresponding to the values of water. In this context, the areas having a slope of greater than 5% are removed based on the DEM layer from the HydroSHEDS data, also available in GEE. This procedure helps to remove the non-correct pixels and retrieve only the floodwater layer. Within the process of floodwater extraction, the removal of permanent water is not conducted since the permanent water is included in both before and during-flood-event images.

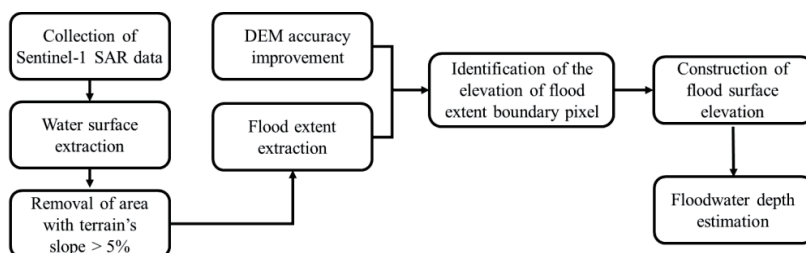


Figure 2. Flowchart of the methodology for floodwater depth estimation

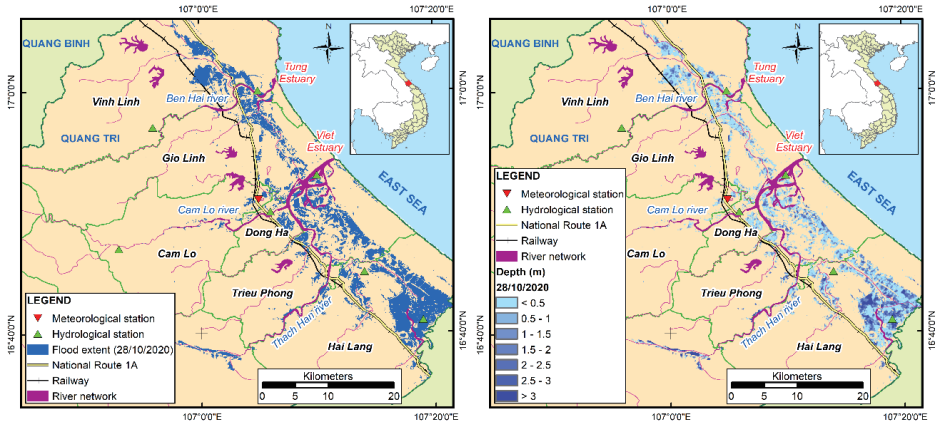
Two filtering processes are used to improve the accuracy of DEM data. The first process is applied for the entire DEM layer using a low-pass filter with a 3×3 square kernel and the modified z-score. Each pixel with an outlier value is detected and replaced by the median of the surrounding eight pixels. The second process is similar but applied for DEM pixels nearest the floodwater surface boundary pixels.

After the DEM improvement, the boundary pixel elevations of flood extent are extracted based on corresponding pixels of the DEM layer. These values are assigned to the nearest pixels to the flood extent boundary by the focal statistic method with the condition of choosing the smallest neighborhood value. This process is conducted until assigned to all pixels within the floodwater surface. For floodwater depth estimation, the elevation of floodwater surface is subtracted from corresponding pixel elevations of DEM. After using a low-pass filter to calculate the average value for each pixel based on its 3×3 neighborhood, the final floodwater depth layer is retrieved. The estimated floodwater depth is validated using the 2D hydrodynamic model – MIKE 21.

#### 4. Results and discussion

##### 4.1. Flood extent and floodwater depth of the flood event on 28 October 2020

Figure 3 shows the results of flood extent extraction with a total area of more than 19,000 ha of Quang Tri province during the flood event on 28 October 2020. From Figure 3a, floodwater was mainly in the low-elevation region along the coast and mountainous area. Hai Lang district has the largest inundated area with nearly 8,000 ha and accounts for 50% of the whole inundated area. The Quang Tri floodwater depth results in Figure 3b reveal mainly less than 0.5m and covered around 10,500 ha. A 3m floodwater depth covered more than 400ha of the Hai Lang district.



a) Flood extent map

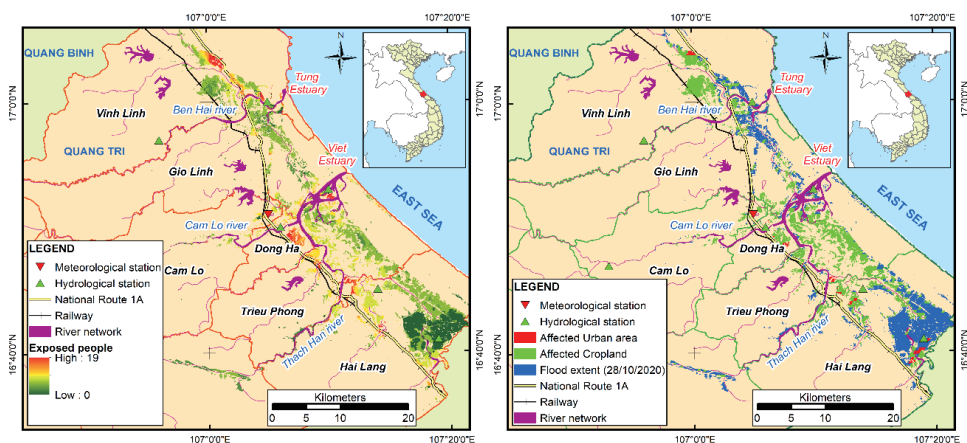
b) Inundation map

Figure 3. Flood extent and floodwater depth of the flood event on 28 October 2020 in Quang Tri province

##### 4.2. Flood damage assessment of flood event on 28 October 2020

Based on the flood extent boundary, the layers of the population, cropland, and urban area are extracted on GEE to assess the flood damages during the target flood event. The estimation reveals that about 54,000 people in Quang Tri province were exposed to floods, in which Vinh Linh and Dong Ha were two districts with the highest affected population density (Figure 4a). In addition, the region with the deepest floodwater level in Hai Lang district had the lowest population density exposed to the flood event on 28 October 2020.

The results in Figure 4b highlight that cropland area was impacted by less-than-0.5m floodwater level with more than 5,000 ha. In addition, the most affected cropland area focused on Trieu Phong, Hai Lang, and Vinh Linh districts with a total area of 3,450 ha, 2,000 ha and 1,881 ha, respectively. On the other hand, the affected urban area was mainly in Hai Lang district with around 200 ha, in which about 7.3 ha was inundated by 2m floodwater depth..



a) Exposed people

b) Affected Cropland and Urban area

Figure 4. Damage assessment due to the flood event on 28 October 2020 in Quang Tri province

## 5. Conclusion

In this study, the authors introduce the FwDET-GEE algorithm for rapidly estimating floodwater depth on GEE with integration with Sentinel-1 data. This approach helps reduce a significant time interval and requires minimal computer capability. After achieving the floodwater depth result, the authors integrate with the population, cropland, and urban area dataset recorded in 2020 to give the detailed assessment of flood damages to Quang Tri province in the flood event of 28 October 2020. The results reveal that the dominant floodwater depth was less than 0.5m covered about 10,500 ha; in addition, greater-than-3m floodwater depth covered the area of 800 ha and mainly appeared in the Hai Lang district. Furthermore, the flood event on 28 October 2020 impacted about 54,000 people, 9,100 ha and 360 ha of cropland and urban area, respectively. In the future, since natural flood disaster becomes more frequent and severe, integrating Sentinel-1 data and GEE will help achieve reliable assessment rapidly, hence obtaining better disaster response and management.

## 6. Reference

- Abrishamchi, A., Dashti, M., Alamdari, N., Salavitarbar, A., 2012. A GIS-Google Earth Based Approach to Estimating the Flood Damage Function in Large River Basins 3811–3821. [https://doi.org/10.1061/41173\(414\)399](https://doi.org/10.1061/41173(414)399)
- Anusha, N., Bharathi, B., 2020. Flood detection and flood mapping using multi-temporal synthetic aperture radar and optical data. Egypt. J. Remote Sens. Space Sci. 23, 207–219. <https://doi.org/10.1016/j.ejrs.2019.01.001>
- Do, A., Kralli, V., Vries, S., Viet, N., Stive, M., 2019. Morphodynamics of a Seasonal Inlet: A Case Study Using Remote Sensing and Numerical Modelling for Cua Dai Inlet, Central Vietnam. pp. 417–425. [https://doi.org/10.1007/978-981-15-0291-0\\_58](https://doi.org/10.1007/978-981-15-0291-0_58)
- European Space Agency, n.d. Sentinel-1 - Overview - Sentinel Online - Sentinel Online [WWW Document]. Sentin.-1 Overv. URL <https://sentinels.copernicus.eu/web/sentinel/missions/sentinel-1/overview>

- Gorelick, N., Hancher, M., Dixon, M., Ilyushchenko, S., Thau, D., Moore, R., 2017. Google Earth Engine: Planetary-scale geospatial analysis for everyone. *Remote Sens. Environ.*, Big Remotely Sensed Data: tools, applications and experiences 202, 18–27. <https://doi.org/10.1016/j.rse.2017.06.031>
- Huang, M., Jin, S., 2020. Rapid Flood Mapping and Evaluation with a Supervised Classifier and Change Detection in Shouguang Using Sentinel-1 SAR and Sentinel-2 Optical Data. *Remote Sens.* 12, 2073. <https://doi.org/10.3390/rs12132073>
- NewsTech, SWS Consulting Engineering S.r.l (Italy), 2019. Development of hydrological, hydraulic models and supplementary surveying (Package C1- C1: “River basins-wide integrated Disaster Risk Management Plan (8 river basin 10 province)”).
- Peter, B.G., Cohen, S., Lucey, R., Munasinghe, D., Raney, A., Brakenridge, G.R., 2020. Google Earth Engine Implementation of the Floodwater Depth Estimation Tool (FwDET-GEE) for Rapid and Large Scale Flood Analysis. *IEEE Geosci. Remote Sens. Lett.* 19, 1–5. <https://doi.org/10.1109/LGRS.2020.3031190>
- Quang, D.N., Linh, N.K., Tam, H.S., Viet, N.T., 2021. Remote sensing applications for reservoir water level monitoring, sustainable water surface management, and environmental risks in Quang Nam province, Vietnam. *J. Water Clim. Change.* <https://doi.org/10.2166/wcc.2021.347>
- Quang Tri Province, D. of F.A., n.d. Overview of Quang Tri [WWW Document]. Dep. Foreign Aff. Quang Tri Prov. URL <http://songoaivu.quangtri.gov.vn/en/about/Overview-of-Quang-Tri.html>
- Quang Tri Statistics Office, 2015. Quang Tri Statistical Yearbook 2015.
- Tiwari, V., Kumar, V., Matin, M.A., Thapa, A., Ellenburg, W.L., Gupta, N., Thapa, S., 2020. Flood inundation mapping- Kerala 2018; Harnessing the power of SAR, automatic threshold detection method and Google Earth Engine. *PLOS ONE* 15, e0237324. <https://doi.org/10.1371/journal.pone.0237324>
- Vietnam Chamber of Commerce and Industry (VCCI), 2017. Going for Gold - The Central Region of Vietnam.
- Vuong Tai Chi, Dinh Nhat Quang, Ho Sy Tam, Nguyen Trung Viet, 2020. Rapid assessment of flood extent and damages in Quang Nam province by using Sentinel-1 data. *J. Water Resour. Environ. Eng.* 49–56.



## Shoreline change and impacts of coastal protection structures on Da Rang River mouth and adjacent coast, south central of Vietnam

Nguyen Trong Hiep<sup>1</sup>, Hitoshi Tanaka<sup>2</sup>, Nguyen Xuan Tinh<sup>3</sup>, Nguyen Trung Viet<sup>4</sup>

### Abstract

Da Rang River mouth, Phu Yen, Vietnam is a representative coastal area of Vietnam where recently was observed a significant change on the morphology change. The morphology change was resulted by either natural and human influences. Since 2016, several coastal constructions (jetties, groins, breakwaters) had been implemented to stabilize the mouth area and the morphology of the river mouth is now very different from it in the last decade. This study, by satellite image analysis, provides the last decadal shoreline change in the entire Phu Yen coast from Ganh Ba Seacliff to Da Nong River mouth. The severe erosion can be found in region B where the old sand spits were both eroded in the mouth and pushed into the river channel after the typhoon in 2017. The morphology of the Da Rang river mouth been recently stabilized by new coastal structures constructed since 2018.

Keywords: Da Rang River mouth, Phu Yen Coast, coastal constructions, shoreline erosion.

### 1. INTRODUCTION

River mouths, estuaries or coastal regions in general are considered the centralized regions for socio-economic development in almost all countries in the globe. The studies regarding coastal processes, mechanism and potential coastal morphological change have been conducted broadly in the world in favour of coastal management, sustainable development, coastal protection and countermeasures against catastrophes.

Vietnam is one of a few countries in the world having a long coastline along the country. This brings a great deal of advantages for the development of many aspects such as economics, tourism, etc. However, the responsibility of preserving the coastline stability by which affected overwhelmingly natural change and nowadays mankind is also vital challenge. In recent years, many areas in Vietnam, particularly in central region, have reported on the erosion occurring severely. Cua Dai and Nha Trang are two coastal regions have had deep concern about coastal changes for several years lately. Viet et al. (2014) presented the erosion of sandy beach on the right side of the Cai River mouth, Nha Trang City associated to the difference of wave conditions in monsoon and non-monsoon periods. The study also discussed the influence of protrusive hotel similar to a groin that blocks the alongshore transport drift. Further analyses on the evolution of Nha Trang Coast utilizing shoreline dataset extracted from time-average images of video-camera monitoring system, were discussed in Thanh et al. (2015). Tanaka et al. (2017) investigated severe retreat of shoreline of the sandy beach on the left side of Cua Dai River mouth, Hoi An City, central Vietnam. In addition, Nagasawa et al. (2016) discussed the reduction of sediment supply from Thu Bon River basin to Cua Dai River mouth due to construction of dam reservoirs as well as excessive dredge of sand and gravel along the river channels. Noshi et al. (2015) investigated changes of coastal morphology associated with the elongation of a sandspit and longshore sediment accumulation at the jetty in Phan Rang City, south central Vietnam.

- 
- (1) Graduate Student, Department of Civil and Environmental Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan
  - (2) Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan
  - (3) Assistant Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai, 980-8579, Japan
  - (4) Professor, Department of Civil Engineering, Thuyloi University, Hanoi, Vietnam

Similar to the coastal zones mentioned above, Darang River mouth and the adjacent coasts experienced notable morphology and coastal changes induced by both natural and human effects. Hoang et al. (2015) claimed the existence of the sand terrace in front of the river mouth created by floods contributing mainly the sediment on both sides of the entrance. Hiep et al. (2020) explains the migration of the river mouth before the sand mining in 2015 by mathematical solution of one-line model. In addition, Hiep et al. (2018) mentioned the severe erosion of the sand spits of Darang River mouth after Typhoon in 2017. Since 2016, multiple coastal constructions (jetties, groins, breakwaters) had been implemented to stabilize the mouth area and the morphology of the river mouth is now very different from it in the last decade. This study, by using shoreline analysis, provides the recent morphology change in the Da Rang River mouth and its adjacent coast over last decade.

## 2. STUDY AREA

The region including Da Rang River mouth and adjacent coasts in Phu Yen, Vietnam is one of the biggest coastal area in the south-central coast of Vietnam. Da Rang River mouth is located in Tuy Hoa City, Phu Yen Province, south central Vietnam. Figure 1 shows the location of the study area. Da Rang River mouth is the estuary of Ba River and known as the longest river in the centre of Vietnam with the length of 374 km, and total basin area of 13,900 km<sup>2</sup>. The left coast of Da Rang River mouth extends from the mouth entrance to the Ganh Ba Seacliff, while the right coast is from the mouth to Da Nong River mouth (Figure 1). This mouth area is usually affected by typhoons during the rainy season which extends from September to December. The typhoon causes heavy rainfall resulting in floods which widens the river mouth. This river mouth is deemed to be one of the most important area contributing to the development of Phu Yen Province. The mouth area is now the shelter and harbour for more than 900 small and big fishing boats and vessels. Da Rang Opening is also an active and dynamic area that the severe deposition or erosion often occurs in the river mouth. In 2015, The deposition was so severe that hundreds of ships were unable to enter or exit, raising concerns about navigation clearance. As a result, several sand mining events were held to alleviate the problem. After 2015, consecutive coastal protection constructions were implemented in mouth area. These constructions had the objectives to prevent the erosions on the adjacent local coasts on both sides of river mouth.

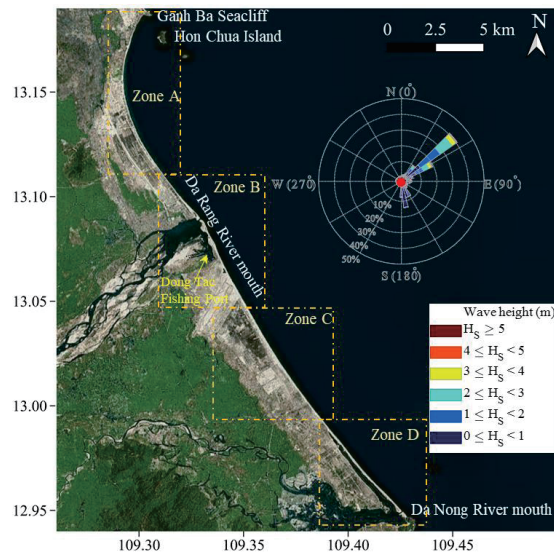


Figure 1. Phu Yen Coast and Da Rang River mouth

Regarding hydrodynamic conditions, the diurnal tide of Tonkin Gulf is the main tidal cycle having an effect on Da Rang River mouth. During the spring tide, the maximum that tidal range can reach is about 1.7 m and the minimum is nearly 0.5 m during the neap tide. The fresh water river discharge depends mainly on the rainfall and flood regimes of the entire basin. In flood season, river discharge can increase up to 2100 m<sup>3</sup>/s and the annual river discharge is about 275 m<sup>3</sup>/s. Similar to other coastal regions in central Vietnam, incident waves are mainly dominant at the northeast direction during monsoon season. Wave height is smaller during non-monsoon season as the northeast wind becomes less dominant. The wave rose from the offshore wave data from WAVEWATCH III from 2006-2016 shows the dominance of northeast monsoon drives the wave condition Phu Yen Coast (Figure 1)

### 3. MATERIALS AND METHODS

The Landsat Imagery retrieved from the U.S Geological Survey (USGS) database from 2013 to 2021 is utilized as the main dataset for this study. The dataset is a combination of images taken from different satellite missions, Landsat 7 (EMT+), Landsat 8 (OLI), and Sentinel-2 (MSI). Some images obtained from Google Earth data base system were also collected for this study

Since Landsat Images are TOA images (Top-of-Atmosphere), all data must be pre-processed in order to extract the best quality of the image. Acquired images are then required to go through a pre-processing stage that involves cloud masking, pan sharpening and down-sampling. The pre-processing techniques followed the same process introduced by Vos et al. (2019). Landsat data from USGS assesses the cloud cover of each image by computing the percentage of cloud pixels on the image. Some images contain large parts covered by clouds which are difficult to perform the shoreline detection. The cloud masking stage is optional but necessary for discarding all images that are unable to analysis. In this study, a threshold is set for evaluating cloud percentage of each image. The value of cloud cover of any image exceeding this threshold is excluded from the data. The resolution of Landsat 7,8 images can be enhanced to be optimal by merging high-resolution panchromatic and lower resolution multispectral imagery due to the availability of panchromatic band in these images (Tu et al, 2001). The resolution can be enhanced from 30 m to 15 m per pixel. On the other hand, the resolution of Sentinel-2 is 10 m.

For shoreline detection, firstly, the separation between water and land zones in the image is implemented using the modified normalized water index (MNDWI) expressed as follows

$$MNDWI = \frac{SWIR1 - G}{SWIR1 + G} \quad (1)$$

Where: SWIR1 is pixel intensity in short-wave infrared band and G is the green band. The range of value is between -1 and 1. The shoreline is then detected by using K-mean clustering method. In this study, the effect of tidal level at different capturing is not considered since the local beach slope is quite steep ( $\approx 0.1$ ) and the possible error position error is likely smaller than the resolution of the image. The total error in shoreline is considered to be equal to the resolution of image as 10 m.

The Shoreline change rate is obtained by applying the linear regression rate to all data sets of shoreline position as follows

$$y = at + b \quad (2)$$

where  $a$  is slope of regression line (shoreline change rate);  $b$  is a constant.

## 4. RESULTS AND DISCUSSIONS

### 4.1 Overall shoreline change rate in Phu Yen Coast

Due to the different behaviours of shoreline change in different areas, the entire Phu Yen Coast is divided into 4 sub-zones (A, B, C and D) from north to south. Zone B is the regions representing for the Da Rang River mouth (Figure 1).

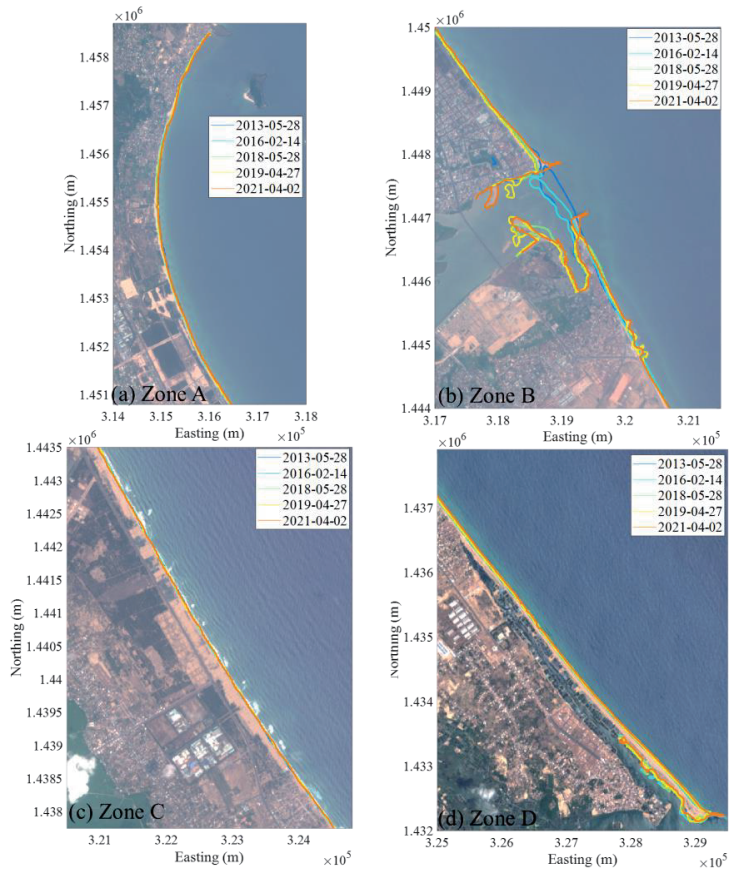


Figure 2. Shoreline position change in each zone

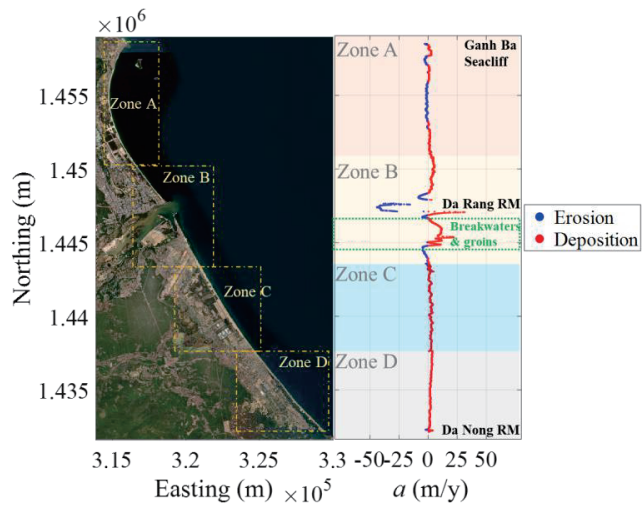


Figure 3. Shoreline change rate (2013~2021)

The shoreline change of Phu Yen Coast are shown in Figures 2 and 3. The shoreline changes in Zone A, B, D shows no significant change since these areas are almost straight sandy beaches. The small deposition can be found the Ganh Ba Seacliff and Da Nong River mouth. In the Da Nong River mouth, due to the construction of the jetty in the past, the sand spit of this river mouth is similar to the restricted spit which it can not elongate. The remarkable changes are found in Zone B where Da Rang River mouth is located. The severe erosion spot with the change rate approximately 40 m/y was the position of the sand spit. As seen in Figure, the elongated sand spit was gradually eroded until it was disappeared after the Typhoon in 2017. The deposition on the southern coast of Da Rang River mouth was due to the construction of breakwaters and groins in this area from 2016. The highest deposition rate is at the position of jetty after constructed in 2019. The sand accumulation is also detected at the locations of breakwaters and groins. The deposition was resulted from the formation of tombolo.

#### 4.2 Morphology change in Da Rang River mouth (Zone B)

According to Hiep et al. (2018, 2020), after the constructions of detached breakwaters and groins on southern coast, and riprap on the northern coast at the river mouth, the sand spits were eroded severely until they were disappeared caused by the Molave Typhoon in 2017. Figure 4 shows that the sediment from sand spits was actually over-washed and pushed into the river mouth by extremely high waves to form two sediment strips attached on the embankment inside the river mouth. The natural subsequent recovery of the sand spits at the old locations were not observed after typhoon due to the coastal infrastructures on both sides of the river mouth preventing the alongshore drift to transport sediment to the mouth (Hiep et al, 2018). Due to the intensity of storm waves, the detach breakwaters and groins were also destroyed partly by the typhoon in 2017. To stabilized the morphology in the river mouth, the local government continued to constructed 5 more breakwaters beyond the position of the groins and 2 jetties on both sides of the river mouth. After the completion of the new coastal structures, the formation of tombolo at the new breakwaters and the deposition at the position of two jetties were observed.

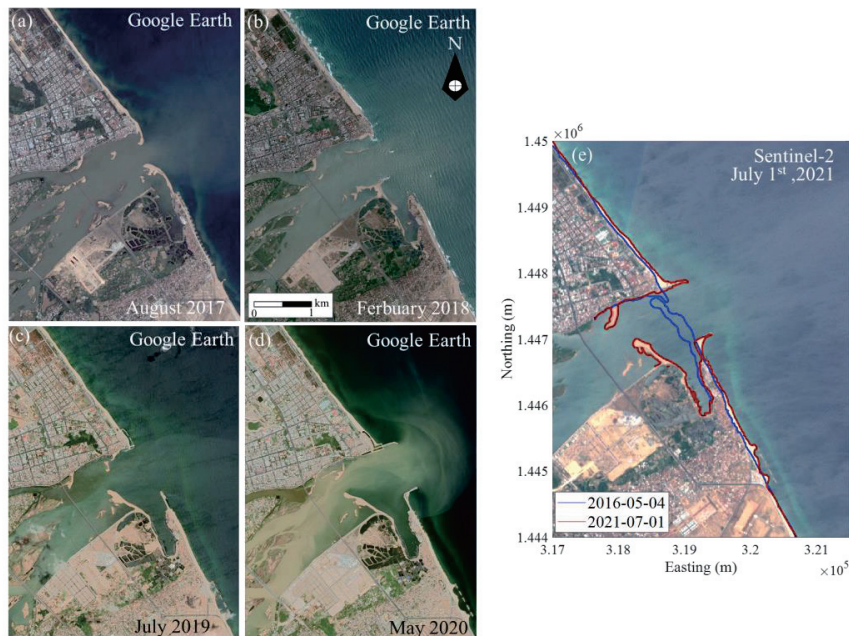


Figure 4. Sand spit in Da Rang River mouth before and after the Molave Typhoon in 2017 (Zone B)



The current morphology of mouth entrance can improve the flushing behaviour of the river during flood events. However, the wide opening can result to wave intrusion propagating inside the river mouth. This can trigger erosion inside the river and possible complicated cross-shore sediment transport induced by high and storm waves, especially inside the Dong Tac Fishing port where diffracted wave can propagate inside the port. The formation of subaqueous channel-spit was also discussed in several river mouth after the construction of jetties caused by the tidal transport current induced by ebb flows (Hein et al., 2019). Therefore, the detailed sediment transport inside the river must require further monitoring in the river mouth and thorough analysis in the near future.

## 5. CONCLUSIONS

The shoreline evolution of Phu Yen Coast and Da Rang River mouth in recent years is investigated by the satellite image analysis. Significant change of shoreline from 2013 to 2021 was detected at the location of Da Rang River mouth where the sand spits was disappeared at the mouth entrance and pushed inside the channel after the historic typhoon in 2017. The morphology of the river mouth been recently stabilized by new coastal structures constructed since 2018. The opening of the river mouth and new construction of jetties requires further analyses in the future since wave-induced sediment transport inside the river mouth can be more complicated when waves can propagate further upstream.

## REFERENCES

- Hein, C.J, Fallon, A.R., Rosen,P., Hoagland, P., Georgiou, I.Y., FitzGerald, D.M., Morris, M., Baker, S., Marino, G.B. and Fitzsimons, G. (2019). "Shoreline Dynamics Along a Developed River Mouth Barrier Island: Multi-Decadal Cycles of Erosion and Event-Driven Mitigation". *Front Earth Science*, 7:103.
- Hiep, N. T., Tanaka, H., Tinh, N.T. and Viet, N.T. (2018). "Recent morphology changes at Da Rang River mouth, Phu Yen, Vietnam". *Tohoku Journal of Natural Disaster Science*, 55, 79-84.
- Hiep, N.T., Tanaka, H., Viet, N.T., Tinh, N.X. and Hoa, T.D. (2020). "Modelling river mouth evolution under migration process". *Journal of Japan Society of Civil Engineers (Applied Mech.)*, Ser. A2, Vol. 76(2).
- Hoang, C.V., Tanaka, H., Viet, T.N. and Binh, H.T.L. (2015). "Analysis of shoreline erosion at the Da Rang River mouth, south central Vietnam". *Proceeding of Vietnam – Japan Workshop on Estuaries, Coasts and Rivers*, September 2015, Hoian, Vietnam, VJWECR 2015, 60-68.
- Nagasawa, T., Thuy, M.T.T, Viet, T.N. and Tanaka, H. (2018). "Analysis of shoreline change in Cua Dai beach by using Empirical Orthogonal Function". *Coastal Engineering Journal*, 60(4), 548-565.
- Noshi, Y., Uda, T., Kobayashi, A. and Miyahara, S. (2015). "Beach changes observed in Phan Rang City in southeast Vietnam". *Proceedings of the 8th International Conference on Asian and Pacific Coasts*.
- Tanaka, H., Hoang, V. C., and Viet, N. T. (2017). "Investigation of morphological change at the Cua Dai River mouth through satellite image analysis". *Proceedings of the 35th International Conference on Coastal Engineering*, 35(1).
- Thanh T. M., Tanaka H., Viet N. T., Mitobe Y., and Hoang V. C. (2015). "Evaluation of longshore sediment transport on Nha Trang Coast considering influence of northeast monsoon waves". *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, Ser. B2 (Coastal Engineering), 71(2), I\_1681-I\_1686.
- Tu, T.M., Su, S., hu, C., Shyu, H. and Huang, P.S. (2001). "A new look at IHS-like image fusion methods". *Information Fusion*, 2, 177–186.
- Viet, N. T., Duc, N. V., Hoang, V. C., Tanaka, H., Uu, D.V., Tung, T. T., Lefebvre, J. P. and Almar, R. (2014) Investigation of erosion mechanism on Nha Trang coast, Vietnam. *Proceedings of the 19th Congress of the Asia and Pacific Division of the International Association of Hydraulic Engineering and Research*.
- Vos, K., Harley, M. D., Splinter, K. D., Simmons, J. A., and Turner, I. L. (2019). "Sub-annual to multi-decadal shoreline variability from publicly available satellite imagery". *Coastal Engineering*. 150, 160–174.

## Assessment of river mouth variability after jetty and groyne construction: A case study of the Volta River mouth, Ghana

Stephan Korblah Lawson<sup>1</sup>, Hitoshi Tanaka<sup>2</sup>, Keiko Udo<sup>3</sup>, Nguyen Trong Hiep<sup>4</sup>, and Nguyen Xuan Tinh<sup>5</sup>

### Abstract

The response of the Volta River mouth to the construction of a jetty and groyne system was studied using satellite images from Landsat and Sentinel-2. Prior to the construction of these coastal structures, the river mouth sandspits exhibited a cyclic morphological pattern which included sandspit elongation, spit breaching and deposition of the breached updrift spit onto the downdrift beach. However, a new morphological regime has been observed at the river mouth. Results from the image analysis has shown that, intrusion of the sandspit into the estuary, development of offshore shoals, accretion and erosion of the sandspits due to an alteration of the sediment budget are some morphological changes that have occurred at the river mouth.

**Keywords:** Coastal structures, river mouth, sandspit, satellite image analysis, Volta River mouth.

### 1. INTRODUCTION

In many coastal regions, jetties and groyne systems have been utilized in beach stabilization and flood related projects. These coastal structures also facilitate tidal exchange and channel navigation especially at river mouths or inlets. In the design phase of these projects, several attempts are made to predict the interactions of these structures with prevailing hydrodynamic conditions. In most cases, unforeseen alterations are observed at such locations. One of such cases is the construction of the Pranburi Jetties in Thailand. A study by Phanomphongphaisarn et al. (2020) showed that the post construction period disagreed with the simulations in the design phase of the project which resulted in the construction of three detached breakwaters north of the jetty. This was done through the use of satellite images. Another study by Tanaka & Lee (2003), at the Shiribetsu River mouth in Japan revealed a decrease in wave set-up after a jetty was constructed.

The Volta River mouth was chosen for the study mainly because of the presence of a jetty on the western side of the river mouth. Also present on this side of the river mouth is a groyne system which covers a 16 km stretch with each groyne spaced at 800 m. These structures were constructed as part of the Ada Sea Defence Project (ASDP) from 2012 – 2016. The project was aimed at controlling the severe beach erosion, restricting the growth of the updrift sandspit, improve tidal exchange and navigation (Mensah & FitzGibbon, 2013).

### 2. STUDY AREA AND ENVIRONMENT

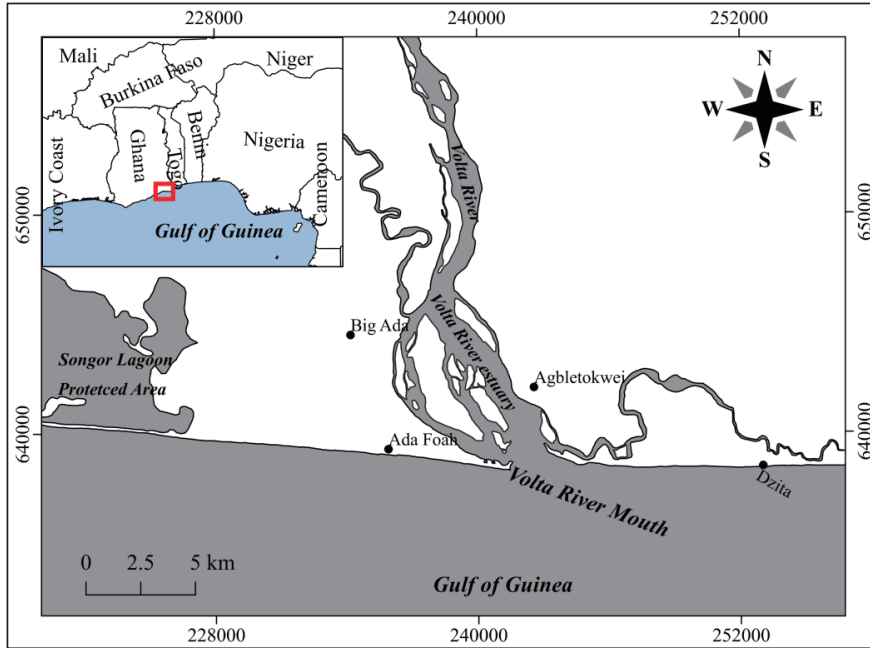
The Volta River mouth is situated at Ada-Foah on the eastern coast of Ghana, West Africa (Figure 1). The river drainage area is approximately 400,000 km<sup>2</sup> which is made up of catchment areas within Mali, Burkina Faso, Ivory Coast, Ghana, Togo and Benin. Several hydro-electric and irrigation dams have been constructed on the Volta River network. The Akosombo and Kpong dams are the closest dams located upstream of the river mouth which have affected the flow rate and fluvial sediment supply to the river mouth. Prior to dam construction, mean monthly flow rates over 4000 m<sup>3</sup>/s were recorded and this subsequently reduced to about 2000 m<sup>3</sup>/s after dam construction. A study by Amenuvor et al. (2020) indicates the reduction of the annual fluvial sediment supply from 180×10<sup>6</sup> to 13×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>/year due to dam operations.

The coastal zone around the river mouth is marked by a micro-tidal environment with tides being semi-diurnal. The average tidal range is 1m with spring tides at 1.28m and neap tides at 0.64m (Allersma

<sup>1,2,4,5</sup>Department of Civil and Environmental Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan.

<sup>3</sup>International Research Institute of Disaster Science, Tohoku University, 468-1 Aoba, Sendai 980-8572, Japan.

& Tilmans, 1993). The significant wave heights along the river mouth ranges from 0.5 to 3.30 m based on wave data retrieved from the WaveWatch III model. The dominant wave direction is southwest from swells generated in the Atlantic Ocean. In addition, the West African Monsoon affects the wave heights, with the largest wave heights generated from March-October. The induced longshore currents along this coast is unidirectional from the west to east and the average longshore sediment transport at the Volta River mouth is about  $1.25 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$  as determined by sandspit and wave analysis (Lawson et al., 2021).



**Figure 1.** Map of the Volta River mouth at Ada-Foah, Ghana.

### 3. MATERIALS AND METHODS

#### 3.1 Data Collection and Shoreline Extraction

The primary dataset used in this study were satellite images retrieved from the Google Earth Engine repository. These included images from Landsat 5 (TM), Landsat 7 (EMT+), Landsat 8 (OLI) and Sentinel-2 (MSI). The image collection period for the study extended from March, 2002 to July, 2021. This was chosen due to the significant morphological evolutions observed at the river mouth before and after the completion of the ASDP.

The shorelines for the study area were extracted using the Coastsat toolkit (Vos et al., 2019). The toolkit uses a supervised image classification and a sub-pixel resolution border segmentation to extract shorelines with a horizontal accuracy of 10m (Vos et al., 2019). The image classification stage enables the definition of the sand, water, white-water and other land features whereas the sub-pixel segmentation stage uses the Modified Normalized Water Index (MNDWI) to categorize the water and land pixels. The shoreline is then defined using Otsu's thresholding and the Marching Squares algorithms.

#### 3.2 River Mouth Variability Analysis

To ascertain the river mouth variability before and after the construction of the jetty and groyne system, the river mouth sandspits were divided into three sectors. These included Sector 1 on the updrift

sandspit (red), Sectors 2 (yellow) and 3 (green) on the downdrift sandspit (Figure 2). Furthermore, the sandspit areas for each sector was estimated for the study period to depict accretion and erosion trends at the river mouth. For this analysis, the areas for Sector 1, 2 and 3 were denoted as  $A_1$ ,  $A_2$  and  $A_3$ , respectively (Figure 2).

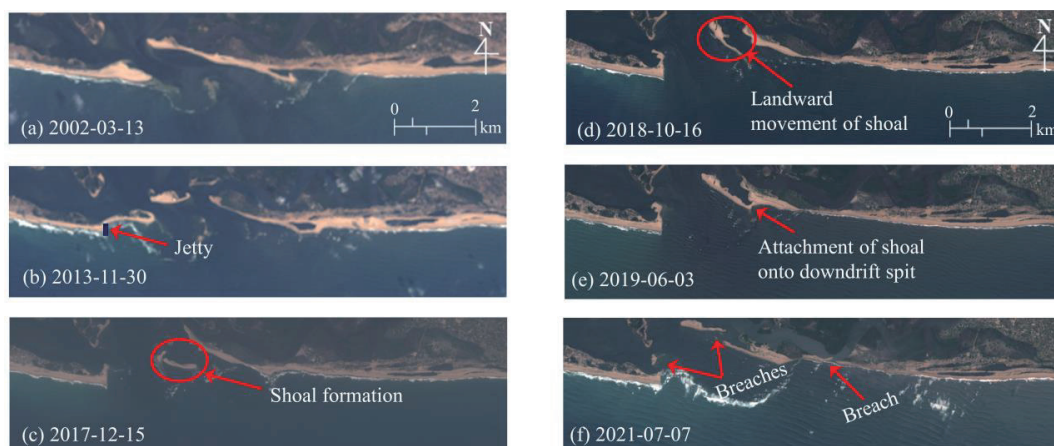


**Figure 2.** Definition of the three sectors used in the river mouth variability analysis.

## 4. RESULTS AND DISCUSSIONS

### 4.1 River Mouth Morphological Change

Within the study period, a number of morphological changes were observed at the Volta River mouth from the collected satellite images. The jetty at the river mouth was constructed with the purpose of halting the lateral migration of the updrift sandspit from the west to the east (Figures 3a and 3b). This resulted in an increase in the width of the river mouth which facilitated an efficient tidal exchange and channel navigation. In the years following the construction of the jetty, there has been the frequent formation of offshore shoals which could be attributed to changes in the water depth at the river mouth and wave breaking. These shoals move landward and attach to the downdrift sandspit which led to a reduction in the width of the river mouth (Figures 3c to 3e). In addition to this, the landward growth of the updrift sandspit is observed (Figure 3c to 3e). This phenomenon has manifested in the intrusion of both sandspits into the estuary (Figure 4). A more recent development at the river mouth is the multiple breaching of the sandspits which has led to widening of the river mouth (Figure 3f). These distinct changes at the river mouth give an indication of the river mouth's response to alterations in the sediment budget at the river mouth by the ASDP.



**Figure 3.** Satellite images showing the various morphological evolutions at the Volta River mouth (2002 – 2021).

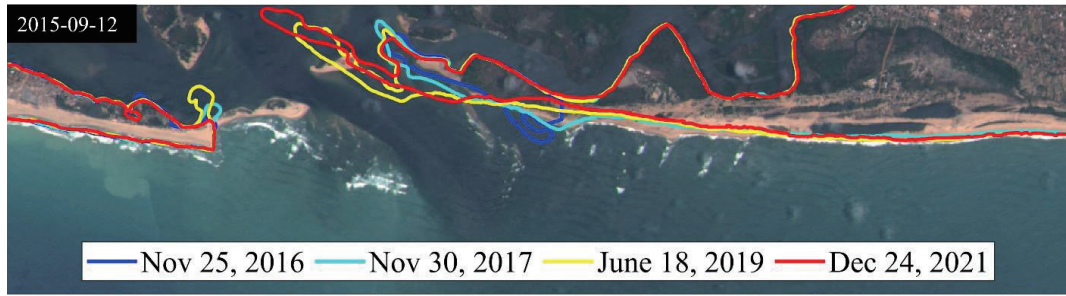


Figure 4. Shoreline variation of the Volta River mouth (2016 – 2021).

#### 4.2 Variation of Sandspit Area

By plotting the sandspit area for the three defined sectors of the river mouth, the accretion and erosion trends can be assessed. Figure 5 shows the time variation plot of the sandspit area for Sector 1. Regression analysis for this sector after the jetty and groyne construction shows a sandspit area change rate of  $1.3 \times 10^4 \text{ m}^2/\text{year}$  from 2016 to 2020. The increment in sandspit area within this period is as a result of the intrusion of the updrift spit into the estuary induced by sediment bypassing the jetty and the action of breaking waves.

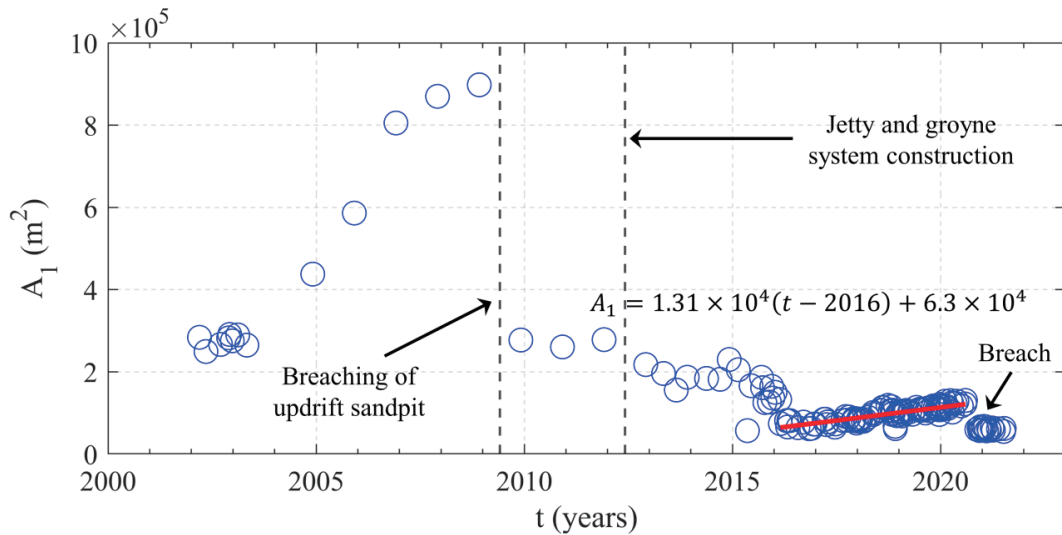
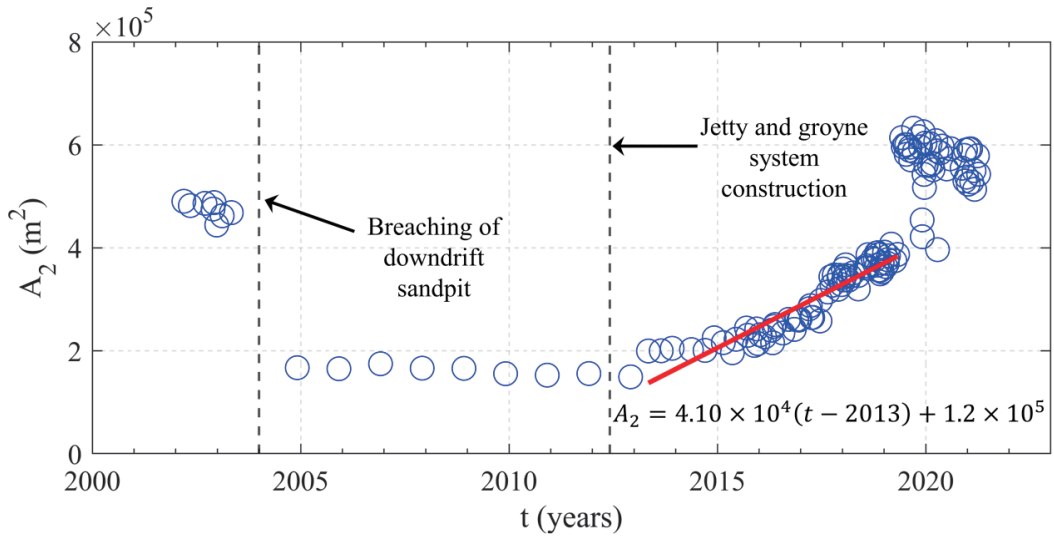


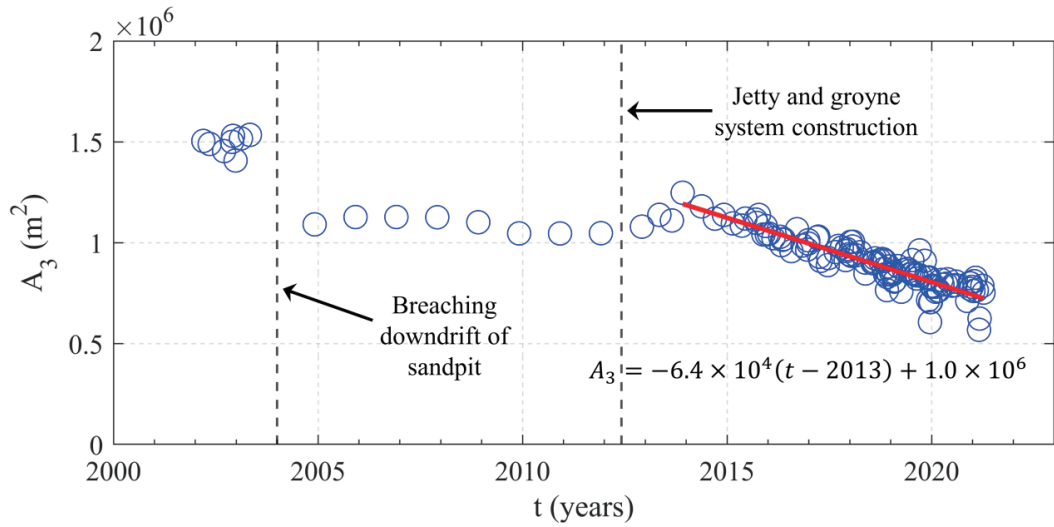
Figure 5. Updrift sandspit area variation for Sector 1.

With respect to Sector 2 on the downdrift spit, the regression analysis revealed an area change rate of  $4.1 \times 10^4 \text{ m}^2/\text{year}$  from 2013 to 2019 (Figure 6). This gain in sandspit area was mainly due to the attachment of the offshore shoals to this section of the downdrift sandspit. Sector 3 on the other hand shows the exact opposite of both Sectors 1 and 2. The analysis showed a sandspit area change rate of  $-6.4 \times 10^4 \text{ m}^2/\text{year}$  from 2013 to 2021 for Sector 3 (Figure 7). This corresponds to the shoreline retreat observed in Figure 4 for this sector of the river mouth. Table 1 shows a summary of the sandspit area change rate for the three sectors of the river mouth.





**Figure 6.** Downdrift sandpit area variation for Sector 2.



**Figure 7.** Downdrift sandpit area variation for Sector 3.

**Table 1.** Summary of sandpit area change rates for the three defined sectors.

Sector	Sandpit area change rate ( $\text{m}^2/\text{year}$ )	Remarks
1	$1.3 \times 10^4$	Spit intrusion
2	$4.1 \times 10^4$	Spit intrusion
3	$-6.4 \times 10^4$	Erosion

#### 4. CONCLUSION

From this study, the variability of the Volta River mouth has been investigated after the construction of a jetty and groyne system. The study employed the use of remotely sensed images from 2002 to 2021. The results of the study for three sectors of the river mouth showed that while the sandspit area for two sectors showed a positive trend (spit intrusion), the third sector was characterized by a negative trend (erosion). Furthermore, the findings from the image analysis is unable to determine if the jetty and the groyne system are the main cause of erosion on the third sector since chronic erosion along this section of the of the river mouth has been an existing predicament. As such, further analysis would be required to properly understand the variability of the river mouth through the use of advanced numerical models. The results from the image analysis in this study could serve as a basis for conducting such future studies.

#### REFERENCES

- Allersma, E., & Tilmans, W. M. K. (1993). Coastal conditions in West Africa-A review. *Ocean and Coastal Management*, 19(3), 199–240.
- Amenuvor, M., Gao, W., Li, D., & Shao, D. (2020). Effects of Dam Regulation on the Hydrological Alteration and Morphological Evolution of the Volta River Delta. *Water*, 12(3), 646.
- Lawson, S. K., Tanaka, H., Udo, K., Hiep, N. T., & Tinh, N. X. (2021). Morphodynamics and Evolution of Estuarine Sandspits along the Bight of Benin Coast, West Africa. *Water*, 13(21), 2977.
- Mensah, K. O., & FitzGibbon, J. (2013). Responsiveness of Ada Sea Defence Project to salt water intrusion associated with sea level rise. *Journal of Coastal Conservation*, 17(1), 75–84.
- Phanomphongphaisarn, N., Rukvichai, C., & Bidorn, B. (2020). Impacts of long jetties construction on shoreline change at the western coast of the gulf of Thailand. *Engineering Journal*, 24(4), 1–17.
- Tanaka, H., & Lee, H. S. (2003). Influence of jetty construction on morphology and wave set-up at a river mouth. *Coastal Engineering Journal*, 45(4), 659–683.
- Vos, K., Splinter, K. D., Harley, M. D., Simmons, J. A., & Turner, I. L. (2019). CoastSat: A Google Earth Engine-enabled Python toolkit to extract shorelines from publicly available satellite imagery. *Environmental Modelling & Software*, 122, 104528.

## 数値シミュレーション結果を用いた災害リスク評価\*

八戸工業大学 上野 礼慈

八戸工業大学 中村 優真

八戸工業大学 高瀬 慎介

### 1. はじめに

青森県八戸市の沿岸には地震などの影響で頻繁に津波が来襲するが、防潮堤・堤防を越流すると市街地で甚大な被害をもたらす。東日本大震災では、防潮堤を大きく越える高さの津波が来襲している地域も多い。そのような状況の中、中央防災会議にて最大クラスの津波と発生頻度の高い津波という2つの津波レベルの設定の提言があり、国としては発生頻度の高い津波を整備するという方針であり、今後防護施設の役割として完全に浸水を止めるというものではなくなくなったことは、背後地域のまちづくりにおいても大きく影響すると考えられる。安全なまちづくりに際しては有効な防災計画を立案するため、事前に防災施設(防波堤・防潮堤・堤防等)および市街地の構造物が遡上津波および氾濫流の挙動に及ぼす影響を詳細に検討し、これらが災害時に有効に機能しかつ安全であるかを十分検討することが重要である。

津波の数値解析に関する研究は高度に発展しており、精度の高い評価や予測が可能になってきた。また、災害時においては、被害がどの程度まで及ぶのかといった情報をできるだけ早く取得することが避難行動や災害対応を行う上で非常に重要になる。一方で、一般的に高度な数値解析に関しては計算コストが問題となることに加え、災害は不確実性を非常に多く含む事象であることから、災害が起こった直後にその不確実性までを考慮して災害シミュレーションを行い、その情報をリアルタイムで被害の予測に活かすというのは現状では難しい。そのため計算コストの高い高度な数値解析と、十分な試行回数を求められる確率論的評価を効率的に利用して、リアルタイムの津波の被害予測を行うことのできる枠組みの構築が求められる。

本研究では、不確実性を考慮した異なる計算条件から得られる数値解析結果を利用して、その空間的な分布の相関の特徴をつかみ、低い計算コストで近似的に数値解析と同等の解を得ることを可能にする枠組みを構築し、津波リスク解析<sup>1)</sup>への適用を提案することを目的とする。

### 2. 固有直交分解によるモード分解と代理モデルの構築

統計的手法の1つである固有直交分解(Proper Orthogonal Decomposition)の理論を数値シミュレーション結果に適用することで、津波のリアルタイムシミュレーションを可能とする枠組みの構築を行う。データに対して固有直交分解を適用するにあたり、データ行列を定義する。あるケースの $i$ のデータをベクトルとして $x_i(i=1, \dots, N)$ とする。そのベクトル $x_i$ が $n$ 次元、すなわち $n$ 個のデータを持つとき、データ行列 $X$ は以下の様に定義する。

---

\* Disaster risk assessment using numerical simulation results by Reiji Uwano

$$X = \begin{pmatrix} | & & | \\ x_1 & \cdots & x_N \\ | & & | \end{pmatrix}$$

列方向にケース，行方向にデータが次元数の数だけ並ぶ行列であり，この行列について固有直交分解を行う。また，データ行列  $X$  はデータベクトルの集合体のため，ベクトルに縦線を付けて表現する。固有直交分解とは，パラメータ空間において分散が最大となるような基底を抽出する技術であり，データの特徴をつかみ，より低次元でデータを表現する手法である。これはデータ行列の共分散行列  $C$  について固有直交分解を行うことで求めることができる。

$$C = XX^T$$

固有値は分散を意味し，分散が小さい固有値に対応する基底は情報量をほとんど持たないため省略し，全体を縮約して表現できる。基底を省略する際には寄与率を考慮する。寄与率は，固有値の全体に対する割合として使用する基底数を決定するのに用いられる指標であり，基底  $j$  の寄与率  $d_j$  は固有値を用いて以下の式で与えられる。

$$d_j = \frac{\lambda_j}{\sum_{k=1}^n \lambda_k}$$

固有直交分解で得られた基底を用いて代理モデルを作成する。まず，入力パラメータと基底にかかる係数を関連付けることで応答曲面を作成する。基底が分布の特徴を表現し，その特徴の重みが入力パラメータによって決まる。このように各基底にかかる係数部分を入力パラメータの関数として近似することで，任意のケースについて求めたい量を算出することが可能となる。

### 3. 津波解析データへの適用

これまでに述べてきた固有直交分解を津波の数値解析データに適用する。簡易的なモデルへの適用を行い，その有用性について確認する。

#### 3.1 解析手法と解析条件

支配方程式には，運動量保存則および連続式を用いている。これらに対し，安定化有限要素法のひとつである SUPG/PSPG 法を適用している。

$$\rho \left( \frac{\partial u}{\partial t} + u \cdot \nabla u - f \right) - \nabla \cdot \sigma = 0$$

$$\nabla \cdot u = 0$$

ここで， $\rho$  は密度， $u$  は速度ベクトル， $\sigma$  は応力テンソル， $f$  は物体力ベクトルである。構成則には，次式の Newton 流体の構成則を用いている。

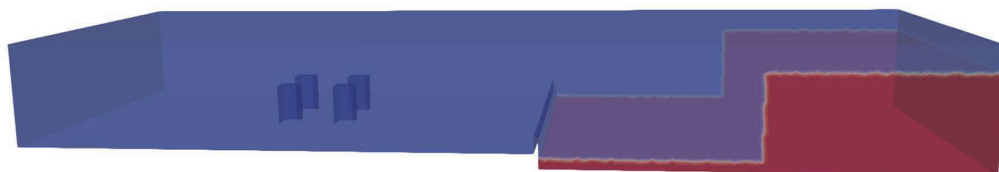
$$\sigma = -pI + 2\mu\varepsilon(u)$$

ここで， $p$  は圧力， $\mu$  は粘性係数であり， $\varepsilon(u)$  は次式で定義される変形速度テンソルである。

$$\varepsilon(u) = \frac{1}{2}(\nabla u + (\nabla u)^T)$$

解析モデルは図-1 に示すものである。解析条件として， $t=0$  で段波を解放し，建物に模した 4 個の角柱の流体の衝撃力を算出している。考慮する不確実性として防潮堤の高さ ( $h1$ ) および

初期津波高さ(h2)を変化させた，表－1 に示す 6 ケースの結果を用いる。



図－1 解析モデル

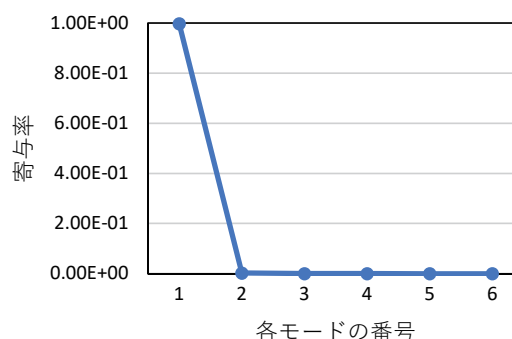
### 3.2 空間分布データの固有直交分解

各ケースの最大衝撃力(最大流体力)のデータを対象として，空間的な分布のデータを対象とした分析を行う。それぞれのケースにおいて，各建物の最大衝撃力を時系列データから抽出する。これらを並べたものをデータ行列として定義する。ここで，解析ケースは 6 ケース，建物は 4 棟あるため，データ行列は 4×6 のサイズとなる。これに対して固有直交分解を行う。

表－1 解析ケース

case	h1(m)	h2(m)
1	5	20
2	5	30
3	5	40
4	10	20
5	10	30
6	10	40

まず寄与率について確認する。各モードの寄与率は図－2 のようになる。この図から，第 1 モードがこのデータに対して支配的であることが確認できる。モードの選択は，寄与率が重要な指標の 1 つとなるが，寄与率だけでは局所的な変化などを追いきれない可能性があるため，元データを再構築した際に生じる誤差も考慮して削減するモードの数を決定した。r 個のモードを用いて再構築したデータについて，全データの誤差の 2 乗の平均について平方をとった値(平均平方二乗誤差)として次式のように定義する。



図－2 各モードの寄与率

$$e_r = \sqrt{\frac{1}{nN} \sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^N (x_{ji} - \hat{x}_{ji}^r)^2}$$

ここで，nが建物数(n=4)，Nがケース数(N=6)である。また， $x_{ji}$ はケース i の j 番目の建物の最大衝撃力，すなわちデータ行列 X の j 行 i 列成分を表しており， $\hat{x}_{ji}^r$ が r 個のモードを用いて分布を表した時のケース i の j 番目の建物の最大衝撃力である。用いるモードの数と，そのとき



に計算される誤差をプロットしたものを図-3に示す。この図より、 $r=4$ までは誤差の通減率が大きくなっている一方で、第4モード以降では誤差の通減率が横ばいになっていることから、第4モードまでを用いて代理モデルを作成することとする。

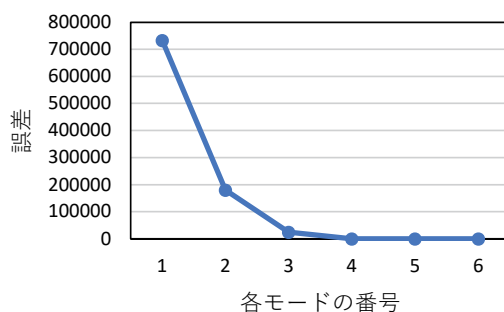


図-3 使用するモード数ごとの誤差

次に、数値解析結果の共分散行列の固有直交分解によって得られた空間モードを図-4に示す。先述のように4つのモードを用いることから、第1モードから第4モードまでの分布の様子を示す。図に示す数字は、固有ベクトルの各建物に対応する成分の値を示している。空間モードの情報は空間的な相関の特徴を表し、空間的な分布の特徴を表現する。具体的に得られた空間モードについて確認していく。第1モードについては、前側の建物ほど強い影響を受けるという傾向が読み取れる。また、第2モードについては、1つの構造物が受ける影響がほかの構造物に比べて大きくなっていることがわかる。さらに第3モードについては、第2モードと同様に1つの構造物が受ける影響がほかの構造物に比べて大きくなっているが、その比率が第2モードよりも小さくなっていることがわかる。第4モードについても、第2モード、第3モードと同様の傾向で、影響の比率がことなっているということが読み取れる。

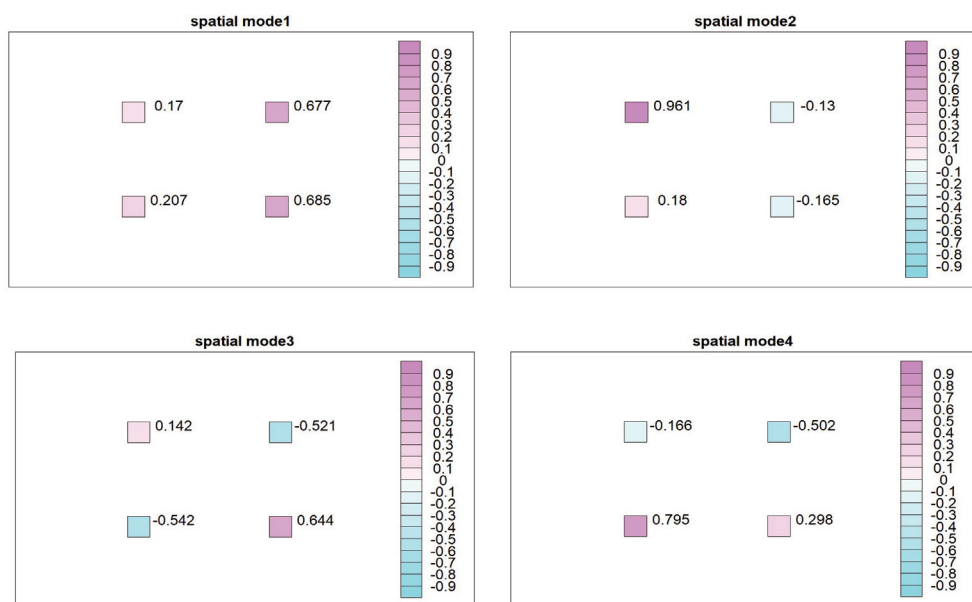


図-4 空間モード

### 3.3 POD 係数の応答曲面の作成

入力パラメータである防潮堤の高さ  $h1$  と初期津波高さ  $h2$  と、各モードにかかる係数の関連付けを行うことで応答曲面を作成する。対応するモードごとに入力パラメータの関数として補間し、それを図示したものを図-5 に示す。

第1モードから第4モードに対応する関数( $f_j(h1, h2)(j = 1, 2, 3, 4)$ )を示す。

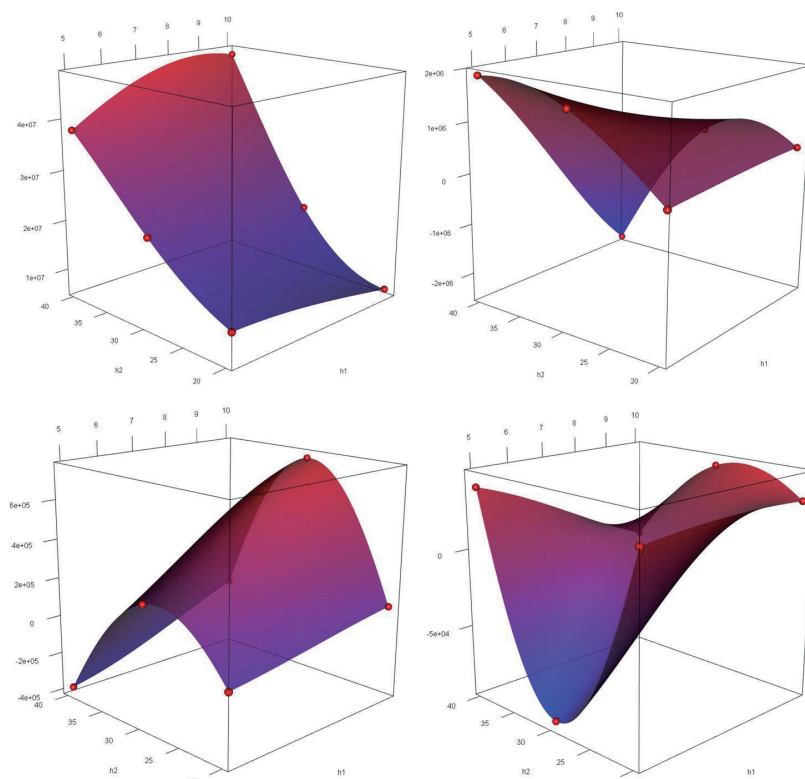


図-5 各モードに対応する応答曲面

手前の右側の軸が防潮堤の高さ、左側の軸が初期津波高さになっている。このように、モードからわかる分布の特徴と入力パラメータの関係を結びつけることができ、この2つを合わせて代理モデルを作成することができる。

### 3.4 代理モデルによる結果と解析結果の比較

前節までで示してきたモードと係数の関係を用いることで、任意の入力パラメータ(防潮堤の高さ  $h1$ 、初期津波高さ  $h2$ )での最大衝撃力の空間分布は以下のように計算できる。

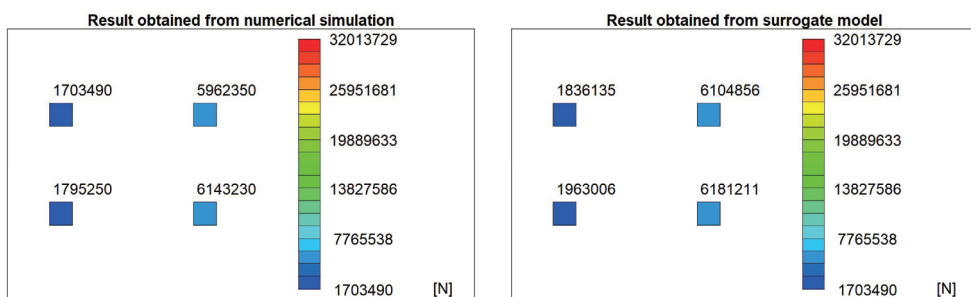
$$\hat{x}(h1, h2) = \sum_{k=1}^r f_k(h1, h2)u_k$$

代理モデルの妥当性を検証するために、表-1 に示す6つのケース以外のパラメータの組み合わせでの数値解析結果と代理モデルから得られる結果の比較を行う。

$$\text{case}(h1, h2) = (7.5, 20)$$

解析結果と代理モデルから求めた結果を並べてそれぞれ図－6 に示す。左側に示したものが数値解析から得られる結果であり、右側に示したものが代理モデルから求められた結果である。これらの結果から、数値解析から得られる結果を概ね再現できていることが分かる。具体的にそれぞれのケースにおいて平均平方二乗誤差を計算すると、129891.6[N]となった。また、4 棟の平均値との比をとって誤差率として表すと、3.3%となることから、代理モデルによって任意のパラメータの時の最大衝撃力の分布を概ね表現できることがわかる。

また、計算コストについては、通常の数値解析では 1 ケース 72 時間程度かかる計算を、代理モデルではほとんど時間を要することなく結果を得ることができる。この計算コストの大幅な低減は、代理モデルを構築する大きな利点である。



図－6 数値解析結果と代理モデルから求められた結果の比較

#### 4. 結論

数値解析の結果を効率的に利用して、代理モデルを作成し、少ない計算コストで数値解析と同等の結果を算出する手順について説明した。数値解析から得られるデータに対して固有直交分解を行うことで、そこから得られるモードの線形結合として対象とする分布を表現することができ、さらにその係数部分を解析パラメータの関数として表現することで、代理モデルとして数値解析を実施していない任意のケースについても極めて低い計算コストで分布を算出することが可能となる。

この手法は、災害の確率論的な評価を行う上で重要な役割を果たすと考えられる。確率論的な評価を適切に行うためには、十分な試行回数が求められる。代理モデルを用いることで、高度な数値解析を利用しながら効率的に試行回数を確保することが可能であり、確率論的な議論に結び付けることが可能となる。示した例では評価点の数が 4 と少数であったが、都市に存在する多数の建物に対しても同様の評価が可能である。今後は建物ごとに大きさや形状が異なる問題への適用の可能性について検討の必要がある。

#### 5. 参考文献

- 1) 外里 健太, 高瀬慎介, 森口周二, 寺田賢二郎, 大竹雄, 福谷陽, 野島和也, 櫻庭雅明, 横洲弘武: 固有直交分解を用いたリアルタイム津波シミュレーション, 計算工学講演会論文集 Vol.25(2020 年 6 月)

# 国内自然災害被害の確率分布に関する一考察\*

東北大学災害科学国際研究所 奥村 誠

## 1. 本研究の目的

自然災害からの社会の損失は、直接被害に伴う社会経済活動の一時的な落ち込み（インパクト）を起点として、徐々に復旧して被災前の水準に戻るまでを時間積分したレジリエンスの三角形によって評価でき、通常の自然災害統計が計量しているのは当初のインパクトに相当し、ハザード強度×曝露×脆弱性によって説明できる。社会的に自然災害のインパクトを小さくするには、(1)曝露を下げる戦略と (2)脆弱性を下げる戦略があり、今後の対策立案のためには、これまでの対策の効果を定量的に把握することが望まれる。

しかし、個々の自然災害イベントは、異なる場所、時間、状況の中で発生するものであり、過去の一つのイベントの被害量に対して特定の施策が軽減効果を発揮したとしても、今後別の時間、場所、状況の中で発生する自然災害イベントに対して同等の軽減効果が期待できるとは限らない。それゆえ、本研究では一定期間における同種のイベントによる被害量の分布に着目し、各種の政策がこの被害量の分布に与える影響を、順位規模曲線を用いて概念的に考察する。ついで、都道府県別自然災害被害統計の最近 13 年間のデータを非負値行列因子分解(NMF)により少数の因子得点に集約した上で順位規模曲線を描き、各種の防災対策の影響の考察を試みる。

## 2. 政策要因が被害量に与える影響の順位規模曲線を用いた概念的検討

地震の対数規模と対数発生確率の間に見られる直線的関係は Gutenberg-Richter 則と呼ばれ、他の多くの自然現象や社会現象にも、両対数表示の順位規模曲線が直線で示されるという「べき乗則」が観察されている。本研究では自然災害ハザードの観測単位不変性（スケール・フリー性）を考慮して係数が 1 の順位規模直線に従うと仮定した上で、各種の政策効果によって、そのハザードに沿って発生する被害（インパクト）の順位規模曲線の形がどのように変化するかを考察する。

まず図 1 は後述する都道府県別災害被害統計の主要な 6 項目に関する両対数表示の順位規模曲線で、各曲線の傾きは 0.5~0.9 程度から始まり、右方に映るとともに傾きが 1.2~2.5 程度に増加している。このような右上に凸な形状が現れる原因を考える。

まず曝露の影響を考える。地表面での自然ハザードの発生率は一様でなく偏在して分

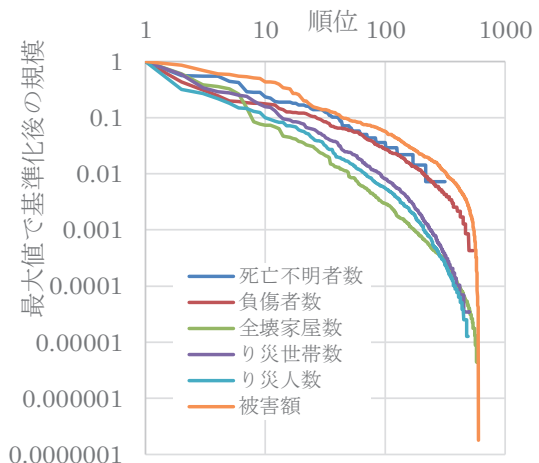


図1 主な被害項目値の順位規模曲線

\* Discussion on the probabilistic distribution of Japanese disaster damage statistics by Makoto Okumura

布する。火山地域に都市を作らないというように、ハザードが高い地域ほど曝露量の存在密度が低ければ、被害の順位規模曲線はハザードの曲線に比べて傾きが緩くなる。逆に、大河川の氾濫原上に多くの都市が形成されてきたことから、水害被害の順位規模曲線はハザードの曲線に比べて急な傾きとなる可能性がある。

脆弱性は、ハザードに対する抵抗力に相当する。高頻度で起こる軽微な外力には十分な抵抗力を持ち被害は発生しないが、規模が大きい外力では被害に結びつく可能性が高くなる。この機能的フラジリティは、S 字状のロジスティック曲線で表現されることが多い。この効果により、小規模なハザードに対する被害は小さくなるから、順位規模曲線の傾きは右方において急になる。さらに外力規模が日常の変動幅以下になれば被害は観測されなくなり、曲線がある順位で途切れる。逆に、極端に大きなハザードは広域に影響を及ぼすが、被害は地域単位ごとに計測されるため、左方における曲線の傾きは小さくなる可能性がある。

以上のことを確認するため、直線的なハザードの順位規模曲線を仮定し、脆弱性をロジスティック型の機能的フラジリティ関数で与えて被害の順位規模曲線の形状を計算したものを図 2 に示す。機能的フラジリティ曲線のパラメータ値に依存するが、被害の順位規模曲線の傾きはハザードよりも急になり右上に凸な形状となることが確認できた。この図ではさらに、曝露量が一樣な空間分布に比べて、安全側に偏在する場合と危険側に偏在する場合も表示しており、ハザードエリアの土地利用強度を下げる施策を打つと、大規模被害の頻度が減少し順位規模曲線の左側が下がって傾きが緩くなるという影響が想定できる。他方、抵抗力の強化により脆弱性を下げる政策は小規模被害の軽減に効果が大いいため、順位規模曲線の右側を下げて勾配を球にするという影響が想定できる。

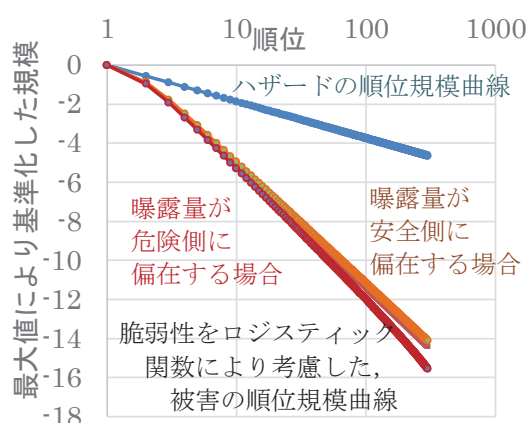


図2 仮想的な被害の順位規模曲線

### 3. 都道府県別被害統計の非負値行列因子分解 (NMF) 手法による集約

日本における災害被害分布の経年変化を分析する。ここでは、消防庁が集約し消防白書の付表に掲載された都道府県別年間被害統計の 2007 年から 2019 年までの 13 年間のデータを用いる。被害に関する項目から経年的な金銭価値の変化を受ける総被害額を除き、以下に示す 21 項目の数値を整理した。すなわち、a)死亡・不明者数、b)負傷者数、c)全壊・流失家屋数、d)半壊家屋数、e)一部破損家屋数、f)床上浸水家屋数、g)床下浸水家屋数、h)非住家建物被害件数、i)水田の流失・埋没面積、j)水田の冠水面積、k)畑の流失・埋没面積、l)畑の冠水面積、m)道路損壊件数、n)橋梁破損数、o)河川損壊件数、p)山（崖）くずれ件数、q)鉄軌道被害件数、r)通信施設被害件数、s)船舶被害件数、t)罹災世帯数、u)罹災者数である。報告時期までに調査が終了しなかつた。



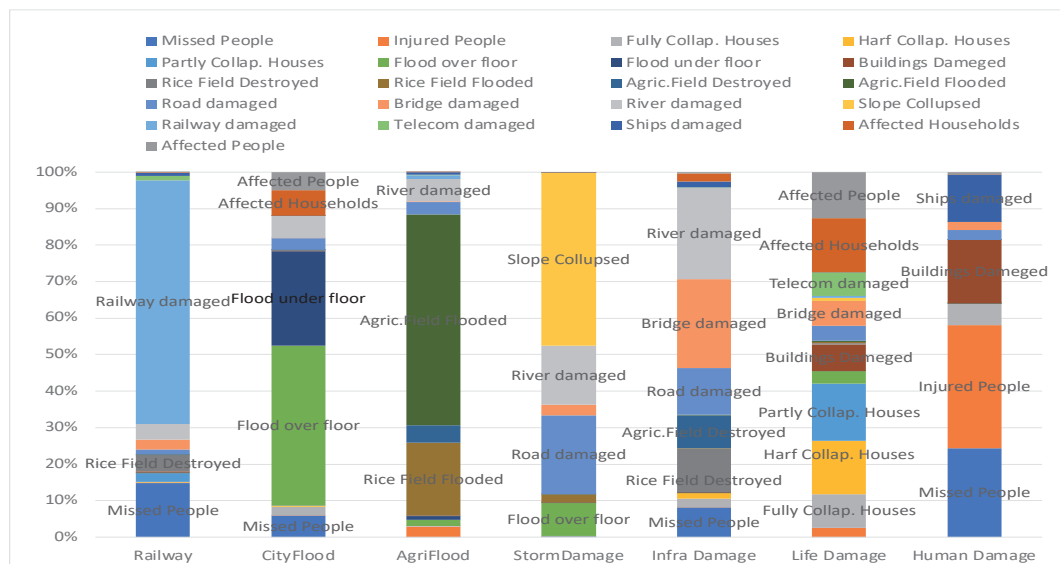


図3 非負値行列因子分解による7つの因子の因子負荷量の構成

った被害分が計上されないため、2011年と12年の岩手・宮城・福島、2016年の岩手・熊本、2019年の宮城・福島のデータを取り除き、 $47 \times 13 - 10 = 188$  サンプルを対象とした。先に示した図1には、これらの中のa)死亡・不明者数、b)負傷者数、c)全壊・流失家屋数、t)罹災世帯数、u)罹災者数の順位規模曲線を示している。

これらの数値は、暦年ごとに発生した複数の自然災害イベントによる被害量を都道府県ごとに集計した数値である。また、複数の項目の被害が同一の自然災害イベントにより同時に引き起こされた場合を多く含んでいるため、項目ごとの数値を相互に独立なものとして扱うのではなく、因子分析による情報集約を行った。このとき、これらの被害項目の数値は基本的に正の値しかとり得ないことに着目し、確率分布の形状を歪めない非負値行列因子分解（NMF; Non-negative Matrix Factorization）法を用い、ベイズ統計に基礎を置く数値的推定法を適用した。計算時間とAICを参考に因子数を7個と定めた。

図3に示す因子負荷量から7つの因子の内容を確認すると、(1)鉄道被害のほか死亡・不明者や水田の流失を引き起こす因子(Railway)、(2)河川の損壊、住宅の床上、床下浸水が人的被害と罹災世帯や罹災者を発生させる都市域水害の因子(City Flood)、(3)河川の損壊が畑や水田の冠水をもたらす農地水害の因子(Agri Flood)、(4)土砂崩れによる道路、河川の損壊と住宅の床上浸水を起こす水害因子(Storm Damage)、(5)河川・道路・橋梁および農用地の損壊と死亡・不明者につながる物理的破壊の因子(Infra Damage)、(6)家屋、非住居建物、通信施設、橋梁の破壊と罹災世帯、罹災者を発生をもたらす生活基盤の機能損失因子(Life Damage)、および(7)非住居建物や船舶の破壊と多数の死傷者を生み出す人的被害の因子(Human Damage)である。

#### 4. 集約された被害因子得点の順位規模曲線とその経年比較

13年を1年ずつ重複する3期間（2007-2011年、2011-2015年、2015-2019年）に分け、都道府

県別の7つの因子得点の順位規模曲線を作成した。図4は2つの因子得点毎に順位規模曲線をプロットした。これより、どの因子得点も右上に凸な形状の曲線を持ち、経年的な変化は小さい。左上方の傾きは0.5程度であり、大規模の災害の被害が都道府県の範囲に収まらないことが影響している。一方、中位での傾きは1.5から2.5程度と急であり、脆弱性を下げる政策の影響が示唆される。なかでも(6)Life Damageの曲線は左側から急な傾きを持つのと対比的に、(7)Human Damageの曲線は傾きの変化が緩やかで、効果的な防災対策の困難さが懸念される。同一の因子得点の時期による違いを確認すると、曲線の左下方へのシフトが明瞭な因子は見当たらず、防災施策の効果が着実に現れているとは言えないことがわかった。

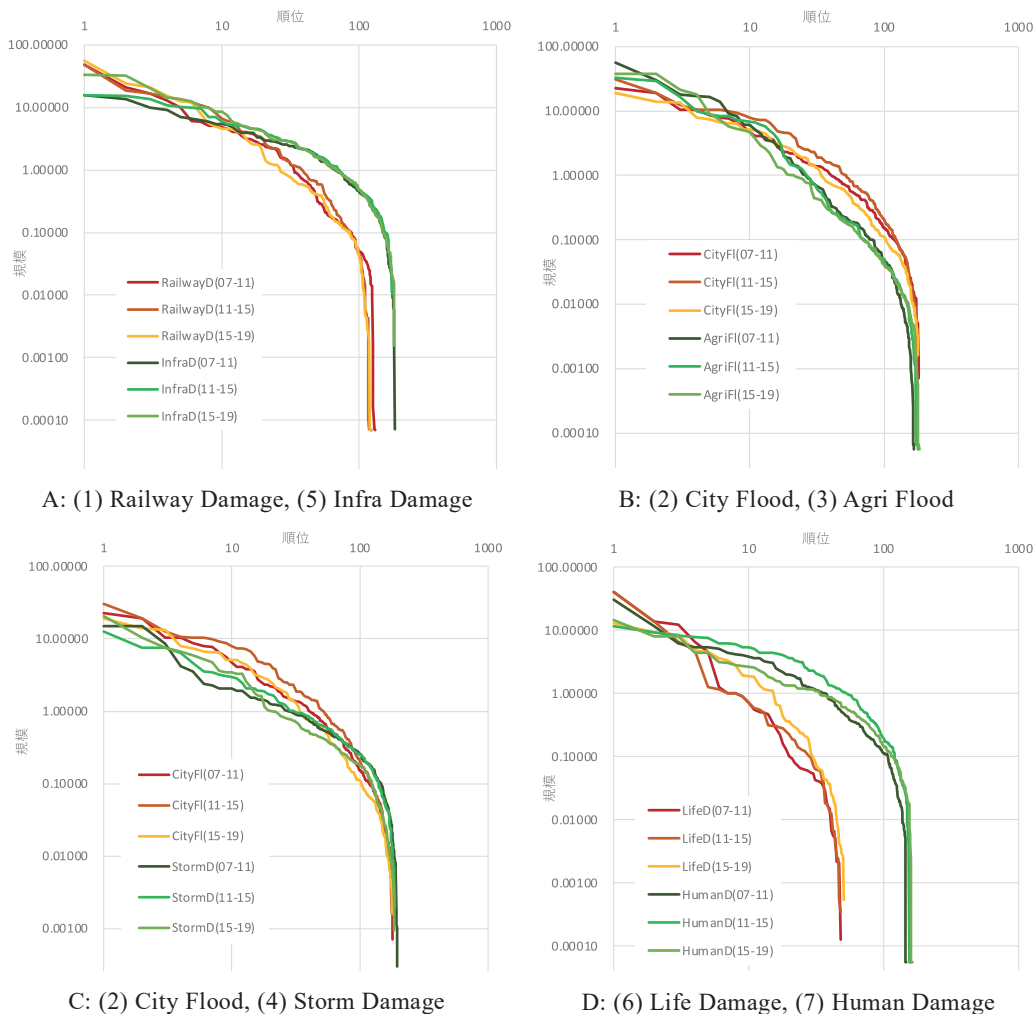


図4 7つの因子得点の3期間別の順位規模曲線

- 1) 亀岡弘和：非負値行列因子分解，計測と制御，第51巻第9号，pp.835-844，2012.
- 2) 元井初音・奥村誠・水谷大二郎：年齢構成の共通性に着目した地域社会の比較分析法，土木計画学研究・講演集，Vol.57，No.17-09，2018.
- 3) Mikkel N. Schmidt, Ole Winther, and Lars Kai Hansen: Bayesian Non-negative Matrix Factorization, ICA 2009, LNCS 5441, pp.540-547, 2009.





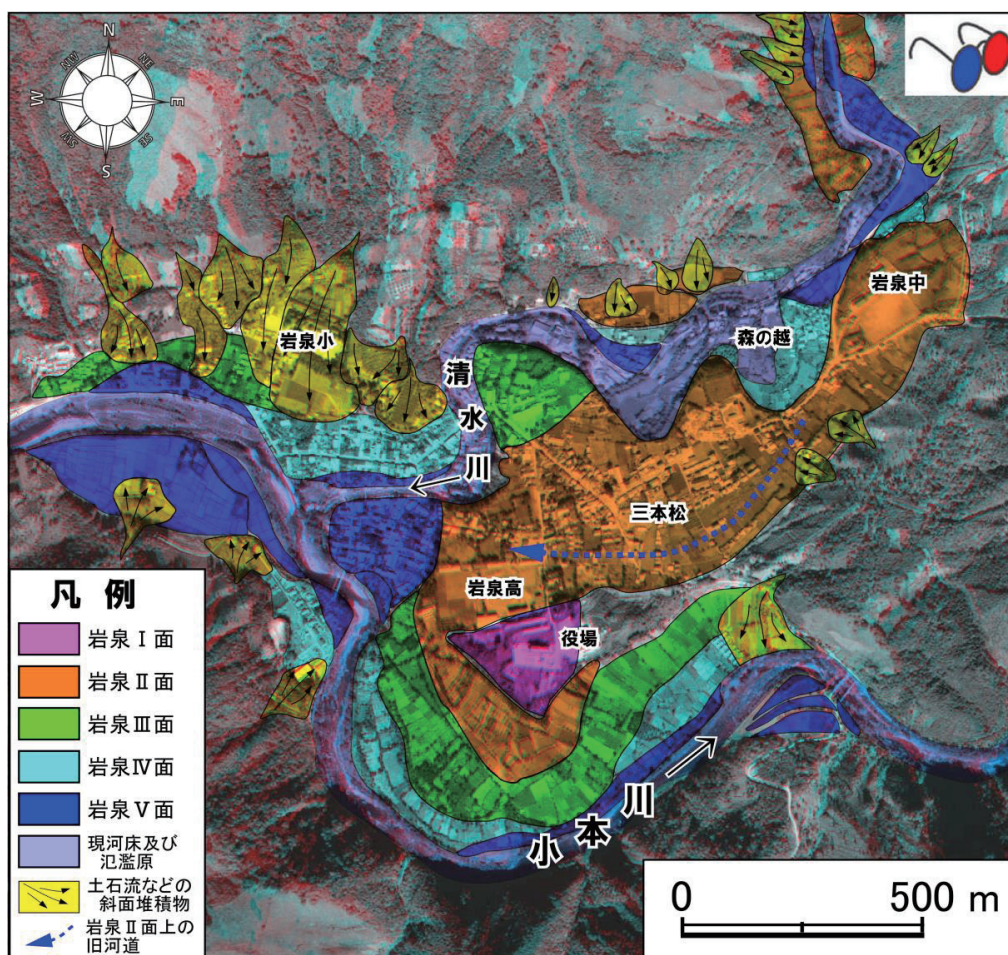
いては、地形調査および土地利用状況調査を行った。

### 3. (1) 岩泉町岩泉地区

岩泉町（2021）によると、地域防災計画策定に際して大別された全6地区のうち、町民の約半数にあたる4152人、2067世帯が岩泉地区に居住している。岩泉地区には役場を中心とした行政機関や教育機関も立地しており、まさに町の中心地区でもある。

このように、町の半数近くの住民が岩泉地区に居住している理由の一つは、山間地であるにも関わらず、比較的広い面積を有する複数の段丘面が発達していることにある。第2図は、岩泉地区の地形分類図である。北上山地内を蛇行しながら東流する全長60kmの小本川に、支流の清水川が南から西へと方向を変えながら小本川へ合流している。これら2つの河川が形成した地形面は、上位より岩泉Ⅰ面～Ⅴ面と現河床および氾濫原に区分される。

岩泉Ⅰ面は、本地区で最も高位の河成段丘面である。岩泉Ⅰ面と小本川の現河床との比高は約25

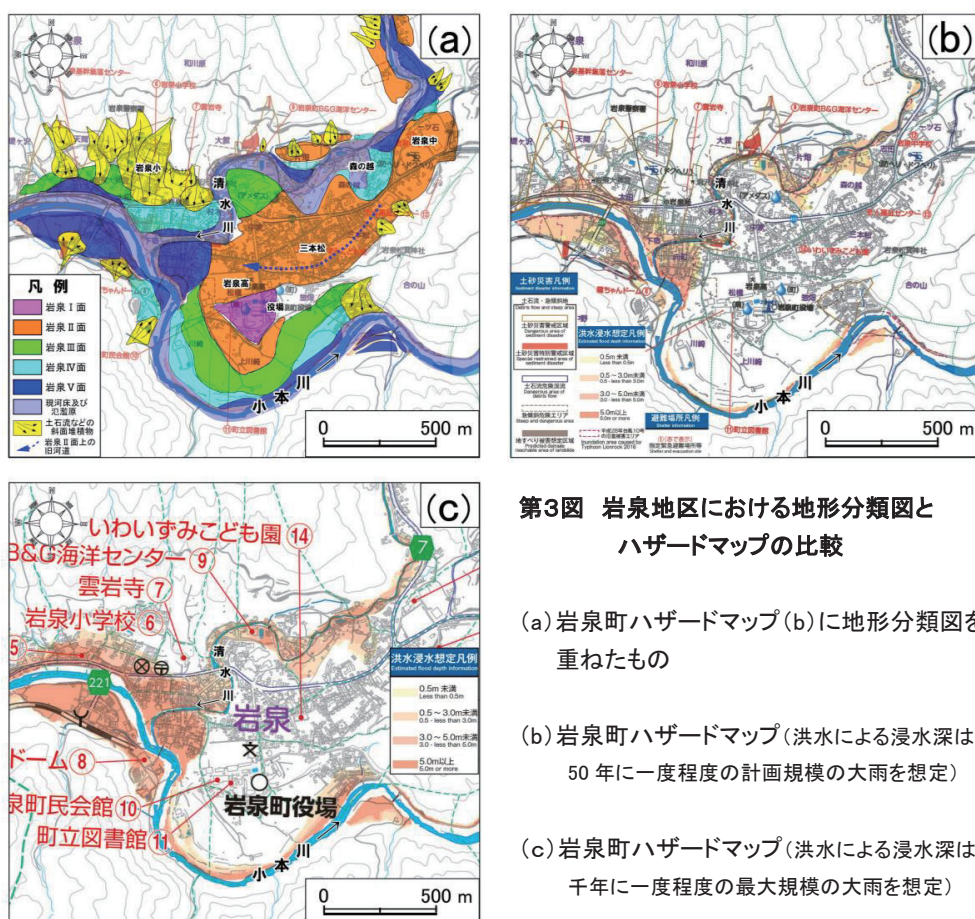


第2図 岩泉町岩泉地区の地形分類図

基図の写真は国土地理院撮影空中写真 TO-68-11Y-C20,13,14 を用いて作成したアナグリフ3D 画像。  
赤青メガネを通して地形を立体的に見ることが可能。

～30 m、清水川との比高は約 20～25 m である。岩泉Ⅰ面上には、町役場や町民会館が立地している。岩泉Ⅱ面は、本地区で最も広く発達する河成段丘面である。小本川および清水川の現河床との比高は、それぞれ 15～20 m、10～15 m である。清水川が形成した岩泉Ⅱ面上には、不明瞭ながらも清水川の旧河道が認められる。岩泉Ⅲ面は、現河床に沿って断続的に分布している。現河床との比高は、小本川で 10～12 m、清水川で 8～10 m である。岩泉Ⅳ面は、両河川沿いに連続的に分布している。小本川と清水川の合流点付近に認められる岩泉Ⅳ面は、岩泉地区の旧集落をのせる地形面である。現河床からの比高は、小本川と清水川ともに 5 m 前後である。岩泉Ⅴ面は最低位の河成段丘面であり、現河床からの比高は両河川ともに数 m である。清水川が小本川に合流する付近や、旧岩泉駅付近に広く発達している。

第 3 図 (a) は、岩泉町ハザードマップ (第 3 図 (b)) に第 2 図の地形分類図を重ねたものである。第 3 図 (b) は、第 2 図および第 3 図 (a) と同じ範囲の岩泉町ハザードマップである。洪水時の想定浸水深が 4 段階で示されており、土砂災害想定区域や避難場所等も示されている。洪水浸水想定は、計画規模の大雨による想定である。また、2016 年の台風 10 号による大雨によって、実際に浸水被害を受けた範囲も図示されている。そして第 3 図 (c) は、想定し得る最大規模の大雨による洪水の浸水想定が図示された岩泉町ハザードマップである。第 3 図 (a) の地形分類図と



第3図 岩泉地区における地形分類図と  
ハザードマップの比較

- (a) 岩泉町ハザードマップ(b)に地形分類図を重ねたもの
- (b) 岩泉町ハザードマップ(洪水による浸水深は50年に一度程度の計画規模の大雨を想定)
- (c) 岩泉町ハザードマップ(洪水による浸水深は千年に一度程度の最大規模の大雨を想定)

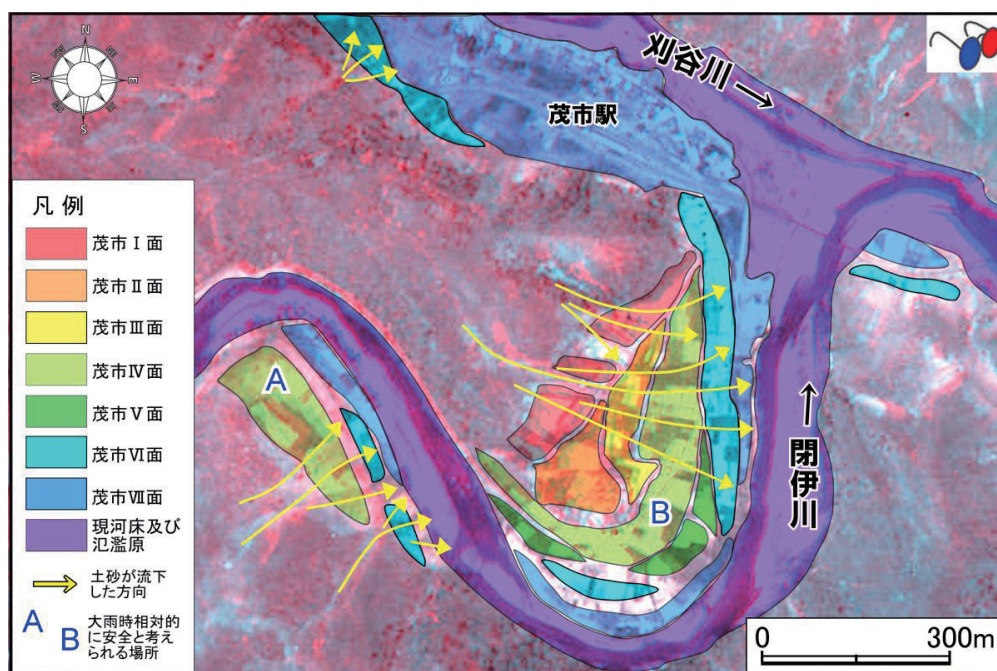


第3図(b)を比較すると、岩泉V面および氾濫原の分布域は、浸水想定範囲および2016年の台風10号による洪水被害範囲とほぼ一致する。また、第3図(a)と(c)を比較すると、想定最大規模の浸水想定区域は、岩泉IV面、V面および氾濫原の分布域とほぼ一致する。さらに図の西側に当たる小本川左岸では、岩泉III面の一部にまで想定浸水域が及んでいることがわかる。

地形分類図において、同一の地形面に対比される段丘面は、ほぼ同時期に同様のプロセスで形成された段丘面である。つまり、ハザードマップでは想定されていなくても、地形的にみると計画規模の50年に一度の浸水被害は岩泉V面にまで、想定最大規模の千年に一度の浸水被害はIII面にまで、それぞれ及ぶ可能性が高いことが示される。そして、結果として岩泉I面とII面は、想定される最大規模の豪雨時にも、比較的安全な土地であることが導かれる。ただし、清水川左岸の岩泉II面上には、森の越付近から三本松を経て岩泉高校付近まで続く旧河道が認められる(第2図)。よって、最大規模の想定をさらに超えるような豪雨の場合には、森の越付近で蛇行する清水川の溢流が、岩泉II面上を流下する可能性も否定できない。そもそも旧河道は周りよりも低い場所であるために、豪雨時には浸水しやすい土地でもある。以上のことから、岩泉地区における豪雨時の避難場所の適地は「土砂災害の危険性が無い、清水川左岸の岩泉I面とII面上」と結論されるが、想定最大規模も超えるような豪雨の場合には、「岩泉I面上に位置する町役場や図書館、町民会館等」が最も安全な場所であることが示される。

## (2) 宮古市茂市地区

宮古市新里の茂市地区は、北上山地を東流する閉伊川に、閉伊川支流の刈谷川が合流する付近



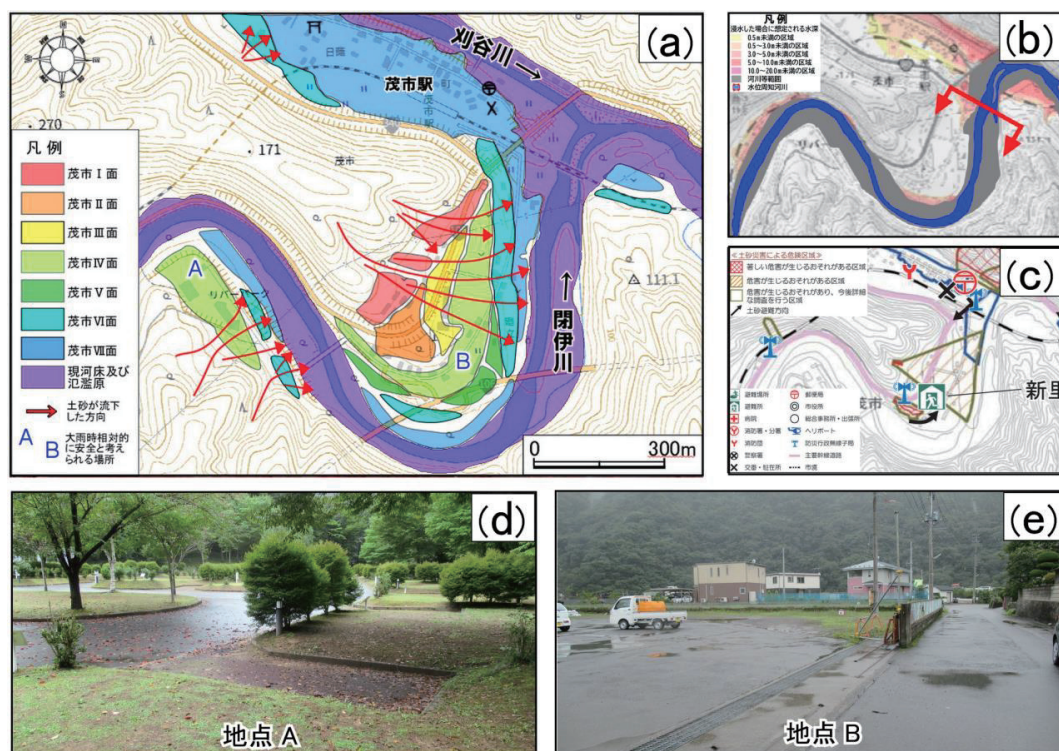
第4図 宮古市茂市地区の地形分類図

基図の写真は米軍撮影の空中写真(M1072-39, 40)を用いて作成したアナグリフ3D画像。  
赤青メガネを通して地形を立体的に見ることが可能。

に位置する（第2図）。151世帯、333人（茂市3, 4, 5地割の合計）の比較的小さな集落である。閉伊川の両岸には複数の河成段丘面が発達しており、上位より茂市I～VII面に分類される（第4図）。茂市I～III面は、現河床との比高が25m以上の段丘面である。茂市IV面とV面は、現河床よりそれぞれ約20mと約15mの比高を有する。茂市VI面は現河床との比高が5～8m、最低位の茂市VII面は5m以下である。閉伊川左岸の集落は、ほぼ茂市VI面より上位の段丘面上に立地している。一方、茂市駅を含む刈谷川右岸の集落は、茂市VII面上に位置している。

地形分類図（第5図（a））と閉伊川による最大規模の洪水を想定した浸水想定図（第5図（b）；岩手県，2021）とを比較すると、茂市VII面と氾濫原は浸水の危険性が高い場所であることがわかる。よって、洪水被害を避けるための避難場所は、茂市VI面より上位の段丘面上に設置する必要がある。ただし、第4図、第5図（a）より、閉伊川左岸に発達する段丘面群の大部分は、背後の斜面が崩壊した際の堆積物に覆われていることから、同範囲では今後も土砂災害が起きる可能性がある。よって、第5図（c）で宮古市が指定している避難所は、同市のハザードマップにも図示されているように、豪雨時には斜面災害に対する危険度が高まる場所にあることが指摘される。

一方、第4図、第5図（a）に示した地点Aは、斜面災害の危険度も低く、かつ現河床からの比高が25mの茂市IV面上に位置する。地点Aは現在オートキャンプ場として利用されており（第5図(d)）、避難場所の適地と考えられる。ただし、地点Aの南東に隣接する日帰り入浴施設は、



第5図 宮古市茂市地区の地形分類図とハザードマップとの比較および現地写真

(a): 地形分類図(基図は国土地理院 1/2.5 万地形図) (b): 令和3年岩手県作成 閉伊川洪水浸水想定区域図(想定最大規模) (c): 宮古市ハザードマップ (d): 地点Aの現況を示す写真 (e): 地点Bの現況を示す写真 (地点A, Bの場所は、第4図および第5図(a)に図示)

第4図、第5図(a)の地形分類図が示すように土砂災害の危険性があるため、豪雨時の避難場所には適していない。

同様に、地点Bは、斜面災害の危険度が低い場所に位置し、かつ現河床からの比高が20mの茂市IV面上に位置する。地点Bは現在、市の所有地としてアスファルトが敷かれた広い敷地となっており、地点Aと同様に本地区の避難場所の適地と考えられる。

#### 4. まとめと今後の課題

北上山地に位置する岩泉町岩泉地区および宮古市茂市地区を事例とし、豪雨時における山間部集落の適切な避難場所について、地形分類図に基づく考察を行った。岩泉地区では、町役場等が立地する岩泉I面と、岩泉中学校付近から西方へ広がる岩泉II面が、豪雨時にも相対的に安全な場所として認定される。ただし、岩泉II面上には比較的新しい時代に形成された旧河道が認められることから、想定を超えるような豪雨の場合には、岩泉I面上に限定して避難場所を設置すべきであることも同時に指摘される。

宮古市茂市地区では、段丘面の位置と現河床からの比高に加えて、背後の斜面災害リスクや現在の土地利用を考慮すると、避難場所に適当な2ヶ所を挙げることができる。ただし、これら2ヶ所のうち、現在オートキャンプ場として利用されている場所へ移動する際には、閉伊川にかかる橋を渡る必要がある。よって、オートキャンプ場を避難場所として有効活用するためには、より早めの避難が極めて重要となる。概して両地区ともに、現河床からの比高が5m以下の低位段丘面や氾濫原は、洪水被害の可能性が高い場所であることが示された。

古くから山間部に暮らす人々は、土砂災害よりも発生頻度の高い洪水災害から身を守ることを第一に考え、可能な限り川から離れた場所に居を構えている。つまり、比較的長い繰り返し間隔で起きる土砂災害は、山間部の人々にとっても、その危険性が認知されにくい自然災害となっている。ただし、過去に土砂災害が起きた場所では、今後も同様の災害が十分に起こり得る。よって、豪雨時には洪水災害と同様に、土砂災害に対しても常に高い警戒意識を持つ必要がある。

現河床沿いの細く狭い低地に立地している山間部の集落では、豪雨時に避難場所となり得る場所が少ない。しかし、本稿が示したように地形を丁寧に分析することによって、たとえ山間部においても、洪水災害に加えて土砂災害からも身を守ることでできる避難場所の適地を認定することは十分に可能である。今回は豪雨時における「避難場所」についての考察を行ったが、現行のハザードマップを見る限りでは「避難所」についても同様に、地形環境を考慮したより安全な設置場所を各地で再検討する必要がある。山間部の集落に住む人たちが、今後、豪雨災害から身を守るためには、身近な地形の成り立ちを通して将来起こり得る自然災害を十分に認知し、災害が起こる前にいち早く安全な場所へ避難することが最も重要と考えられる。

#### 参考文献

岩泉町（2021）岩泉町地域防災計画・令和2年度修正版。

岩手県（2021）閉伊川水系閉伊川 洪水浸水想定区域図（想定最大規模）2/3（中流部）。

土屋十園・小山直紀・大石裕泰・佐伯博人（2018）2016年8月の台風10号による岩手県北部水害調査報告。自然災害科学，36-4，409-427。

水本匡起（2022）洪水ハザードマップにおける地形分類図の意義～仙台市国見・荒巻本沢地域の地形を事例として～。東北福祉大学研究紀要，第46巻。



## 感染症拡大下での安否確認に特化した避難訓練の取り組み

岩手県立大学総合政策学部 杉安 和也

### 1. はじめに

新型コロナウイルスの感染拡大下において、災害発生時、とくに水害時の避難方針は大きく転換が図られることとなった。この方針を示した内閣府・消防庁が令和2年度に公布した「新型コロナウイルス感染症が収束しない中における災害時の避難について」では、避難所に向かう以外の選択肢をとること、すなわち「分散避難」に向けた行動の周知が行われている<sup>1)</sup>。このような状況下において、地区コミュニティ（いわゆる自治会・自主防災会のカバーする共同体の範囲）としては、地区内の避難所での感染症対策を進めることはもちろんであるが、並行して分散避難を行う地区住民の安否確認を如何にして行うかが課題となっている。そこで筆者は、このような感染症拡大下において、地区レベルでも運用可能な安否確認システムを試作し、これを取り組んだ避難訓練（地震・津波想定）を2021年11月に福島県いわき市平薄磯地区において実施した。本稿では、この取り組みについて報告する。

### 2. 安否確認をめぐる現状

例えば宮崎(2020)は、熊本地震の際に、要配慮者の安否確認に際して、SNSとしてLINE・メール等を活用し、早急に安否確認が実施できた事例を紹介している<sup>2)</sup>。義務教育課程での保護者連絡網でSNSサービスを活用している場合や、オンライン回覧板といったITサービスをすでに活用している自治会であれば、既存の情報ネットワークを利活用することで、安否確認連絡に転用することも可能といえる。しかし、特定のSNSサービスに基づく安否確認は、該当サービスを利用していないユーザーを締め出してしまう課題がある。加えて学校や企業のように、その構成員が明確であり、構成員名簿の更新も業務の一環として定期的に行われている組織であれば、安否確認サービスへの事前登録・専用アプリケーションのプリインストール等も比較的容易といえる。しかし、様々な要因から人員の変動が生じ、住民・役員双方の高齢者比率が高く、構成員名簿の更新作業も地区役員のボランティアな活動となる地区コミュニティにおいては、そもそも地区住民（構成員）の把握と、ITリテラシーの向上自体に大きな労力が必要となり、学校・企業型の安否確認システムの導入に二の足を踏む場合が多い。あわせて、年々地区住民の減少、すなわち自治会収入の減少が生じている地区では、独自に安否確認サービスを導入したとしても、その維持管理費用をいつまで捻出できるのかも不安材料の一つといえる。

### 3. 地区レベルでも運用可能な安否確認システムの試作

上記の観点から、地区レベル（自治会）で安否確認システムを導入していくには、まず「構成員名簿が不完全」、「事前の登録・アプリインストールが困難」、「維持管理費の捻出が困難」

---

\*The action of evacuation drills specializing in confirming safety under the spread of infectious diseases by Kazuya SUGIYASU

という課題を踏まえた上で、これらの課題を極力解決した手段による安否確認システムに触れ、その後、地区全体の IT リテラシーが向上した段階で、より高付加価値のある民間サービスに移行していくことも、手段の一つではないかと考える。これを踏まえ、筆者は安否情報を登録する立場となる地区住民の負担軽減に重視し、「事前のアプリインストール・登録作業なしでも利用でき、維持管理に費用コストが生じないシステム」を目指し、アンケート集計・参加者登録サービスである Google Form を使用した安否確認システムを試作した。

この安否確認システムを構築する Google Form へのアクセス URL を、事前に 2 次元バーコード化し、ポスターやビラとして地区内に事前に掲示・配布しておけば、カメラ付きスマートフォンの大半の所有者であれば、カメラを起動し、2 次元バーコードにかざすだけで、安否確認システムのアクセス URL にたどり着くことが可能となっている。

安否情報登録者（一般の地区住民）側から見えるシステムの挙動としては、今、「安全」か「危険」かで、入力すべき情報が分岐するようにしている。

安否情報登録者（一般の地区住民）の現在位置が「安全な場所であり、（他者からの）手助け（救助）が不要」であれば、のちに必要となる救援物資量確定のため情報である、その場にいる家族の「男性数・女性数・要配慮者数（高齢者・乳幼児・妊婦等）」等の数値を入力するようにした。一方で、安否情報登録者が「危険な場所であり、手助け（救助）が必要」であれば、119 番通報が困難である場合には、現在位置・緊急連絡先を入力していただくことで、その情報を参考に、地区役員や消防団が救援活動を行う、というように収集する情報の内容に 2 つの分岐を設定した（図 1）。なお、Google Form に登録された情報は、Google スプレッドシートという表計算アプリケーションにデータが出力されるため、このシートを加工することで、「男性数・女性数・要配慮者数」といった人数の集計も可能である。加えて、この集計用 Google スプレッドシートへのアクセス URL 自体も 2 次元バーコード化することで、避難所開設、あるいは救助活動を行う地区役員・消防団等の人員が、スマートフォンから入力された最新の安否情報を随時確認することも可能である（図 2）。

企業・大学等で活用されている出欠確認・アンケート Web サービスで安否確認  
→ 携帯電話のカメラで 2 次元バーコードを読み込める人ならだれでも  
ログインなしで利用可能

**薄磯区安否確認入力フォーム**

このフォームは、薄磯区自主防災会が災害発生時に薄磯区民の安否を確認するための入力フォームです。  
※入力された内容は、薄磯区自主防災会（区役員会・消防団およびその他の防災関係協力者）に開示されます。

基本が薄磯区での災害時の避難行動について（コロナ禍も適用）  
●「安全な場所」とは、避難・炊き出し等の避難にかけあわず、必ず安全な場所（高齢・児童・学校・薄磯地区の3層以上）に避難してください。

※必要

Q1 氏名（例：薄磯太郎）

テスト

Q2 今、救助が必要ですか？

※救助が必要な場合、Aへ  
※救助が不要な場合、Bへ

○「必要」、身動きできない、助けほしい  
○「不要」、自力で避難できる。  
○「不要」、すでに安全な場所にいる。

戻る フォームをクリア

**薄磯区安否確認入力フォーム (A)**

救助が「必要」な方、119番がつかないときは以下を記入してください。

「今いる場所」を記入してください

住所を入力

「連絡先（電話番号）」を記入して、すぐ「送信」を押してください。近くの消防団が駆けに行きます

住所を入力

戻る 送信 フォームをクリア

**薄磯区安否確認入力フォーム (B)**

救助が「不要」な方、安全確認のため、以下を入力してください

（救助が不要な方）あなたの情報をお知らせください

○ 男性  
○ 女性

住所を入力

一緒に避難している家族がいれば、その名前を記入してください。

家族を入力

救助以外の家族で、「男性」の人数は？

○ 0  
○ 1  
○ 2  
○ 3  
○ 4  
○ 5

図 1 安否確認システムイメージ



Figure 2 shows two smartphone screens displaying the 'Thin District Safety Confirmation Input Form (Answer)'. The left screen is in portrait orientation, and the right screen is in landscape orientation.

**Portrait View (Left):**

タイムスタンプ	Q1 氏名 (例: 薄磯 太郎)	Q2 今、救助が必要
2021/09/04 15:38:46		「必要」、身動きでき
2021/09/04 15:41:25		「必要」、身動きでき
2021/09/04 16:00:51		「必要」、身動きでき
2021/09/19 9:44:24		「必要」、身動きでき
2021/09/19 9:44:58		「必要」、身動きでき
2021/10/31 10:59:02		「不要」、すでに安
2021/10/31 11:00:52		「不要」、自力で避難
2021/11/13 8:40:15		「不要」、自力で避難
2021/12/17 11:08:09		「必要」、身動きでき

**Landscape View (Right):**

A	B	C	D	E	F
タイムスタンプ	Q1 氏名 (例: 薄磯 太郎)	Q2 今、救助が必要ですか?	Q3a 「今いる場所」	Q3b (救助が必要なら) あなたの性別	Q4b 一緒に避難 (Q
2021/09/04 15:38:46		「必要」、身動きできない、助け小			
2021/09/04 15:41:25		「必要」、身動きできない、助け集会所			
2021/09/04 16:00:51		「必要」、身動きできない、助け小			
2021/09/19 9:44:24		「不要」、すでに安全な場所にも		女性	
2021/09/19 9:44:58		「不要」、すでに安全な場所にも		男性	
2021/10/31 10:59:02		「必要」、身動きできない、助け			
2021/10/31 11:00:52		「不要」、自力で避難できる。		男性	
2021/11/13 8:40:15		「不要」、自力で避難できる。		男性	
2021/12/17 11:08:09		「必要」、身動きできない、助に灯台の麓			

図2 入力された安否確認情報 (スマートフォンで表示、左: 縦向き、右: 横向き閲覧時)



図3 避難訓練当日の安否確認の様子 (左: 区役員による安否確認、右: 避難訓練当日に設置した安否確認システム体験コーナーのイメージ図)

#### 4. 避難訓練当日での試験状況

避難訓練当日は、おおよそ50名ほどが訓練に参加されており、その中から8名の住民が安否確認システムの試験にご協力いただいた。なお、地区としては地区住民→班長→区長に安否確認後の報告を行う連絡フローがすでに構築済みであり、その体制を確認する通常の訓練対応も行っている。訓練当日に2次元バーコードの読み込みによるトラブルは生じなかったものの、調査協力者数は伸び悩んだ。ただし、調査に協力いただいた方からの感想としては好意的な反応が多かった。避難訓練当日の安否確認の様子を図3に示す。

## 5. 課題点

既存の Web サービスプラットフォームである Google Form を活用することで、「事前のアプリインストール・登録作業なしでも利用できる安否確認システム」のひな形構築は比較的容易に可能であったが、その運用にあたってはいくつか課題・留意点がある。

- ① 登録された個人情報を Web サービス上に登録し、救援活動のために第三者に提供する可能性があることへの事前説明と了承が必要である。ただしこれは、入力時の冒頭説明文内に、第三者提供の旨を示す文章を一文記載することで、法的には解決できる可能性が高いが、利用率を上げるためにも、地区住民への事前説明を行うことが望ましい。
- ② 救助を容易にするために、安否情報を登録する際に、画像（現場写真の送付）登録を有効にする、という手段も取りうる。本システムでも、当初、画像登録を有効としていたが、2021年11月時点での Google Form の仕様では、画像を含めたファイル登録機能を有効にしていると、システムアクセス時に Google アカウントでログインしていることが必須条件となっている。このため、本システムでは事前ログイン不要であることを優先するため、画像登録機能は排除することとした。これは今後の仕様変更を期待するところである。
- ③ 人命に関する情報を取り扱うこともあり、登録された安否情報を、だれが随時確認するのか（いわゆる管理者）はあらかじめ明確にしておく必要があるといえる。
- ④ このような安否確認システムは、地区内で実施されうる安否確認手法のひとつであり、安否確認業務の効率化の一助となることが望ましいが、一方で、現状の対面訪問式、あるいは避難所での受付式の安否確認を排して一本化を図るべきであるとは筆者は考えていない。対面訪問式、受付式安否確認であるからこそその利点もあり、今回提案する安否確認システムは、分散避難によって既存の安否確認スキームから漏れてしまう可能性のある避難者の安否確認の一助となることが目的であることを、ここに改めて示しておきたい。

最後に、本システムのデモ体験を2021年11月6-7日に岩手県釜石市で開催された「ぼうさいこくたい2021」で実施したところ、自主防災会や町内会関係者の他、企業として、このようなシステムを導入したい、という意見を多数頂いた。これは安否確認の取り組みに課題を抱えているのは、住民組織である自治会だけでなく、地域に根ざした地場産業の中小企業においても同様であることを示している。今後も災害現場の意見や実情を踏まえたシステムの改良に取り組んでいく次第である。

## 参考文献

- 1) 内閣府・消防庁(2020), 新型コロナウイルス感染症が収束しない中における災害時の避難について, <http://www.bousai.go.jp/pdf/colonapoint.pdf> (2021年11月11日閲覧)
- 2) 宮崎ひさみ(2020), 熊本地震における多職種連携による支援: Line 活用による情報共有, 看護薬理学カンファレンス, 2020.1(0), S1-2, 公益社団法人 日本薬理学会

## 謝辞

本研究は、2021年度東北大学災害科学国際研究所における共同研究助成「令和元年東日本台風・コロナ禍等の近年の災害知見に基づく避難訓練事例アーカイブ構築に関する研究(代表:杉安和也)」による成果である。ここに感謝の意を表する。

## 自然災害デジタルアーカイブの語彙に関する研究\*

東北大学災害科学国際研究所 柴山 明寛

東北大学災害科学国際研究所 Julia Gerster

### 1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震以降、全国的に風水害や地震災害などの自然災害デジタルアーカイブが構築されつつある。自然災害デジタルアーカイブは、過去の災害記録を閲覧することだけでなく、それらの災害記録を用いて学校や自主防災組織などの防災教育等に利活用がなされている。しかし、自然災害デジタルアーカイブの全般に言えることは、震災記録の利活用事例は少なく、また地域での活用のみで限定的である。東日本大震災の震災デジタルアーカイブの利活用例としては、小中学校等での防災教育や復興教育のための教材利用や震災伝承館等での展示利用、記録誌などの冊子媒体での活用、ニュースなどの報道利用などがある。東日本での活用は、着実に進んでいるものの、全国的な活用まではあまりできていない。さらに、震災記録の活用が進んでいないなどの理由により、東日本大震災関連の震災デジタルアーカイブのサイト閉鎖が続き、2021年現在で4つのウェブサイトが閉鎖している。自然災害デジタルアーカイブを活用が進んでいない要因の一つとしては、膨大な記録から目的のものを見つけ出すことができない課題があると考えられる。そこで、本稿では、東日本大震災デジタルアーカイブの現状と課題について述べるとともに、検索に必要な語彙に関する課題について述べる。

### 2. 東日本大震災の震災記録の現状と課題

国立国会図書館の東日本大震災アーカイブ「愛称：ひなぎく」<sup>1)</sup>には、49機関、55データベースの約496万点（2021年10月現在）の震災記録が公開されている。約496万点以外の震災記録にも、ひなぎくとデータベース連携がなされていない公的機関や団体など多数ある。さらに、震災記録は数多く保有しているものの、データベース化やデジタルアーカイブ化がなされていない機関や団体も多数存在する。特に、内閣府や復興庁、国土交通省、総務省などの各省庁と地方自治体等は、公文書や公文書には該当しない写真などの震災記録がデジタルアーカイブ化されておらず、一部の震災記録がウェブサイト上や記録紙等に公開されているのみである。

東日本大震災の震災記録は、上記の他にインターネット上にも数多く存在する。インターネット上における震災記録の正確な数は不明ではあるが、GoogleやYahoo! Japanなどの大手検索サイトで「東日本大震災」と検索した場合、2021年10月時点で約5,290万点のウェブサイトが見つかる。ただし、震災デジタルアーカイブは、検索サイトに震災記録の一点一点を自動収集がされないように対策がなされているため、上記の検索結果には含まれない。インターネット上および震災デジタルアーカイブを単純に合算すると約5,700万点が存在することとなる。

これだけの多くの震災記録から目的の記録や新たな発見に繋がる記録を見つけることは困

---

\*The Vocabulary of Natural Disaster Digital Archives by Akihiro Shibayama and Julia Gerster

難であるとも言える。さらに、必要とする震災記録を検索するためには、東日本大震災の復旧から復興までの知識や被災地域の地名、防災関連知識などを深く理解している必要性があり、ある程度の専門知識が必要となる。

### 3. 震災デジタルアーカイブの語彙に関する課題

前述で示した通り、専門的な知識がなければ、膨大な記録から目的のものを見つけることが困難である。さらに、自治体の防災担当職員など現在の防災関連用語の知識が十分あったとしても、2011年当時の防災関連用語の知識がなければ検索用語を導き出すことが難しいと考える。例えば、2011年当時の津波警報については、「津波警報（大津波）」が用いられていたが、2013年3月から「大津波警報」と名称が変更になっている。さらに、2011年当時は、「避難場所」や「避難所」の名称を用いられていたが、2013年6月に災害対策基本法等の一部を改正する法律（平成25年法律第54号）により、「指定緊急避難場所」と「指定避難所」と名称やその内容が変更されている。また、名称等の変更ではないが、防災関連用語の中には、東日本大震災の復興関係のみで用いられる「復興交付金」などの用語も存在する。東日本大震災の当時を知る自治体の防災担当職員も少なからず居ると思われるが、自治体の防災担当職員は、数年で人事異動することも多く、新任の防災担当職員では、防災に必要な事例を東日本大震災のアーカイブから震災記録を見つけ出すことは困難と考える。

以下の表1に、国立国会図書館の東日本大震災アーカイブ「愛称：ひなぎく」（以下、ひなぎく）<sup>1)</sup>と宮城県図書館の「東日本大震災アーカイブ宮城（以下、宮城アーカイブ）」<sup>2)</sup>、岩手県の「いわて震災津波アーカイブ～希望～（以下、岩手アーカイブ）」<sup>3)</sup>の3つの震災デジタルアーカイブを用いて災害関連法令の名称や防災関連用語を検索した結果を示す。ひなぎくの検索結果の数については、宮城と岩手アーカイブのメタデータの連携がなされているため、宮城と岩手アーカイブで検索された点数も含まれることを注記しておく。

震災デジタルアーカイブで災害関連法令等の名称を検索した結果、ひなぎくでは震災記録が数多く見つかった一方、宮城や岩手アーカイブでは、震災記録がほとんど見つからなかった。これは、ひなぎくにおいて国会関連資料がアーカイブ化されているため、災害関連法令の関連資料が数多く見つかった。宮城や岩手アーカイブに関しては、災害関連法令に関連した資料に検索のキーワードが付けられていないためである。例えば、応急仮設住宅は、災害救助法の対象となるが、「応急仮設住宅」の写真や資料など記録に対して「災害救助法」のキーワードが付けられていないなどである。岩手アーカイブで「応急仮設住宅」と検索した場合は、約2万点の震災記録が検索できるものの、「災害救助法」と検索した場合は、144点と明らかに少なく、「災害救助法」と「応急仮設住宅」がキーワードとして繋がっていないと言える。

次に「防災集団移転促進事業」の事業名称で検索した結果、「集団移転」の検索結果よりだいぶ少ない結果となった。岩手アーカイブの場合、キーワードが正確な事業名称ではなく「集団移転促進事業」としてキーワード付けされたことや独自の分類名称に「集団移転・区画整理」を設けていたため、正式な事業名称で検索できなかったことが考えられる。語彙には関係ないが、防災集団移転促進事業による宅地整備は、実態として宮城県が集団移転地区と戸数が最も多く、続いて岩手県となっているが、検索結果では宮城県より岩手県の方が多い結果となっ

た．宮城県が少ない理由は、いくつか考えられるが、構築時期が岩手県と比較して2年以上前に作られことや多くの地区が造成中だったこと、非公開記録も数多く存在することなども関係すると思われる．

「指定緊急避難場所」と「指定避難所」については、すべてのアーカイブで少ない検索結果となった．ただし、アーカイブの資料中には指定避難所と記載しているにも関わらず、避難所とキーワード付けがなされているものも見られることから、キーワード付けの際に意識されていなかった可能性がある．また、違う課題として、岩手県の一部の地域では、2011年当時「避難所」を「避難場所」という名称で用いていた自治体もあった．

被災者向けに供給される公営住宅については、「災害公営住宅」や「復興公営住宅」、「災害復興住宅」、「震災復興住宅」など、自治体によって異なる名称を用いられており、統一して検索できない課題もあった．

表1 震災デジタルアーカイブで防災関連用語を検索した結果（点数）

用語	ひなぎく	宮城	岩手
災害対策基本法	969	6	5
災害救助法	1,627	37	144
被災者生活再建支援法	495	4	6
原子力災害対策特別措置法	671	1	0
被災市街地復興特別措置法	172	0	1
東日本大震災復興基本法	64	4	0
東日本大震災復興特別区域法	372	8	100
復興交付金	5,286	94	2,505
福島復興再生特別措置法	225	0	0
防災集団移転促進事業	789	50	71
集団移転	10,085	360	7,813
津波復興拠点整備事業	117	35	37
避難所	57,616	5,013	9,553
指定避難所	386	18	63
避難場所	5,433	100	2,383
指定緊急避難場所	22	1	1
応急仮設住宅	31,048	294	20,749
公営住宅	14,057	601	3,646
災害公営住宅	10,406	401	3,079
復興公営住宅	1,621	118	236
災害復興住宅	884	59	18
震災復興住宅	154	0	0

#### 4. 震災デジタルアーカイブの語彙に関する課題解決方法について

3章で示した通り、年代によって防災関連用語が異なること、震災記録のメタデータの付与情報が不足していることなどの課題が明らかになった．これらの解決方法として、震災記録のメタデータの見直しが考えられるが、膨大な震災記録をすべて再整備することは困難である．そのため、シソーラス辞書（同義語・類語辞書）の作成が必要と考えられる．ただし、避難所、



避難場所で示した通り，避難所を避難場所の名称で使用されていたなどは，シソーラス辞書では解決することができない．また，災害救助法の内容に含まれるものとして，応急仮設住宅や炊き出し等があるが，災害関係法令にどこまで震災記録を紐付けるかも課題があると言える．災害対策基本法は，予防，応急，復旧・復興の災害関係法令をすべて統括する法律であり，自治体の震災記録のほとんどに災害対策基本法をキーワード付けしないといけなくなる．災害関係法令と震災記録の取り扱いについても考える必要がある．

## 5. まとめ

本稿では，東日本大震災デジタルアーカイブの現状と課題，検索に必要な語彙に関する課題について解説した．語彙についての解決策としてシソーラス辞書の作成が急務であるが，課題も多くあることがわかった．今後は，さらに自然災害デジタルアーカイブで用いられている語彙の分析を進めるとともに，シソーラス辞書の作成を行う予定である．

## 謝辞

本研究は，科研費（20H02408）の助成を受けたものである。

## 参考文献

- 1) 国立国会図書館：東日本大震災アーカイブ「愛称：ひなぎく」，<https://kn.ndl.go.jp/>（参照：2021年10月1日）
- 2) 宮城県図書館：東日本大震災アーカイブ宮城，<https://kioku.library.pref.miyagi.jp/>（参照：2021年10月1日）
- 3) 岩手県：「いわて震災津波アーカイブ～希望～」，<http://iwate-archive.pref.iwate.jp/>（参照：2021年10月1日）

## 日本自然災害学会東北支部役員（令和3年度）

支 部 長	三 浦	哲（東北大学・理）
幹 事 長	岡 田	知 己（東北大学・理）
評 議 員	片 岡	俊 一（弘前大学・理工）
	渡 辺	一 也（秋田大学・理工）
	村 山	良 之（山形大学・教育）
	山 本	英 和（岩手大学・理工）
	堀	則 男（東北工業大学・工）
	仙 頭	紀 明（日本大学・工）
	佐 藤	健（東北大学・災害研）
会計監査員	飯 藤	將 之（仙台高等専門学校）

令和4年3月1日 発行

東北地域災害科学研究 第58巻  
(令和3年度)

編集者 自然災害研究協議会東北地区部会  
部会長 三浦 哲  
日本自然災害学会東北支部  
支部長 三浦 哲

発行者 東北大学災害科学国際研究所  
東北地区自然災害資料センター  
センター長 今村 文彦  
〒980-8572 仙台市青葉区荒巻字青葉 468-1  
TEL 022 (752) 2099

印刷所 有限会社 明 倫 社  
〒983-0842 仙台市宮城野区五輪二丁目9-5  
TEL 022 (295) 8211