

東北地域災害科学研究

第56巻 令和2年3月

論説

2017年秋田豪雨によって水田に堆積した流木の特徴 松林由里子 1
2019年長野県千曲川洪水氾濫による家屋被害の状況 奥野佑太 7
福島県いわき市における令和元年台風19号での被害と復旧対応 呉 修一・八木隆聖・石川彰真・ 13
令和元年台風19号における丸森町の被害調査報告 杉安和也・楠 一光・丹野淳・松本行真 17
洪水時における樹皮剥離過程に関する検討 柴山 明寛・森口 周二・橋本 雅和 21
洪水氾濫計算結果の見せ方に関する基礎的研究 谷口集也・齋藤憲寿・渡辺一也 27
インドネシア Citarum 川流域の水田耕区における氾濫解析 八木隆聖・呉 修一 33
人工衛星と数値地図情報を用いたパナマ運河流域の水収支解析 竹田稔真・河村弘仁・朝岡良浩・若林裕之・Boedi TJAHJONO・Sitaresmi DEWAYANI 39
秋田県北部の沖積低地における洪水堆積物について 神戸智志・朝岡良浩・Lucas CALVO 45
孤立波の浅水変形に伴う底面境界層の発達 宿田涼介・梅田浩司・鎌滝孝信 51
津波遡上への氾濫水密度の影響 田中 仁・Nguyen Xuan TINH・西脇 遼・渡辺一也 57
数値シミュレーションによる津波の河川遡上と堆積物に関する検討 松富英夫 63
河川遡上津波による土砂混合及び堆積に関する実験 林 直幸・齋藤憲寿・鎌滝孝信・渡辺一也・田中 仁 69
Morphology recovery and prevailing sediment transport along sand spit at the Kitakami River mouth after the 2011 Tsunami 高桑充広・鎌滝孝信・齋藤憲寿・渡辺一也 75
秋田県北部の沖積低地における津波堆積物の分布様式 Nguyen Trong HIEP・Hitoshi TANAKA・Nguyen Xuan TINH 81
漂流物を考慮した津波解析 網干秀俊・鎌滝孝信・平川知明・宿田涼介・梅田浩司 87
防潮林の津波減衰効果に関する研究 上野礼慈・橋本憲二・小笠原亮介・高瀬慎介・竹内貴弘・金子賢治 91
秋田県中部八郎湖の湖底堆積物中に保存されたイベント堆積物 浅倉俊太郎・橋本憲二・小笠原亮介・高瀬慎介・金子賢治 95
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 鎌滝孝信・阿部恒平・黒澤英樹 101
ドローンによる残存者探索を組み込んだ津波避難訓練の取り組み - 2019年福島県いわき市薄磯区の事例 - 蒔苗 純・齋藤憲寿・渡辺一也 107
深浅測量による汀線位置と簡易汀線測量による汀線位置 杉安和也・高橋秀幸・横田信英・楠一光・松本行真 111
簡易汀線測量の汀線位置測定精度 玉澤佑大・佐々木幹夫・加藤雅也 117
波による海岸地形の変動特性 平川雅孝・佐々木幹夫・加藤雅也 123
満水になったダム湖の洪水調節能力 竹村晴登・佐々木幹夫・加藤雅也 129
火山性深部低周波地震に見られる特徴的地震波形：数値モデリングに基づく生成機構の検討 佐々木幹夫・加藤雅也 135
カルデラ火山の外輪山における大規模地すべりの発生年代 春山太一・小菅正裕・前田拓人 141
2019年山形県沖地震とその石造鳥居を中心とした被害 吉田怜奈・宿田涼介・五十嵐広大・梅田浩司 147
2019年山形県沖の地震による仙台市内の地震動特性 川辺孝幸 153
2019年6月18日山形県沖の地震における木造住宅の地震応答について 大野 晋 157
個別要素法における物理パラメータ決定のための研究 橋本憲二・小笠原亮介・高瀬慎介・金子賢治 163
地震波干渉法に基づく青森県周辺のレイリー波群速度分布とその周期依存性 石田早祐美・前田拓人・小菅正裕 167
青森県内の KiK-net4 地点における増幅特性の水平方向異方性について 片岡俊一 173
三陸沖北部地震を考慮した八戸市における X-GIS を用いた津波遡上解析 中村優真・高瀬慎介・野島和也・櫻庭雅明・山口裕矢・森口周二・寺田賢二郎 179
稠密微動アレイ探査による岩手県陸前高田市の造成地における S 波速度構造の推定 齋藤早紀・山本英和・齋藤 剛 183
下北地域の地盤特性に関する研究 東 大地・橋本憲二・高瀬慎介・金子賢治・小笠原亮介 189
1914年秋田仙北地震を詠んだ川越守の短歌 鏡味洋史・水田敏彦 193
常時微動連続観測に基づく特別豪雪地帯住宅の冬期振動特性 水田敏彦 197
死蔵スマートフォンを活用した簡易地震計の普及に関する基礎的研究 寺本尚史・星 颯杜 201
高速道路の斜面災害の分析における Machine Learning の適用 芳賀奈津美・風間基樹・加村 晃良・長尾和之・澤野幸輝 205
IoT センサの駆動を想定した振動発電デバイスによるマイクロ水力発電 齋藤憲寿・高橋圭太・渡辺一也 209
緊急時資産退避作業の意思決定過程の分析 奥村 誠・森合一輝 215
機械学習を用いたインフラ設備の劣化損傷推定 齋藤雅和・橋本憲二・小笠原亮介・高瀬慎介・金子賢治 219

Tohoku Journal of Natural Disaster Science

Volume 56

March, 2020

ARTICLES	Page
Field survey of driftwood deposited in rice paddy field during flood in 2017 at Akita prefecture	Yuriko MATSUBAYASHI 1
Survey results of house damages due to flood inundation at Chikuma River, Nagano in October 2019,	Shuichi KURE, Ryuusei YAGI, Shouma ISHIKAWA, and Yuuta OKUNO 7
Damage assessment and post disaster response of 2019 typhoon No.19 Hagibis at Iwaki city, Fukushima	Kazuya SUGIYASU, Ikko TACHIBANA, Jun TANNO and Michimasa MATSUMOTO 13
Report on damage survey in Marumori Town caused by Typhoon No.19	Akihiro SHIBAYAMA, Syuji MORIGUCHI, Masakazu HASHIMOTO 17
Experimental study of stripping driftwoods in a flood	Junya TANIGUCHI, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE 21
A basic research to show hazard maps easier to understand for local people	Ryuusei YAGI and Shuichi KURE 27
Inundation analysis of rice paddy field in the Citarum river basin, Indonesia	Toshimasa TAKEDA, Hiroto KAWAMURA, Yoshihiro ASAOKA, Hiroyuki WAKABAYASHI, Boedi TAJAHJONO and Sitaresmi DEWAYANI 33
Water balance analysis in the Panama Canal catchment with satellite remote sensing and geographic information data	Satoshi GODO, Yoshihiro ASAOKA, and Lucas CALVO 39
Flood deposits on coastal lowland in northern Akita Prefecture	Ryosuke SYUKUDA, Koji UMEDA and Takanobu KAMATAKI 45
Development of bottom boundary layer under shoaling solitary wave	Hitoshi TANAKA, Nguyen Xuan TINH, Ryo NISHIWAKI and Kazuya WATANABE 51
Effect of the density of inundation water on tsunami run-up	Hideo MATSUTOMI 57
Study on River run-up of tsunami and their deposits by numerical simulation,	Naoyuki HAYASHI, Noritoshi SAITO, Takanobu KAMATAKI, Kazuya WATANABE and Hitoshi TANAKA 63
Experiment of sand mixture and sedimentation by a tsunami run up to a river	Atsuhiko TAKAKUWA, Takanobu KAMATAKI, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE 69
Morphology recovery and prevailing sediment transport along sand spit at the Kitakami River mouth after the 2011 Tsunami	Nguyen Trong HIEP, Hitoshi TANAKA and Nguyen Xuan TINH 75
The spatial pattern of tsunami deposits on coastal lowland in northern Akita Prefecture	Hidetoshi ABOSHI, Takanobu KAMATAKI, Tomoaki HIRAKAWA, Ryosuke SYUKUDA and Koji UMEDA 81
Tsunami analysis considering drifting objects	Reiji UWANO, Kenji HASHIMOTO, Ryosuke OGASAWARA, Shinsuke TAKASE, Takahiro TAKEUCHI and Kenji KANEKO 87
Study on Tsunami Attenuation Effect of Tide Forest	Syuntaro ASAKURA, Kenji HASHIMOTO, Ryosuke OGASAWARA, Shinsuke TAKASE and Kenji KANEKO 91
Event deposits recorded in the lake Hachiro-ko, central part of Akita Prefecture.	Takanobu KAMATAKI, Kohei ABE and Hideki KUROSAWA 95
Investigation of Wave Force Acting on Floating Type Tsunami Evacuation Shelter using Load Cell	Jun MAKANAE, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE 101
Action of the tsunami evacuation drills focus on searching remains used by UAVs –Case study at 2019 usiso iwaki city fukushima–	Kazuya SUGIYASU, Hideyuki TAKAHASHI, Nobuhide YOKOTA, Ikko TACHIBANA and Michimasa MATSUMOTO 107
Shoreline position by depth sounding and by simple shoreline survey	Yudai TAMAZAWA, Mikio SASAKI, and Masaya KATOU 111
Accuracy of shoreline position by the simple shoreline survey.	Miyai HIRAKAWA, M. SASAKI and M. KATO 117
Characteristics of coastal topography changes due to waves	Haruto TAKEMURA, Mikio SASAKI and Msaya KATO 123
Flood control ability of dam lake filled with water	Mikio SASAKI and Msaya KATO 129
Seismic waveform modeling of deep low-frequency earthquake in volcanic regions	Taichi HARUYAMA et al 135
Large scale landslides on the rim of the volcanic caldera	Reina YOSHIDA, Ryosuke SYUKUDA, Kodai IGARASI and Koji UMEDA 141
Off-Yamagata Prefecture Earthquake in 2019 and it's damage of stone torii gates	Takayuki KAWABE 147
Strong-motion characteristics in Sendai for the 2019 off-Yamagata earthquake	Susumu OHNO 153
Comment on seismic response of wooden house in 2019 Yamagata EQ.	K. MITSUJI and S. OHNO 157
Studies to determine physical parameters in Distinct Element Method	Kenji HASHIMOTO, Ryosuke OGASAWARA, Shinsuke TAKASE and Kenji KANEKO 163
Frequency-dependent Rayleigh wave group velocity around Aomori prefecture inferred from seismic interferometry	Sayumi ISHIDA et al 167
Horizontal anisotropy of amplification characteristics at four stations of KiK-net in Aomori prefecture	Shunichi KATAOKA 173
Tsunami run-up analysis using X-GIS in Hachinohe City considering the Sanriku-oki northern earthquake	Yuma NAKAMURA, Shinsuke TAKASE, Kazuya NOJIMA, Masaaki SAKURABA, Yuya YAMAGUCHI, Shuji MORIGUCHI and Kenjiro TERADA 179
Estimation of S-wave velocity structures in the creation land of central Rikuzentakata City, Iwate Prefecture by using dense microtremor array surveys	S. SAITO, H. YAMAMOTO and T. SAITO 183
Study on ground characteristics of Shimokita area	Daichi AZUMA, Kenji HASHIMOTO, Ryosuke OGASAWARA, Shinsuke TAKASE and Kenji KANEKO 189
Morikata Kawagoe's collection of Japanese poem composing evacuation lives in refuge after the 1914 Akita Senboku earthquake	Hiroshi KAGAMI and Toshihiko MIZUTA 193
Winter season vibration characteristics of the houses of special heavy snowfall areas in Akita based on the microtremor continuous observation	Toshihiko MIZUTA 197
Basic study of widespread use of simple seismographs for wooden houses by using old smartphone	Naofumi TERAMOTO and Hayato HOSHI 201
Application of Machine Learning in the analysis of highway slope failures	Natsumi HAGA, Motoki KAZAMA, Akiyoshi KAMURA, Kazuyuki NAGAO and Koki SAWANO 205
Micro hydroelectric power generation by the vibration generating electricity device which assumed drive of a IoT sensor	Noritoshi SAITO, Keita TAKAHASHI and Kazuya WATANABE 209
Decision process of emergent vehicle relocation under risk	Makoto OKUMURA and Kazuki MORIAI 215
Degradation damage state estimation of infrastructure facilities using machine learning	Masakazu SAITO, Kenji HASHIMOTO, Ryosuke OGASAWARA, Shinsuke TAKASE and Kenji KANEKO 219

2017年秋田豪雨によって水田に堆積した流木の特徴*

岩手大学 松林 由里子

1. はじめに

2017年7月22日から23日の梅雨前線による大雨によって、秋田県内では、雄物川とその支川、中小河川などで氾濫が発生した。以下、秋田豪雨とする。1,940箇所の農地(水田・畑)が被害を受け、被害額は、約16億5千万円、農作物の被害額は約15億4千万円にのぼり、作物別で被害面積が最も大きいのは、水稲である。林業関係では約2億円の被害額で、林地113箇所、林道249箇所の被害が報告されている¹⁾。

2016年に発生した、台風第7号、第11号、第9号、第10号及び前線による大雨・暴風²⁾では、岩手県岩泉町内を流れる小本川や安家川など多くの中小河川で氾濫が発生し、氾濫流に運ばれて、橋などに堆積した大量の流木による被害が目立った。1999年に岩手県軽米町で発生した雪谷川の洪水³⁾、2003年台風10号による北海道沙流川での洪水⁴⁾など、洪水時に大量に発生する流木に関する調査が行われているが、流木の発生源は、上流域の山地や河畔林の植生、土石流や地滑りの発生状況と深くかかわり、河川ごとにことなる要因を持つ。

秋田県は、天然の秋田杉だけではなく、植林されたスギも多く、民有林と国有林を合わせたスギ人工林面積は、367,000haと全国1位の面積を持つ。⁵⁾ 2017年秋田豪雨では、雄物川支川で、スギの流木が多く見られた。大仙市内の荒川沿いの水田では、河川の氾濫による土砂の移動とともに、大量のスギの堆積が見られた。

図-1に、雄物川小支川の荒川の荒川橋水位観測所で観測された水位を示す。7月22日深夜から23日にかけてはん濫注意水位を超え、23日朝には、はん濫注意水位を2m近く越えた。本論文では、水田に堆積した流木の長さや太さ、状態を整理し、流木の大きさの分布や漂流時の破損の状況、漂流時の向きなどを明らかにするために、雄物川の支川淀川に

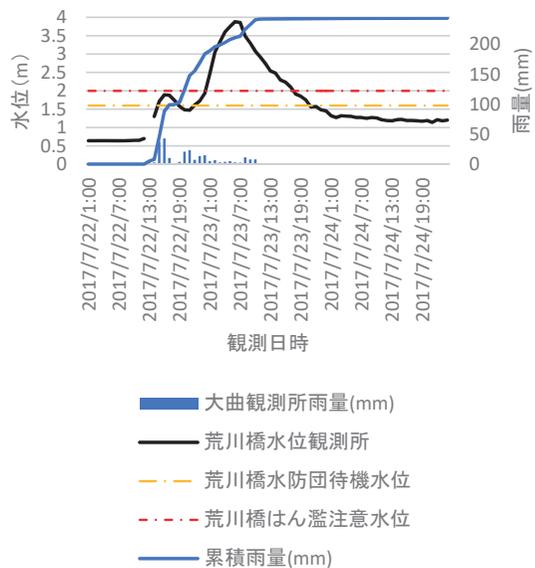


図-1 荒川橋水位観測所の水位と降雨量

* Field survey of driftwood deposited in rice paddy filed during flood in 2017 at Akita prefecture by Yuriko Matsubayashi

合流する小支川荒川沿いの協和荒川漆原の水田に堆積した流木の状況についての調査結果を報告する。

2. 調査について

2-1 調査範囲

図-2 に、協和荒川漆原付近の調査範囲と周辺の状況を示す。図の右から左に荒川が流れており、北から宮田又沢川が合流する。合流地点より上流で、荒川から水田への越水が発生し、水田が冠水し、表土が流出し、流木が堆積した。また、水田を横切った流れによって水田の洗掘が観察された。

2-2 調査内容

図-2 の緑色で示した約 80,000 m²の水田を調査範囲とし、堆積した流木の特徴を調査するために、2017年7月から10月にかけて、調査を行った。8月2日に小型 UAV (DJI 社製, Phantom4) で空中から撮影を行い、8月28日、9月6日、9月26日、10月6日に、流木の計測を行った。ハンディーGPS (Garmin Oregon650TCJ) を用いて位置情報を記録し、写真を撮影し、長さ、根の高さと幅、幹周を計測し、根の有無、折れ、皮のはがれ等の状態を記録した。流木の長さと同



図-2 調査対象の水田と周囲の状況（国土地理院地図に写真と図を追加）

周は巻き尺で計測した。流木の長さは、根元より上の幹の長さとし、幹と根の境界は、立木だった時に垂直だった幹と水平方向に広がる根へと角度が変化する場所とした。根の有る流木の幹周は根もとから 120 cm の胸高幹周とし、根が無い流木の幹周は長さの中央付近で計測した。横たわって堆積している流木の根に関して、立木だった時の根の深さ方向を長さとし、横たわって堆積しているときの鉛直高さと、それに直交する幅を計測した。

調査範囲の流木のうち、多くが枝葉や根、皮が残ったスギで、立木が 7 月 22 日から 23 日の大雨によって流出したものと考えられる。形状は、樹幹部と根が残ったもの、根が残っているが幹が折れているもの、根が無く、幹が折れているものなどが見られた。図-2 に示すように、調査範囲の上流では、河岸近くに植林されたスギの倒伏や根元の侵食によって傾いたスギが観察され、また、過去の空中写真で確認された河川敷内のスギが流出していたことから、これらが、流木の発生源の一つだと推測される。ただし、空中写真で確認されたスギが、植林されたものか、実生のものかは不明である。

3. 結果

(1) 水田への氾濫流の流入について

小型 UAV による写真を、Photoscan(Agisoft 社製)を用いてオルソ写真を作成した結果を図-3 に示す。図中の矢印は、平常時と、予測される氾濫時の流れの向きを示している。氾濫による水田の侵食が大きかったのは、オルソ画像中央で、しばらく直進した流れが北向きに湾曲を開始する地点で、左上の大雨直後の写真に示すように、南西方向へと水田を横切る流れが生じている。水田を横切る流れを土嚢でせき止める処置がとられた後で、およその侵食深さを計測したところ、右上の写真のように、河川に近い点では約 1.8m で、水田の内部に進むにつれて浅くなった。水田を侵食しながら横切った流れに乗って、大量の流木が水田に流入し、水位の低下とともに堆積したと考えられる。

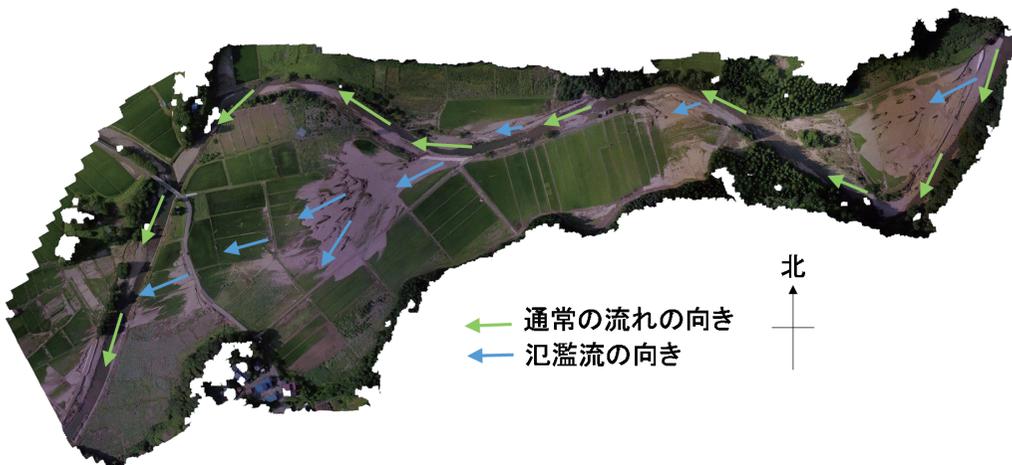


図-3 ドローン画像によるオルソ画像と流れの向き

(2) 流木の計測結果

氾濫原で計測した流木は、表-1 に示す通り、112本で、そのうち、スギの木は99本であった。根が絡み合って2本、または3本一緒に漂流して堆積したと考えられる木がそれぞれ、2組ずつあった。人工的な細工や切断が見られるものを木材とした。

図-4 に、スギ流木の長さで幹周の分布を示す。根の有るものと根の無いもの、それぞれの幹周と長さの線形の比例については、相関係数が0.4未満で、弱い相関が見られる。植林され、似た環境で育成されたスギの長さで幹周であれば、形状が似通ったものとなり、既往の研究で報告さ

表-1 計測した流木のうちわけ

種類	本数
スギ	89本
スギ2本一緒に漂流したもの	4本
スギ3本一緒に漂流したもの	6本
クロマツまたはアカマツ	1本
広葉樹	7本
クルミ類	2本
木材	3本
総計	112本

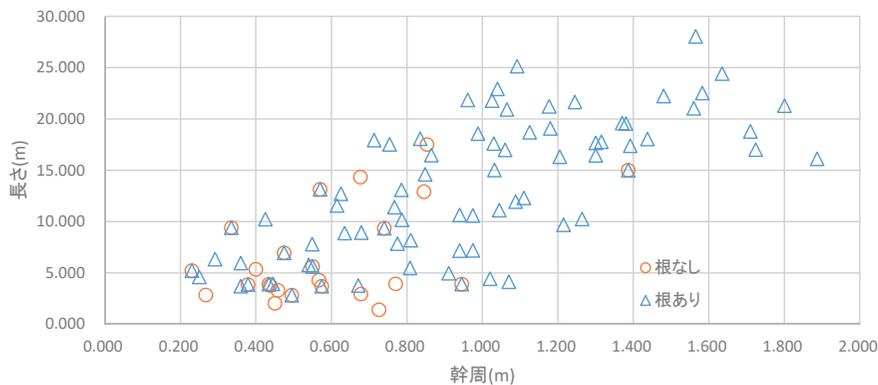


図-4 流木の幹周と長さの関係

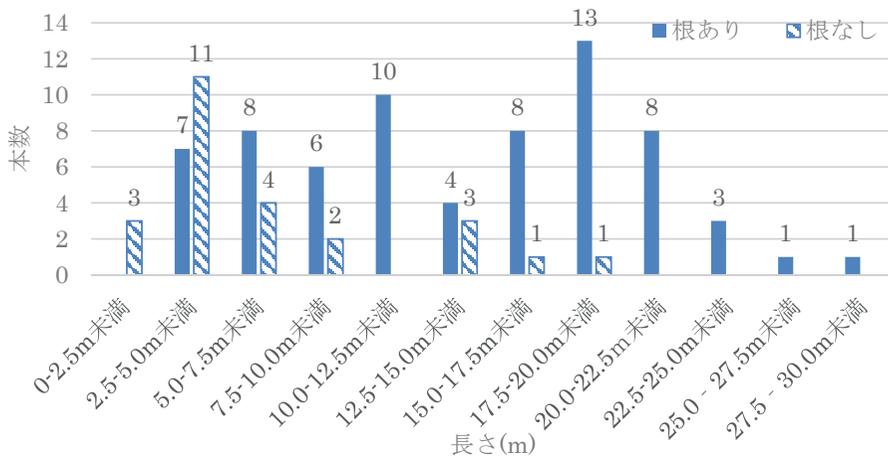


図-5 流木の長さのヒストグラム

れるような成長曲線に沿った分布になるが、流出時、漂流時の損壊によって、それぞれの形状が異なるため、ばらついた結果となった。

次に、植生時は一定の形状だった流木が、漂流時に損壊して形状が変化したと考え、部位ごとの損壊状況に関連が見られるかどうかを検討した。図-5に、流木の長さのヒストグラムを示す。ここで、根の有るものも無いものも、長さには、根の部分を除いた幹の長さだけを計測したものをを用いている。根の部分損壊、または幹が折れて根のない流木では、2.5から5m未満のものが最も多く、根がある流木では、17.5から20m未満のものが最も多く、分布には大きな違いがある。根の有るものは、漂流時の折損があまりない状態で堆積したことが予測される。広島県庄原市で土石流にともなって発生した流木を調査した渋谷ら⁶⁾は、枝葉の残った流木は無く、10m以下の流木が大半を占めていると報告しているが、今回対象とした流木は枝葉が残っており、損傷が少ない木であった。

図-7に、流木の根の幅と高さの比の値の分布を示す。ここで、根の幅と高さは、図-6に示すように、堆積して横たわる流木の根を計測した結果である。比の値が1.2以上1.4未満で、高さよりも幅が大きい根の流木が多く、根の幅と高さの比が極端に偏ったものは少ない。根の下部が堆積物に埋まっている流木も多く、また、流木の重さによって下側になった根が変形して、漂流時よりも高さが小さくなっていることが考えられ、漂流している流木の根の形状は、円に近い。

図-9に、空中写真のオルソ画像から判断した根の向きを8方位に分けた結果を示す。根が向いている方角で最も多いのは北東方向で、水田全体の流れの向きの上流にあたり、漂流時に根が上流を向いた状態だった流木が多いと推測される。今回は、氾濫原に堆積する流木の向きについてだが、河川内に単独で堆積する流木の90%の根が上流を向いているというRavazzoloら⁷⁾の報告と同様の傾向となった。また渋谷ら⁸⁾は、水理実験と数値計算により、根付き流木が流下する際に、流れに対してまっすぐに流れることを報告し、理由として、根と底面の摩擦による上流向きの力が働くことを指摘している。水田に堆積した流木も、根と底面の摩擦によって、流れに沿った向きで堆積していることが考えられる。

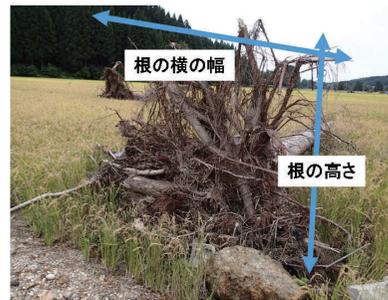


図-6 流木の根

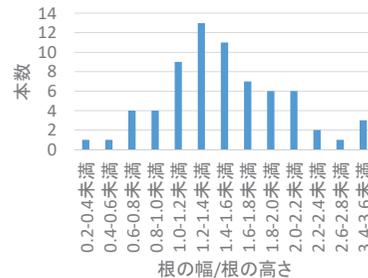


図-7 流木の根の幅と高さの比



図-8 流木の樹頂の方向

4. まとめ

雄物川水系荒川の氾濫によって浸食を受けた水田に堆積した流木の調査結果では、水田内に堆積した流木の8割以上を、枝葉や皮の付いた新規流木のスギが占めており、上流の河岸近くに植林されたスギや、河川敷内のスギが流出している可能性が高いことがわかった。

根のある流木とない流木では、長さの分布のピークが異なり、根の無い流木は漂流前や漂流中の折損によって、幹周も小さく、長さも短い結果を示した。

流木の根の縦横比は、横幅の方がわずかに大きい計測傾向が見られた。流木の向きは、根を上流に向けて堆積したものが多く、河川流木の堆積方向について調査した既往論文と同様の傾向を示した。

謝辞：本調査には、岩手大学工学部の卒業生、清野亮氏、佐々木勇人氏、佐々木優作氏、澤村健人氏、菅原健太氏、鈴木直人氏の協力を得た。謝意をあらわす。

参考文献

- 1) 秋田県総合防災室：平成29年7月22日からの大雨による被害状況，平成29年9月12日12時00分。
- 2) 気象庁，災害時気象報告 平成28年台風第7号・大9号・第10号・第11号及び前線による8月16日から8月31日にかけての大雨及び暴風等，2017。
- 3) 福田孝之，三輪式，永吉武志：雪谷川（岩手県軽米町）における平成11年洪水災害について，水工学論文集，第46巻，pp1199-1204，2002。
- 4) 鈴木優一，渡邊康玄：沙流川での台風10号における流木の挙動，水工学論文集，第48巻，pp1633-1638，2004
- 5) 秋田県農林水産部：平成29年度版秋田県林業統計，<https://www.pref.akita.lg.jp/pages/archive/1762>，2019年5月30日確認
- 6) 渋谷一，香月智，大隅久，國領ひろし：平成22年7月16日に広島県庄原市で発生した豪雨災害における流木実態調査，砂防学会誌64巻1号 p.34-39，2011。
- 7) Ravazzolo, D. and L. Mao, L. Picco, M. A. Lenzi : Tracking log displacement during floods in the Tagliamento River using RFID and GPS tracker device, *Geomorphology*, 228, pp. 226-233, 2015.
- 8) 渋谷一，堀口俊行，香月智，大隅久，石川信隆：円柱形集合体要素を用いた個別要素法による根付き流木の捕捉シミュレーション，土木学会論文集 A2（応用力学），Vol. 67, No. 2（応用力学論文集 Vol. 14）, I_323-I_334，2011。

2019年長野県千曲川洪水氾濫による家屋被害の状況*

呉 修一, 八木隆聖, 石川彰真, 奥野佑太 富山県立大学 環境・社会基盤工学科

1. はじめに

日本の各地で毎年のように洪水氾濫等の水害が発生している。2019年10月に発生した台風19号は、長野県、宮城県、福島県など多くの地域で豪雨災害を生じさせた。著者らのグループは、2015年9月関東・東北豪雨(呉ら, 2016a, b), 2016年岩手豪雨(森口ら, 2018)での豪雨災害等, 水害後に現地調査やその後の解析に従来から従事している。また, 水害調査のガイドラインの取りまとめを進めており(水害調査法WG, 2016; 呉ら, 2017), 筆頭著者は家屋被害調査の章を担当している。

本論文では, 2019年10月の台風19号で生じた長野県千曲川の洪水氾濫を対象とし, 堤防決壊付近の家屋被害調査を行ったので, この調査結果を速報として報告する。なお, 台風19号の被害に関する調査報告の速報は, 土木学会のHP(水害対策小委員会, 2019)より他の地域も含めて確認可能であり, 今後も学术论文や調査報告書などが逐次公表されるであろう。

2. 2019年台風19号による千曲川の洪水氾濫被害の概要

台風19号により2019年10月11日から13日にかけて長野県の千曲川上流域で200~400mmの降雨があり, 千曲川で多くの堤防決壊・欠損などの被害が生じた。特に長野市の穂保地区では甚大な洪水氾濫が生じ, 多くの家屋で浸水被害が生じた。千曲川は, 信濃川水系で新潟・長野県境より上流が千曲川, 下流が信濃川となる。千曲川の流域面積は, 7,163 km²であり, 直轄区間の流路延長は134.9 kmである。千曲川は, 写真-1に示されるよう, 従来から多くの水害を経験しており, 想定浸水深も深いなど洪水リスクが高い。



写真-1 長野市穂保地区で見受けられる想定浸水の表示(左)と過去の洪水水位標(右)

*Survey results of house damages due to flood inundation at Chikuma River, Nagano in October 2019,

by Shuichi Kure, Ryuusei Yagi, Shouma Ishikawa, and Yuuta Okuno

3. 家屋被害調査の概要

筆頭著者は、土木学会水工学委員会水害対策小委員会水害調査法 WG のメンバーとして、水害時の調査方法の標準化および共通データベースの構築を目的とし、水害調査ガイドライン（案）を提案している。筆頭著者は特に、家屋被害調査（3章）に重点的に従事しており、長野県千曲川の洪水氾濫でも本水害調査ガイドラインに基づき家屋被害調査を実施している。

洪水氾濫が生じた際に家屋被害を調査することの重要性は、水平・垂直避難の判断に関連する点である。土砂災害では即時避難が重要であるが、河川氾濫では避難場所に向かう際に被害が生じた事例も多数あるため、自宅に留まり2階などへの垂直避難が有効な場合もある。このような水平避難と垂直避難の判断を正確に行うためには洪水氾濫が生じた事例で、家屋の被害状況を十分に調査し流体力等に応じて比較検討することが重要となる。よって、水害調査ガイドラインでは、表-1に示す家屋被害分類に基づき被害を分類し、③の損壊大以上で水平避難が必要不可欠であった状況としている。

本ガイドラインに基づき、千曲川の穂保地区の家屋被害に関して調査を行った。写真-2に示すよう、浸水被害の生じた家屋に対して、居住者の許可を得たうえ、写真の撮影、浸水深・床上浸水深の計測などを実施し、家屋被害の分類を判断する。調査の過程で、被害の大きかった公共施設の写真を一例として写真-3に示す。個人家屋の被災写真の公表は、本論文では差し控えたい。一連の調査を通じて損壊大以上と判断された家屋の分布を図-1に示す。背景の画像は解像度を落としている。図-1に示されるよう、顕著な家屋被害は2方向に沿って生じていることがわかる。これは氾濫流が地形や家屋・植物群などの影響で、2方向に顕著な流れを示したためである。今後は、氾濫解析を実施するなどし、家屋被害と流体力の関係を定量的に評価した家屋被害関数の作成を行う。また、氾濫解析でこの2方向の顕著な流れを表現可能かの検討を行う予定である。更に本調査などを通じて、水害調査ガイドライン（案）の改定を逐次行っていく。例えば、損壊中の導入などを今後検討していく予定である。

4. 今後の減災に向けた取組

高頻度災害である洪水氾濫や土砂災害は毎年のように生じ、今後も温暖化等の影響により規模・頻度の更なる増加が懸念される。平成30年7月西日本豪雨からの提言（中央防災会議、2018）では、マルチハザードのリスク認識、防災気象情報・避難情報の伝達手段の強化や防災情報の5段階レベルでの表現、市町村職員の情報発信の負担の軽減等が今後の避難促進対策として提言されている。著者も従来から、「マルチハザードや可能最大洪水氾濫の推定」、「災害情報の有用性評価」などを提案している（呉、2019）。

上記以外にも、本論文で取り組んだ家屋被害と洪水氾濫流の関係をより詳細に解析し、普遍的な洪水被害関数を構築していくことが重要となる。これにより、本当に水平避難が必要な区域はどこなのだろうか？を、より明確にしていく必要がある。現在、国土交通省が公表している想定最大規模の浸水想定区域図には、家屋等倒壊危険区域の明示があるが、これの精度向上と不確実性の評価などへとつなげる。以上の取り組みを通じ、本当に水平避難が必要な人には早め早めの避難を、垂直避難で十分な人には、不要な外出をさけてもらう、などリスクに応じた対応の検討も必要であると著者らは考えている（呉ら、2020）。

謝辞：

本研究は、JSPS 科研費 JP18K04372 の助成を受け実施したものです。長野県千曲川の現地調査では、国土交通省北陸地方整備局、土木学会中部支部の支援を頂きました。ここに謝意を表します。末尾ですが、台風 19 号などで被災された方々に心よりお見舞いを申し上げますとともに、本災害による犠牲者に深く哀悼の意を表します。被災された方々の住宅、農地などの生活基盤が早期に復旧することを心よりお祈り申し上げます。

参考写真	損害状況	損害の程度	浸水深の目安
	建物および基礎が流失 家屋周辺地盤の激しい洗掘	①流失 (基礎無し)	1階天井以上の浸水
	建物は流失するが基礎は残存	②流失 (基礎有り)	1階天井以上の浸水
	建物の傾斜 主要構造の破損 修繕なしに再居住不可 流失・全壊の恐れあり 家屋周辺地盤に洗掘あり 外観に穴等の大きな損壊あり	③損壊大	1階天井まで浸水
	床上浸水しているが流失・全壊の 恐れ無し 家屋周辺地盤に洗掘なし 外観にへこみや亀裂程度の小さな 損壊 修繕なしで再居住可	④損壊小	床上浸水
	浸水のみ 外観に損傷なし	⑤浸水のみ	床下浸水

表-1 家屋被害の分類の概要 (呉ら, 2017)



写真-2 浸水深の調査の様子



写真-3 浸水被害を受けた公共施設の様子

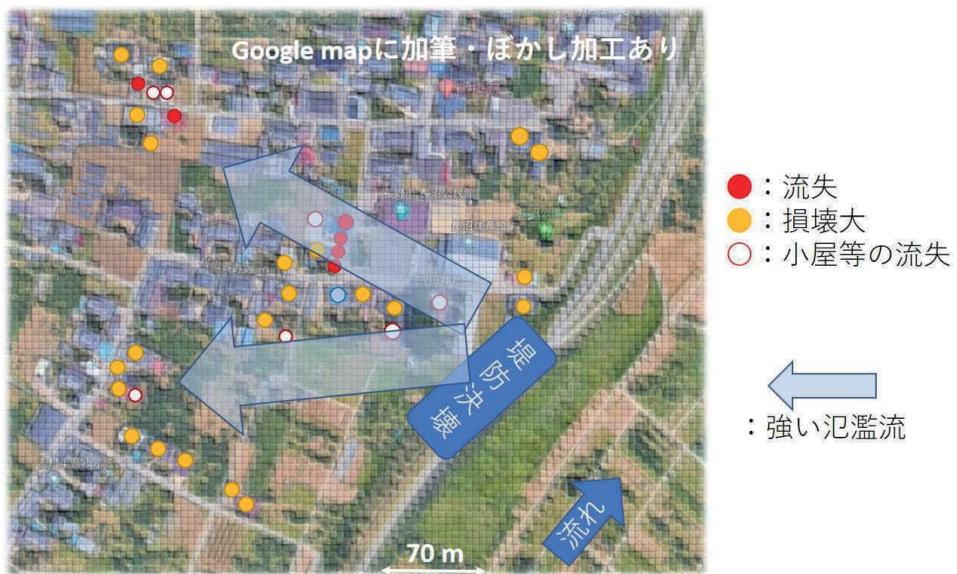


図-1 家屋被害の状況 (Google Map に加筆・ぼかし加工を実施)

参考文献：

- 1) 呉修一・森口周二・堀合孝博・小森大輔・風間聡・田中仁, 2015年9月東北豪雨による渋井川洪水氾濫の特徴, 自然災害科学, Vol.35, No.2, pp.87-103, 2016 a.
- 2) 呉修一・林晃大・森口周二・堀合孝博・田中仁, 2015年9月渋井川洪水氾濫を対象とした可能最大流体力の算定, 河川技術論文集, Vol.22, pp. 297-302, 2016 b.
- 3) 呉修一・大槻順朗・八木澤順治・永野博之・二瓶泰雄, 水害時における調査方法の標準化および共通データベース構築に向けたガイドラインの提案, 河川技術論文集, Vol.23, pp.67-72, 2017.
- 4) 呉修一, 2018年7月西日本豪雨時の富山県内の気象・防災情報に関して, 東北地域災害科学研究, Vol.55, pp. 31-36, 2019.
- 5) 呉修一・千村紘徳・地引泰人・佐藤翔輔・森口周二・邑本俊亮, 地域住民を対象とした防災情報の理解度等に関する基礎調査と可能最大洪水を想定した防災対応の提案, 日本自然災害科学, Vol.38, No.4, 2020, 印刷中.
- 6) 土木学会水工学委員会水害対策小委員会水害調査法WG, 水害調査ガイドライン (案)
https://www.rs.noda.tus.ac.jp/hydrolab/guideline/FILES/guideline_v1.0_160622.pdf (2020年1月14日アクセス)
- 7) 土木学会水工学委員会水害対策小委員会, 「令和元年台風19号豪雨災害調査団」速報会資料
<http://committees.jsce.or.jp/hydraulic05/node/30> (2020年1月14日アクセス)
- 8) 中央防災会議, 平成30年7月豪雨による水害・土砂災害からの避難に関するワーキンググループ：平成30年7月豪雨を踏まえた水害・土砂災害からの避難のあり方について (報告), 2018.12.26.
http://www.bousai.go.jp/fusuigai/suigai_dosyaworking/index.html (2020年1月14日アクセス)
- 9) 森口周二, 大河原正文, 呉修一, 2016年台風10号による岩手県内の被害の分析-地盤工学と河川工学の観点から-, 地盤工学ジャーナル, Vol.13, No.2, pp. 149-158, 2018.

福島県いわき市における令和元年台風 19 号での被害と復旧対応

杉安和也 (東北大学災害科学国際研究所)
橘一光 (福島工業高等専門学校都市システム工学科)
丹野淳 (福島工業高等専門学校都市システム工学科)
松本行真 (近畿大学総合社会学部)

1. 台風 19 号の概要といわき市の被害状況

令和元年台風 19 号の襲来により、福島県いわき市は 10/12 の夜間、市内の 2 級河川である夏井川水系および鮫川水系において、氾濫水位の超過・内水による浸水が発生した。これにより令和元年 12 月 16 日現在、死者 8 名 (※直接死のみ (溺死))、家屋被害は全壊 112 棟、大規模半壊 822 棟、半壊 2,984 棟、一部損壊 1,054 棟 (※り災証明申請数は 13,452 件有) が確認されている^{1),2)}。本災害により、いわき市では市内各所で床上ないし床下浸水や、土砂災害による被害が生じているものの、同年の台風 15 号で被災した千葉県内のような強風による窓割れ、屋根瓦の落下といった被害はほぼ見られなかった。この浸水が生じた地域は、市内の夏井川水系周辺の好間、赤井、平窪、小川、内郷地区、鮫川水系の遠野地区等であるが、夏井川水系の好間地区、鮫川水系の遠野地区の一部を除き、それ以外のほとんどの地域の浸水範囲は、事前に想定されていた洪水ハザードマップの浸水予測範囲とほぼ重なる。加えてこの被災範囲は、東日本大震災で被災した沿岸部でなく、震災当時は浸水被害を受けなかった内陸の市街地周辺であった。市が主催する避難訓練への参加についても温度差が見られ、避難行動の遅れ・開設可能な避難所が少なかったといった課題も指摘されている。この他に、市の設備である平浄水場が被災したことにより、発災以降約 2 週間に渡り、浸水被害が生じていなかった地区を含めた最大約 45,400 戸において断水が発生した (※10/27 解消)。これにより市内の経済活動にも無視できない影響が生じ、各家庭はもちろん市内企業は断水対応にも追われることとなった。筆者らは、台風襲来の 2 日後から、本稿執筆時点で計 5 回 (10/14, 20, 26, 11/3, 10) の現地調査を実施し、その被害状況と復旧対応について調査してきた。本稿はその調査結果の速報である。

2. 注意喚起 (警報) の発令状況 (10/11-13)

台風 19 号の襲来に際していわき市では、市民防災メール等の広報手段を用いて市内が暴風圏に含まれる前日(10/11 17 時)の段階から、避難所の開設予定情報を開示していた。以降、襲来当日に「避難準備・高齢者等避難開始」情報(10/12 10 時)、「避難勧告」(同日 15 時-)、「避難指示」(同日 19 時-)を順次発令している。この一連の発令プロセスの中で、10/12 10 時段階で 36 カ所の避難所を開設したが、その後、最初の避難勧告発令後の同日 16 時半頃、避難所を 45 カ所に増設し、以降随時増設を行いながら 24 時頃には 57 カ所まで増設したものの、23 時半頃から段階的に計 13 カ所の避難所が、定員に達した・避難車両の駐車スペースが枯渇した等の理由から、新規避難者の受け入れを停止し、他の避難所への誘導を行った (図 1, 2)。

この受け入れ停止は、浸水が想定されていた地域内での避難所の開設を一部見送ったこと、そもそも浸水想定地域内で避難所として活用可能な公共施設が限られていたことにより、特定の避難所へ避難者が集中してしまったことにより生じたものである。これにより一部の避難者は国道バイパス等の比較的地盤高が高い場所で車中泊を行った事例も確認された。一方で、避難所への移動を見送り、自宅のとどまり続けた住民の場合は、自宅の 2 階に移動 (垂直避難)

* Damage assessment and post disaster response of 2019 typhoon No.19 Hagibis at Iwaki city, Fukushima by Kazuya Sugiyasu, Ikkoh Tachibana, Jun Tanno and Michimasa Matsumoto

台風19号による災害対策本部（令和元年10月12日設置）活動状況等報告書【第19報】

■いわき市民防災メールサービス上での告知 ■避難所開設数

【いわき市災害対策本部 作成】 10/11 17:11 避難所開設のお知らせ(予定)
令和元年10月14日13時00分現在 →12日午前10時に開放予定

経過 (いわき市の気象警報等)	発表日時	大雨	洪水	波浪	高潮	水防設置に係る水防警報等	10/11 17:55 【お知らせ】台風19号の接近について	避難所開設数
	10月12日04時39分				注意報			
	08時19分	注意報		警報	↓	※暴風警報も発令		
	10時06分	↓	注意報	↓	↓		10/12 10:03 避難準備・高齢者等避難開始(警戒レベル3)	36カ所
	14時09分	警報(土砂災害)	↓	↓	↓		10/12 15:13 警戒レベル4 避難勧告発令	16時半 45カ所
	15時16分	警報(土砂災害 浸水害)	警報	↓	↓		10/12 16:32 避難所の増設について	17時 48カ所
	15時30分	↓	↓	↓	↓	土砂災害警戒情報 発表(第2号)	10/12 19:21 避難指示(緊急)発令:新川 ※氾濫水位達する恐れがあるため	18時 49カ所 22時 51カ所
	18時10分	↓	↓	↓	警報		10/12 23:22 避難所の一部受入停止について ※受け入れ定員に達した避難所の新規受け入れを停止	23時半 54カ所
	19時50分	↓	↓	↓	↓	大雨特別警報発表(土砂災害、浸水害)	23時半 ※このうち7カ所が新規受け入れ停止	24時 57カ所
	10月13日04時00分	警報(土砂災害)	↓	↓	注意報		25時 ※このうち13カ所が新規受け入れ停止	
	08時08分	↓	↓	↓	解除			

図1 注意喚起(警報)の発令・避難所の開設状況(10/11-13)

<p>いわき市</p> <p>10/12日</p> <p>避難指示(緊急)発令:夏井川 いわき市からお知らせします。夏井川(郡田流域・中神谷流域)においては、氾濫危険水位に到達するおそれがあることから10月12日2時00分、警戒レベル4を発令しました。</p> <p>10/12日</p> <p>避難指示(緊急)発令:夏井川 いわき市からお知らせします。夏井川(郡田流域)においては、氾濫危険水位に到達するおそれがあることから10月12日2時00分、警戒レベル4を発令しました。</p>	<p>避難準備・高齢者等避難開始発令</p> <p>From: いわき市防災メールサー...</p> <p>To:</p> <p>件名: 避難準備・高齢者等避難開始発令</p> <p>2019年10月12日 10:05</p> <p>いわき市からお知らせします。 台風19号の接近により、10月12日10時00分、いわき市全域に、避難準備・高齢者等避難開始(警戒レベル3)を発令しました。 高齢者等避難に時間のかかる方は、テレビのデータ放送、いわき市ホームページ等で開設されている避難所を確認し、早めに避難を開始してください。 なお、避難の際は、必要に応じ常用薬や1日分の食料(アレルギー食を含む)を各自準備願います。</p> <p>開設避難所 「平地区」</p>	<p>避難所の一部受入停止について</p> <p>From: いわき市防災メールサー...</p> <p>To:</p> <p>件名: 避難所の一部受入停止について</p> <p>2019年10月12日 23:22</p> <p>いわき市からお知らせします。 一部の避難所について、定員に達したことから、避難の受入を停止しますのでお知らせします。 【定員に達した避難所】 ・平地区 平第一小学校 体育館 平第二中学校 体育館 赤井中学校 体育館 ・小名浜地区 玉川中学校 体育館 ・勿来地区</p>	<p>避難所の増設について</p> <p>From: いわき市防災メールサー...</p> <p>To:</p> <p>件名: 避難所の増設について</p> <p>2019年10月12日 16:32</p> <p>いわき市からお知らせします。 避難勧告発令に伴い、避難所の増設を行いましたのでお知らせします。 【増設避難所】 ・平地区 総合体育館 小名浜地区 小名浜公民館 鹿島公民館 泉公民館 渡辺公民館 小名浜西小学校 江名小学校 ・勿来地区</p>
---	--	---	---

図2 いわき市防災メール上で告知例

するしかないが、H30 住宅土地統計量調査³⁾によると、いわき市に現存する全住宅のうち、18.6%(26,030戸)は1階平屋建て構造であり、このような住宅の住民がどのように避難していたか、今後検証していく必要がある。

また、避難勧告・避難指示については、氾濫水位に達した河川ごとに発令されている。これは、いわき市のような広域合併自治体(1966年に17自治体が合併)の場合、本来であれば居住地の避難行動に影響しない遠隔地の氾濫情報も配信されており、住民は居住地周辺の正確な氾濫情報を区別できずにいた可能性がある。一方で、大量の警報通知が結果として住民の避難行動を喚起させた可能性もあることから、これについては今後検証を重ねる必要がある。

3. 被災1週間後の物資状況調査(10/20)

平津水場の被災にともない、浸水が生じていない地域(四倉、久ノ浜・大久地区)においても断水が生じ、これに対応するための各種物資が必要とされた。下記は10/20に四倉地区のホ

ームセンターでの在庫状況を調査したものである。

- 水運搬用ポリ缶：在庫はあるものの、購入制限あり
(例：1家族3個まで (図3))
- ブルーシート：厚手のものが売り切れ状態
(薄手のものは在庫あり)
- 汚泥撤去用土のう袋(フレコンバック含)：売り切れ
- 窓割れ防止対策用養生テープ：売り切れ
- ハウス補修テープ：売り切れ
- アルコールティッシュ、フェイスシート、ボディシート：
品薄・もしくは売り切れ
- マウスウォッシュボトル：一部商品が売り切れ
- 高圧洗浄機：在庫切れ

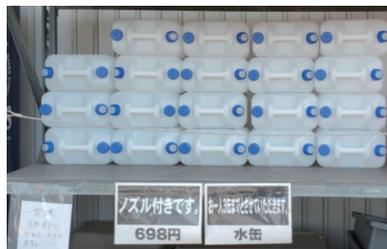


図3 ホームセンターでの物資購入制限

- その他：ペット用のトイレ脱臭・抗菌砂、除湿剤、業務用洗剤、ロープ、ガソリン携行缶、ドラムコードリール、延長コード、ランタンライト、ヘッドライト、長靴、使い捨てポリ手袋、レインコート等売れ行き好調

なお、いわき市では浸水によって生じた住居内の汚泥撤去、災害ごみ搬出に必要なとなった物資として、他の自治体・企業に「マスク」「軍手」「厚手ゴム手袋」「タオル」「土のう袋」の提供を呼び掛けており、上記の各種物資の高需要な状況を裏打ちするものである。

4. 断水期間中(10/13-27)の市内各企業の対応

断水が解消されるまでの約2週間のいわき市内の各業態の企業で確認された断水対応事例は以下のとおりである。

- ①入浴施設：一時閉鎖されるも入浴支援も兼ねて短縮営業再開
- ②宿泊施設：事例1：新規の宿泊受付を一時停止し、既存予約者対応のみに限定

事例2：大浴場を有する施設は個室のシャワーの使用を禁止し、大浴場のみを使用飲用水を無償配布する、等

- ③飲食関係：メニュー数を絞る、皿・お椀等を使い捨て容器に変更、ラップ掛け等を行い使用し節水(図4)
- ④トイレ関係：多くの商業・公共施設が常設トイレを閉鎖、公共施設ではのちに仮設トイレ、水の汲み置きバケツを用意し、対応

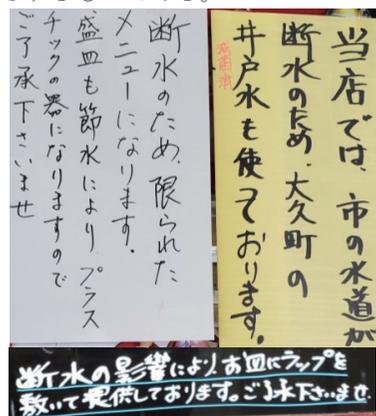


図4 飲食業における断水対応事例

5. 自動車冠水による影響と支援施策

今回の浸水被害は家屋のみではなく、自動車にも及んでいる。被災直後からおよそ1週間は、赤井、平窪地区において、路上に冠水し自走不可能となった車両が各所に放置されており、いわき駅前に続く主要道上で、最大4-5kmにも及ぶ渋滞が発生していた。なお、渋滞の要因には放置車両の他、通水地区のコインランドリーの入庫待ち等を確認している。

この自動車を失った被災住民の支援として、いわき市はカーシェアリング事業提携の枠組みを活用し、被災者向けに「1世帯あたり1週間に2回、最大3時間、無料で自動車の貸し出しを受けられる」カーシェアリングサービスを5台体制で実施している(10/24より)。



図5 駅前に向かう渋滞車列
(被災3日目10/14の様子)

6. いわき市・福島県による住居支援施策

今回の被災者向けに、いわき市・福島県ではいくつかの住居支援施策を提供している。11/25時点では、①市営・復興・仮設住宅への入居（受付終了）、②県内ホテルへの一時避難、③みなし仮設入居支援（原則一年間）等を提供している。これらは東日本大震災対応の中で確立された支援スキームを流用したものである。加えていわき市では、今後、台風19号での初動対応検証を実施することを決定しており、同委員会での検証結果を地域防災計画に反映させ、次年度の避難訓練にも適応していく考えを示している。

7. まとめ

本稿では、令和元年台風19号にて被災した福島県いわき市を対象に、その被害、自治体・企業・住民の災害対応、復旧に向けた取り組み等に関する調査速報である。東日本大震災での被災・災害対応経験を有する自治体でもある同市の災害対応と復旧プロセスは、高頻度大規模災害化しつつある近年の台風対策への希少な事例となりうる一方、東日本大震災からのノウハウによって構築・蓄積された自治体・企業・住民組織を含む個々の災害対応能力の検証する機会であるとも言える。公助の災害対応だけは限界があり、自助・共助の重要性が増す今後、同市はどのように復旧し、次の災害に備えていくのか、引き続き調査していく所存である。

謝辞： 本調査は、東北大学災害科学国際研究所 緊急調査ワーキング 緊急災害調査経費の助成を受けたものです。また、調査に際し、ご協力をいただきました福島県いわき市の皆様に、この場を借りまして厚く御礼申し上げます。

- 参考文献: 1) いわき市役所「台風19号・10月25日大雨関連情報」2019年11月25日閲覧
<http://www.city.iwaki.lg.jp/www/genre/1570935002386/index.html>
- 2) いわき市役所「令和元年台風第19号における災害対応検証委員会」第1回資料 2019年12月24日
- 3) 総務省統計局「平成30年住宅・土地統計調査」2019年12月1日閲覧
<http://www.stat.go.jp/data/jyutaku/index.html>

令和元年台風 19 号における丸森町の被害調査報告*

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 森口 周二

東北大学災害科学国際研究所 橋本 雅和

1. はじめに

令和元年台風 19 号は、静岡県や新潟県、関東甲信地方、東北地方の広範囲に甚大な被害をもたらした。著者及び同所属の災害科学国際研究所の研究者は、13 日から宮城県を中心に、被害状況の調査を実施した。本報告では、著者が中心的に調査を行った宮城県丸森町の被害調査の結果について報告を行う。

2. 宮城県丸森町の概要

宮城県丸森町は、宮城県の最南に位置し、人口 13,431 人、世帯数 5,092 世帯（2019 年 9 月 1 日現在）である。各地区の人口と世帯を表 1 に、各地区の位置関係を図 1 に示す。丸森町は、1954 年に昭和の大合併で丸森町、金山町、大内村、大張村、耕野村、小斎村、館矢間村、筆甫村の 8 町村が合併してできた町である。主要な産業は、農林業が中心で、米、酪農、養蚕、果樹、野菜、しいたけ等の栽培を行っているが、米については、専業農家は少なく、委託農家や兼業農家がほとんどである。過去の災害として、地震災害では、2011 年東日本大震災で全壊 1 棟、半壊 38 棟の住家被害及び福島第一原発の放射線被害が発生した。風水害については、内水及び外水被害が多数発生しており、昭和 50 年後半から十数回の被害が発生している。特に昭和 61 年（1986 年）8 月 5 日の豪雨により、全半壊 19 棟、床上浸水 162 棟と甚大な被害であった。雨量は、丸森 303mm、筆甫 279mm、大内 390mm、阿武隈川の最高水位は 22.22m であった。

表 1 各地区の人口と世帯（平成 27 年度国勢調査より）

地区	人口	世帯	地区	人口	世帯
丸森	4,077	1,354	小斎	958	298
館矢間	3,337	1,022	大張	828	261
大内	2,442	768	耕野	651	242
金山	1,059	362	筆甫	600	240



図 1 各地区の位置関係

3. 台風 19 号における丸森町の被害概要

丸森町では、2019 年 10 月 12 日から翌日の 13 日にかけて、丸森雨量計で総雨量 427mm、筆甫雨量計で総雨量 594mm、大内雨量計では 612mm であり、雨量のピークは、筆甫で 12 日 20

*Report on damage survey in Marumori Town caused by Typhoon No.19 by Akihiro Shibayama, Syuji Moriguchi, Masakazu Hashimoto

時に 74mm, その他の地区が 12 日 22 時に 55~78mm であった (図 2)。過去 50 年以内では最も多い降雨量であった。丸森町には, 1 級河川の阿武隈川や阿武隈水系の支川の内川や新川, 五福谷川, 雉子尾川などがあり, 最高水位が阿武隈川で 23.44m, 内川で 9.84m, 雉子尾川で 7.11m であった。阿武隈川の氾濫危険水位は, 22.3m であり, 今回の台風で危険氾濫水位を越えていたが, 丸森町内では河川堤防の決壊はしておらず, 一部の越流が見られた。支川の内川, 新川, 五福谷川については, 河川堤防の決壊が発生した。雉子尾川については越流が発生した。人的及び建物被害等は, 犠牲者 10 名 (丸森地区 8 名, 筆甫地区 1 名, 耕野地区 1 名), 行方不明者 1 名 (丸森地区 1 名) となった。そのうち水害関係で犠牲になられて方は, 丸森地区 5 名となり, その他の犠牲者は, 土砂災害によって犠牲になった。住家被害は, 全壊 103 棟, 大規模半壊 242 棟, 半壊 610 棟, 床上浸水 827 棟, 床下浸水 194 棟となり, 昭和 61 年 8 月 5 日の豪雨及び 2011 年東日本大震災の際より甚大な被害となったり。

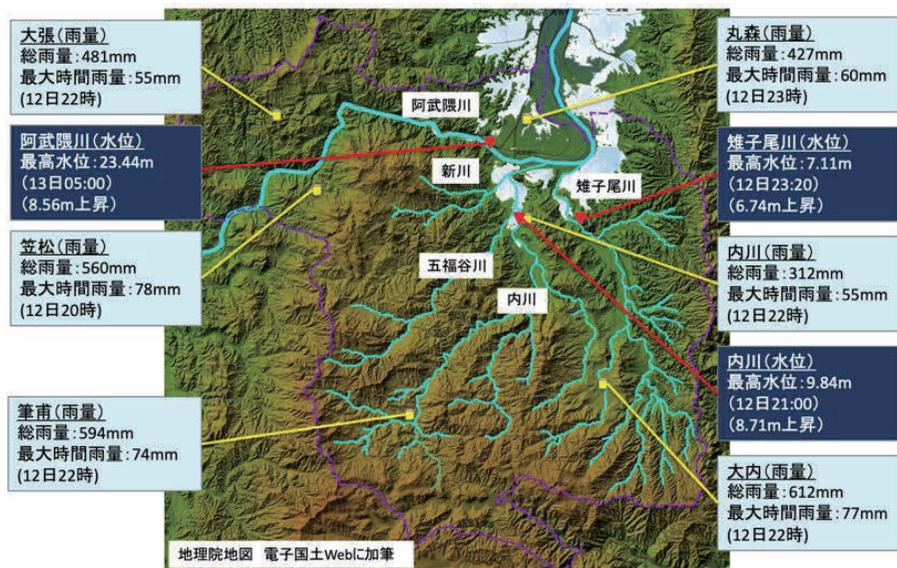


図 2 令和元年台風 19 号時の各地区の雨量と水位

4. 調査概要

東北大学災害科学国際研究所では, 10 月 13 日午前中から丸森町の現地に入り, 11 月末までに十数回の現地調査及び役場, 自主防災組織へのヒアリング等を実施した。また, 現地調査では, 災害研教員を始め, 東北学院大学の飛田先生と千田先生, 株式会社テクノ長谷の高橋氏にもご協力をいただき, 全地区を数日間かけて河川や土砂災害の要因調査を実施した。以下に本調査の調査結果の一部を示す。

(1) 丸森地区平野部及び館矢間地区の被災状況

図 3 に丸森地区平野部と館矢間地区の水害の被災状況を示す。丸森地区の平野部は, 外水氾濫と内水氾濫により, 町全体が浸水被害となった。阿武隈川は, 上流の狭さく部で越流は起きたが, 平野部では越流及び決壊等は見られなかった。しかしながら, 阿武隈川の支流である新川で 4 箇所, 五福谷川で 4 箇所, 内川で 10 箇所が決壊し, 外水氾濫が起こった。一部, 堤外側

からの破堤ではなく、上流部の決壊で外水が田畑に入り込み堤内側から堤外側に向けて破堤が起きた推測される箇所もあった。役場周辺は、山間部で降った雨が小規模河川に流入し、水門近くの排水機場から新川に排水を行っていた。さらに排水が間に合わないことから移動ポンプ車を導入したが、排水能力を超える雨が降り、役場周辺が浸水した。排水機場及び移動ポンプ車は、12日から13日1時頃まで稼働をしていたが、浸水により、1台の移動ポンプ車を残し全て停止した。役場周辺の浸水は、新川の水位が下がり水門が開けられるまで浸水が続いた。役場や丸森病院、周辺民家等には、取り残された者や避難者等が多数おり、消防団、自衛隊、役場職員等がボードで救出や食料の運搬等を行った。15日未明には、役場周辺の浸水は解消され、約3日間は浸水が継続していた。



図3 丸森地区平野部と館矢間地区の水害の被災状況

(2) 金山地区の被害状況

金山地区は、雫子尾側の下流部に位置しており、雫子尾川の越流により浸水被害を受けた。住民からの証言では、12日22時～24時頃から浸水が始まり、浸水深が高いところは、1.8m程度浸水した。13日の午前中には金山小学校周辺は浸水が解消されていた。写真1に金山小学校周辺の被災状況の写真を示す。写真1左は、13日11時頃の状況で校庭から道路に水が流れている状況である。写真1中央は、国道113号のアスファルト舗装がめくれ上がり、砂利路面になっている状況である。写真1右は、避難所となった金山まちづくりセンターでGLから1.17m浸水の痕跡が残っていた。当日は1階が浸水したため、2階に避難者が垂直避難で難を逃れた。



写真1 金山小学校（左）、国道113号（中央）、金山まちづくりセンター（右）

(3) 筆甫地区の被災状況

筆甫地区は、丸森町の市街地と筆甫を結ぶ県道45号やその他の道路も土砂崩れ等で孤立し

た地域である。写真2に被災状況を示す。内川の越流による道路浸食と洗掘、土砂災害による道路閉塞や建物倒壊など見られた。筆甫の住民は、コミュニティが強く、12日昼間のうちに、地区住民同士がほとんどの住民の避難先を把握しており、避難所もしくは地区外に避難していた方もいた。筆甫地区は、豪雪等でも孤立したことが過去にもあり、住民は、2週間程度の家庭内備蓄があり、今回の台風で孤立した時にも食料等の問題はさほど起きていないとの証言を得られた。



写真2 内川の越流による洗掘（左）、内川の越流と浸水によって土砂が道路に蓄積（右）

5. 考察

上記の4地区以外も調査を実施し、以下の4つが現段階の考察である。

- ・丸森町民は、過去の災害経験をもとに地形や治水等を良く理解しており、特に集水地形や河川近くに居住場所を設けていないことが多く、被害を免れている。
- ・甚大な被害となったのは、これまでの水害経験（S61.8.5）以上に降雨量があったこと、さらに、住民の過去の災害経験が負の動きとなり、避難の遅れ等に繋がった。
- ・各地区のコミュニティが強固である。特に、自主防災組織や消防団の安否確認、避難誘導、人命救助の活躍。住民所有の重機で道路啓開など実施している。ただし、備蓄食料が水害で被害にあったこと、飲料水に使用できる井戸が少なかったことなどが問題となった。
- ・東日本大震災を経験した役場ではあるが、災害事象が異なったこと、大規模災害になったこと、役場職員が足りないことなどから、被害把握や対応の遅れが見られた。

6. まとめ

本報告では、令和元年台風19号の丸森町の被害概要について報告を行った。今後、丸森町の各地区の自主防災組織にヒアリングを実施し、被害の状況、避難状況、本災害の課題や教訓をまとめていき、丸森町の地域防災計画やハザードマップ、自主防災組織のあり方等に対して提言をまとめる予定である。

謝辞：

本報告をまとめるに当たり、丸森町総務課消防防災班及び災害科学国際研究所の教員、東北学院大学の飛田先生、千田先生、株式会社テクノ長谷の高橋一雄氏にご協力をいただいた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献：

1) 丸森町、災害対策本部会議資料（2019年11月29日）：

http://www.town.marumori.miyagi.jp/soumuka/bousai-info/emergency/taifu19_saitai-pb_siryuu.html（参照：2019年12月1日）

洪水時における樹皮剥離過程に関する検討*

秋田大学理工学部 谷口 隼也
 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

大雨による河川流量の増加により、流域の森林から大量の樹木が流木となって流れ出して付近の地域に大きな被害を与えるという事例が全国的に多く報告されている¹⁾。そのため、流木の発生や堆積、挙動²⁾³⁾、樹皮剥離の原因に関する報告⁴⁾等、流木による被害を軽減するための活動が活発に行われている。しかし、流木そのもの、特に流木の樹皮が剥離する過程に関する検討は未だ行われていない。樹皮剥離過程を明らかにすることが出来れば流木の発生源を推定することにつながり、今後の河川管理や森林管理にとって有用である。

そこで本研究では、2016年の台風10号の影響で流木による甚大な被害が発生した小本川を参考にして、平面的に循環する水路を作製した。この水路を用いて、流木モデルを水・砂礫とともに流して樹皮剥離過程や時間を検討し、流木の発生源を推定するための研究を行った。

2. 平面循環水路の作製

(1) 平面循環水路の概要

本検討で作成した平面循環水路の概要を図-1に示す。水路の中心線の一周の長さは280.0 cm、直線部の長さは81.5 cm、曲線部の長さは58.5 cm、水路全体の横幅は129.0 cm、奥行きは49.4 cm、壁の高さは20 cmとした。水は水路内側の排水ポンプから汲み上げ、水路外壁から挿し込んだホースから水を

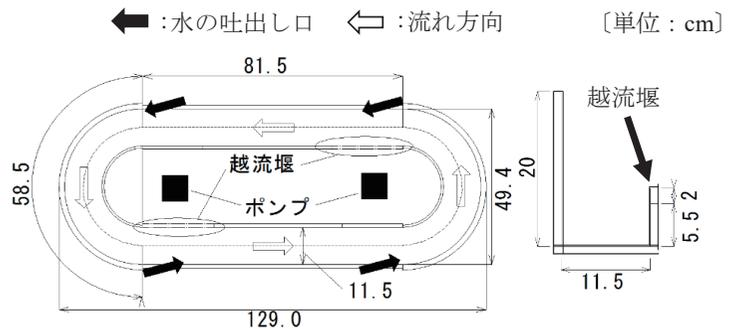


図-1 平面循環水路図

出すことで水流を起こす仕組みにした。なお、吐き出せる流量はホース1本当たり50 L/minである。ホースの位置は曲線の入口付近と出口付近の4箇所であり、底部から5 cmで、15°で入射するようにした。ポンプで水を汲み上げ続けると内部の水位が減少して水が流れなくなったため、曲線部出口に越流堰を設け、水を内部に越流させて水を循環させる仕組みとした。越流堰の高さは、

*Experimental study of stripping driftwoods in a flood by Junya TANIGUCHI, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE

5.5 cm, 7.5 cm で変化させることが出来るようにした。水を越流させる際、流木モデルが内側の貯水域に流れ込むことを防ぐため、越流堰に金網を設けた。この水路の縮尺は既往の研究⁵⁾を参考に、小本川の川幅 54 m と水路幅 11.5 cm の比より、フルードの相似則を用いて 1/470 とした。

(2) 使用土砂

使用する土砂は、馬場目川の土砂である。小本川の土砂と馬場目川の土砂の粒径加積曲線を図-2 に示す。図-2 から、この土砂は全て砂と礫で構成されており、礫成分が約 60% を占めていた。この砂礫の最大粒径は 33 mm で、小本川の砂礫の均等係数は 8.17, 馬場目川の砂礫の均等係数は 7.83 であった。

(3) 実験水路内の流速

実験は平面循環水路に流木・清水, または流木・清水・砂礫を投入し、ポンプで水流を起こした。流木・清水を対象とした実験では、水位を 9 cm とし、流木・清水・砂礫を対象とした実験では、砂礫の層厚を約 4 cm として水位を 4 cm, 5 cm, 6 cm とした。

各条件における流速をプロペラ流速計を用いて一点法により測定した。得られた流速と実際の縮尺に換算した流速の比較を表-1 に示す。池谷⁶⁾によると、実現象における砂礫型土石流の流速は 3 m/s~10 m/s であるとされている。従って、平面循環水路内で実際の砂礫型土石流の流速を再現出来ていることが確認された。

3. 流木の剥離実験

(1) 流木

実験で用いた流木は杉の枝を実際のもものと仮定して用いた。想定した流木長は 25 cm であり、水路内の縮尺に換算すると 5.5 cm であった。流木の直径は 6 mm を基準とした。本実験では実現象と同様の条件となるように湿潤状態のものを用いた。このときの流木の比重を測定したところ、平均で 0.92 であった。

(2) 実験方法

実験は平面循環水路に流木・清水, または流木・清水・砂礫を投入して、ポンプで水流を起こしてこれらを同時に流して行った。砂礫の層厚は 4 cm とし、水位は表-1 における条件で行った。流木の投入本数は全ての条件で 10 本とした。各条件における水位で水を 120 分間流すと、実際の縮

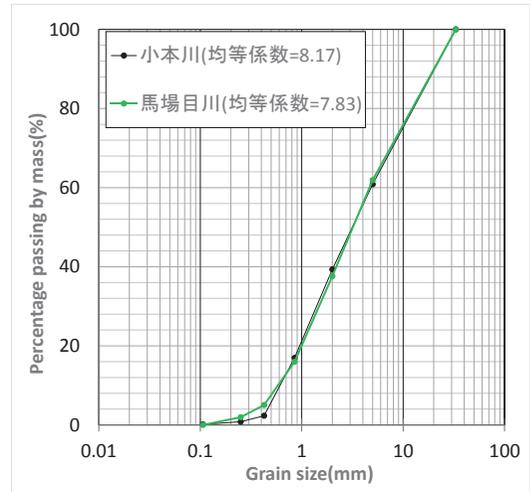


図-2 粒径加積曲線

表-1 水路内流速と換算した流速の比較

	水位(cm)	流速(m/s)	換算流速(m/s)
清水のみ	9	0.49	10.62
砂礫あり (層厚4 cm)	4	0.37	8.02
	5	0.36	7.81
	6	0.33	7.07

尺において小本川の河口付近に到達する程度の距離となったため、流下時間は全ての条件で 120 分とした。

水の流れを 60 分までは 10 分おきに、その後の 60 分は 20 分おきにポンプを止め、流木の表面について観察・検討を行った。樹皮剥離の評価は画像解析で行った。画像解析を行うために、焦点距離を一定とした状態で流木の表面を 90° ずつ、4 方向からカメラで撮影してそれぞれの方向における流木の面積 (pixel) と剥離箇所の面積 (pixel) を求めた。剥離率の評価例を図-3 に示す。図-3 は、ある流木の表面を 1 方向から撮影し、流木の面積と剥離箇所の面積を示したものである。これらを 4 方向分求めて全て合計し、流木の面積に対する剥離箇所の面積の割合として求め、式 (1) に示す剥離率 (%) とした。

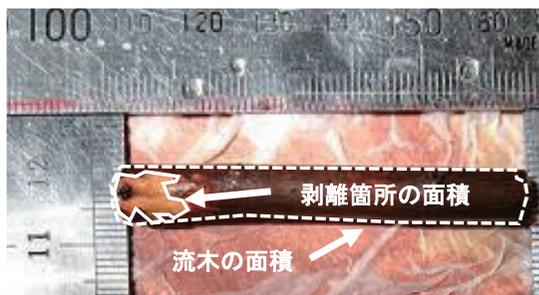


図-3 剥離率の評価例

$$\text{剥離率 (\%)} = \frac{\text{剥離箇所の面積 (pixel) の合計}}{\text{流木の面積 (pixel) の合計}} \times 100 \quad (1)$$

(3) 実験結果および観察

a) 流木の挙動

流木・清水を用いた場合の水路内の様子を図-4 に示す。流してみると、流木は断面を流れの方向に向けて流れる傾向が強いこと、底面付近を流れる傾向が強いことを確認した。

流木・清水・砂礫を投入した場合の水路内の様子を図-5 に示す。流木の挙動に関して流木・清水を用いた場合と同様の傾向が見られ、礫と接触する際は、断面が礫と衝突する場合と側面が礫を擦るように接触する場合が見られた。また、上層の砂礫はあまり流されないか、または流されても水位の変化はあまり見られないため動的平衡が取れていることが分かった。

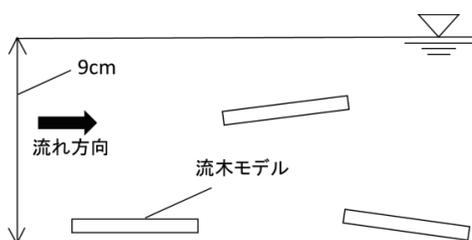


図-4 清水のみ

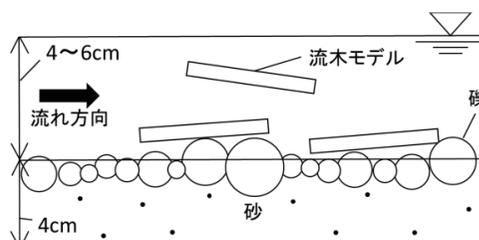


図-5 砂礫あり

b) 剥離率

各条件下で流木を流す実験を行った。清水のみを用いた場合の結果を図-6 に示す。図-6 から 120 分後における剥離率は最大で 0.11 %、最小で 0.00 % であり、清水のみでは流木の表面はあまり剥

離していないことが分かった。故に流路の壁面や底面、流木同士の衝突による剥離はほぼ無いと考えられる。

砂礫と清水を用いた水位 6 cm の場合の結果を図-7 に示す。図-7 から、120 分後における剥離率は最大で 16.49 %，最小で 0.32 % であった。砂礫を投入した場合、流木が砂層上面の礫に衝突・摩耗することにより、表面が剥離することを確認した。剥離は 0~10 分の間からすでに始まっている流木もあり、剥離率の大きかった 4 本に関して、10~60 分の間に剥離率が大きく上昇していた。これらの 60 分後の剥離率を見ると、ゆっくりと剥離が進行したもの、あまり剥離が進行しなかったもの、100 分後から再度剥離率が大きく上昇し始めたものがあり、剥離の進行は様々であった。

砂礫と清水を用いた水位 5 cm の場合の結果を図-8 に示す。図-8 から、120 分後における剥離率は最大で 13.73 %，最小で 1.39 % であった。剥離率は 20~60 分の間に大きく上昇している流木があり、これらも剥離の進行は様々であった。しかし、水位 6 cm の場合と比較すると剥離率が 2 % 程度のものが多く、全体的に剥離率は小さくなっており、水位 6 cm の場合よりばらつきは小さかった。

砂礫と清水を用いた水位 4 cm の場合の結果を図-9 に示す。図-9 から、120 分後における剥離率は最大で 20.33 %，最小で 0.44 % であった。剥離率が大きかった 2 本に関して、剥離率は 60 分までの間に大きく上昇しており、その後も上昇し続けた。しかし、その他の流木の剥離率は 1~2 % 程度であり水位 5 cm の場合と同様の傾向になった。

次に、最大剥離率を比較した図を図-10 に示す。図-10 から、砂礫を用いた水位 4 cm の

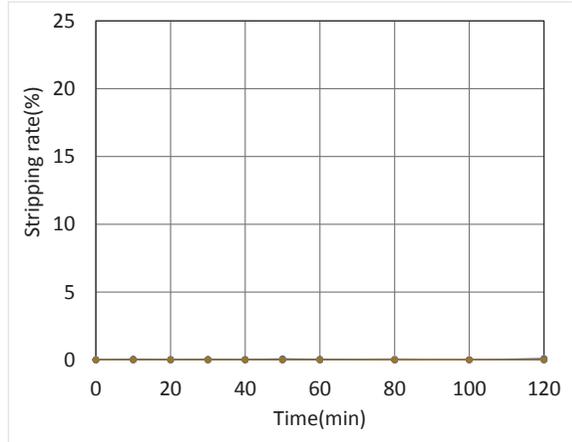


図-6 剥離率の推移(清水のみ, 水位 9 cm)

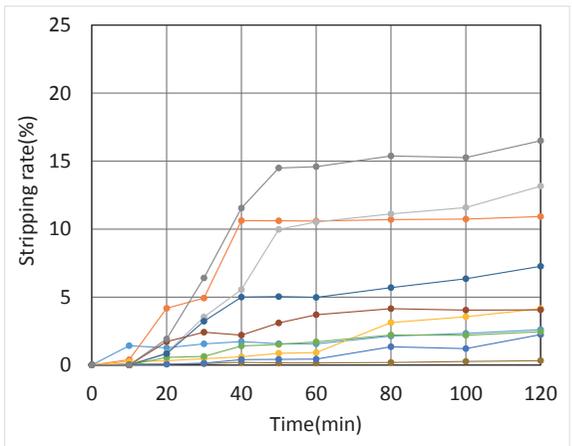


図-7 剥離率の推移(砂礫あり, 水位 6 cm)

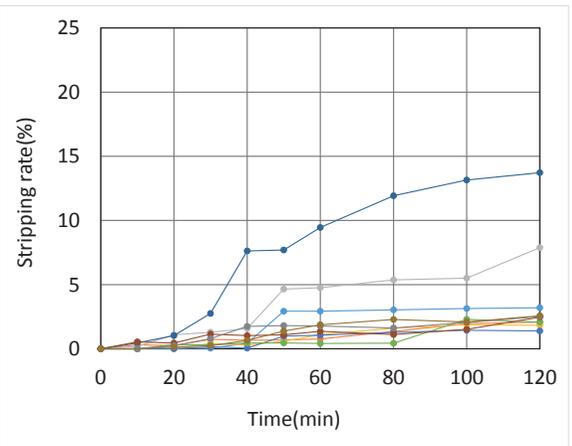


図-8 剥離率の推移(砂礫あり, 水位 5 cm)

場合が最もよく剥離しており、次に砂礫を用いた水位 6 cm の場合がよく剥離していた。これらの結果より、剥離率に特徴的な傾向は見られなかった。この理由として、流木の個体差による影響が大きいと考えられる。

c) 表面観察

さらに、剥離が生じていた流木の表面について観察・検討を行った。

砂礫を用いた水位 4 cm の場合における剥離率が最も大きかった流木を対象として時間ごとの剥離の変化を観察した。この流木表面の剥離過程を図-11 に示す。流木表面に割れや欠け等の損傷は見られなかったが、10 分後の時点では側面が摩耗している様子が確認された。よって、この流木の側面は礫との接触による摩耗が原因となり剥離が生じていることが分かる。これは、礫と流木の側面が擦るように接触していたためと考えられ、剥離は円状に広がることはなく、主に長さ方向に進行した。しかし、剥離は全長の半分程度まで進行した後、剥離の進行は遅くなった。この流木の剥離は図-11 に示した部分のみに生じており、これ以外の箇所での剥離は生じていなかった。

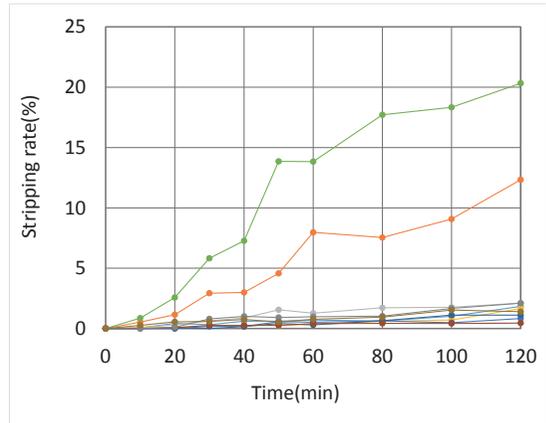


図-9 剥離率の推移(砂礫あり, 水位 4 cm)

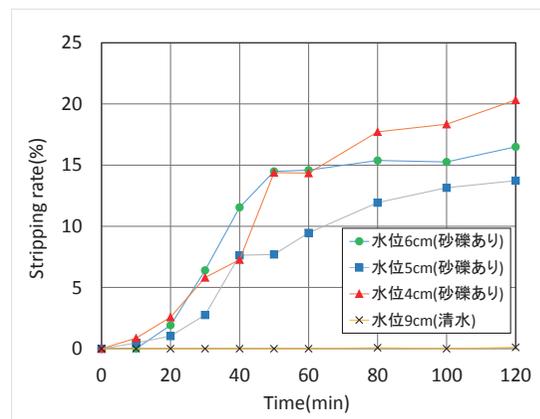


図-10 最大剥離率の比較

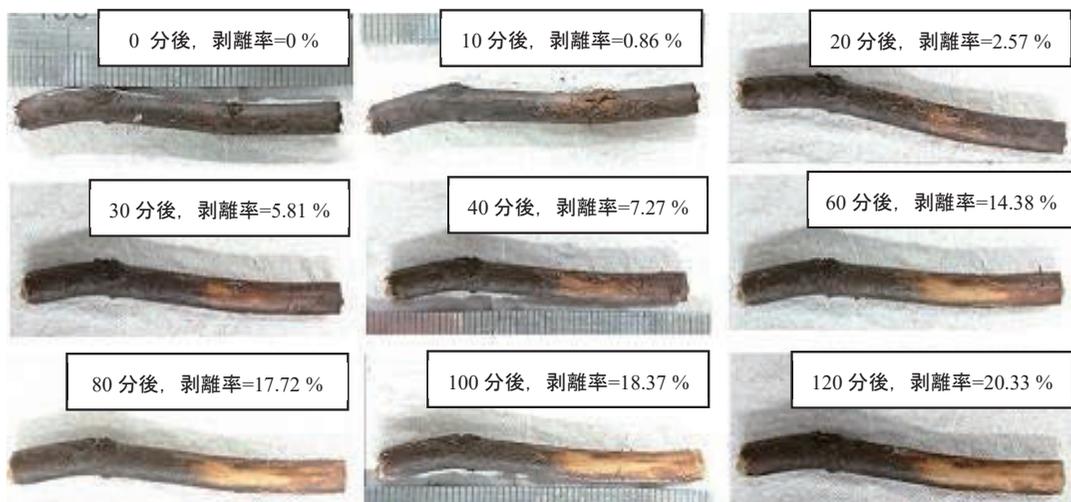


図-11 剥離過程

剥離していた流木全てを観察したところ、図-11 に示した流木と同様に割れや欠け等の損傷ではなく摩耗により剥離が生じており、剥離箇所は主に側面であった。これらは最初に剥離が生じた箇所を中心に周囲へ広がっていくことで剥離が進行していたが、複数箇所から同時に剥離が生じる様子はあまり見られず、2箇所の剥離が確認出来たのは1本のみであった。一方、あまり剥離が生じていない場合は目視による観察において剥離を判断できなかったが、画像解析を行うことにより剥離を確認することができるケースも数多く見られた。

4. おわりに

本研究では、流木の樹皮が剥離する過程や様子を、平面循環水路を用いて検討を行った。この検討により以下の知見が得られた。

- ・ 清水のみを用いて流木を流した場合、流路の壁面や底面、流木同士の衝突による表面の剥離はあまり確認できなかった。
- ・ 剥離は10~60分の間に大きく進行するものが多く、それぞれの剥離の進行は様々であった。この理由として、流木の個体差による影響が大きいと考えられる。
- ・ 剥離が大きく進行している流木は主に側面から剥離が生じており、複数箇所から同時に剥離する傾向はあまり見られなかった。
- ・ 剥離が生じていないように見える流木でも、画像解析を行うことで断面から僅かに剥離が生じていることを分かった。

今後は、流木の本数や土砂の粒径等の条件を変え、剥離の進行に及ぼす影響について検討を進めて行く予定である。

参考文献

- 1) 水原邦夫:土石流に伴う流木による災害とその防止軽減対策に関する考察, 水利科学, No.352, pp.1-46, 2016.
- 2) 立石龍平, 香月智, 石川信隆: 回転円筒実験による水・砂・流木の混合土石流の偏析に関する基礎検討, 構造工学論文集 Vol.62A, pp.1097-1110, 2016.
- 3) Rudolf Miklau, Florian et(砂防地すべりセンター訳): 流木対策一実務入門一, pp.4-49, 砂防地すべりセンター, 2011.
- 4) 中野志郎, 横山俊治, 佐々浩司, 村井政徳: 樹木に残された流下痕跡による阿津江土石流の流下方向の推定, 日本地すべり学会誌, Vol.42, No.6, pp.499-505, 2006.
- 5) 西脇遼, 齋藤憲寿, 渡辺一也: 橋梁部における杉の堆積に関する水理模型実験, 東北地域災害科学研究集会, 第55巻, pp.91-96, 2019.
- 6) 池谷浩: 土石流災害, 岩波新書, 221p, 1999.

洪水氾濫計算結果の見せ方に関する基礎的研究*

八木 隆聖, 呉 修一 富山県立大学 環境・社会基盤工学科

1. はじめに

近年, 全国各地で豪雨災害が発生し, 多くの人々が命を落としている. 平成30年7月豪雨では西日本を中心とし広範囲で記録的な大雨が観測され, 死者224名の人的被害を出した. 災害時の避難行動が重要であると取り上げられていた中で, 実際に避難が確認された者は避難勧告対象者数に対して約0.5%と低い値であった¹⁾. 避難しなかった理由として「自宅の方が安全であると判断したため」, 「避難するほうが危険と判断したため」, 「避難勧告等を認識していなかったため」などが国土交通省のアンケート調査結果で挙げられた²⁾.

既往研究では避難促進に向けた新しい策の提案がされてきた. 呉ら³⁾は地域住民に対してアンケート調査・ヒアリング調査を行い, 避難活動や情報伝達時にどのような課題が存在するの⁴⁾を示した. また, 可能最大洪水氾濫を評価した新しい洪水ハザードマップ・情報の一例を提案した. 牛山ら⁴⁾は地域住民に対してアンケート調査を行い, 防災気象情報における「言葉」による情報よりも「レベル」での数値による警報の方が効果的な可能性がある⁵⁾と提案した. また, 警報的な情報だけでなく, 避難勧告などの情報を組み合わせることも重要であると示唆した. しかし, 警報のレベルでの数値化や想定最大規模でのハザードマップは実用化されているが, 昨今の豪雨において全く避難が促進されていないのが現状である.

したがって, 本研究では油断している災害経験の少ない地域や住民に対して避難促進に繋がる策を検討する. 特に洪水災害に対してリスクを過小評価している現状があるため, 富山市における複数の洪水シナリオの災害状況を洪水氾濫計算により再現し, 分かりやすい洪水氾濫計算結果・ハザードマップの見せ方を提案する.

2. 対象地域

本研究では, 富山県と岐阜県を流れる神通川と富山県を流れる常願寺川の2つの河川を対象とし, 対象河川の浸水域に該当する富山市を対象とする. 神通川は岐阜県の川上岳(標高1,626m)を水源とし, 流域面積が2,720km²の一級河川である. また, 急勾配であり, 河床の勾配は上流で約1/20から1/150, 下流で約1/250から0である. 常願寺川は富山県の北ノ俣岳(標高2,661m)を水源とし, 流域面積が368km²の一級河川である. また, 日本で最も急な河川であり, 山間部での勾配は約1/30であり, 氾濫域での勾配は約1/100である.

3. 研究手法

常願寺川・神通川の2つの河川で洪水氾濫計算を行う. 浸水域での地形データの空間解像度は5mと30mを用いる. 計画規模や想定最大規模での計算, 破堤箇所を変更した複数の洪水シナリオを計算する. 流速や流体力, 浸水深で被害状況を整理する. これらを用いて避難方向, 危険域の詳細な情報を提示する. また, 避難促進のために現在のハザードマップや洪水氾濫計算結果の見せ方の課題を抽出し, 様々な提案を行う. そのため本論文では洪水氾濫のリスクランクの設定をまずは行う.

*A basic research to show hazard maps easier to understand for local people,

4. モデル・データの概要

氾濫生起条件の設定には土木研究所より提案されている堤防決壊モデル⁵⁾を使用した。堤防破堤箇所は常願寺川河口部から8,000mの左岸部での1ケースを行う。地盤標高データは国土交通省の空間解像度5mと水文補正標高データ⁶⁾の空間解像度30mを用いる。河道部のマンニングの粗度係数は0.033, 氾濫原のマンニングの粗度係数は0.033である。計算タイムステップは空間解像度5mでは $\Delta t=0.2s$, 空間解像度30mでは $\Delta t=0.4s$ を用いた。河川横断面データは富山河川国道事務所からの提供である。外力は計画規模流量を用いた。また、以下に本研究で用いた計算の概要を示す。

(1) 河道部の洪水追跡計算

河道部の洪水追跡計算には1次元不定流計算を用いた。1次元不定流計算は、以下の(1)-(2)の式を用いる。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(uQ)}{\partial t} = gA \frac{\partial(h+z)}{\partial x} - \frac{gn^2|Q|Q}{R^{4/3}A} \quad (2)$$

ここに、 A : 流積[m²], R : 径深, Q : 流量[m³/s], q_l : 側方流入量[m³/s], u : 流速[m²/s], h : 水深[m], z : 標高[m], n : マニングの粗度係数[m^{-1/3}s]である。

(2) 氾濫域での洪水氾濫計算

洪水氾濫計算はMIKE FLOOD (DHI)を使用し、2次元不定流計算を行う。2次元不定流計算は以下の式(3)-(5)を用いる。

<連続式>

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = 0 \quad (3)$$

<運動方程式>

x方向

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{gp\sqrt{p^2+q^2}}{C^2-h^2} - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{xy}) \right] = 0 \quad (4)$$

y方向

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{gp\sqrt{p^2+q^2}}{C^2-h^2} - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xy}) \right] = 0 \quad (5)$$

ここに、 τ : 底面せん断応力[Pa], p : x 方向流量フラックス[m³/s], q : 方向流量フラックス[m³/s], C : 粗度係数, ρ_w : 水の密度[kg/m³], ζ : 水位[m], h : 水深[m], g : 重力加速度[m/s²]である。

5. 計算結果

上記のモデルを用いて洪水氾濫計算を行った。最大流速の解析結果を図1に示す。同様に浸水深での比較なども行っている。

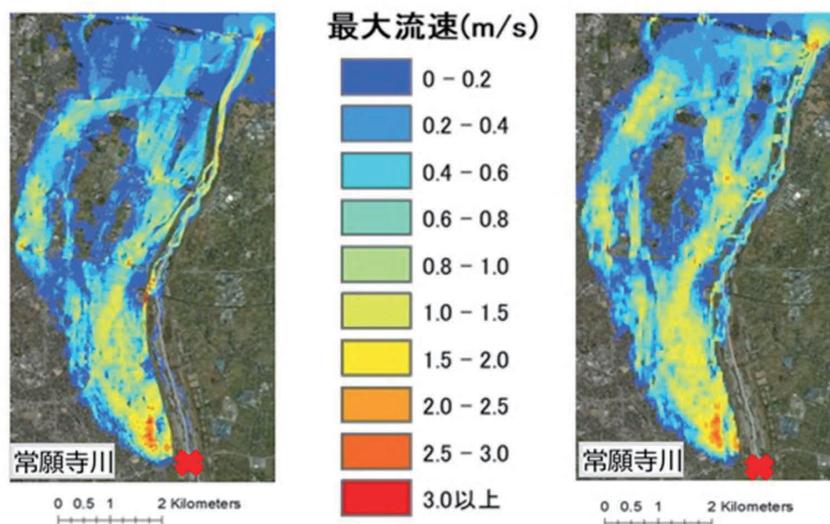


図1 空間解像度 5 m (左) と空間解像度 30 m (右) の最大流速

浸水域の中央で浸水が見られないが、これは国道8号線で氾濫が堰き止められていると考える。また、空間解像度 5 m (左) を用いた解析結果は空間解像度 30 m (右) を用いた解析結果より、道路や田畑の影響が鮮明に出ていることがわかる。しかし、空間解像度 5 m (左) で最大流速の値が 3.0 m/s 以上を示しており、空間解像度 30 m (右) でも同様の結果が得られている。したがって、空間解像度 30 m を用いた解析は空間解像度 5 m を用いた解析と比較しても十分に再現性が高いと考える。

6. リスクランク評価

浸水氾濫に伴う水災害リスク評価として LIFESim モデルと Floris モデルがある^{7,8)}。

LIFESim モデルは米国陸軍工兵隊が人命損失を予測するために開発されたものである。床面からの浸水深により危険水位帯、準危険水位帯、安全水位帯に分類し、年齢、建物の階数から危険度別の人数を算出し、設定された死亡率を乗じて死者数を推定する手法である。

一方、Floris モデルは氾濫時の流体力や流速、水位上昇速度、浸水深から氾濫域を決壊箇所付近の高速流を特徴とする領域1、水位上昇率が高い領域2、水深が支配的な領域3の3つに区分し、アメリカやイギリス、オランダ、日本の水害データから導かれた死亡率関数から死者数を推定するモデルである。

本研究で提案するモデルは氾濫発生時の浸水深及び流速に応じて4つのリスクランク評価と2つのリスクランク評価を設定した。リスクランクを2つにすることで分かりやすく、油断している地域住民にインパクトを与えることができると考える。また、リスクランクと浸水深、流速の関係をそれぞれ図2、図3に示す。

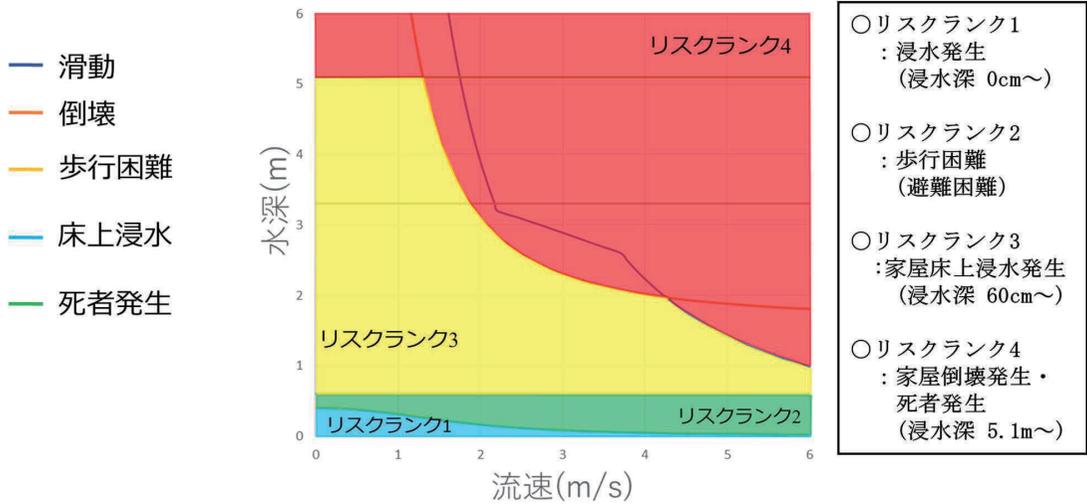


図2 浸水深と流速による4つの浸水リスクランクの提案

歩行での避難困難は単位幅比力(Mo)で評価される⁹⁾。Moの値が大きいかほど避難困難であることを意味する。本研究では高齢女性の場合でのMoの値が0.08 m³/mを超えると歩行による避難が困難であることを用いた。リスクランク3の浸水深60cmはLIFESimモデルの地表面から家屋の床上までの高さの値を用いた。リスクランク4の浸水深5.1mはLIFESimモデルの地表面から床面からの浸水深により分類された危険水位帯までの高さを用いた。

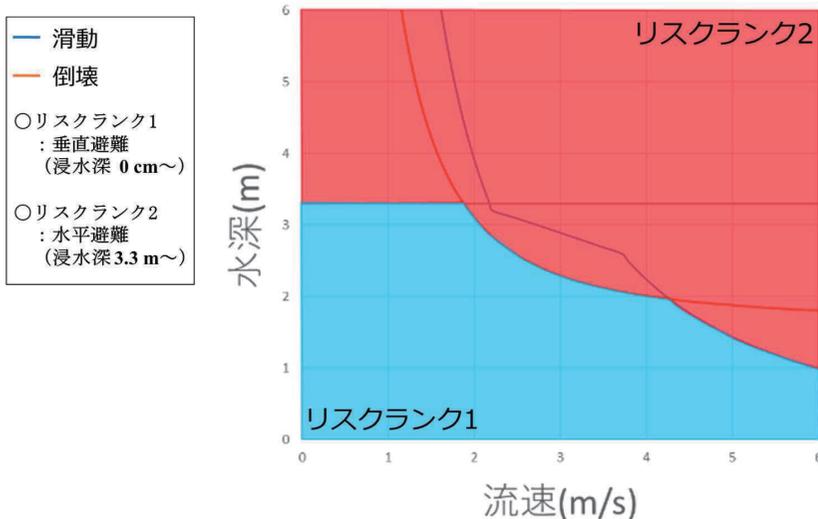


図3 浸水深と流速による2つの浸水リスクランクの提案

建物の倒壊、滑動についてはモデル家屋の倒壊限界の試算⁹⁾を用いた。浸水深 3.3 m は LIFESim モデルの地表面から 1 階天井までの高さの値を用いた。

7. まとめ

洪水氾濫計算では常願寺川を対象とした洪水氾濫解析モデルを適用した。また、リスクランク評価では、リスクランクを 2 つにすることで視覚的に分かりやすく情報をとらえることができ、災害時の避難につながるのではないかと考える。しかし、水平避難と垂直避難の境界線の設定が絶対的とは言えないため今後も検討していく予定である。また、今後は氾濫シミュレーションの結果から本研究で提案した 2 つのリスクランクに基づきそれぞれ 4 色と 2 色でのハザードマップなどの提案を行う。

謝辞：

本研究は、JSPS 科研費 JP18K04372 および令和元年度河川砂防技術研究開発の助成を受け実施したものです。ここに記して謝意を表します。

参考文献：

- 1) 総務省消防庁, 平成 30 年 7 月豪雨を踏まえた水害・土砂災害からの避難のあり方について,
https://www.bousai.go.jp/fusuigai/suigai_dosyaworking/pdf/honbun.pdf
(2019 年 9 月 12 日アクセス)
- 2) 国土交通省, 避難した理由, <http://www.mlit.go.jp/river/sabo/pdf/190124chikubousai.pdf>
(2020 年 1 月 7 日アクセス)
- 3) 呉 修一, 千村 紘徳, 地引 泰人, 佐藤 翔輔, 森口 周二, 邑本 俊亮: 地域住民を対象とした防災情報の理解度等に関する基礎調査と可能最大洪水を想定した防災対応の提案, 自然災害科学, Vol.38, No.4, 印刷中, 2020.
- 4) 牛山 素行: レベル化された気象警報に対する情報利用者の認識, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.70, No.4, I_1513-I_1518, 2014.
- 5) 国土交通省, 洪水浸水想定区域作成マニュアル(第 4 版)2017.10.6,
http://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/pdf/manual_kouzuishinsui_1710.pdf
- 6) Yamazaki D., S. Togashi, A. Takeshima, T. Sayama (2018)"HIGH-RESOLUTION FLOW DIRECTION MAP OF JAPAN"Journal of Japan Society of Civil Engineers (B1), vol.74(5), I_163-I_168(In Japanese with English abstract)
- 7) US Army Corps of Engineers (2004) Hydrologic Engineering Center,
<https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-lifsim/features.aspx>
- 8) Rijkswaterstaat VNK Project Office, The National Flood Risk Analysis for the Netherlands: FINAL REPORT, 2016.
- 9) 浅井 良純, 石垣 泰輔, 馬場 康之, 戸田 圭一: 高齢者を含めた地下空間浸水時における避難経路の安全性に関する検討, 水工学論文集, 第 53 巻, 859-864, 2009.

インドネシアCitarum川流域の水田耕区における氾濫解析

日本大学大学院工学研究科 竹田稔真

日本大学工学部 河村弘仁

日本大学工学部 朝岡良浩

日本大学工学部 若林裕之

IPBUniversity Boedi Tjahjono

ProvincialOfficeofFoodCropsandHorticultureofWestJavaProvince Sitaresmi Dewayani

1. はじめに

インドネシアの主要産業には農業があり、コメの生産量は世界3位である。生産されたコメは主に国内で消費され、不作に備えて輸入したコメを備蓄していることから国民の食生活を大きく支えていることがわかる。同時に、コメが不作に陥ると国民の食料が失われることに加えて農家の収入にも影響を及ぼすと考えられる。

インドネシアの気候は図1に示すように乾季と雨季が明確に分かれている。図1の降雨量はJAXA/EORCより提供されたGSMaP(全球降水マップ)プロダクトによるデータである¹²⁾¹⁴⁾。乾季の月降雨量は10に近いことも珍しくないため、干ばつによりコメ収量が減少する。一方で雨季は、日本の梅雨のように長期間降り続くのではなく図2のとおり短期間で集中的な豪雨が発生するような降雨形態である。そのため雨季は水害が発生しやすく、水田耕区や家屋が1m以上浸水することも珍しくない。同時に、降雨は営農に欠かせない水資源でもあり氾濫特性とコメの栽培形態には密接した関係がある。これらを受けてインドネシア政府は農業保険制度を導入し、コメ収量への損害を農家に補償し始めた。これまで被害状況は専門スタッフによる現地調査によって決定されてきた。

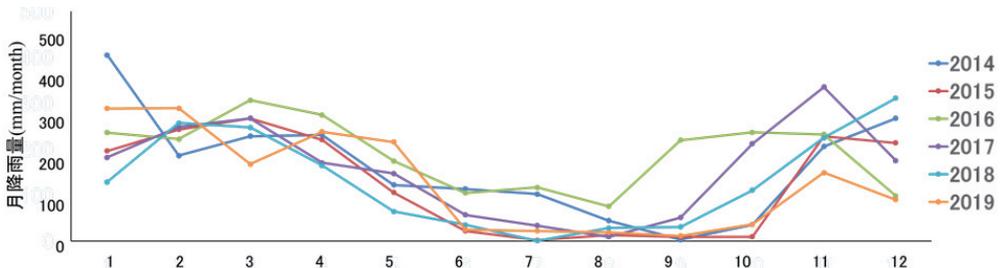


図1 インドネシアBojongsrang地区の月別降雨量

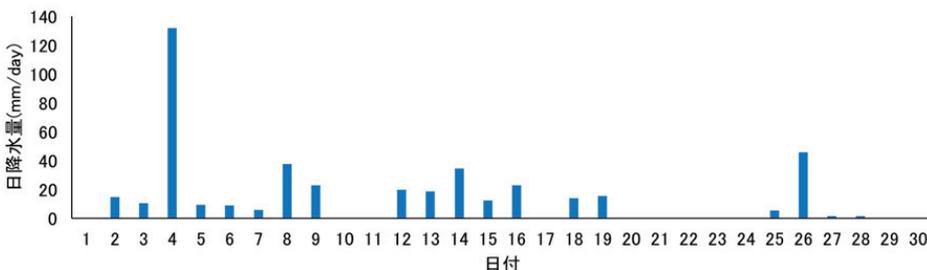


図2 インドネシアBojongsrang地区の4月の日別降雨量

* Inundation analysis of rice paddy field in the Citarum river basin, Indonesia by Toshimasa Takeda, Hiroto Kawamura, Yoshihiro Asaoka, Hiroyuki Wakabayashi, Boedi Tjahjono and Sitaresmi Dewayani

しかしながら水田耕区は膨大であり目視や聞き込み調査等では被害実態の把握が難しいだけでなく、調査に要する時間やコストも甚大である。この問題を解決するために、空間情報を駆使した効率的な損害評価方法が開発されている⁹⁾。その一つとして、インドネシアのBojongsong地区を対象に衛星データを用いた浸水域の抽出手法が開発されてきた⁷⁾。この研究により、SARデータを用いることで天候に関わらず10m分解能の高解像度で対象地域の浸水域を推定できる。しかし、把握可能な時間分解能は衛星の回帰日数に依存し、浸水域は推定できるが浸水深を測定できない2つの問題点がある。

上記した2つ問題点を補う手法として、数値シミュレーションによる浸水域と浸水深の時系列予測が検討されている。日本の低平農業地帯を対象として、土地利用を考慮した内水氾濫解析モデルを開発した事例⁹⁾では氾濫現象を概ね再現できた。本研究ではインドネシアのBojongsong地区の内水氾濫シミュレーションを行い、衛星データから抽出した浸水域を真値と仮定してシミュレーションによる浸水域と比較することで同地区における氾濫解析の課題と氾濫の特性を明らかにした。

2. 研究手法

(1)対象地域及び用いるデータの概要

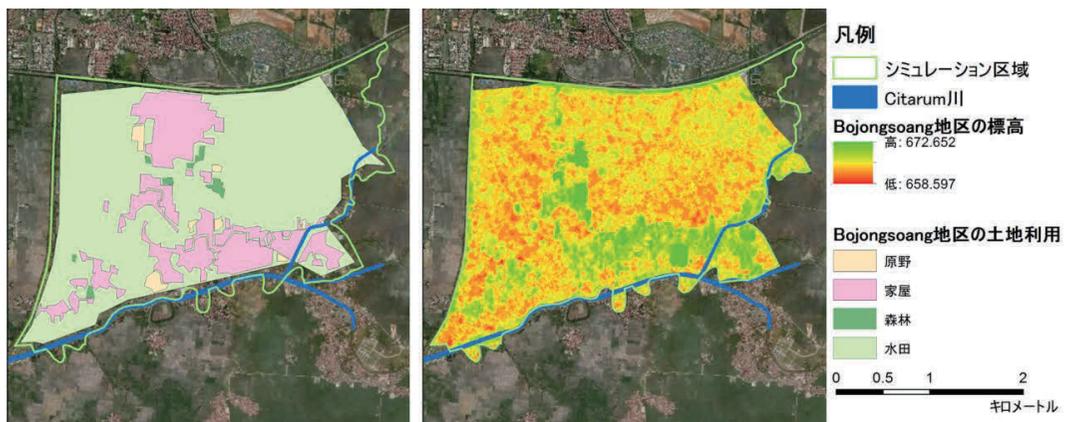


図3 インドネシア Bojongsong 地区の概要(左：土地利用，右：標高)

本研究で対象としたインドネシアBojongsong地区の東部はCitarum川沿いに位置する。本来ならばCitarum川からの越流も考慮すべきだが、データ不足のためシミュレーションは内水氾濫に着目した。図3左の土地利用分類は地図をデジタル化して作成されたもので、本区域は水田の占める割合が多く浸水によって生じるコメへの被害は甚大となる。図3右はALOS衛星の画像データから作成された5m分解能のDSM(Digital Surface Model)である。

(2)シミュレーションの手法

シミュレーションは降雨と初期条件となる水深を入力して、各メッシュの浸水深を出力する。降雨は現地を設置した転倒マス型雨量計のデータを用いる。初期条件は衛星データから抽出した浸水域を満たすような浸水深を仮定して与える。メッシュは、5m分解能のDSMを基に作成したTINデータである。

各メッシュの土地利用を原野、家屋、森林、水田の4種類に区分し、それぞれ水理公式集¹⁰⁾をもとに流出係数と粗度係数を設定した(表1)。なお、解析期間は営農期であり水田は水で満たされていると想定したため流出係数は1.00とした。これらのデータを式(1)-(3)に示す平面2次元不定流の運動方程式に入力し、有限要素法を用いて浸

表1 粗度係数と流出係数

	原野	家屋	森林	水田
粗度係数	0.03	0.65	0.04	0.03
流出係数	0.50	0.90	0.65	1.00

水深を算出した。

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(MU)}{\partial x} + \frac{\partial(NU)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2}{h^{1/3}} U \sqrt{U^2 + V^2} \quad (2)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(NU)}{\partial x} + \frac{\partial(MU)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{gn^2}{h^{1/3}} V \sqrt{U^2 + V^2} \quad (3)$$

ここに、 h ：水深(m)、 H ：水位(m)、 g ：重力加速度(m/s)、 M ： x 方向の流量フラックス(m^3/s)、 N ： y 方向の流量フラックス(m^3/s)、 U ： x 方向の平均流速(m/s)、 V ： y 方向の水深平均流速(m/s)、 n ：粗度係数である。計算時間間隔は10分とした。

(3)シミュレーションの対象期間

対象とした期間は4月2日0：00から4月5日0：00である。図4は衛星データから抽出した浸水域であり、左が4月1日、右が4月4日である。4月1日の浸水域と対象期間の降雨(図5)を入力して4月4日の各メッシュの浸水深を算出し、計算した浸水域と図3右を比較することでシミュレーションの課題と氾濫の特性を論じる。対象期間の総雨量は157mm、最大降雨強度は78.6mm/hrである。

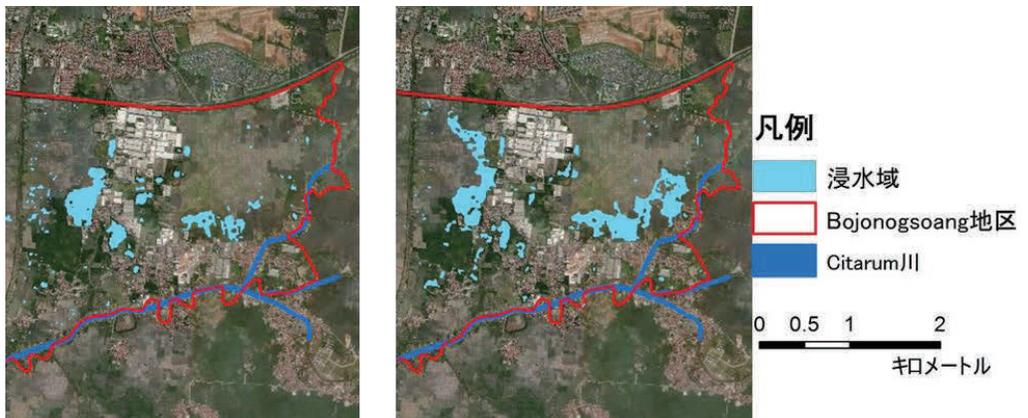


図4 衛星データから抽出した浸水域（左：4月1日、右：4月4日）

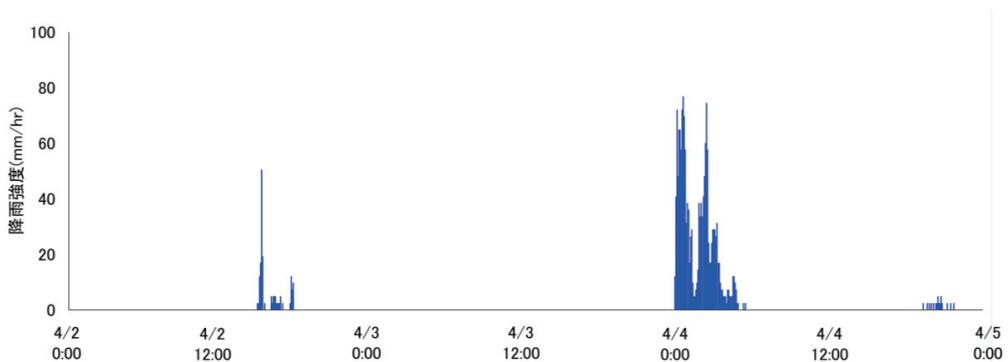


図5 入力する降雨強度

(4)初期条件の作成方法

衛星データを用いることの問題点に浸水深は推定できないことが挙げられた。そのため、初期条件として与える4月1日の水深は以下の方法によって決定した。任意の浸水域内の標高から最大値を抽出し、その値に0.1m足した値を浸水位として浸水域内に与える。図6を参考に、浸水域内に存在する標高の最大値がZmならば、浸水位はZ+0.1mと仮定して浸水域内に一様に与える。

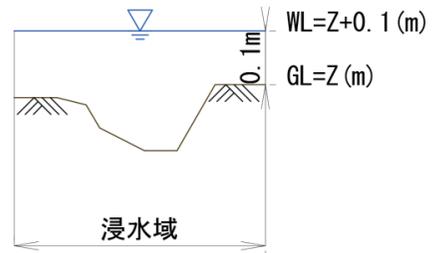


図6 初期条件の作成方法のイメージ

3. シミュレーション結果

図7は算出した4月5日0:00時点の浸水域と浸水深である。なお、本研究では浸水深が10cm以上の場合を浸水と仮定した。青色系統で表した箇所が計算値による浸水域で、オレンジ線で囲まれた範囲が衛星データから抽出した浸水域である。シミュレーションの結果、区域全体で見た場合は浸水域を過大評価した。一方で衛星データから抽出した浸水域内に着目した場合、St.C以外のエリアでは概ねシミュレーションと衛星データが一致した。しかし、St.C付近では過小評価となった。

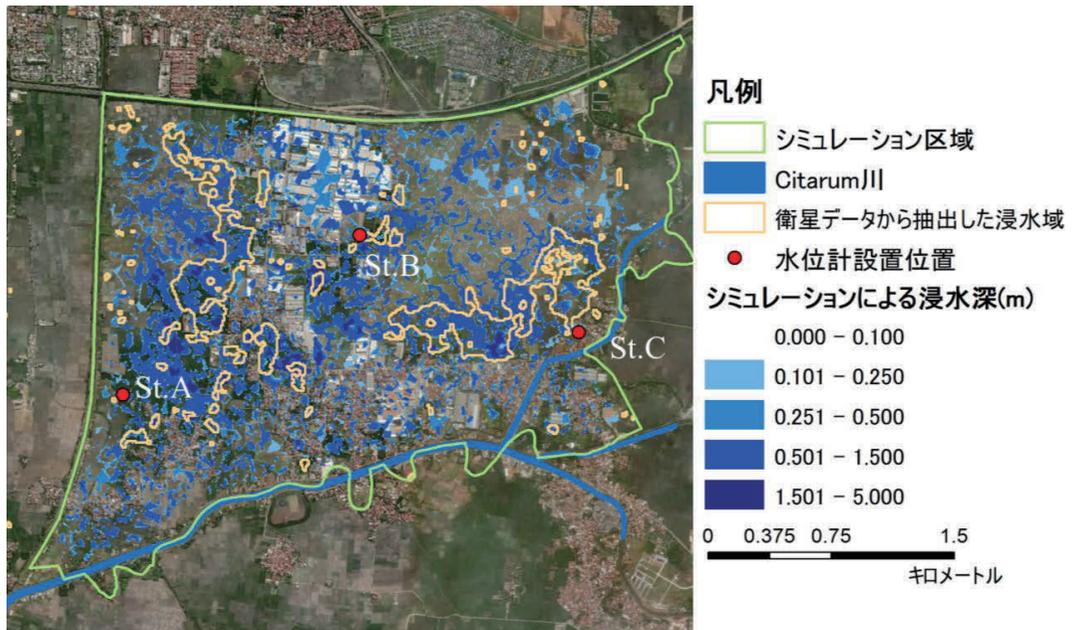


図6 浸水シミュレーションの結果

4. シミュレーションと衛星データの違いに対する考察

シミュレーションの精度向上を目的として、現地へ赴き図7のSt.A, B, Cそれぞれ3地点に水位計を設置するとともに現地調査により浸水の情報を得た。それらを基に、3地点を対象としてシミュレーションと衛星データが一致しなかった原因を考察した。

(1)St.A地点

St.A付近は、衛星データでは浸水となっていないがシミュレーション結果は浸水となったエリアが多く存在した。図2左の土地利用によれば当該エリア帯に水田が広がっており、現地調査したところシミュレーション区域西側

を縦断する線に沿って河川が存在した。本来であれば水田の水は排水路を通じて河川に排水されるが、氾濫モデルに排水路を導入していないため再現に至らなかった。本区域の排水路網を把握して再現することで、シミュレーションの精度は向上する推察される。

(2) St.B地点

St.Bの北部一帯には工業団地が存在しており、この箇所も衛星データでは浸水していないがシミュレーションでは浸水となった。本来であれば降雨は建物同士の隙間を抜けて東側の水田に向かって流れ、St.B地点のオレンジ線で囲まれた水田が浸水域となる。しかし、今回用いた表層データは5m分解能であり建物の形状を精緻に再現していない。そのため工業団地内に窪地が出来てしまい、水が窪地に貯留され続けることになりシミュレーションのみで浸水という結果になったと考えられる。St.Bの南と東も同様に浸水域を過大評価しているが土地利用は水田のため、St.Aと同様に排水路網を把握することで解決できる。

(3) St.C地点

上記2点と異なり、St.Cにおいては浸水域を過小評価した。現地の浸水痕を調査したところ、当地点の氾濫原は東部を流れるCitarum川と推定された。現時点では内水氾濫のみを考慮しており、外水の影響は取り扱っていない。しかし、この地点は外水氾濫を原因とする浸水被害のためシミュレーションと衛星データの違いが生じたことが明らかとなった。

また、全ての地点においてシミュレーション上で蒸発等の損失過程を考慮していない。そのためシミュレーション区域全体で水が残り続けるため過大評価している事も考えられる。加えて、初期条件として入力した4月1日の浸水深はDSMを元に作成したがその信頼性についても今後は言及していく必要がある。

5. まとめ

本研究はインドネシアBojongsong地区の東部を対象として、降雨と衛星データから抽出した浸水域を基に作成した浸水深を入力して各メッシュの浸水深を算出した。計算結果と衛星データを比較することで得られた知見を以下に示す。

- 1) 衛星データとシミュレーションによる浸水域が一致している箇所は内水氾濫が浸水の原因と考えられる。一方でSt.C地点は浸水域を過小評価していることに加え、現地調査からもCitarum川を氾濫原とした外水氾濫による浸水と推定される。
- 2) シミュレーション区域全体の水田で浸水域を過大評価した。現実にはSt.A、B付近の水田に貯留された降雨は排水路を通じて河川に流出すると考えられるがシミュレーション上では考慮していないため衛星データと異なる結果になった。排水路網を把握し、蒸発散等の損失過程をモデルに組み込むことで計算の精度が向上すると考えられる。

本研究よってシミュレーション上の課題や、モデルの精緻化に必要なデータが明らかとなった。今後の展望として上記した課題の解決に加え、現地に設置した水位計のデータを基に浸水深について精度を検証することがあげられる。初期条件として与える浸水深は、水位計の値を用いることで信頼性が向上する。

謝辞

本研究の一部はJST/JICA SATREPSの支援を受けた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) K. Okamoto, T. Iguchi, N. Takahashi, K. Iwanami and T. Ushio, 2005 : The Global Satellite Mapping of Precipitation (GSMaP) project, 25th IGARSS Proceedings, pp.3414-3416.
- 2) T. Kubota, S. Shige, H. Hashizume, K. Aonashi, N. Takahashi, S. Seto, M. Hirose, Y. N. Takayabu,

- K. Nakagawa, K. Iwanami, T. Ushio, M. Kachi, and K. Okamoto, 2007 : Global Precipitation Map using Satelliteborne Microwave Radiometers by the GSMaP Project : Production and Validation, IEEE Trans. Geosci. Remote Sens., Vol.45, No.7, pp.2259-2275.
- 3) K. Aonashi, J. Awaka, M. Hirose, T. Kozu, T. Kubota, G. Liu, S. Shige, S. Kida, S. Seto, N. Takahashi, and Y. N. Takayabu, 2009 : GSMaP passive, microwave precipitation retrieval algorithm : Algorithm description and validation. J. Meteor. Soc. Japan, 87A, 119-136.
 - 4) T. Ushio, T. Kubota, S. Shige, K. Okamoto, K. Aonashi, T. Inoue, N. Takahashi, T. Iguchi, M. Kachi, R. Oki, T. Morimoto, and Z. Kawasaki, 2009 : A Kalman filter approach to the Global Satellite Mapping of Precipitation (GSMaP) from combined passive microwave and infrared radiometric data. J. Meteor. Soc. Japan, 87A, 137-151.
 - 5) 春山成子, 伊藤健, 桶谷政一郎, 2009 : 洪水氾濫特性と水稻栽培パターン—カンボジア・メコンデルタを事例として—, 農村計画学会誌, Vol18, No.2, pp.57-63.
 - 6) Hongo, C, and Baba, B., 2017: SATREPS Project : https://www.jst.go.jp/global/english/kadai/h2804_indonesia.html, 2019.
 - 7) H. Wakabayashi, K. Motohashi, T. Kitagami, B. Tjahjono, S. Dewayani, D. Hidayat, C. Hongo, 2019 : Flooded area extraction of Rice paddy field in Indonesia using Sentinel-1 SAR data
The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Science-Sciences, Volume XLII-3/W7, pp.73-76.
 - 8) 吉川夏樹, 宮津進, 安田浩保, 三沢眞一, 2011 : 低平農業地帯を対象とした内水氾濫解析モデルの開発, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.67, No.4, I_991-I_996.
 - 9) Hanidya, F. S., 2018: Flood Vulnerability Analysis in Bojongsoang District, Bandung Regency, Graduation Research of Land Resource Management Study Program, Bogor Agricultural University (IPB).
 - 10) 土木学会:水理公式集[2018年版], pp.494.

人工衛星と数値地図情報を用いたパナマ運河流域の水収支解析

日本大学工学部土木工学科 神戸 智志

日本大学工学部土木工学科 朝岡 良浩

Technological University of Panama Lucas Calvo

1. はじめに

パナマ運河 (図1) は1914年に建設された太平洋と大西洋を結ぶインフラである。パナマ共和国の経済収益の大部分を占めるだけでなく、世界の貿易においても重要を担う。運河の航路は80km、最高点は海拔26mという地形条件より、水路の水位を段階式に変化させる閘門式運河が適用された。運河の用水はガトゥン湖から供給され、またガトゥン湖はパナマ市への生活用水、灌漑用水、水力発電にも利用されている。近年、ガトゥン湖において渇水・洪水が発生した。通常、乾季は1月から4月の4ヶ月にわたるが、2019年は5ヶ月にわたって降雨がほぼ観測されず、1914年の運河開通以来、乾期の降雨が最小を記録した。運河の利用制限に伴い通行料による収入が数百万ドル減少した。一方で、2010年12月には1972年以降に記録された24時間雨量の最大値の2倍に相当する雨量が記録され、極値解析による再現期間 (リターンピリオド) は2000年以上と報告されている^{1),2)}。

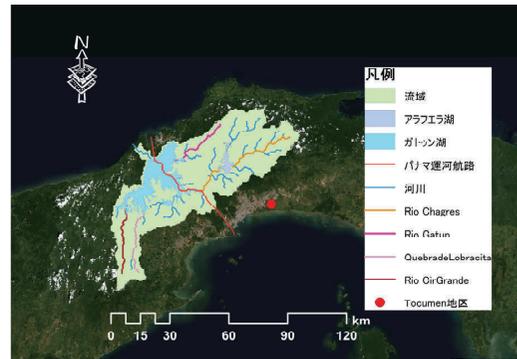


図1 パナマ運河流域

パナマ運河流域では1990年以降の焼畑農業の拡大に伴い森林面積が減少したが、2000年以降に政府による森林保護政策がとられ、植林地が増加傾向にある。そのため、土地利用の変化に伴う水文過程の遷移に着目した研究が実施されてきた。Justin et al. (2012) は流域内の熱帯雨林帯において水文観測を実施し、小流域の降雨、林内雨、樹幹流、蒸発散、河川流、水収支を評価した。Ogden et al. (2013) は、二次林、牧草地、農業地帯といった土地利用が異なる3種類の集水域の流出特性を比較して、二次林の集水域は他の土地利用が支配的な集水域よりも洪水時のピーク流量を減少し、乾季の基底流量が豊富になることを示した。Park and Cameron (2008) は運河流域内の植林地に植栽された4種類の在来樹種と1種類の外来樹種の樹幹遮断、林内雨、樹幹流について比較し、雨滴による土壌浸食を緩和する可能性を指摘した。

気候変動に関する政府間パネルの報告書³⁾は、気候変動の顕在化に伴い渇水・洪水頻度が高くなる地域がことを指摘している。パナマ運河においても気候変動の適応策を検討するために、今後の気候変動を考慮した渇水・洪水頻度の推計が必要とされている。この点に加えて、運河の流域では上述の土地利用変化に関する水文過程の遷移、流域からの土砂生産による貯水池内の堆砂に伴う有効貯水量の低下といった問題を抱えている。これらの問題に対して包括的に対応するためにも、流域内の河川流量を推定する流出モデルの開発が必要とされている。本

*Water balance analysis in the Panama Canal catchment with satellite remote sensing and geographic information data by Satoshi Godo, Yoshihiro Asaoka, and Lucas Calvo.

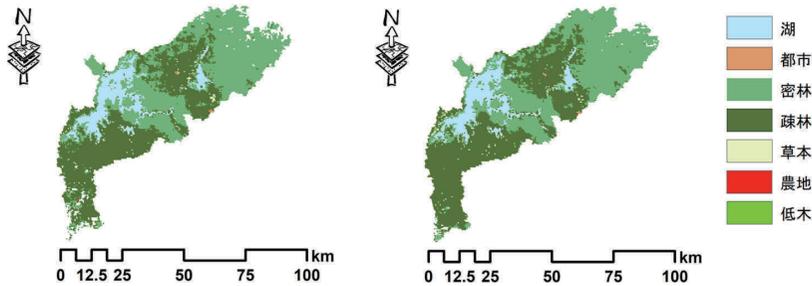


図2 土地利用図 (左:2001年, 右 2010年)

研究はパナマ運河流域における流出モデル構築の基礎的研究として、パナマ運河流域の水収支解析による流出特性の評価を目的とする。

2. 対象地域

パナマ運河流域(図1)の流域面積は3319km²である。流域内のガトゥン湖は複数の河川を堰き止めて建設された人造ダム湖である。貯水池の面積は425km²、Rio Chagres, Rio Gatun, Rio Cir Grande, Quebrade Lobracitaがガトゥン湖に流入する。ガトゥン湖の上流にはアラフエラ湖があり、貯水池の面積は50.2km²である。アラフエラ湖も人造ダム湖であり、パナマ運河の用水に利用されている。MODIS衛星の土地利用プロダクトMCD12Q1(空間分解の500m)によると、2001年から2010年の10年間の土地利用(図2)の変化は限定的で、密林と疎林が流域面積の約88%を占める。

3. 研究手法及びデータセット

(1) 研究手法

パナマ運河流域の流出率を(1)式を用いて算出した。

$$\text{流出率 (\%)} = \frac{\text{流出量}}{\text{降雨量} \times \text{流域面積}} \times 100 \quad (1)$$

(2) データセット

対象地域の流域界と河川データをHydroSHEDSから抽出した。HydroSHEDSは世界自然保護基金(World Wide Fund for Nature, WWF)が公開する全球規模の水文地形データである。流域界プロダクト(ca_bas_15s_beta_ud)と河川プロダクト(ca_riv_15s)はラスタ形式で整備され、空間分解能は15秒である。降雨量はJST-CRESTやJAXA降水観測サイエンスチームによって開発され、JAXA/EORCによって提供された衛星全球降水マップ(Global Satellite Mapping of Precipitation, GSMaP)[®]の標準版プロダクト(GsMAP MVK)を使用した。GSMaPは時間分解能1時間、空間分解能0.1度である。また、GSMaPのデータを補正するためパナマ共和国の電力会社ETESA (Empresa de Transmisión Eléctrica) が公開するTocumen観測点(図1)の地上観測雨量を収集した。2011年におけるTocumen観測点の年間雨量2166mmとGSMaPのTocumen観測点を含むグリッ

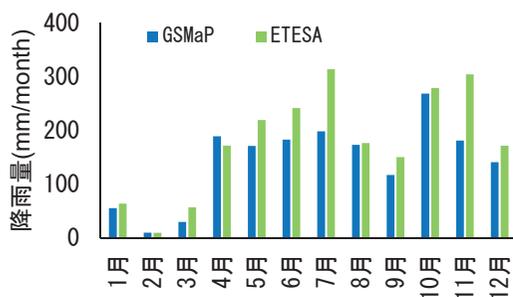


図3 降水量データの比較
(Tocumen 地点, 2011年)

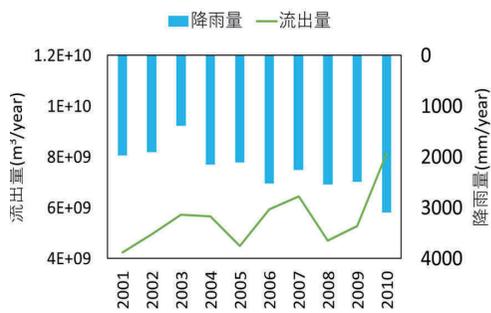


図4 年単位の降水量と流出量

ドの年間雨量1726mmの比較(図3)から補正值1.26を得た。またTocumen観測点を含むグリッドの補正值をGsMAPの全グリッドに適用した。流出量データはLucas (2018)の解析データを使用した。

4. 結果及び考察

パナマ運河流域における2001年から2010年の年単位の降水量と流出量を図4, 雨量分布図を図5に示す。流域平均の年間雨量は2116 mm/year (標準偏差: 435 mm/year), 最小は2003年の1388mm/year, 最大は2010年の3092mm/yearであった。2010年は11月と12月の降水量が多く, 11月564mm/month, 12月442mm/month で年降水量の約32%を占めた。また年降水量の分布に関しては, 流域中央部のガトゥン湖付近の降水量が多い傾向にある。年流出量の平均は $5.56 \times 10^9 \text{ m}^3/\text{year}$ (標準偏差: $1.08 \times 10^9 \text{ m}^3/\text{year}$), 最小は2001年の $4.2 \times 10^9 \text{ m}^3/\text{year}$, 最大は2010年の $8.20 \times 10^9 \text{ m}^3/\text{year}$ であった。11月と12月の多雨により, この2か月の流出量は11月 $1.26 \times 10^9 \text{ m}^3/\text{month}$, 12月 $3.29 \times 10^9 \text{ m}^3/\text{month}$ で, 年間流出量の約55%を占めた。

2001年から2010年までの10年間の月単位の降水量と流出量を図6に示す。1月から3月は降水量が20mm/month以下となり, 乾季に該当する。4月以降に雨季が始まり, 12月まで続く。最大は11月の月降水量318mm/monthであった。各月の標準偏差も乾季は小さく20mm/month未満, 雨季は11月に標準偏差152mm/monthとなる。以上より, 雨季は年ごとの降水量の変動が大きいと考えられる。流出量も1月から4月は低水状態が続く, 概ね $2.00 \times 10^8 \text{ m}^3/\text{month}$ 以下である。5月以降は流出量が徐々に増加する。月流出量の最大は11月の $1.14 \times 10^9 \text{ m}^3/\text{month}$ であった。また, 12月の流出量の標準偏差が最も高く, $8.57 \times 10^8 \text{ m}^3/\text{s}$ であった。以上より, 月降水量と月流出量の傾向は概ね一致することを確認した。

年単位の流出率を図7, 月単位の平均流出率を図8に示す。年間の流出率は平均77%, 標準偏差は18%であった。最大は2003年の124%, 最小は2008年の62%であった。上述のとおり2003年の年間降水量は対象期間の10年間で最も少ない。このことから, 地下水流出のような遅い流出成分の寄与率が高くなり, 逆に降雨に対する応答が早い表面流のような流出成分の寄与率が低く, これらの要因によって流出率が高くなったと考えられる。月単位の流出率に関しては12月から3月の月単位の流出率は100%を越え, 12月, 1月, 2月, 3月の流出率はそれぞれ183%, 425%, 136%, 105%であった。一方で4月の流出率は37%と最も低い。乾季に該当する1月から3月の低水期間は地下水流出の寄与率が高く, 流出率が100%を超える要因と考えられる。

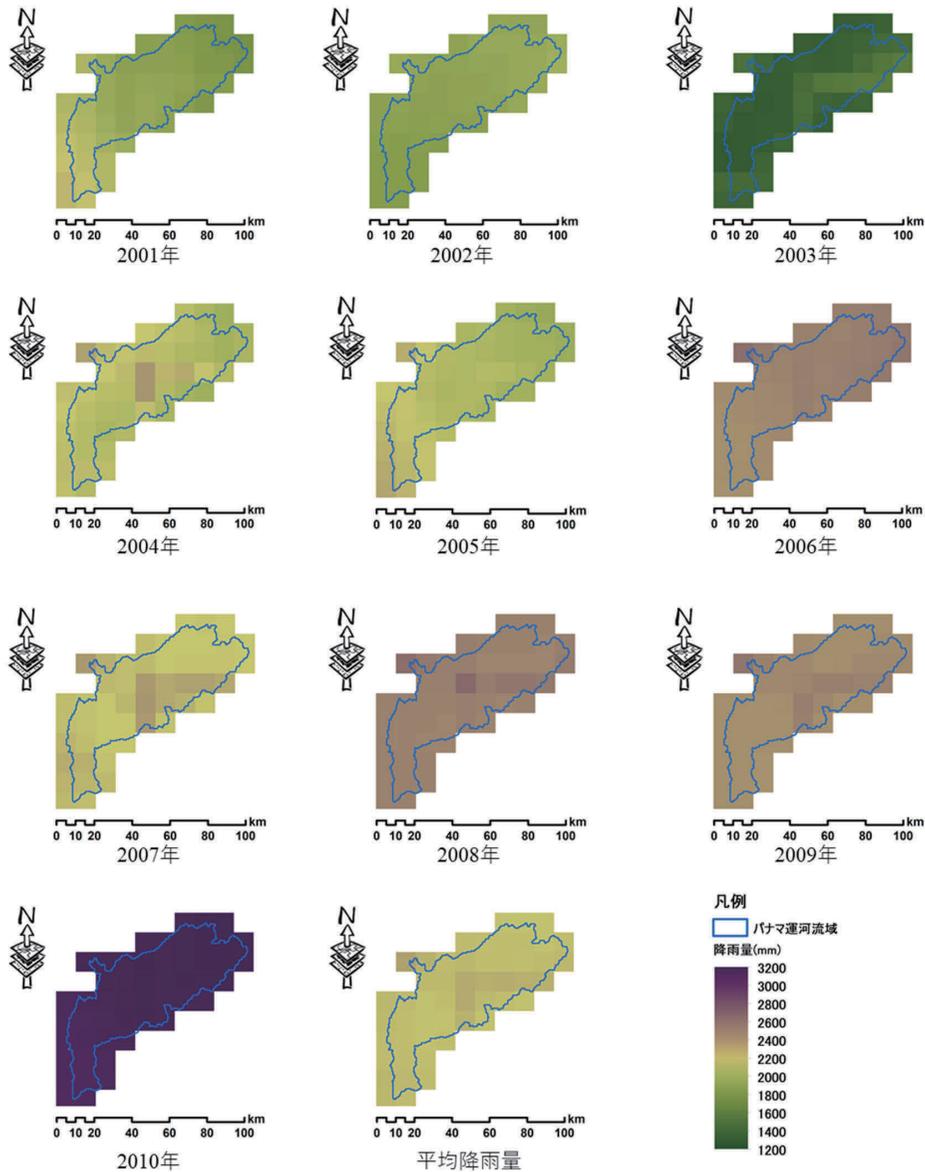


図5 パナマ運河流域の年降水量分布

5. まとめ

本研究は水文地研に関する数値地図情報HydroSHEDSおよび衛星雨量データGsMAPを用いて、パナマ運河流域における流出率を算出して、流出特性を考察した。月単位の流出率は乾季に100%を超えるが、年単位の流出率は77%になる。乾季の流出率が高い要因として、地下水流出のような降雨に対して反応が遅い流出成分の寄与が高いことが示唆された。これらの点を踏まえて、今後はパナマ運河の流出特性に即した流出モデルを構築して、モデルの検証を進める。

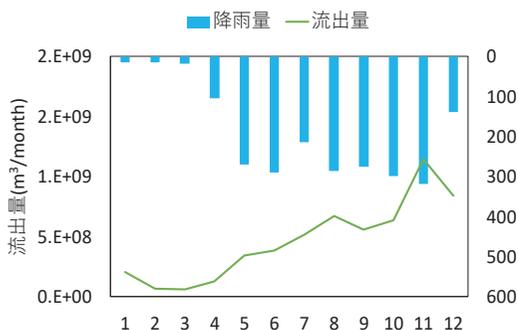


図6 月単位の降雨量および流出量
(2000年から2010年の平均値)

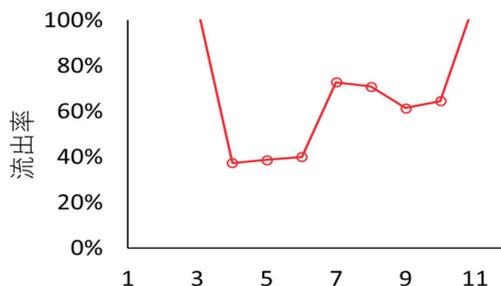


図7 月単位の流出率
(2000年から2010年の平均値)

謝辞

本研究の一部は日本大学工学部 平成31年度工学長指定研究（特別研究）の助成を受けた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) Murphy Jr. M.J., Georgakakos K.P. and Shamir E. (2014): Climatological analysis of December rainfall in the Panama Canal Watershed, *International Journal of Climatology*, 34, 403-415.
- 2) Shamir, E., Georgakakos, K. P. and Murphy, M.J. (2013): Frequency analysis of the 7-8 December 2010 extreme precipitation in the Panama Canal Watershed, *Journal of Hydrology*, 480, 136-148.
- 3) Justin M.N. and Ogden F.L. (2012): First-order catchment mass balance during the wet season in the Panama Canal Watershed, *Journal of Hydrology*, 462-463, 77-86.
- 4) Ogden F.L., Crouch T.D., Stallard R.F., Hall J.S. (2013): Effect of land cover and use on dry season river runoff, runoff efficiency, and peak storm runoff in the seasonal tropics of Central Panama. *Water Resources Research*, 49, 8443-8462.
- 5) Park A. and Cameron J. L. (2008): The influence of canopy traits on throughfall and streamflow in five tropical trees growing in a Panamanian Plantation, *Forest Ecology and Management*, 255, 1915-1925.
- 6) IPCC (2014) : *Climate Change 2014: Impacts, Adaptation, and Vulnerability: Part A: Global and Sectoral Aspects, Contribution of Working Group II to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA
- 7) Lehner, B., Verdin, K., and Jarvis, A. (2006): *HydroSHEDS technical documentation, version 1.0*. World Wildlife Fund US, Washington, DC, 1-27.
- 8) Okamoto, K., Iguchi, T., Takahashi, N., Iwatani, K. and Ushio, T. (2005): The Global Satellite Mapping of Precipitation (GSMaP) project, 25th IGRASS Proceedings, pp. 3414-3416.

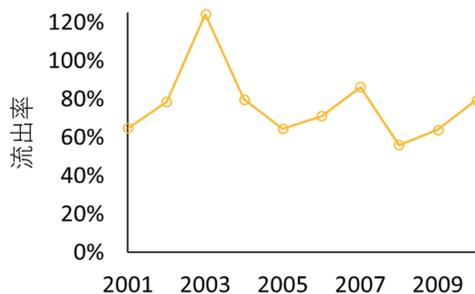


図8 流出率

9) Lucas Calvo (2018): Application of HEC-ResSim® in the study of new water sources in the Panama Canal, Journal of Applied Water Engineering and Research, Vol.6, pp.236-250.

秋田県北部の沖積低地における洪水堆積物について*

弘前大学理工学部 宿田涼介・梅田浩司

秋田大学地方創生センター 鎌滝孝信

1. はじめに

洪水堆積物のみならず、自然災害に伴うイベント堆積物を認定することは、災害の発生場所や周期さらにはその規模などを推定できる可能性があることから、防災面でも役立つことが期待される。筆者らは、秋田県八峰町峰浜周辺の沖積低地において、ハンドコアラーやハンディジオスライサーを用いたイベント堆積物の調査を進めてきた。その結果、鎌滝ほか(2016, 2018, 2019)では津波堆積物 (Em1 層) や洪水堆積物 (Em2 層) を見出している。本研究では、これらの結果を踏まえた上で、洪水堆積物 (Em2 層) の分布範囲や形成年代を明らかにするため、八峰町峰浜およびその周辺の沖積低地でハンディジオスライサーとオールコアボーリングにより掘削した。採取した試料は肉眼による層相観察、堆積物の顕微鏡観察、EPMA により堆積物に含まれる軽石の主成分元素の分析および堆積物中に含まれる有機物の ^{14}C 年代測定を実施した。

2. 調査地域及び調査方法

図1に調査地点を示す。調査地域は秋田県北部の八峰町峰浜沼田地区から秋田県能代市北部との間に位置する沖積低地であり、南北に伸びる砂丘と MIS5e の海成段丘に挟まれている。沖積低地の北方には竹生 (たこう) 川, 南方には米代川が東西方向に流下し、日本海に注いでいる。沖積低地は、竹生川河口付近では標高 10m 程度の 2 列の砂丘に囲まれており、そこでの標高は 2.5~3.5m 程度である。ボーリング調査は幅 10cm, 厚さ 3cm, 長さ 220cm のハンディジオスライサーと外径 11.6cm のオールコアボーリングで実施した。ハンディジオスライサーでは竹生川の流路と直行する南北方向に 7 地点, オールコアボーリングでは沖積低地内の広域的な南北方向に 3 地点掘削を実施した。調査地点の標高はトータルステーションを用いた間接水準測量によって求めた。採取した試料は室内に持ち帰り、堆積物の層相観察を実施した。また、イベント堆積物と判断した部分に関しては偏光顕微鏡による鉱物組成の記載をし、火山ガラスが含まれている試料に関しては弘前大学の電子プローブマイクロアナライザー (EPMA: 日本電子社製 JXA-8800RL) を使用して主元素組成の分析を実施した。放射炭素年代測定は (株) 加速器分析研究所に依頼し、加速器質量分析法で行った。年代値の暦年較正は、IntCal13 のデータベースを用い (株) 加速器分析研究所の較正プログラム OxCal4.3 を使用した。

*Flood deposits on coastal lowland in northern Akita Prefecture by Ryosuke Syukuda, Koji Umeda and Takanobu Kamataki

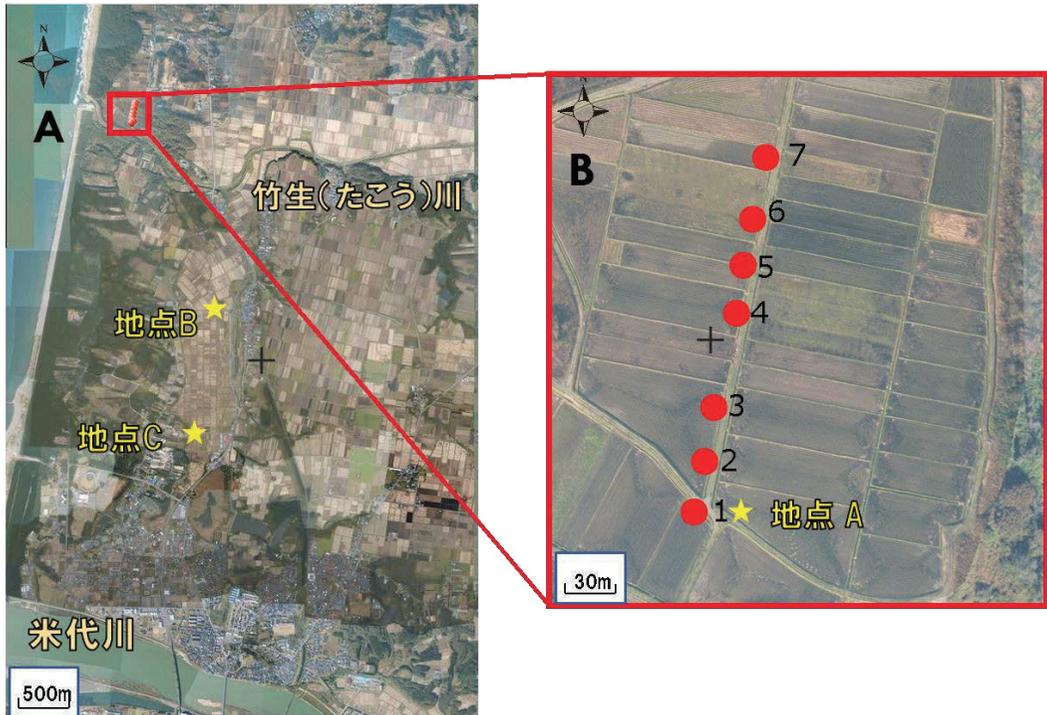


図1 調査地点図

A：能代市北部から八峰町峰浜沼田地区，B 八峰町峰浜沼田地区の沖積低地

A, B ともに地理院地図を使用。

1～7はハンディジオスライサー，地点A,B,Cはオールコアボーリングによる調査地点

3. 洪水堆積物の特徴

(1) ボーリング試料の層相観察

図2に地点Aのボーリングコア試料の柱状図と写真を示す。地点Aはおよそ標高2.68mである。地表から深度0.27mまでは耕作土からなる。深度0.27~4.57m程度までは有機質シルトや泥炭を主体としており，極細粒砂～粗粒砂で構成される5.00~45.0cm程度の砂層が挟まれ，一部に中礫も含む。深度0.90~1.12mには火山灰混じりシルト層が挟まれる。また，深度1.22~1.24mには淡黄色の火山灰の純層が認められた。深度4.57~6.00mは細粒砂～極粗粒砂からなる砂層や細礫を主体とする層相を示す。このうち，深度0.90~1.12mの火山灰混じりシルト層（図2の緑枠）は材などを中心とした植物遺骸や軽石を多量に含む淘汰の悪い火山灰混じりのシルトからなる。下位の有機質シルトとの境界は侵食面であり，この地層の下部には有機物シルトのリップアップクラストが見られる。この層相の特徴は鎌滝ほか（2016，2019）が識別したEm2層と酷似しており，深度0.90~1.12mの火山灰混じりシルト層は洪水堆積物と判断した。

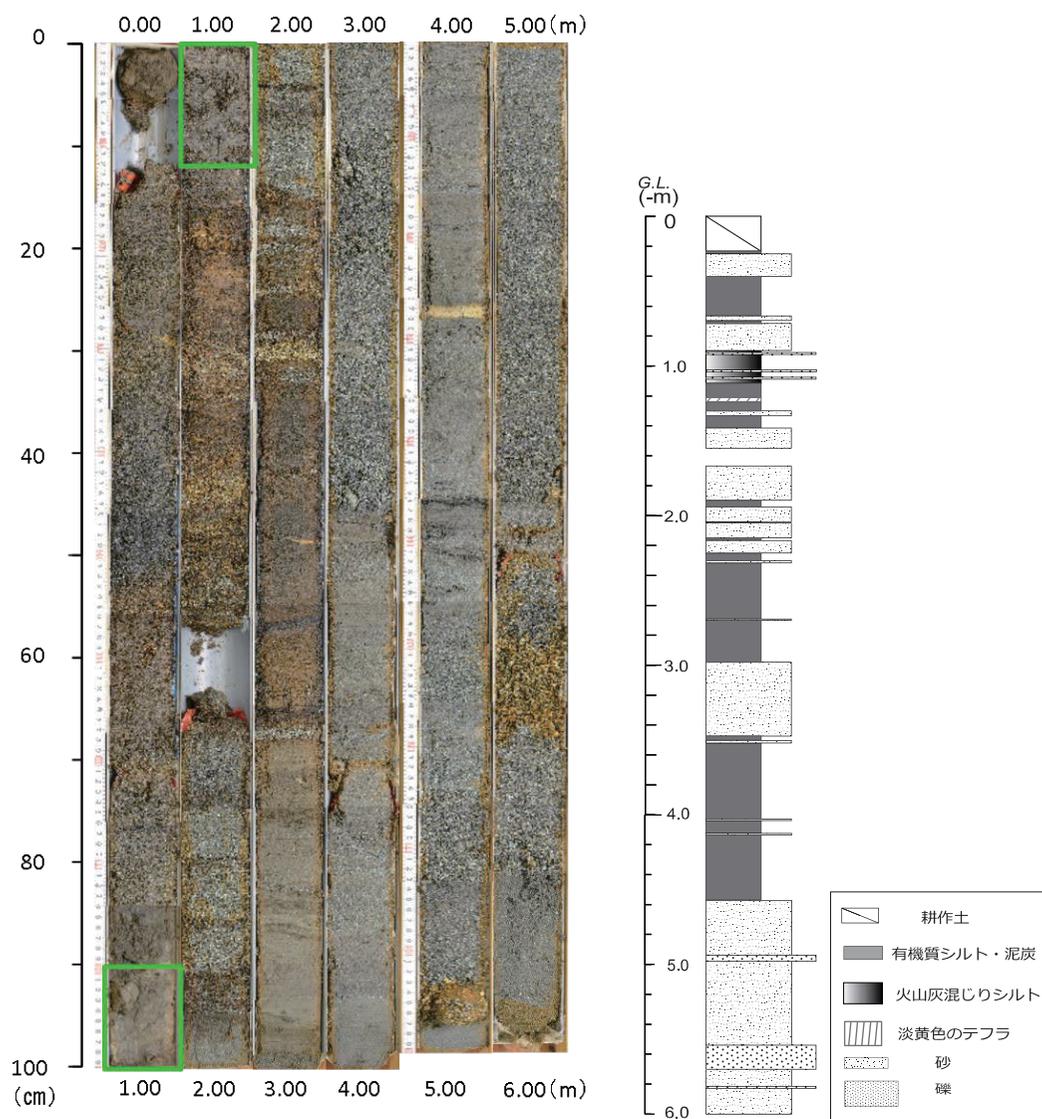


図2 ボーリングコア試料地点 A の写真および柱状図

(2) 竹生川河口付近における洪水堆積物の分布

図3に地点1～7のボーリングコア試料の柱状図を示す。地点Aで識別された火山灰混じりシルト層と同様の特徴をもつ堆積物は、地点1～7で採取されたボーリングコアにおいても標高1.50~2.00m付近に連続して分布している。一方、鎌滝ほか(2016, 2019)が識別したEm2層の最上部の標高は約1.50mであることから、火山灰混じりシルト層とEm2層は同一層準のイベント堆積物(洪水堆積物)であると判断した。なお、以下ではこの火山灰混じりシルト層をEm2層と記す。竹生川に最も近い地点1では、Em2層の層厚は30cm程度であるが、そ

の層厚は北方に向かって薄くなり、地点7の層厚は17 cm程度となる。また、標高3.52mの地点B、標高4.13mの地点Cで採取されたボーリングコアにおいてもそれぞれ地点Bでは深度3.09~3.87m、地点Cでは深度3.52~3.61mにEm2層が分布している。

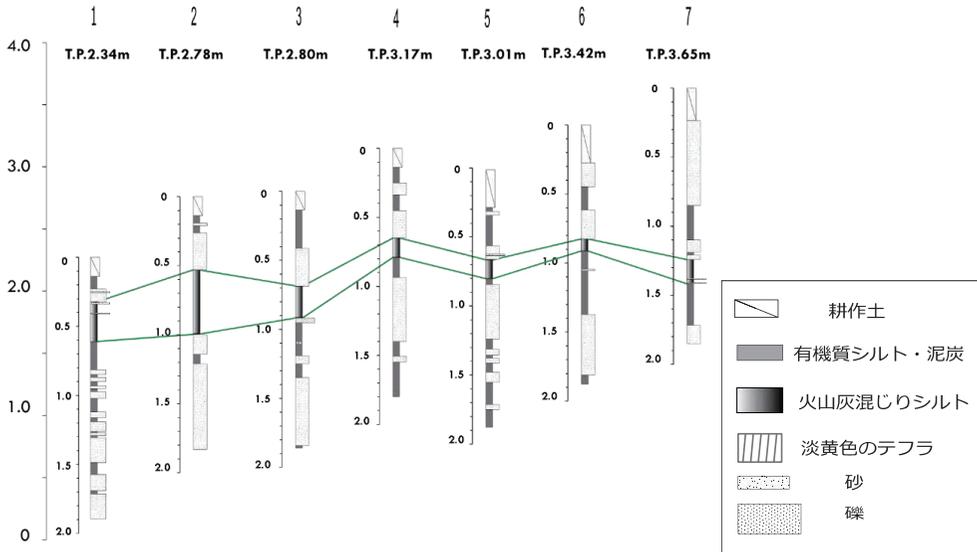


図3 ボーリングコア試料地点1~7の柱状図

(3) 年代既知のテフラとの対比

洪水堆積物 Em2 層には火山ガラスと岩片のほか、斜長石と紫蘇輝石が多く含まれ、石英、普通輝石もわずかに含まれている。Em2 層に含まれる火山ガラスの形態は軽石型が卓越し、まれにバブル型が含まれている。また、地点 A の深度 1.22~1.24m で識別された淡黄色の火山灰の純層は、地点 3 の深度 1.08~1.12m にも認められる。この火山灰層のガラスの形態はバブル型であった。これらの火山ガラスについて EPMA を用いて主成分元素 (Si, Ti, Al, Fe, Mn, Mg, Ca, Na 及び K, ただし Fe は 2 価とする) について定量分析を実施した。また、分析条件は加速電圧 15kV, 照射電流 $6.0 \times 10^{-9}A$, 電子ビーム径 $10 \mu m$ とした。これによると各地点でみられた Em2 層内の火山ガラスは K_2O が 1.30~1.73 wt.%, TiO_2 が 0.28~0.47wt.% の範囲であり、青木・町田 (2006) による十和田 a テフラに対比される (図 6)。これらのことから、十和田火山の西暦 915 年の噴火エピソード A (Hayakawa, 1985) の火砕物に由来するラハール堆積物であると考えられる。

一方、淡黄色の火山灰に含まれる火山ガラスは、 Al_2O_3 が 13.80~15.06 wt.%, SiO_2 が 66.69~69.66 wt.% であるガラスと Al_2O_3 が 10.14~10.86 wt.%, SiO_2 が 74.54~75.95 wt.% のガラスの 2 種類が認められる (図 6)。これら 2 種類の火山ガラスは白頭山を起源とする白頭山-苦小牧テフラ (B-Tm : 西暦 946 年 : Oppenheimer et al., 2017) の特徴を反映している。以上のことから、地点 A において淡黄色の火山灰は B-Tm に対比され、その上位に堆積する Em2 層は西暦 946 年以降に発生した洪水イベントによってもたらされたものと考えられる。

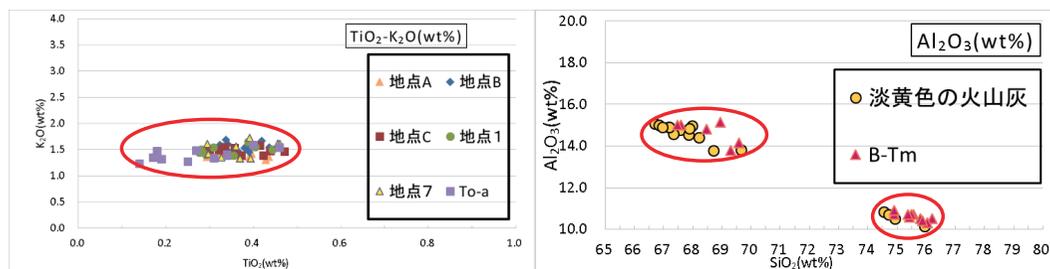


図4 各地点の Em2 層内の火山ガラスおよび十和田 a のハーカー図 (左)
淡黄色の火山灰の純層内の火山ガラスおよび B-Tm のハーカー図 (右)

4. 洪水堆積物の形成年代

洪水堆積物 Em2 層が堆積した年代について放射炭素年代測定値から検討する。地点 A のボーリングコアにおいて Em2 層の上位の地層 (深度 0.88m) の中から得られた材のから ¹⁴C 年代が 328 ± 22 yr. BP であった。また、Em2 層の直下 (深度 1.15 m) では 910 ± 22 yr. BP さらに下位の地層 (深度 1.37m) から 1094 ± 23 yr. BP の年代値を得ている。これらを暦年較正 (2 σ , 信頼度 95%) すると、前者が西暦 1487~1642 年、後者が西暦 1036~1185 年および西暦 891~995 年となる。これらの放射炭素年代測定の結果はテフラの対比結果とも整合的であり、Em2 層の直下 (深度 1.15 m) の材の年代が西暦 1036~1185 年と示されたことから洪水堆積物 Em2 層の形成年代はおよそ 1000 年前と考えられる。

5. 洪水堆積物の分布からみた浸水域の推定

洪水堆積物 Em2 層は八峰町峰浜沼田地区の沖積低地 (図 1 -B) において標高 1.50~2.00m 付近に連続して分布している。また、米代川右岸の能代市北部から八峰町峰浜沼田地区の沖積低地 (図 1 -A) において地点 B と地点 C で同様に Em2 層が識別され、沖積低地においても洪水堆積物が連続して広がっている (図 5)。これらのことから Em2 層を形成する堆積物の供給源は竹生川ではなく、より南側に位置する米代川と判断できる。以上のことから、洪水堆積物 Em2 層が形成されたと考えられるおよそ 1000 年前の米代川の正確な流路は不明だが、少なくとも米代川の河口付近から約 4.5 km 北側の八峰町峰浜沼田地区までの沖積低地が浸水したと考えられる。

6. おわりに

米代川の洪水被害についてはいくつかの歴史史料に記録されているが、このうち鷹巣町史年表によると延久 5 年 (西暦 1073 年) に大規模な洪水が発生したことが記されている。Em2 層を形成したイベントが西暦 1073 年と仮定すると、この洪水は噴火エピソード A から約 150 年後に発生したラハールによるものと考えられる。また、平成 28 年に能代市によって米代川における洪水・土砂災害ハザードマップが公開されているが、これによると米代川の両岸からおよそ 2.0km の範囲が 0.5m 以上の浸水区域とされている (米代川流域の 24 時間総雨量を 254mm

と想定)。このことから、1000年前には現在の想定をはるかに超える規模の土砂災害が生じていたと推定できる。

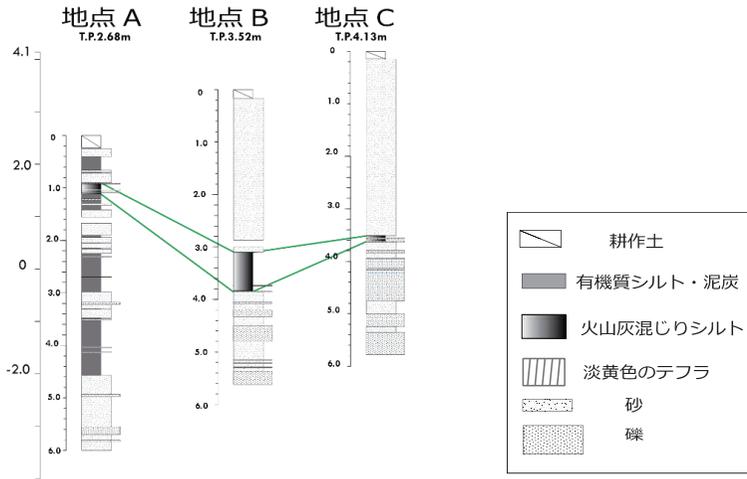


図5 ボーリングコア試料地点 A, B, C の柱状図

謝 辞

本研究には科学研究費（基盤研究（C），課題番号：17K01321，代表：鎌滝孝信）を使用した。弘前大学大学院理工学研究科の岡田里奈氏および秋田大学工学部の網干秀俊氏，高桑充広氏には現地調査に協力いただいた。ここに記して関係各位に深く感謝の意を表します。

引用文献

- 青木かおり・町田 洋：日本に分布する第四紀後期広域テフラの主元素組成— K_2O-TiO_2 図によるテフラの識別，地質調査研究報告，57，pp.239-258，2006。
- Hayakawa, Y. : Pyroclastic geology of Towada volcano. Bull. Earthq. Res. Inst., Univ. Tokyo, 60, 507-592, 1985.
- 鎌滝孝信・高瀬慎也・松富英夫・阿部恒平・黒澤英樹：秋田県男鹿市および八峰町における津波堆積物調査，土木学会論文集 B2（海岸工学），72，I_1693-I_1698，2016。
- 鎌滝孝信・内館美紀・金澤 慎・石田将貴・松富英夫：1983 年日本海中部地震津波の影響地域における過去の津波履歴の検討，土木学会論文集 B2（海岸工学），74，I_529-I_534，2018。
- Oppenheimer, C, Wacker, L, Xu, J, Galván, JD, Stoffel, M, Guillet, S, Corona, C, Sigl, M, Cosmo, ND, Hajdas, I, Pan, B, Breuker, R, Schneider, L, Esper, J, Fei, J, Hammond, JOS, Büntgen, U. : Multi-proxy dating the “Millennium Eruption” of Changbaishan to late 946 CE. Quaternary Science Reviews, 158, 164–171, 2017.
- 米代川水系米代川浸水想定区：<http://www.thr.mlit.go.jp/noshiro/kasen/shinsui/shinsui4.htm>
- 鎌滝孝信・岡田里奈・梅田浩司：秋田県八峰町南部の沖積低地にみられる洪水堆積物について，東北地域災害科学研究，55，pp.43-48，2019

孤立波の浅水変形に伴う底面境界層の発達*

東北大学大学院工学研究科 田中 仁
 東北大学大学院工学研究科 Nguyen Xuan Tinh
 東北大学大学院工学研究科 西脇 遼
 秋田大学大学院理工学研究科 渡辺一也

1. はじめに

津波の下での底面せん断力については、これまでマンシングの粗度係数に代表される定常流の知見が援用されてきた。ただし、長波による底面境界層に関する実験や数値計算によれば、むしろ波動境界層に類似した特性が報告されている^{1) 2)}。また、近年の著者の研究によれば、波源から浅海域に及ぶ広い範囲において波動境界層の特性を示し、定常流摩擦係数式では底面摩擦を過小評価することが示されている(田中ら³⁾、Nguyenら⁴⁾)。

著者らによるこれらの研究において、津波の浅水変形はGreen式により評価されており、底面摩擦によるエネルギー損失が無い条件のもとで、境界層外縁流速の特性が既知であるとの前提で解析がなされている。ただし、実際の津波数値計算への波動摩擦係数の導入に当たっては、浅水流方程式による伝播計算と整合的な波動摩擦係数の具体的適用方法を検討する必要がある。そこで、著者ら³⁾は波源において正弦的な波形を与え、浅水変形過程の数値計算の計算手法を提案した。本論文においては孤立波を入力条件として、波源域から浅海部までの一次元伝搬現象について、マンシング式を援用する既往の計算法との差違に関する検討を行った。

2. 数値計算方法

(1) 基礎方程式

本研究においては、実務の数値シミュレーションにおいて標準的に使用されるリープフロッグによる計算手法との整合性を考え、それから大きく逸脱せずに、摩擦係数の波動性を加味できる手法を用いることとする。そのため、数値計算の基本方程式には浅水流方程式を用い、差分法にはリープフロッグ法を使用する。既往の計算法と異なるのは、以下に示すように浅水流方程式中の摩擦項の表示である。

(2) 摩擦係数の計算法

通常の津波数値計算においては、以下の様にマンシングの粗度係数 n あるいは摩擦係数 f_c を用いた底面摩擦 τ に対する表示式が用いられる。

$$\tau = \frac{\rho g n^2}{h^{1/3}} U|U| = \rho \frac{f_c}{2} U|U| \quad (1)$$

*Development of bottom boundary layer under shoaling solitary wave by Hitoshi Tanaka, Nguyen Xuan Tinh, Ryo Nishiwaki and Kazuya Watanabe

ここで、 ρ ：流体密度， g ：重力加速度， U ：断面平均流速， h ：全水深である．一方，本研究においては以下では著者ら⁵⁾により提案された，マンシングの粗度係数を補正する手法を用いることとする．田中ら⁴⁾は，津波のもとでの底面せん断力を評価するために，通常用いられるマンシングの粗度係数 n に係数 a を乗じて，新たな粗度係数 n_0 を導入することを提唱している．すなわち，

$$n_0 = an \quad (2)$$

とする．ここで，係数 a の算定法は次式に示すとおりである．

$$a = \begin{cases} \sqrt{\frac{f_w}{f_c}} & \text{for } f_w > f_c \\ 1.0 & \text{for } f_w < f_c \end{cases} \quad (3)$$

ここで， f_w ：波動摩擦係数であり，Tanaka⁶⁾，Tanaka・Thu⁷⁾による陽形式の波動摩擦係数算定式を用いた．また， f_c は対数則に基づく定常流摩擦係数を用いた．その他の計算方法は著者ら⁵⁾の既往論文に準じている．式(2)により，浅水方程式中の新たな底面摩擦項は次式の様に表現することが出来る．

$$\tau = \rho \frac{f_w}{2} U|U| = \frac{\rho g n_0^2}{h^{1/3}} U|U| = \frac{\rho g a^2 n^2}{h^{1/3}} U|U| \quad (5)$$

(3) 計算方法および計算条件

数値計算には次の一次元浅水方程式を用いた．

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} = 0 \quad (6)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\tau}{\rho} = 0 \quad (7)$$

ここで， η ：水位， M ：線流量 ($=UD$)， D ：全水深である．

本数値計算においては，一様な 1/50 勾配の海岸 (図-1) における津波の浅水変形を扱った．数値計算には，通常使用されている陽形式のリープフロッグ法を用い，以前の著者ら³⁾による設定条件と同様に，図-1 に示す水深 4,000m の箇所津波の波源を与えることとした．ここに，片振幅 0.5m，周期 7.5 分の孤立波一波を入力している (図-2 参照)．なお，波動摩擦係数は基本的に正弦波を対象としているため，厳密には孤立波への適用は出来ない．そこで，図-2 に示す孤立波は正弦波の半周期に等価であると考え，孤立波周期の倍の 15 分周期の正弦波に対応するものとして，波動摩擦係数 f_w を使用した．

初期条件は全域で静水条件として，沖側端部より孤立波波形を入力した．空間格子間隔および時間格子間隔は，それぞれ $\Delta x=200\text{m}$ ， $\Delta t=0.5\text{s}$ とした．また，底質粒径は $d=3.0\text{mm}$ とし，相当粗度との関係は $k_s=2d$ とした．

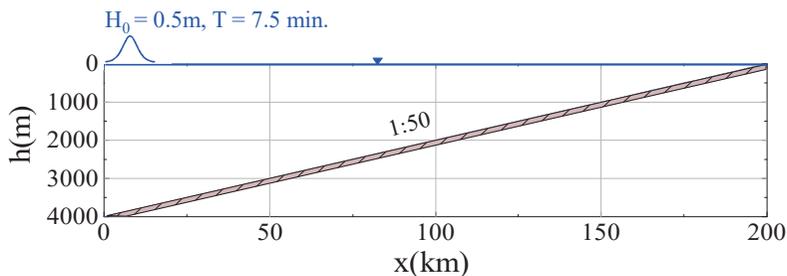


図-1 計算対象断面

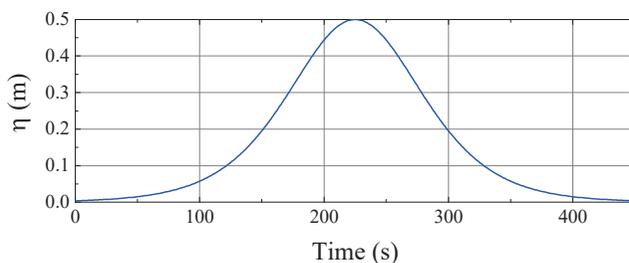


図-2 波源域における入力波形

3. 数値計算結果

(1) 津波の浅水変形

図-3には計算点における時間波形の変化を示している。浅海域に至るにつれて波高が増し、汀線付近においては負の水位も発生している。

図-4は時間の経過に伴う空間波形の変化を示している。図中には Green の式による浅水変形過程を鎖線により示しており、良好な一致が見られる。

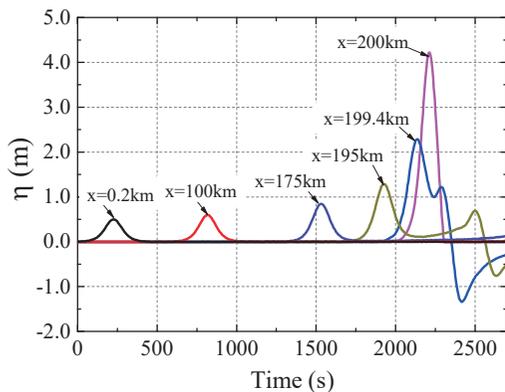


図-3 計算結果の時間波形

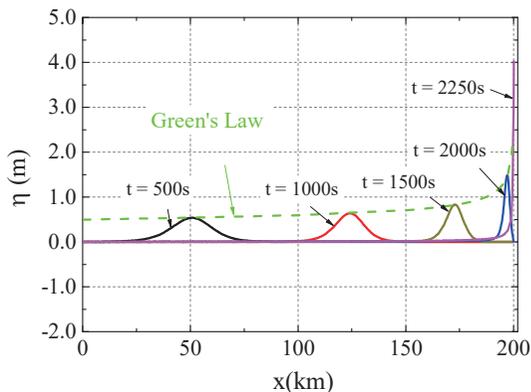


図-4 計算結果の空間波形

(2) 底面せん断力

以下では、本計算手法による Method 1 の他に、通常用いられる手法である定常流抵抗則による Method 2 による結果も示す。図-5 (b), 図-5 (c)には数値計算から得られる波高, 最大流速を示している。二つの方法で差は見られない。一方、このような浅水変形に対して、式(1)の係数 a は図-5 (d)の様に変化し、ほぼ全域で 1.0 よりも大きな値を有する。このため、図-5 (e)の最大シールズ数では Method 2 が過小評価の値となる。図-5 (f)は二つの方法での最大シールズ数の比 (Method 1/Method 2) を示す。浅海に近づくにつれて 1.0 に漸近するが、沖では 10 倍以上の差が見られる。

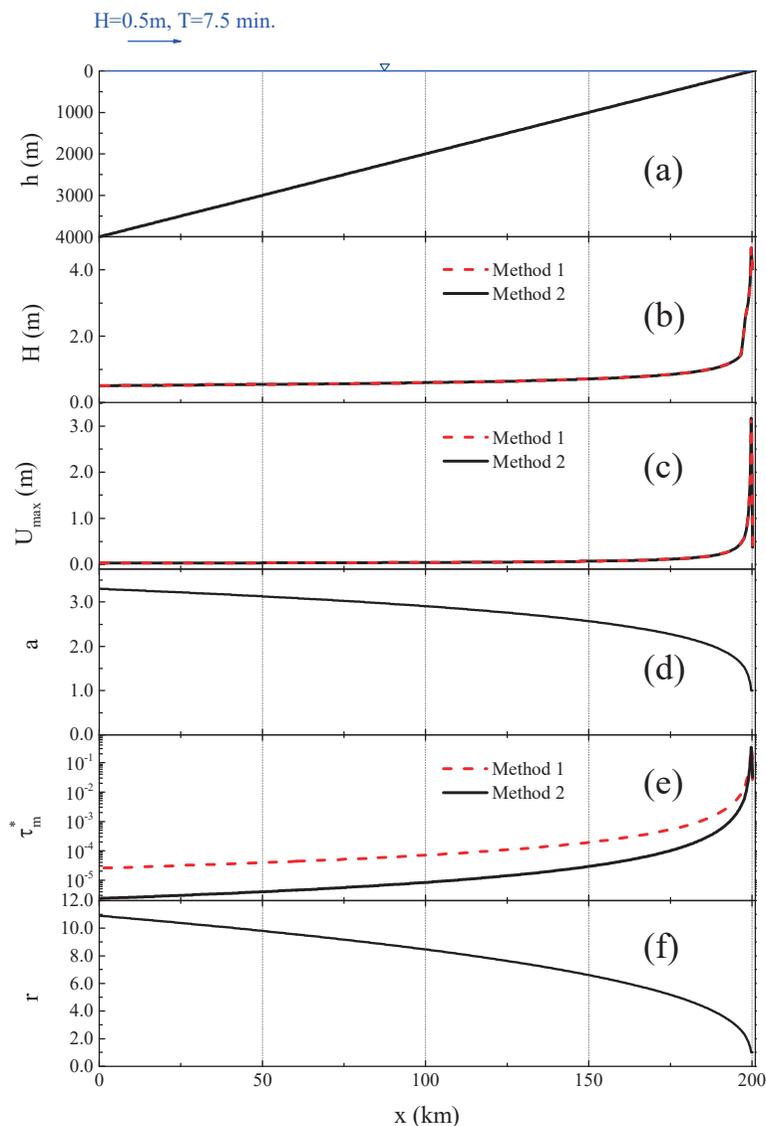


図-5 計算結果

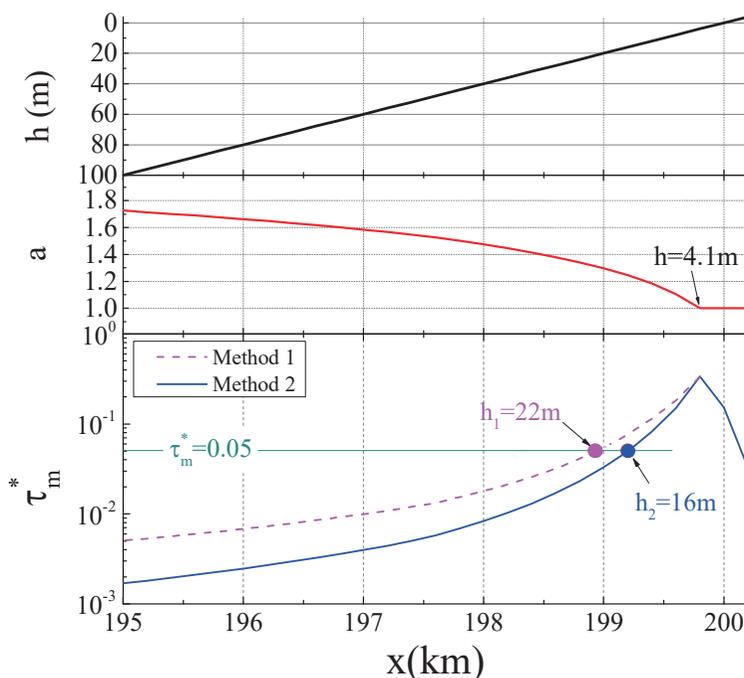


図-6 浅海域の計算結果

図-5に示した結果のうち、浅海域における詳細図を図-6に示している。水深の減少に伴い a は徐々に減少し、4.1mの位置において $a=1.0$ となる。これより以深においては波動摩擦係数を使用し、これより浅いところでは通常の定常流の摩擦係数を使用することが出来る。この様に係数 a を導入したことにより、底面摩擦力の空間分布は従来の計算手法によるものと大きく異なっている。例えば、底質の移動限界に至る最大シールド数 $\tau_m^*=0.05$ の水深を見ると、既往の手法では16mの深さとなるが、本研究の手法によればより深い22mにおいてすでに底質移動が生じている。

4. おわりに

本研究においては、孤立波の一次元浅水変形に伴う底面せん断力の空間変化の特性を明らかにした。その結果、本研究で提案した新しい手法を用いた場合には、定常流の摩擦係数を用いた計算に比べて過小評価となることを示した。このため、シールド数が0.05となる移動限界水深は二つの方法によって大きな差違を示すことが判明した。今後、本手法を二次元数値計算に拡張する予定である。

謝辞：本研究の実施に当たって、大成学術財団からの研究助成を受けている。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) Liu, P.L.-F., Park, Y.S. and Cowen, E.A.: Boundary layer flow and bed shear stress under a solitary wave, *Journal of Fluid Mechanics*, Vol.574, pp.449-463, 2007.
- 2) Williams, I.A. and Fuhrman, D.R.: Numerical simulation of tsunami-scale wave boundary layers, *Coastal Engineering*, Vol.110, pp.17-31, 2016.
- 3) 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.I_313-I_318, 2018.
- 4) Nguyen Xuan Tinh・田中 仁・宋 文正: 乱流モデルを用いた津波の下での底面境界層数値解析, *土木学会論文集 B2 (海岸工学)*, Vol.75, No.2, pp.I_13-I_18, 2019.
- 5) Nguyen Xuan Tinh, 田中 仁, 西脇 遼, 渡辺一也: 摩擦係数の遷移特性を考慮した津波伝搬の一次元数値計算, *土木学会論文集 B1(水工学)* Vol.75, No.2, pp.I_697-I_702, 2019.
- 6) Tanaka, H.: An explicit expression of friction coefficient for a wave-current coexistent motion, *Coastal Engineering in Japan*, Vol.35, No.1, pp.83-91, 1992.
- 7) Tanaka, H. and Thu, A.: Full-range equation of friction coefficient and phase difference in a wave-current boundary layer, *Coastal Engineering*, Vol.22, pp.237-254, 1994.

津波遡上への氾濫水密度の影響*

中央大学研究開発機構 松富英夫

1. はじめに

松富ら¹⁾³⁾は歴史津波や想定津波の規模評価の高度化を目指し、小規模移動床実験に基づいて、津波遡上距離(～遡上高)や土砂堆積距離・津波遡上距離比(≤1)、平均土砂堆積厚・土砂堆積距離比の氾濫水密度 ρ への依存性を検討してきた。しかし、小規模移動床実験の常としてスケール効果が危惧され、実験結果の定量性・普遍性に難があると思われる。この一解決方法として対象事象に対する理論的な検討が考えられる。

本研究は津波遡上に的を絞り、最大遡上距離や遡上高、遡上過程に対する氾濫水密度の影響を理論的に検討し、これらに対する知見の充実を図ることを目的とする。

2. 理論

図-1に示す一様勾配斜面上の津波氾濫を検討対象とする。入射津波は氾濫水深や遡上距離にピークを有し、戻り過程をも表現できるShenら⁴⁾やPeregrineら⁵⁾のDam break flowとする。彼らのDam break flowの解の導出についてはMatsutomi⁶⁾、解の諸特性については梅野ら⁷⁾に詳しい。氾濫流中に土砂を含ませるため、Whitham⁸⁾のように氾濫流先端部のみに底面摩擦抵抗を導入する。また、氾濫流先端部における流れ方向の氾濫流速 $U(t)$ は一様と仮定する。

氾濫流先端部における質量 M の保存則は次式である。

$$\frac{dM}{dt} = \int_{\xi}^{x_s} \frac{d(\rho h_p)}{dt} dx - (\rho h_p)_{x=\xi} \frac{d\xi}{dt} = \frac{d}{dt} \int_{\xi}^{x_s} \rho h_p dx \quad (1)$$

ここで、 t は時間、 x は斜面上に沿う空間座標軸上の位置、 h_p と x_s は摩擦がない場合の氾濫流の任意位置における氾濫水深と先端位置、 ξ は摩擦がある場合の先端部の後端位置で、先端部後端位置 ξ から流入する質量は静水の質量であるが、先端部内で直ぐに底面から土砂を取り込み、土砂水の密度(氾濫水密度)になると考えている。

氾濫流先端部における運動量 P の保存則は、 K を移動床下の氾濫流(非定常流)の摩擦損失係数⁹⁾とすれば、

$$\frac{dP}{dt} = U \frac{d}{dt} \int_{\xi}^{x_s} \rho h_p dx + \frac{1}{2} \rho_w g H^2 - i g M - \rho K U^2 (a - \xi) \quad (2)$$

ここで、 ρ_w は清水の密度、 g は重力加速度、 H は先端部後端位置における氾濫水深、 i は斜面勾配、 a は氾濫流の先端位置である。式(2)において、右辺第1項は底面由来の流入運動量を含む。第2項は清水による静水圧としており、先端部の後端位置で圧力の不連続が生じる不完全な先端部モデルと判断するかもしれない。本研究では先端部の氾濫水密度は空間平均的なものとして考えている。

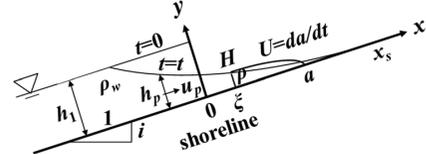


図-1 入射津波氾濫流の初期条件と諸記号の定義

$P=MU$ の関係を用いれば、式(1)と(2)から次式を得る。

$$\left[\int_{\xi}^{x_s} h_p dx \right] \frac{dU}{dt} = \frac{1}{2} \frac{\rho_w}{\rho} g H^2 - i g \left[\int_{\xi}^{x_s} h_p dx \right] - K U^2 (a - \xi) \quad (3)$$

任意の時間と位置におけるShenらやPeregrineらのDam break flowの氾濫水深 h_p と氾濫流速 u_p は次式である。

$$h_p = \frac{1}{9g} \left(2c_1 - \frac{x}{t} - \frac{1}{2} i g t \right)^2 \quad (4)$$

$$u_p = \frac{2}{3} \left(c_1 + \frac{x}{t} - i g t \right) \quad (5)$$

ここで、 $c_1 = \sqrt{gh_1}$ 、 h_1 は初期の貯水深(＝汀線での入射段高)である。したがって、氾濫流先端部の後端位置 ξ における氾濫水深 H と流れ方向の氾濫流速 U は次式となる。

$$H = \frac{1}{9g} \left(2c_1 - \frac{\xi}{t} - \frac{1}{2} i g t \right)^2 \quad (6)$$

$$U = \frac{2}{3} \left(c_1 + \frac{\xi}{t} - i g t \right) \quad (7)$$

また、摩擦がない場合の氾濫流の先端位置 x_s と摩擦がある場合の先端部後端位置 ξ は次式となる。

$$x_s = 2c_1 t - \frac{1}{2} i g t^2 \quad (8)$$

$$\xi = \left(\frac{3}{2} U - c_1 + i g t \right) t \quad (9)$$

したがって、先端位置 $a(t)$ の最大の値域は $0 \leq a \leq 2h_1/i$ (＝摩擦がない場合の値)で、式(3)は次式となる。

$$\left(c_1 - \frac{1}{2} \frac{da}{dt} - \frac{1}{2} i g t \right)^3 t \frac{d^2 a}{dt^2} - \frac{1}{2} \frac{\rho_w}{\rho} \left(c_1 - \frac{1}{2} \frac{da}{dt} - \frac{1}{2} i g t \right)^4 + i g \left(c_1 - \frac{1}{2} \frac{da}{dt} - \frac{1}{2} i g t \right)^3 t + K g \left\{ a - \left(\frac{3}{2} \frac{da}{dt} - c_1 + i g t \right) t \right\} \left(\frac{da}{dt} \right)^2 = 0 \quad (10)$$

式(10)が本研究の解くべき式で、解く際に土砂の移動境界は考慮しない。摩擦がなく、土砂を氾濫流中に取り込まない場合は $\rho/\rho_w=1$ で、式(10)から式(8)の解が得られる。

* Effect of the density of inundation water on tsunami run-up by Hideo MATSUTOMI

3. 級数解

式(10)を解くにあたり次の無次元量を導入する。

$$\alpha = \frac{K}{h_1} \left(2c_1 t - \frac{1}{2} i g t^2 - a \right) \quad (11) \quad \tau = \sqrt{g/h_1} K t \quad (12)$$

ここで、 $\alpha \geq 0$ で、摩擦がない場合とある場合（汜濫水密度が増加）の無次元汜濫流先端位置の差を示す。これらの導入により、式(10)は次式となる。

$$\left(\frac{d\alpha}{d\tau} \right)^3 \left(\frac{d^2\alpha}{d\tau^2} \right) \tau + \frac{1}{4} \frac{\rho_w}{\rho} \left(\frac{d\alpha}{d\tau} \right)^4 + 8 \left\{ \alpha - \frac{3}{2} \frac{d\alpha}{d\tau} \tau \right\} \left(2 - \frac{i}{K} \tau - \frac{d\alpha}{d\tau} \right)^2 = 0 \quad (13)$$

また、Whitham⁸⁾にならい次の変数変換を行う。

$$p = \frac{d\alpha}{d\tau} \quad (14) \quad \tau = f'(p) = \frac{df}{dp} \quad (15)$$

ここで、 p の変域は $0 < p < 2$ である。これらの変換から次の関係式が得られる。

$$\frac{d^2\alpha}{d\tau^2} = 1 / \frac{d^2f}{dp^2} \quad (16) \quad \alpha = pf' - f \quad (17)$$

したがって、式(13)は次の f に関する式となる。

$$p^3 f'' + \frac{1}{4} \frac{\rho_w}{\rho} p^4 f'' - 8 \left\{ f + \frac{1}{2} pf' \right\} \left(2 - \frac{i}{K} f' - p \right)^2 f'' = 0 \quad (18)$$

式(18)を解くにあたり f に関して p の級数解を仮定する。

$$f(p) = \sum_{n=0}^{\infty} b_n p^n \quad (19)$$

初期条件 $\tau=0$ ($t=0, p=0$) 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(19)を式(18)に代入して得られる恒等式を解けば $b_2=b_3=0$ が得られ、有意な解を与える最終的な恒等式は次式となる。

$$\begin{aligned} & (4b_4 + 5b_5 p + 6b_6 p^2 + 7b_7 p^3 + \dots) p^6 \\ & + \frac{\rho_w}{\rho} \left(3b_4 + 5b_5 p + \frac{15}{2} b_6 p^2 + \frac{21}{2} b_7 p^3 + \dots \right) p^6 \\ & - \left[\begin{array}{l} 1,152b_4^2 \\ + 192(17b_4b_5 - 6b_4^2)p \\ + 32(9b_4^2 - 102b_4b_5 + 138b_4b_6 + 70b_5^2)p^2 \\ + 16 \left(\begin{array}{l} 51b_4b_5 - 276b_4b_6 + 360b_4b_7 \\ - 140b_5^2 + 370b_5b_6 - 288 \frac{i}{K} b_4^3 \end{array} \right) p^3 + \dots \end{array} \right] p^6 = 0 \end{aligned} \quad (20)$$

式(20)から例えば係数 $b_4 \sim b_8$ として次式群が得られる。

$$b_4 = \frac{1}{1,152} \left(4 + 3 \frac{\rho_w}{\rho} \right) \quad (21) \quad b_5 = \frac{1,152b_4^2}{(3,264b_4 - 5 - 5\rho_w/\rho)} \quad (22)$$

$$b_6 = \frac{64(9b_4^2 - 102b_4b_5 + 70b_5^2)}{(12 + 15\rho_w/\rho - 8,832b_4)} \quad (23)$$

$$b_7 = \frac{32(51b_4b_5 - 276b_4b_6 - 140b_5^2 + 370b_5b_6 - 288b_4^3 i/K)}{(14 + 21\rho_w/\rho - 11,520b_4)} \quad (24)$$

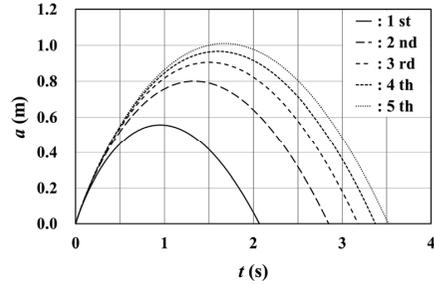


図-2 汜濫流先端位置 a に関する級数解式(26)と(29)の収束性の検討例 ($h_1=0.09$ m, $i=0.05$, $K=0.008$, $\rho/\rho_w=1.1$)

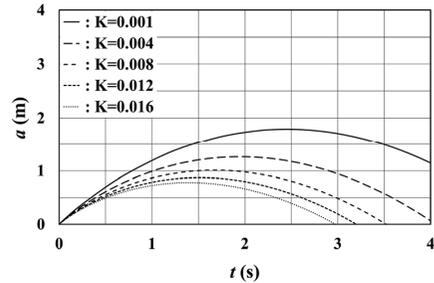


図-3 汜濫流先端位置 a の摩擦損失係数 K への依存性の検討例 ($h_1=0.09$ m, $i=0.05$, $\rho/\rho_w=1.1$, 第5次近似)

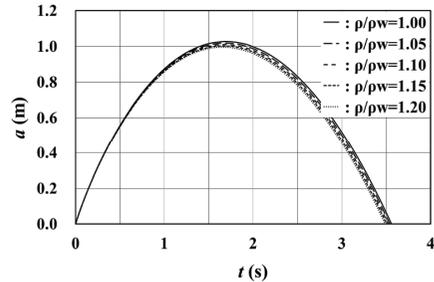


図-4 汜濫流先端位置 a の汜濫水密度 ρ への依存性の検討例 ($h_1=0.09$ m, $i=0.05$, $K=0.008$, 第5次近似)

$$b_8 = \frac{8 \left(\begin{array}{l} 69b_4b_6 - 360b_4b_7 + 35b_5^2 - 370b_5b_6 \\ + 474b_5b_7 + 240b_6^2 + 24b_7^2(6b_4 - 49b_5) i/K \end{array} \right)}{(4 + 7\rho_w/\rho - 3,648b_4)} \quad (25)$$

以上から、任意の h_1, i, K (斜面状態に依存) に対する汜濫流の先端位置 $a(t)$ と先端部における流れ方向の汜濫流速 $U(t)$ および加速度 d^2a/dt^2 の級数解としてそれぞれ次式が得られる。参考までに K や ρ は時間変化してもよいが、それらの時間変化は不明である。

$$a = 2c_1 t - \frac{1}{2} i g t^2 - \frac{h_1}{K} (3b_4 p^4 + 4b_5 p^5 + 5b_6 p^6 + 6b_7 p^7 + \dots) \quad (26)$$

$$U = \frac{da}{dt} = 2c_1 - i g t - c_1 p \quad (27)$$

$$\frac{d^2 a}{dt^2} = -ig - \frac{Kg}{12b_4 p^2 + 20b_5 p^3 + 30b_6 p^4 + 42b_7 p^5 + \dots} \quad (28)$$

$$t = \frac{1}{K} \sqrt{\frac{h_1}{g}} (4b_4 p^3 + 5b_5 p^4 + 6b_6 p^5 + 7b_7 p^6 + \dots) \quad (29)$$

汜濫流先端位置の級数解である式(26)と(29)の収束性の検討例を図-2に示す。図から、係数 b_8 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次の差は4.6%）することが判る。したがって、本章の以下の計算例では第5次近似を示す。また、汜濫流先端位置の遡上過程と戻り過程が線対称でないことも判る。

第5次近似を採用した式(26)と(29)の計算例を図-3と4に示す。これらの図から、(1)最大遡上距離ばかりでなく、最大遡上に要する時間や遡上継続時間（ $a(t)>0$ の時間）も摩擦損失係数 K に依存すること、(2)摩擦損失係数 K と汜濫水密度 ρ （または比重 ρ/ρ_w ）が連動せず、汜濫水密度だけが変化する場合、遡上への汜濫水密度の影響は非常に小さいこと（後述の図-8参照）が判る。(2)は移動床下の土砂を含む汜濫流の先端位置 $a(t)$ の評価では汜濫水密度 ρ と摩擦損失係数 K の連動が重要であることを示す。

図-5~7に順に汜濫流先端部の先端位置 $a(t)$ と後端位置 ξ との関係、後端位置 ξ における汜濫水深 H 、流れ方向の汜濫流速 U 、加速度 $d^2 a/dt^2$ 、入射フルード数 F_{ri} （正值であるが、 U の方向を考慮した表示）の経時変化例を示す。省略されているが、初期の入射フルード数は無限大である。

4. 解析解

前章において土砂を含む汜濫流の解析では汜濫水密度 ρ と摩擦損失係数 K の連動が重要であることを指摘した。

松富⁹⁾によれば、適用範囲は未定であるが、汜濫水密度 ρ は式(30)に示すように移動床下の土砂を含む汜濫流の摩擦損失係数 K と入射フルード数 F_{ri} で評価できる。

$$\rho = \rho_w / (1 - KF_{ri}^2) \quad (30)$$

したがって、式(30)から理解されるように、移動床下の任意の流れ（任意の F_{ri} ）において汜濫水密度を議論することは摩擦損失係数 K を議論することに他ならない。

本研究では入射フルード数 F_{ri} を式(31)に示すように汜濫流先端部における流れ方向の汜濫流速 U と後端位置 ξ での波速 C （式(32)参照）で定義する。

$$F_{ri} = U/C \quad (31) \quad C = \sqrt{gH} = \frac{1}{3} \left(2c_1 - \frac{\xi}{t} - \frac{1}{2}igt \right) \quad (32)$$

この定義の入射フルード数は汜濫流先端部における最大の汜濫水深 H を採用しているので小さめである。入射フルード数を大きめ、換言して先端部の代表汜濫水深を小さめに定義すれば、摩擦損失係数 K は小さくなり（式(30)参照⁹⁾、汜濫流は流れ易くなる（ F_{ri} の定義に依存する）。

式(31)、(32)と(9)から次式を得る。

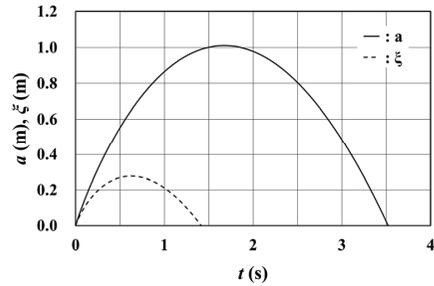


図-5 汜濫流先端部の先端位置 a と後端位置 ξ の経時変化例（ $h_1=0.09$ m, $i=0.05$, $K=0.008$, $\rho/\rho_w=1.1$ 。第5次近似）

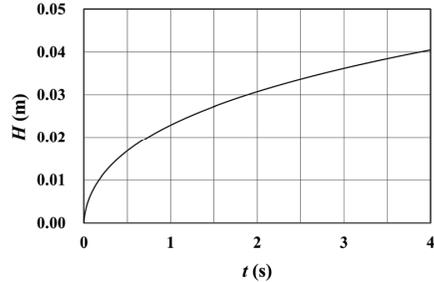


図-6 汜濫流先端部の後端位置 ξ における汜濫水深 H の経時変化例（ $h_1=0.09$ m, $i=0.05$, $K=0.008$, $\rho/\rho_w=1.1$ 。第5次近似）

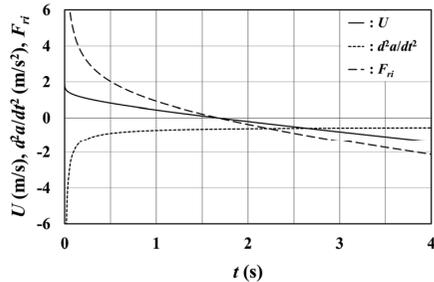


図-7 汜濫流先端部における流れ方向の汜濫流速 U と汜濫流先端部の後端位置 ξ における入射フルード数 F_{ri} の経時変化例（ $h_1=0.09$ m, $i=0.05$, $K=0.008$, $\rho/\rho_w=1.1$ 。第5次近似）

$$F_{ri} = \frac{U}{C} = \frac{2U}{(2c_1 - U - igt)} \quad (33)$$

したがって、摩擦損失係数 K は次式となる。

$$K = \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho} \right) \frac{1}{F_{ri}^2} = \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho} \right) \frac{(2c_1 - U - igt)^2}{4U^2} \quad (34)$$

式(34)を式(10)に代入すれば、本章における解くべき（摩擦損失係数 K を含まない）式として次式を得る。

$$\left(c_1 - \frac{1}{2} \frac{da}{dt} - \frac{1}{2} igt \right) t \frac{d^2 a}{dt^2} - \frac{1}{2} \frac{\rho_w}{\rho} \left(c_1 - \frac{1}{2} \frac{da}{dt} - \frac{1}{2} igt \right)^2 + ig \left(c_1 - \frac{1}{2} \frac{da}{dt} - \frac{1}{2} igt \right) t + \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho} \right) g \left\{ a - \left(\frac{3}{2} \frac{da}{dt} - c_1 + igt \right) t \right\} = 0 \quad (35)$$

式(35)を解くにあたり、前章とほぼ同じであるが、摩擦損失係数 K を含まない次の無次元量を導入する。

$$\alpha = \frac{1}{h_1} \left(2c_1 t - \frac{1}{2} i g t^2 - a \right) \quad (36) \quad \tau = \sqrt{g/h_1} t \quad (37)$$

これらの導入により、式(35)は次式となる。

$$\frac{d\alpha}{d\tau} \frac{d^2\alpha}{d\tau^2} \tau + \frac{1}{4} \frac{\rho_w}{\rho} \left(\frac{d\alpha}{d\tau} \right)^2 + 2 \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho} \right) \left(\alpha - \frac{3}{2} \frac{d\alpha}{d\tau} \tau \right) = 0 \quad (38)$$

また、前章と同様に式(14)と(15)に示した変数変換を行えば、式(38)は次式となる。

$$p f' + \frac{1}{4} \frac{\rho_w}{\rho} p^2 f'' - 2 \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho} \right) \left(f + \frac{1}{2} p f' \right) f'' = 0 \quad (39)$$

式(39)を式(19)に示した p の級数解を仮定して解くことにする。

初期条件 $\tau=0$ ($t=0$, $p=0$) のとき、 $\alpha=da/d\tau=0$ から、 $b_0=b_1=0$ を得る。これらを考慮し、式(19)を式(39)に代入すれば、有意な解を与える最終的な恒等式として次式を得る。

$$\begin{aligned} & (2b_2 + 3b_3 p + 4b_4 p^2 + 5b_5 p^3 + 6b_6 p^4 + \dots) p^2 \quad (40) \\ & + \frac{1}{4} \frac{\rho_w}{\rho} (2b_2 + 6b_3 p + 12b_4 p^2 + 20b_5 p^3 + 30b_6 p^4 + \dots) p^2 \\ & - 2 \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho} \right) \left(\begin{aligned} & (4b_2^2 + 17b_2 b_3 p + (30b_2 b_4 + 15b_3^2) p^2) \\ & + (47b_2 b_5 + 48b_3 b_4) p^3 \\ & + (68b_2 b_6 + 71b_3 b_5 + 36b_4^2) p^4 + \dots \end{aligned} \right) p^2 = 0 \end{aligned}$$

式(40)から級数解の係数として次式群が得られる。

$$b_2 = \frac{1}{16} \frac{(4 + \rho_w/\rho)}{(1 - \rho_w/\rho)} \quad (41)$$

$$b_3 = b_4 = b_5 = b_6 = \dots = 0 \quad (42)$$

これらの結果は、 ρ をある一定値とした場合、級数解を仮定しなくても式(35)または式(39)が解けることを示す。

以上から、汜濫流の先端位置 $a(t)$ を p をパラメータとして次式となる。

$$a = 2c_1 t - \frac{1}{2} i g t^2 - h_1 (b_2 p^2) \quad (43) \quad t = \sqrt{h_1/g} (2b_2 p) \quad (44)$$

最終的に任意の h_1 と i に対する汜濫流の先端位置 $a(t)$ と先端部における流れ方向の汜濫流速 $U(t)$ および加速度 d^2a/dt^2 の解析解としてそれぞれ式(45)~(47)が得られ、先端位置の軌跡は放物線で、流れ方向の汜濫流速は直線的に減少することが判る。

$$a = 2c_1 t - \frac{1}{2} i g t^2 - 4 \frac{(1 - \rho_w/\rho)}{(4 + \rho_w/\rho)} g t^2 \quad (45)$$

$$U = \frac{da}{dt} = 2c_1 - i g t - 8 \frac{(1 - \rho_w/\rho)}{(4 + \rho_w/\rho)} g t \quad (46)$$

$$\frac{d^2a}{dt^2} = -i g - 8 \frac{(1 - \rho_w/\rho)}{(4 + \rho_w/\rho)} g \quad (47)$$

また、最大遡上距離 a_m と遡上高 R_m としてそれぞれ次式が得られる。

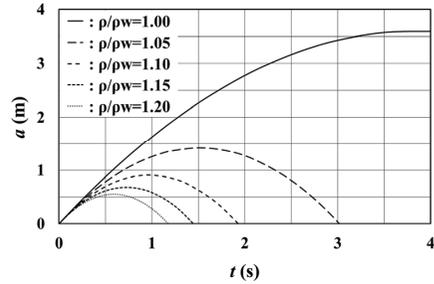


図-8 汜濫流先端位置 a の汜濫水密度 ρ への依存性の検討例 ($h_1=0.09$ m, $i=0.05$)

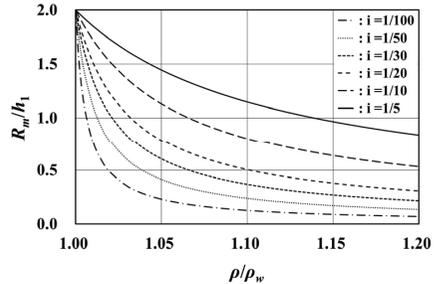


図-9 無次元遡上高 R_m/h_1 の汜濫水比重 ρ/ρ_w と斜面勾配 i への依存性

$$a_m = \frac{2h_1}{i + 8(1 - \rho_w/\rho)/(4 + \rho_w/\rho)} \quad (48)$$

$$R_m = \frac{2h_1}{1 + (8/i)(1 - \rho_w/\rho)/(4 + \rho_w/\rho)} \quad (49)$$

汜濫水の比重 ρ/ρ_w をパラメータとした場合の式(45)の計算例を図-8に示す。実際は摩擦損失係数 K と同様に汜濫水の比重も経時変化する。図中の実線は摩擦がない、すなわち土砂を汜濫流中に取り込まない場合の式(8)に他ならない。図から、汜濫水密度が高くなるにつれて、最大遡上距離ばかりでなく、最大遡上に要する時間や遡上継続時間も短くなることが判る。これらの傾向は摩擦損失係数が大きくなる場合と同じである (図-3参照)。

また、遡上と戻り過程の全体にわたって摩擦損失係数 K を一定にしている図-3の結果との比較から、図-8の結果は最大遡上距離の割に遡上継続時間が短いことが判る。これは汜濫流の状況に応じた時々刻々に変化する摩擦損失係数を用いる必要がある¹⁰⁾ことを示唆している。

斜面勾配をパラメータとした場合の式(49)の計算例を図-9に示す。図から、無次元遡上高 R_m/h_1 が汜濫水の比重 ρ/ρ_w と斜面勾配 i に大きく依存することが判る。

図-10~12に順に汜濫流先端部の先端位置 $a(t)$ と後端位置 z の位置関係、後端位置 z における汜濫水深 H 、流れ方向の汜濫流速 U 、加速度 d^2a/dt^2 、入射フルード数 F_r の経時変化例を示す。これらにおいて特筆的なことは、汜濫水深 H が下に凸(級数解の場合は上に凸)の経時変化を示し、最大遡上距離後もその状態は変わらず、物理的に

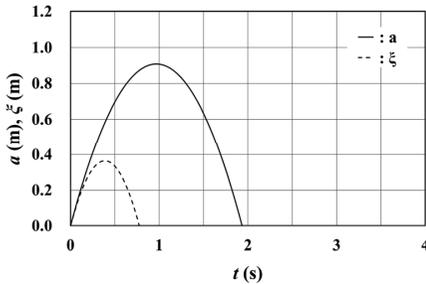


図-10 氾濫流先端部の先端位置 a と後端位置 ζ の経時変化例 ($h_1=0.09\text{m}$, $i=0.05$, $\rho/\rho_w=1.1$ 。解析解)

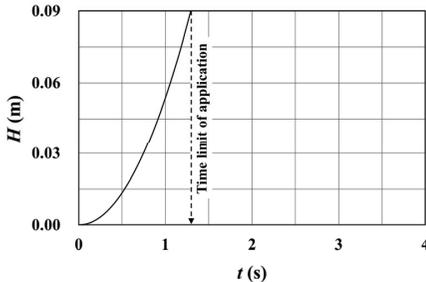


図-11 氾濫流先端部の後端位置 ζ における氾濫水深 H の経時変化と適用限界例 ($h_1=0.09\text{m}$, $i=0.05$, $\rho/\rho_w=1.1$ 。解析解)

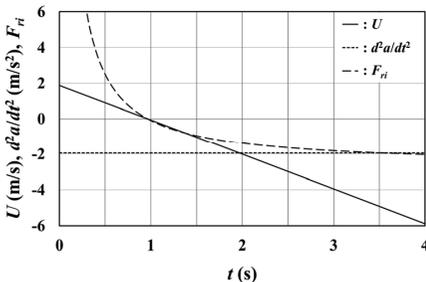


図-12 氾濫流先端部における流れ方向の氾濫流速 U と氾濫流先端部の後端位置 ζ における入射フルード数 F_r の経時変化例 ($h_1=0.09\text{m}$, $i=0.05$, $\rho/\rho_w=1.1$ 。解析解)

おかしい大きな氾濫水深となることである。この理由は式(30)の導入にある。式(30)において氾濫水密度 ρ として一定値(遡上過程における平均値)を与える場合、入射フルード数 F_r が大きく(小さく)なれば、摩擦損失係数 K は小さく(大きく)なる。したがって、一定値の摩擦損失係数を与える場合に比べて、遡上過程の初期段階では氾濫流速 U が大きく、最大遡上距離近くになれば氾濫流速が急激に小さくなる(図-5と10参照)。この状況は、先端位置 $a(t)$ の軌跡が放物線であることから理解されるように、戻り過程においても同じである。このため、戻り過程において氾濫流速が大きくなっていけば、式(6)と(9)、(46)から得られる氾濫水深 H に関する式 ($H=16g(1-\rho_w/\rho)^2 t^2 /$

表-1 土砂水の氾濫流の遡上実験条件とその結果例³⁾

Case	h_D (m)	L_U (cm)	h_U (cm)	h_T (cm)	L_S (m)	h_s (cm)	i	ρ (g/cm ³)	L_R (cm)
2-2	12	30	25	6	1.55	23	0.127	1.092	117
2-4								1.102	101
2-6								1.136	95
2-8								1.158	111
Mean	-	-	-	-	-	-	-	1.122	106

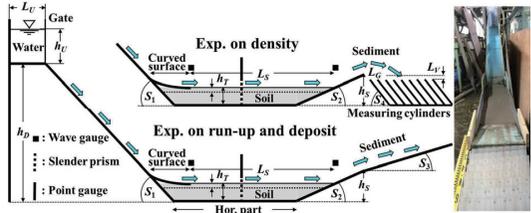


図-13 実験水路の概略(水路側壁は省略)、正面写真(右端)、測定器具などの配置と諸記号の定義(勾配 $S_2=0.208$)

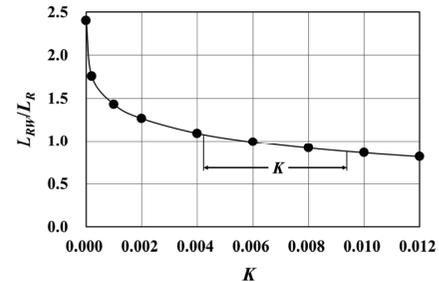


図-14 摩擦損失係数 K 毎の清水の最大遡上距離 L_{RW} と実験で得た土砂水の氾濫流の最大遡上距離 L_R の比 ($h_1=0.162\text{m}$, $i=0.127$, $\rho/\rho_w=1.0$ 。第5次近似)

($4+\rho_w/\rho$)² から理解されるように、氾濫水深が氾濫流速に対応して大きくなっていく。以上から、式(30)の適用範囲は戻り過程の氾濫流速がある大きくなるまでと言える。この適用限界は本研究の目的遂行に支障をきたさない。とは言え、式(30)の適用法に改善が望まれる。

5. 解の検証

実験値との比較・検討を通して級数解と解析解の有用性を検証する。ただし、利用できる実験値に限られ、実験条件と理論で想定している条件を完全に一致させることができないため、厳密な検証ができない状況にある。

松富ら¹³⁾は土砂を含む氾濫流の遡上に関する実験データを提示している。そのデータ例と使用した実験装置の概略をそれぞれ表-1と図-13に示す。氾濫流はゲート急開流れである。表中のCase番号は参考文献³⁾のものと同じで、 h_D は貯水槽の底面高、 L_U は貯水長、 h_U は貯水深、 h_T は初期土砂層域厚、 L_S は初期土砂層域長、 $i(=S_2)$ は氾濫流が遡上する後半部斜面の勾配である(図-13参照)。

具体的な検証手順は次の3 Stepである。

Step 1: 解析解である式(48)において、氾濫水の比重 $\rho/\rho_w=1.122$ (4回の平均値)、斜面勾配 $f=0.127$ とし、土砂を含む氾濫流の最大遡上距離 a_m が実験で得た $L_R=1.06$ m (4回の平均値)と一致する h_1 を評価する。

Step 2: Step 1で評価した h_1 の場合の清水 (固定床下) の氾濫流が遡上するときの摩擦損失係数 K を実験で使用した遡上斜面の状態 (斜面上に粒径が0.85~2 mmの砂を貼付け³⁾) から推定する。

Step 3: 級数解である式(26)と(29)において、 $\rho/\rho_w=1.0$ 、 $f=0.127$ とし、Step 1と2で評価した h_1 と K を用い、級数解から得られる最大遡上距離 L_{RM} が実験で得た $L_R=1.06$ mより大きいかが検証する。

Step 1における h_1 の評価値として0.162 mを得る。このときの最大遡上時は遡上開始時を $t=0$ として $t=0.842$ sである。

Step 2における摩擦損失係数 K の推定は、固定床下でさえも氾濫流 (非定常流) の抵抗則はよく判っておらず、非常に難しい問題である。そこで、本研究では先ず固定床下の定常流に対する抵抗則を用いてこの場合の摩擦損失係数 K_0 を評価し、この K_0 に非定常性に対する補正係数を考慮することで最終的な摩擦損失係数 K を推定する。

固定床下の定常流に対する代表的な抵抗則として次式に示す広矩形開水路の粗面則がある。

$$K_0 = \left(6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{h_l}{k_s} \right)^{-2} \quad (50)$$

ここで、 h_l は定常流の水深、 k_s は相当砂粒粗度である。

式(50)の水深 h_l として対象氾濫流における遡上時の $x=0$ での最大入射氾濫水深 $=4h_1/9=0.0718$ m、相当砂粒粗度 k_s として斜面上に貼付けた砂の代表粒径1.0 mm (粒径が0.85~2 mmの粒径加積曲線⁹⁾の傾向から評価。中央粒径に相当)を用いる。この場合の評価結果として $K_0=0.0036$ を得る。

本研究で利用している実験値の取得時における移動床下の氾濫流と定常流の摩擦損失係数の比は1.2~2.6である⁹⁾。したがって、土砂水と清水の氾濫流の非定常性に対する補正係数が同じかどうか不明であるが、清水の氾濫流の摩擦損失係数 K の推定値として K_0 を1.2~2.6倍した0.0043~0.0094を採用する。

Step 3における検証結果を図-14に示す。図中、●は摩擦損失係数 K 毎の清水の最大遡上距離 L_{RM} と実験で得た土砂を含む氾濫流の最大遡上距離 L_R の比、実線はそれらをExcelの自由曲線で結んだもので、推定された K の値域も示されている。図から、級数解は予想 (図-8から理解されるように清水の氾濫流の方が最大遡上距離は長い) に反して小さめ (88%) からやや大きめ (106%) の値を与えていることが判る。一層高い近似度の級数解を用いれば、これより少し大きめの値を与える。したがって、予想より小さめであるが、この程度の小さめであれば、

本研究理論の有用性が確認されたと言ってもよからう。

級数解が小さめの値を与えた理由として、遡上過程において氾濫水密度 ρ を一定値にしていること、級数解における摩擦損失係数 K の推定値と実験値の正確度の問題が考えられる。今回の研究経験を通して、理論との比較・検討に一層適した実験値が必要と考えている。

6. 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)津波遡上に的を絞り、氾濫流の先端位置 $a(t)$ と先端部における氾濫流速 $U(t)$ および加速度 d^2a/dt^2 に関して、氾濫水密度 ρ と摩擦損失係数 K を連動させない場合は級数解 (式(26)~(29))、氾濫水密度と摩擦損失係数を連動させる場合は解析解 (式(45)~(47)) を導出し、最大遡上距離 a_m (式(48)) や遡上高 R_m (式(49))、遡上過程などへの氾濫水密度の影響を理論的に検討した。
- (2)摩擦損失係数 K を一定値にした土砂を伴う津波の遡上解析では (数値シミュレーションを含む)、最大遡上距離を正確に評価できても、遡上継続時間 ($a(t)>0$ の時間) などを正確に評価できない可能性があり (この逆も言える)、氾濫水密度 ρ と摩擦損失係数 K を連動させることが重要であることを指摘するとともに連動式の例 (式(30)) を提示した。
- (3)既報実験値³⁾との比較・検討を通して本研究で導出した土砂を含む氾濫流の先端位置 $a(t)$ に関する級数解と解析解の有用性を確認した。

謝辞: 本研究の遂行に科研費 (基盤研究(C), 17K01320, 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, 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.
- 2) 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.
- 3) Matsutomi, H. and Konno, 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.
- 4) Shen, M. C. and Meyer, R. E.: Climb of a bore on a beach, Part 3: Run-up, J. Fluid Mech. Vol.16, pp.113-125, 1963.
- 5) Peregrine, D. H. and Williams, S. M.: Swash overtopping a truncated plane beach, JFM, Vol.440, pp.391-399, 2001.
- 6) Matsutomi, H.: Dam-break Flow over a Uniformly Sloping Bottom, J. Hydraul. Coast. Environ. Eng. JSCE, No.726/II-62, pp.151-156, 2003.
- 7) 梅野元輝, 松富英夫: 斜面上の建築物位置における津波遡上時と遡下時の水深, 流速と抗力, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要集, II-55, 2016.
- 8) Whitham, G. B.: The effects of hydraulic resistance in the dam-break problem, Proc. Roy. Soc. A, Vol.227, pp.399-407, 1955.
- 9) 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.
- 10) 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.

数値シミュレーションによる津波の河川遡上と堆積物に関する検討*

秋田大学 林 直幸・齋藤憲寿・鎌滝孝信・渡辺一也
東北大学 田中 仁

1. はじめに

2011年3月11日に三陸沖を震源に地震が発生し、東日本の各地で大きな揺れを観測するとともに、沿岸を襲った津波により多くの命が失われた。さらに沿岸のみならず、河川を遡上した津波が河川堤防を越えて沿川に甚大な被害をもたらした。そのため、沿川における津波防災を考える上で、津波の河川遡上への対策が重要である。

一方、日本海側では活断層が陸地に近く、地震発生から津波到達までの時間が短い傾向にあるにも関わらず、実際に発生地震や津波の件数が少ないことが原因で、日本海側での津波の記録は少ない。

そこで、本研究では日本海側、特に秋田県北部を対象に津波発生時の数値シミュレーションを行った。はじめに米代川を対象として検討を行い、過去の津波痕跡¹⁾と比較することで再現性を確認した。そして、同様の方法で竹生川についての数値シミュレーションを行い、過去の津波で形成された堆積物の分布状況との関係性を検討した。

2. 対象河川

図-1に本研究の対象領域である米代川及び竹生川を示す。

米代川は秋田県北部に位置し、流域面積4100 km²、流路延長136 kmの一級河川である。日本海中部地震時には河口より7 km地点にまで津波が遡上し、左岸では遡上した津波が家屋密集地にまで達し多大な浸水被害をもたらしたり。

一方、竹生川は米代川と同じく秋田県北部に位置する二級河川で流域面積が34.7 km²、流路延長は12.8 kmである。日本海中部地震時の津波は竹生川流域についても被害をもたらしている²⁾。来襲した津波は、河口から1100 mの川沿いにある水田へ侵入したのみでなく、さらに上流の1800 m地点まで遡上したとされている²⁾。

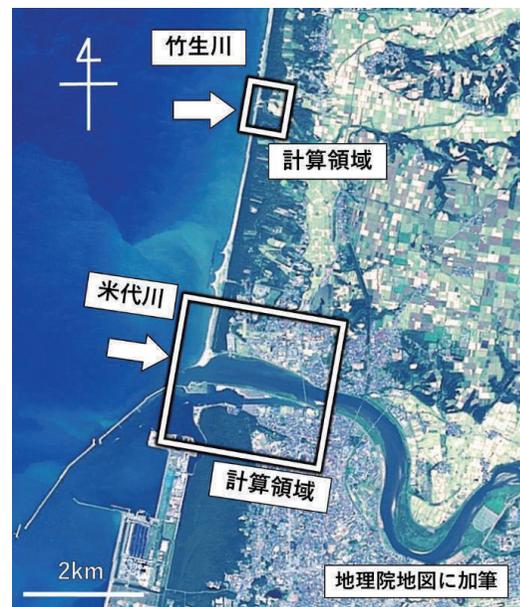


図-1 対象領域

*Study on River run-up of tsunami and their deposits by numerical simulation. by Naoyuki HAYASHI, Noritoshi SAITO, Takanobu KAMATAKI, Kazuya WATANABE and Hitoshi TANAKA

3. 計算手法

本研究では、津波の数値計算に iRIC の非定常平面 2 次元流計算による氾濫流解析用ソルバである Nays2DFlood を使用した。基礎方程式を式(1)~(6)に示す。

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

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

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

ただし、

$$\frac{\tau_x}{\rho} = C_f u \sqrt{u^2 + v^2} \quad \frac{\tau_y}{\rho} = C_f v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (4)$$

$$D^x = \frac{\partial}{\partial x} \left[V_t \frac{\partial(uh)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[V_t \frac{\partial(uh)}{\partial y} \right] \quad (5)$$

$$D^y = \frac{\partial}{\partial x} \left[V_t \frac{\partial(vh)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[V_t \frac{\partial(vh)}{\partial y} \right] \quad (6)$$

ここで、 h は水深、 t は時間、 u は x 方向の流速、 v は y 方向の流速、 q は単位面積当たりのカルバード・樋門・ポンプによる流入量、 r は雨量、 g は重力加速度、 H は水位、 τ_x は x 方向の河床せん断力、 τ_y は y 方向の河床せん断力、 ρ は水の密度、 C_f は河床せん断係数、 v_t は渦動粘性係数である。

米代川と竹生川を対象とした再現計算について共通する計算条件を表-1, 2, 図-2 に示す。

表-1 使用データ

名称	データ内容
地形データ	5 m メッシュデータ
計算タイムステップ ³⁾	0.1 s
潮位 ⁴⁾	T.P.+0.24 m

表-2 粗度係数⁵⁾

地形	粗度係数
陸地	0.03
海域	0.025
河川	0.025

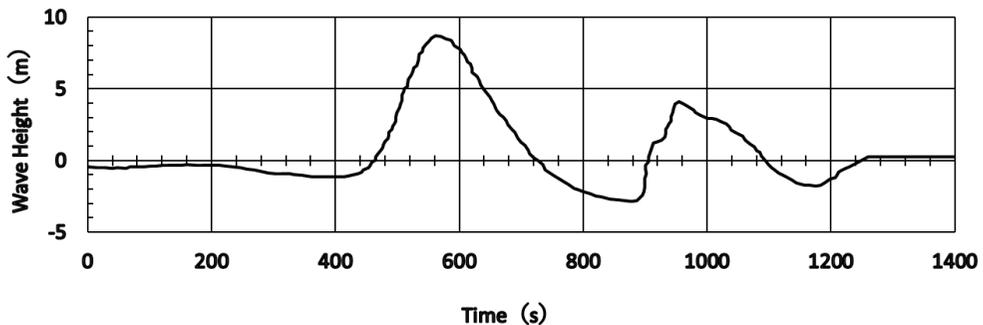


図-2 津波の入力波形

表-1 の計算タイムステップに関しては、式(7)の CFL 条件を満たすように設定した³⁾。潮位は能代港での験潮記録より、津波発生直前の潮位とした⁴⁾。なお、計算中の潮位変動は考慮していない。表-2 は既往研究⁵⁾で用いられている粗度係数を参考にして設定した。

図-2 の入力津波は、日本海中部地震時の能代港での験潮記録には欠けている部分があり計算に使用できなかったため、既往研究⁶⁾により計算された能代港の沿岸約 100 m 地点での波形を使用した。

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{\sqrt{2gh_{max}}} \quad (7)$$

ここで、 Δt は計算タイムステップ、 Δx は格子間隔、 g は重力加速度、 h_{max} は最大水深である。

表-3 米代川及び竹生川の計算条件

		米代川	竹生川
河川流量		151.8 m ³ /s ⁴⁾	0 m ³ /s
格子 形状	全長	約 3700 m	約 1000 m
	流れ方向の分割数	100	22
	全幅	2000 m	1000 m
	流れと垂直方向の分割数	200	200

表-3 の各河川の流量について、米代川は津波発生時の記録がないため、河口から 20 km に位置する富根観測所の流量と、富根から下流で流入している久喜沢川及び常盤川の流量の合計流量として設定した。竹生川については、流量が小さいため、0 m³/s とした。

米代川における再現計算の結果を過去の津波痕跡¹⁾と比較し、河川遡上の傾向を再現できることを確認した。

4. 計算結果

図-3 は計算領域である竹生川流域の標高を示しており、P1 は河口部分、P2 は津波堆積物が確認されている水田地域、P3 は竹生川の河道である。また、本研究では、図-3 中左側の黒線の位置からの津波計算を行った。

竹生川流域の地形的特徴としては、河口の両側に位置する砂丘と、標高の高い地域に囲まれた水田が挙げられる。この水田は、河川に近づくにつれて徐々に標高が下がっている。また、河川は大きく蛇行していることが確認できる。

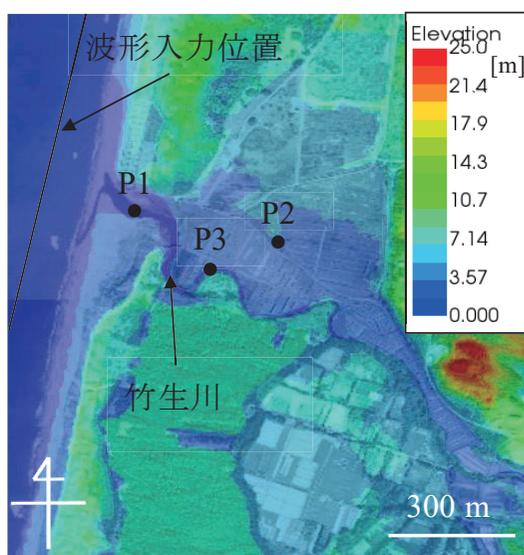


図-3 竹生川流域の標高

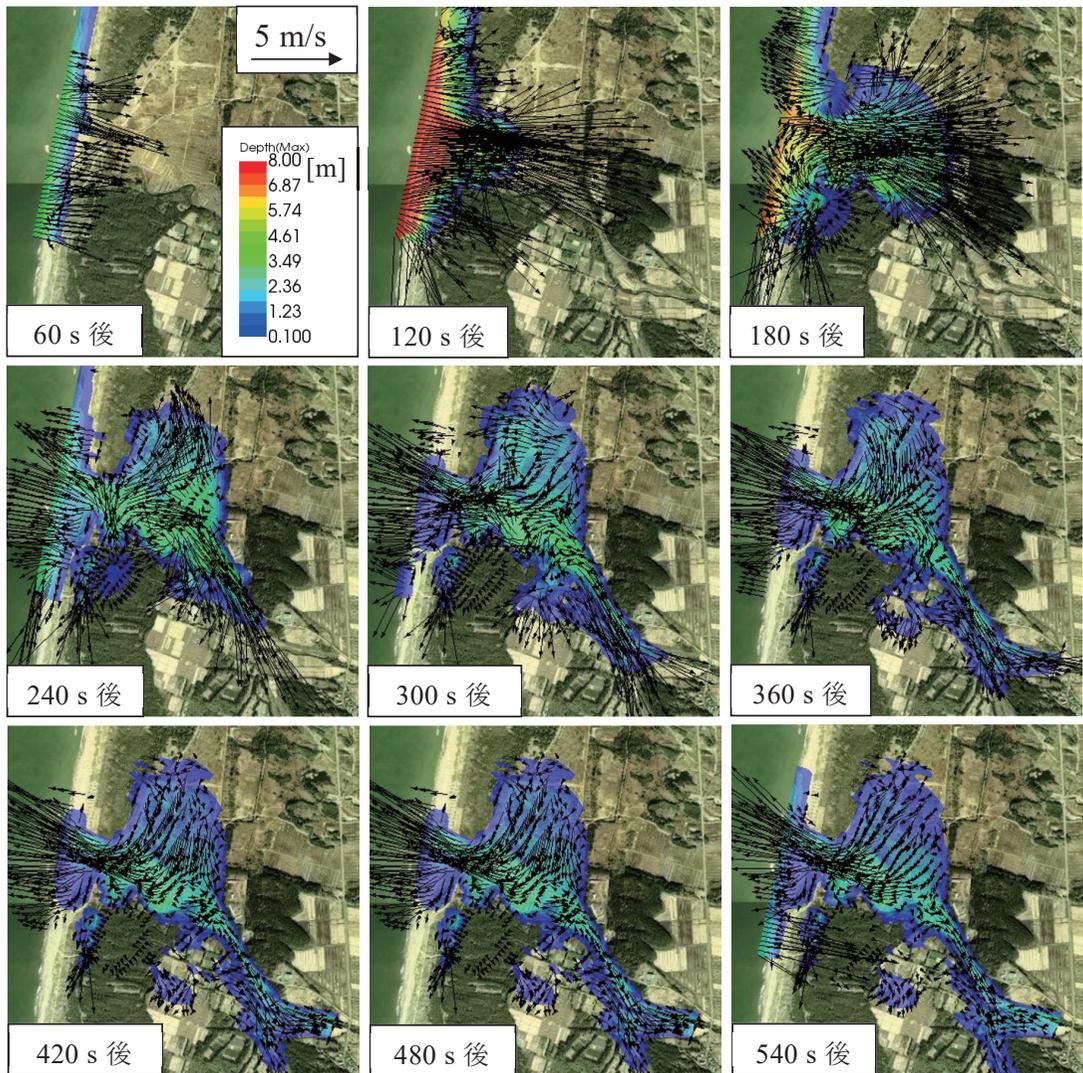


図-4 浸水深と流速ベクトル

図-4は浸水深の経時変化を示しており、矢印は長さが流速の大きさと、方向が流れの進行方向と対応している。また、この図では津波が図-3中の波形入力位置に到達した時を0sとして、その時間変化を示している。

図-4から、海岸に到達した津波は砂丘に阻まれて河口付近から陸地に侵入し、竹生川の北側にある水田部分に広がっていく様子が分かる。第一波来襲時の津波は河川への遡上も見られるが、海側から水田へと直接流れ込んでいることが確認できた。水田は標高の高い地域に囲まれており、侵入した津波は240s後には水田の東側で、南北に分かれていく。南側に分かれた津波は河川を遡上する津波とともにさらに上流へ進行した。その後引き波に変わった水流は、再

び河口付近の砂丘間へと戻っていく過程で、河川の蛇行部（図-3のP3）へと集まる傾向が見られた。また、流速ベクトルについて注目すると、右岸側に位置する水田では、河川を遡上した津波による影響は少なく、河口部を含む砂丘の間から流入した津波が直接流れ込んでいることがわかる。これは第二波以降も同様であり、河川を遡上する津波が北方向へ流れていく様子は確認できなかった。

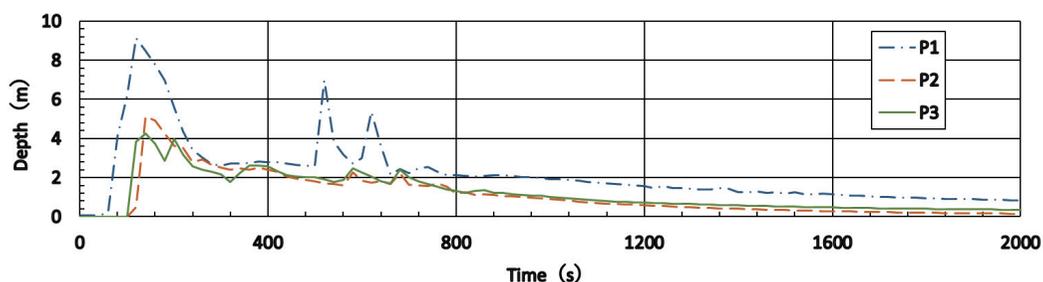


図-5 各地点の水深時間変化

図-5は図-3中のP1, P2, P3における水深の時間変化を示したものである。

図-5より、P1は河口の点であるため津波を遮るものがなく、海岸に近い位置であるため入力した津波とほぼ等しい最大値を記録し、約500sで第二波が到達した。水田地域に位置する

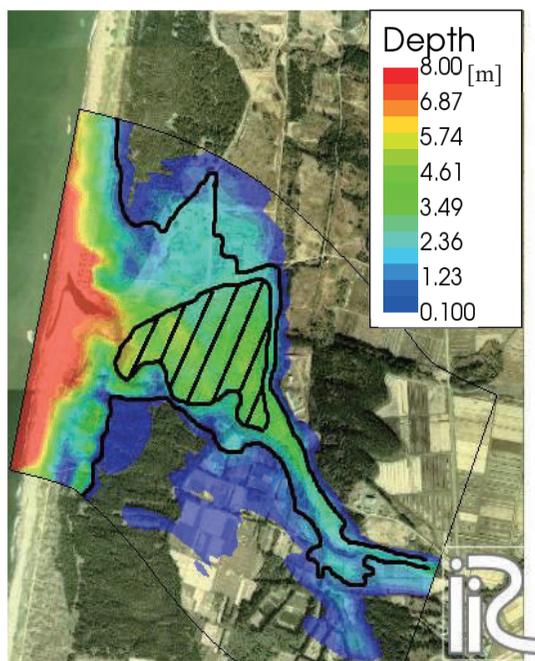


図-6 浸水域と堆積物分布

P2は第一波到着後の大きな変化はなく、緩やかに水が引いていく様子を確認できた。600s辺りで僅かに第二波らしき様子も見られた。P3は河道内であるが、4mの浸水深を記録し、この津波が河川を遡上していることを確認できた。しかし、この水位はP2の水位を下回っているため、河川からの氾濫があった可能性は低く、P2への浸水は海から直接浸水したものが主であると考えられる。また、P3の水深変化には第一波と第二波の間にも浸水深の上昇が見られた。

図-6は本研究の計算結果と、日本海中部地震時の津波浸水域²⁾、津波堆積物分布⁷⁾を重ね合わせたものであり、実線部分が実際の津波浸水域を示し、斜線部分が約5~15cmの砂、泥が堆積

したとされている範囲を示している。

浸水域を見ると、本研究の計算結果の浸水深が 2~3 m の地点と実際の浸水域がおおよそ一致している。浸水範囲は全体的に大きくなっているものの、その傾向を把握することができた。浸水範囲が大きくなった原因としては、本研究における計算に土砂の混合が考慮されていないことが考えられる。

津波堆積物の分布範囲は、計算結果における浸水深が 4~6 m の範囲となっており、この範囲は計算領域内の比較的浸水深が大きい場所である。計算結果ではその他の地域においても浸水深 4~6 m を示している部分があり、津波堆積物と浸水深に相関がある場合、これらの地域にも堆積が見られる可能性がある。また、図-4, 5 から、この津波堆積物分布範囲への津波は海から直接流れ込んでおり、河川遡上によるものではないと考えられる。

5. おわりに

本研究では、米代川と竹生川について津波の河川遡上に関する検討を行ってきた。その結果、竹生川については津波浸水域が計算結果とおおよそ一致し、その範囲についてシミュレーション結果の浸水深が 2~3 m の範囲と一致するという傾向を把握した。さらに、日本海中部地震時の津波堆積物分布範囲への津波は海から直接流れ込んでおり、河川遡上によるものではないと確認した。

今後は日本海中部地震以前の津波についても数値シミュレーションによって波の挙動や浸水範囲を算定し、過去の津波痕跡や堆積物との比較を行う予定である。

謝辞

本研究の実施にあたり、大成学術財団の助成を受けた。ここに記して、謝意を表す。

参考文献

- 1) 首藤伸夫, 卯花政孝: 1983 年日本海中部地震津波の痕跡高, 東北大学工学部津波防災実験所研究報告, pp.88-267, 1983.
- 2) 宇多高明: 津波, 土木研究所報告, 165, pp.17~54, 1985.
- 3) 土木学会原子力土木委員会津波評価部会: 原子力発電所の津波評価技術, 59p., 2002.
- 4) (財) 国土技術研究センター: 津波の河川遡上解析の手引き (案), 105p., 2007.
- 5) 小谷美佐, 今村文彦, 首藤伸夫: GIS を利用した津波遡上計算と被害想定法, 海岸工学論文集, 第 45 巻, pp.356-360, 1998.
- 6) 相田勇: 1983 年日本海中部地震津波の波源数値モデル, 地震研究所彙報, 第 59 号, pp.93-104, 1984.
- 7) 三浦昌司, 児玉徹, 金田吉弘: 日本海中部地震による津波被害, 農業技術, 第 39 巻, 2 月号, pp.49-52, 1984.

河川遡上津波による土砂混合及び堆積に関する実験*

秋田大学 高桑 充広・鎌滝 孝信・齋藤 憲寿・渡辺 一也

1. はじめに

1983年5月26日に発生した日本海中部地震により、秋田県を中心とした日本海沿岸地域では大きな津波被害を受けた。死者は104人にのぼり、そのうち100人は津波による犠牲者とされる。被害を受けた県北部の八峰町峰浜沼田地区では、近年、鎌滝らによりボーリング調査が行われ、得られたイベント堆積物の分布を基に、過去の津波履歴に関する検討が行われた。一方、津波被害予測の高度化を図る上で、津波による土砂堆積を再現する実験は重要である。しかし、当地を対象として津波による土砂堆積を再現する実験は行われていない。八峰町峰浜沼田地区は竹生川の河口部に位置するため、当地で得られたイベント堆積物の分布から津波等の浸水履歴を推定するためには、河川の河口部に襲来する津波を想定した土砂遡上実験を行うことが有用と考える。津波が河川を遡上する際には、海由来の土砂と川由来の土砂の混合が起きると想定される。

本研究では、土砂の混合状況を検討するために粒径分布の異なる土砂、すなわち粗い砂と細かい砂を用いて水路実験を行った。以下に実験結果を報告する。

2. 対象地域

研究対象地域は秋田県北部の八峰町峰浜沼田地区で、竹生川の河口付近に広がる沖積低地である。1983年の日本海中部地震では、竹生川に沿って津波が遡上し、上流1,100m付近の水田まで浸水し、さらに川沿いを1,800mまで遡上したとされる²⁾。また、河口部における津波の打ち上げ高は10.36mである³⁾。過去に津波浸水履歴調査を目的としたボーリング調査⁴⁾が行われた区域を図-1のAに示す。また、図-1のBの地点で砂を採取し、実験用の粗い砂として使用した。

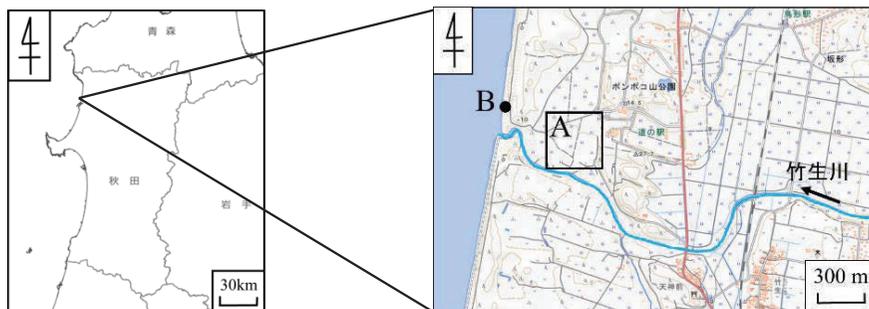


図-1 対象地域

A(枠内)：ボーリング調査対象地域 B：土砂採取地点

※地形図は国土地理院の国土電子webから引用

*Experiment of sand mixture and sedimentation by a tsunami run up to a river by Atsuhiko TAKAKUWA, Takanobu KAMATAKI, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE

3. 実験

3.1. 実験条件

本実験では、津波の河川への遡上により二種類の砂、すなわち粗い砂と細かい砂の混ざり方を水路実験により明らかにすることを主な目的とする。粗い砂は現地で採取したものを使用し、細かい砂は秋田大学水環境工学研究室で保有しているものを使用した。両者の砂に対し沈降管天秤法⁴⁾による粒度分析を行った結果、粒径分布は図-2のとおり、細かい砂の中央粒径値は0.264 mm、粗い砂の中央粒径値は0.564 mmである。

また、実験には既往研究⁹⁾で用いられた水路を用いる。この水路はフルード数の観点から津波氾濫流の再現性が確認されている。図-3に水路の概況を示す。水路は滑り台状の開水路とし、滑り台斜面の下端には1種類目の砂を敷く水平部(1)、その上流側には2種類目の砂を敷く傾斜部(2)と水平部(1)を設けた。実験水路の諸元は表-1の通りである。また、流れの波形を把握するため、水平部(1)及び水平部(2)の上部に超音波式水位計 (KEYENCE 社製, UD-500) を設置した。さらに、ポイントゲージおよび微小角柱によりマッハ角を生じさせ、フルード数を求めることで津波氾濫流を再現できていることを確認した。

実験は以下の2パターンで実施した。

(Case 1) 海側 (水路上流側) に粗い砂を層厚 6cm で、川側 (水路下流側) に細かい砂を層厚 3cm で敷く場合。

(Case 2) 海側に細かい砂を層厚 6cm で、川側に粗い砂を層厚 3cm で敷く場合。

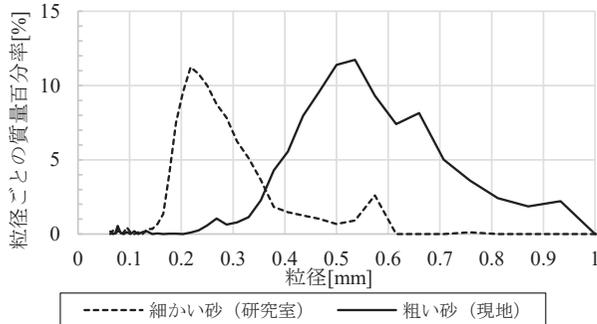


図-2 粒径分布

表-1 実験水路 諸元

h_D	貯水槽高さ	38 cm
h_U	貯水深	25 cm
S_1	滑り台斜面の勾配	7°
S_2	上り勾配斜面の勾配	6°
L_S	波高計の間隔	357 cm
h_{T1}	初期土砂層厚(水路上流側)	6 cm
h_{T2}	初期土砂層厚(水路下流側)	3 cm
h_S	上り勾配斜面の高さ	9.5 cm

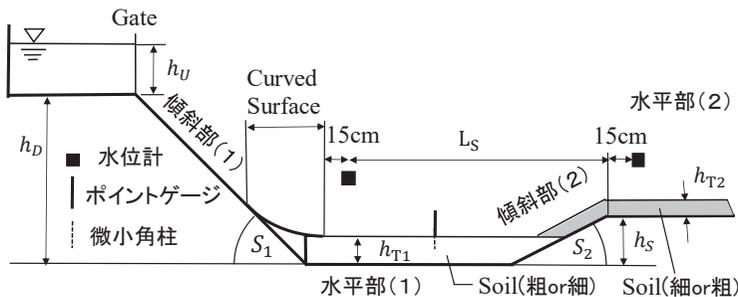


図-3 実験水路 側面図

3.2. 実験方法

本実験では貯水槽に水を溜め、ゲートを急開し放水することで津波氾濫流を模擬した。通水後は水をおよそ取り除き、砂の層厚測定とサンプリングを行った。砂の層厚測定及びサンプリングをするにあたり、図-4のように水平部(1)の土砂域の端部を0として、傾斜部(2)に向かって15 cmずつ目盛りを振った。また、水平部(2)の水路左端を0として水路端部に向かって15 cmずつの目盛りを振った。水路横断方向については、水路左端から1,2,3と番号を振った。深さについては表層から深さ方向に約5 mm間隔で「深さ1」、「深さ2」及び「深さ3」と定義した。例えば、Case 1において水平部(1)の土砂域端部から285 cmの水路中央部で1段階目の深さのサンプルは「Case1_285_2_深さ1」と表現した。また、Case 1において水平部(2)の水路左端部から15 cmの水路中央部で1段階目の深さのサンプルは「Case1_2_15_2_深さ1」と表現した。

上述したように、層厚測定はポイントゲージを用い、水路中央部で約15 cmおきに行った。サンプリングは図-4に示す黒丸の点で約15 cmおきに行った。白丸で囲った点では、深さ方向に3段階、砂のサンプリングを行った。灰丸の点では表面のみのサンプリングを行った。サンプリングした砂は、沈降管天秤法によって粒度分析を行った。

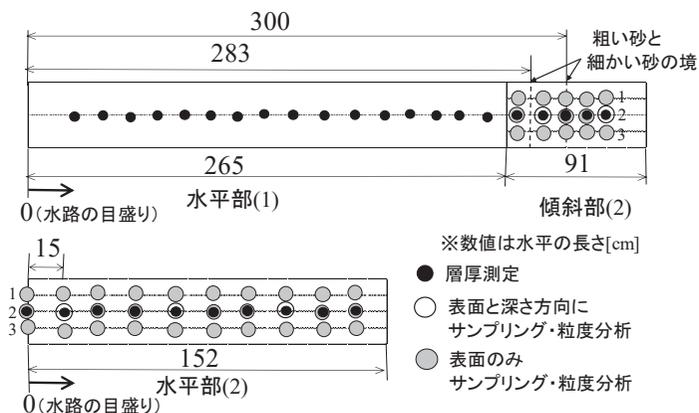


図-4 水路上面図

3.3. 実験結果及び考察

まず、Case 1の実験で得られた粒径分布について述べる。粒度分析の代表例として、Case 1では以下に示す5試料の粒度分析結果を示す。

図-5に水平部(1)の端部から285 cm、図-6に水平部(1)の端部から330 cm、図-7に水平部(2)の端部から15 cm、図-8に水平部(2)の端部から60 cm、図-9に水平部(2)の端部から105 cmの、それぞれ水路横断方向の中央部における粒径分布を示す。285 cmにおける測点の表層では粗い砂が比較的多くみられる(図-5)。330 cmの測点は、初期条件における2種類の砂の境界から30 cm下流にあたる。この測点の深さ1(深さ0~0.5 mm程度)で粒径0.33 mm付近にあるグラフの頂部が、深

さ3(深さ10~15mm程度)では粒径0.25mm付近へシフトしている(図-6)。一方、深さ2では粗い砂と細かい砂が混合し、グラフの山がなだらかな形になっている(図-6)。水平部(2)の端部から15cmの測点では、表層部(深さ1)で、初期条件で敷いた細かい砂に似た粒径分布を示している(図-7)。一方、深さ3では粒径0.22mm付近と0.35mm付近に分かれたピークがみられる(図-7)。0.35mm付近にあるピークは、2種類の砂の中間付近に位置することから、粗い砂と細かい砂が混合していると推定される。水平部(2)の端部から60cmの測点では、粒径0.5mm~0.6mm付近の砂が目立つ(図-8)。この測点では、水平部(2)の端部から15cmの測点よりも下流にもかかわらず粒径が粗い傾向がある。水平部(2)端部から105cmの測点では、全体として細かい粒径の砂が目立つ(図-9)。

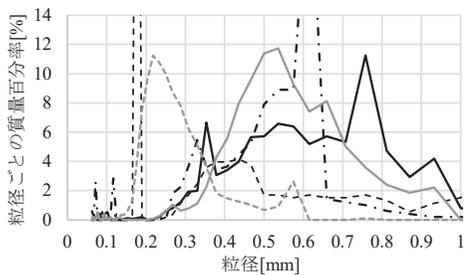


図-5 Case 1 測点 285_2 における粒径分布

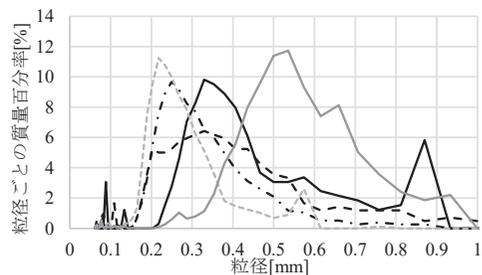


図-6 Case 1 測点 330_2 における粒径分布

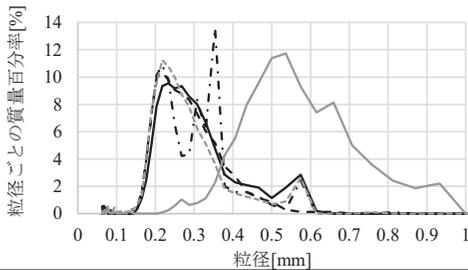


図-7 Case 1 測点 2_15_2 における粒径分布

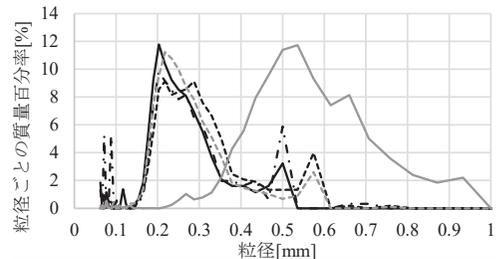


図-8 Case 1 測点 2_60_2 における粒径分布

次に、Case 2 で得られた粒径分布の結果を述べる。Case 2 では以下に示す 3 試料の結果を示す。

図-10 に水平部(1)の端部から 285 cm, 図-11 に水平部(1)の端部から 330 cm, 図-12 に水平部(2)の端部から 15 cm の、それぞれ水路横断方向の中央部における粒径分布を示す。水平部(1)の端部から 285 cm の測点では、表層(深さ 1)に細かい粒径の砂が目立つ(図-10)。330 cm の測点では、深さ

2（深さ 5～10 mm 程度）のグラフの頂部は初期条件で敷いた 2 種類の砂の頂部の中間付近の値である（図-11）。したがって、津波氾濫流によって粗い砂と細かい砂が混合したことがわかる。さらに、深さ 2 のグラフの頂部は、深さ 1 と深さ 3 の中間付近に頂部があることが分かる。水平部(2)の端部から 15 cm の位置では、深さ 1 および 2（深さ 0～10 mm 程度）でグラフの頂部は 2 種類の砂の中間付近の位置する（図-12）。

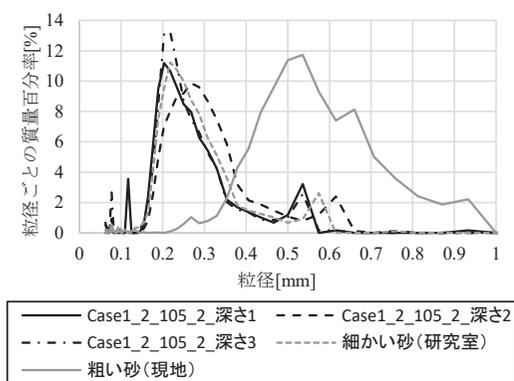


図-9 Case 1 測点 2_105_2 における粒径分布

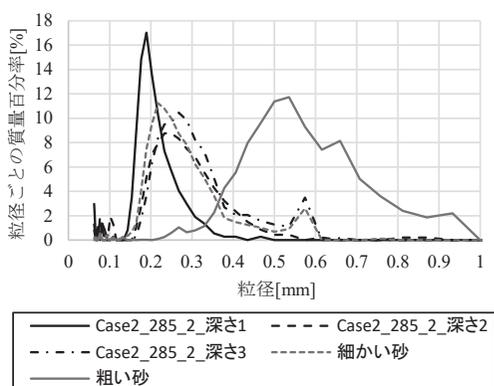


図-10 Case 2 測点 285_2 における粒径分布

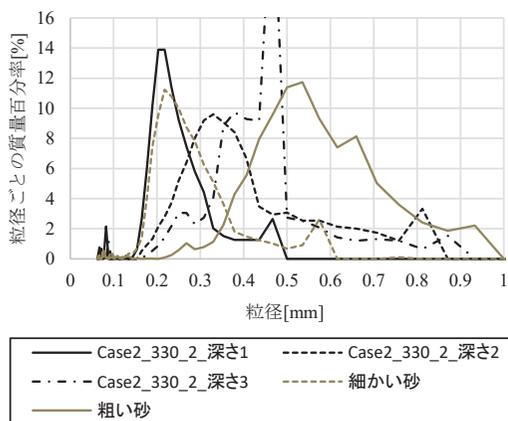


図-11 Case 1 測点 330_2 における粒径分布

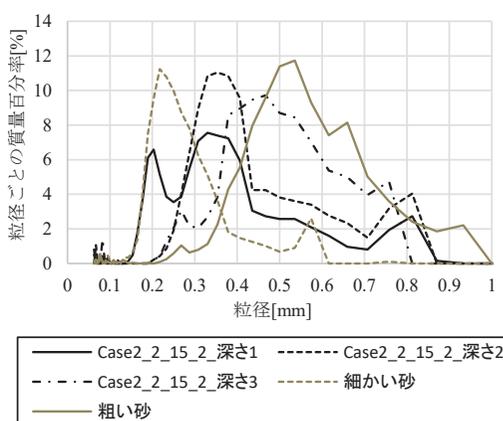


図-12 Case 1 測点 2_15_2 における粒径分布

ここで Case 1 の層厚の変化を図-13 に、Case 2 の層厚の変化を図-14 に示す。いずれも初期層厚は水平部(1)に設置した 1 種類目の砂では約 6 cm、1 種類目の砂の端部から水平部(2)にかけて設置した 2 種類目の砂では約 3 cm である。細かい砂を上流側に敷設した Case 2 のほうが、より遠くに砂が運搬されていることがわかる。

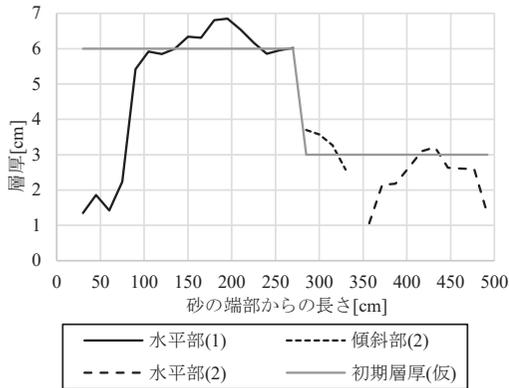


図-13 Case 1 層厚

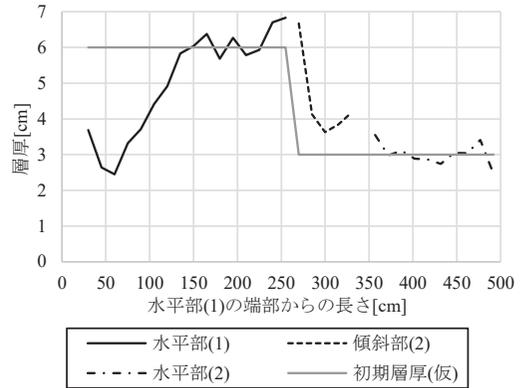


図-14 Case 2 層厚

4. おわりに

今回の実験 (Case 1 及び Case 2) において、津波氾濫流による粗い砂と細かい砂の混合様式は不規則的だが、実験水路に敷いた粗い砂と細かい砂の砂の境界から 30cm 遡上した位置の深さ 5mm 付近で、比較的明瞭な土砂の混合が生じたことがわかった。

2 パターンの実験結果から、上流側に細かい砂を敷設したほうが、津波による砂の運搬及び混合が明瞭なことがわかった。

今後の研究課題としては、混合具合の分布を検討することや、砂の由来を明らかにするために粒径分布の重複しない 2 種類の砂を用いた実験を行うことが挙げられる。

謝辞

本研究には平成 31 年度秋田県ジオパーク研究助成金を使用した。秋田大学工学部の水環境工学研究室の皆様には砂の採取及び水路実験に協力いただいた。ここに記して関係各位に深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 鎌滝孝信, 内館美紀, 金澤慎, 石田将貴, 松富英夫: 1983 年日本海中部地震津波の影響地域における過去の津波履歴の検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.74, No.2, pp.I_529-I_534, 2018.
- 2) 土木学会: 1983 年日本海中部地震震害調査報告書, pp.157,158, 1986.
- 3) 乗富一雄: 1983 年日本海中部地震による災害の総合的調査研究, pp.90,91,97, 1984.
- 4) 成瀬元: 沈降管天秤法粒度分析用アプリケーション“S Tube”の特色と利用法, 堆積学研究, No.62, pp.55-61, 2005.
- 5) 千葉裕太, 三上輝, 松富英夫: 津波氾濫流密度の諸水理量への依存性, 土木学会論文集 B2, Vol.75, No.2, pp.I_397-I_402, 2019.

Morphology recovery and prevailing sediment transport along sand spit at the Kitakami River mouth after the 2011 Tsunami

Nguyen Trong Hiep¹, Hitoshi Tanaka², Nguyen Xuan Tinh³

Abstract

The Kitakami River mouth was one of many estuaries that experienced and got despoiled by the 2011 Tohoku Tsunami. The tsunami was highly energetic that the entire area of the river mouth was destructed severely and the remainder was a small area of sediment on the right bank. Afterwards, the phenomenon of intrusion pushed this deposited sediment towards upstream to a certain distance. Since that, the right sand spit has not been able to recover to its former shape due to special topography and the particular wave conditions near the river mouth. This study provides a thorough understanding of the morphology at the Kitakami River mouth by analysing aerial photographs obtained from many sources. Furthermore, unstable long shore sediment transport related to the seasonal variation is also discussed to interpret the change of the sand spit at the Kitakami River mouth.

Keywords: the Kitakami River mouth, the 2011 Tsunami, sand spit, recovery process, seasonal effect.

1. INTRODUCTION

The 2011 Tohoku Earthquake triggered a giant Tsunami waves with a record of 40m wave height in Iwate. With regard to the 2011 Tohoku Earthquake and Tsunami, many studies were conducted to immediately assess the destruction caused by the tsunami onto the coastal areas and also give possible prediction of the recovery processes aftermath. Namely, Tanaka et al. (2012), Tappin et al. (2012), Supasri et al. (2012) and Udo et al. (2012). In detail, many remarkable changes in coastal and estuarine areas in Miyagi Prefecture such as beach erosion and breaching, sand barriers and sandspits' loss were reported in Tanaka et al. (2012).

The river mouths in Miyagi Prefecture suffered almost similar devastation that the sand spits located in each area were disappeared by the tsunami. Roh et al. (2016) and Hiep et al. (2019a) both discussed the disappearance for 7 years of the sandspit at the Naruse River mouth till the artificial construction to reform the sandspit in 2018. Recently, Hiep et al. (2019b) has brought a detailed understanding of the Natori River mouth

recovery process with the assistance of human intervention to recreate the situation before Tsunami. In contrast, some areas have recovered fully due to the existence of sufficient sediment sources; for instance, in Abukuma River mouth as discussed thoroughly in Tanaka et al. (2017) and Hiep et al. (2019c). The Kitakami River Mouth was also among the river mouths could not uphold the intensity of the tsunami that its sandspit was eroded into small area and the coast on its right side was destroyed entirely. The topography and wave conditions in the Kitakami River mouth are special resulting in the slow recovery process to the pre-tsunami morphology.

There are some former studies discussing about the morphology of the Kitakami River Mouth such as Tinh et al. (2011) discussing the morphology changes of the Yokosuka Coast and Purwanto et al. (2006) revealing the flow regime in the Nagatsura-Ura Lagoon nearby the Kitakami River mouth. The understanding of the mechanism at the Kitakami River, in this study, is examined more deliberately by considering the longshore sediment transport along the sand spit.

(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

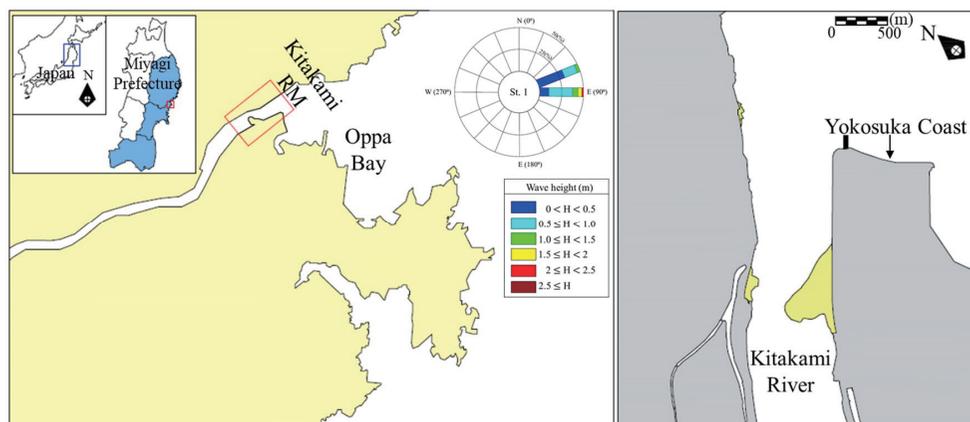


Figure 1: The Kitakami River mouth

2. STUDY AREA

The Kitakami River is ranked as the fourth largest river in Japan and the largest in the Tohoku region. The catchment area is approximately 10,150 km² flowing through the southern part of Iwate Prefecture and pouring into the Oppa Bay. The upstream river separates into 2 channels: The Old-Kitakami River and the currently so-called Kitakami-River (Fig. 1). Near the entrance area, a sandspit is located roughly 750m from the Yokosuka Coast at the right side.

The offshore wave condition in this area is driven by two main directions which are East and East South East. (Figure 1)

3. DATA COLLECTION

For the goal of understanding the morphology of river mouth, this study aimed to collect many aerial photos before and after the Tsunami taken by Tohoku Regional Bureau of Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism (MLIT) as well as satellite images from Google Earth and Sentinel II. All of the photos were geo-referenced and detected shoreline in order to monitor consistently the recovery process of the river mouth.

Moreover, transverse data of the several locations at the sandspit are also combined to emphasize the special conditions and the contribution of depth change around the sand spit on the development of the spit at the Kitakami River Mouth after the tsunami.

4. RESULTS AND DISCUSSION

4.1 Morphology change before and after Tsunami (2003-2012)

The Kitakami River mouth from 2003 to 2012 encountered an overwhelming change in size and configuration. Before the 2011 tsunami, the Yokosuka Coast and the sand spit were both wealthy with slight variations on the head of the sand spit due to the mutual interaction between long shore sediment transport derived by waves and the discharge from the river (Figure 2 (a-c)).

The Tsunami came and destroyed almost entire the Yokosuka Coast and the area behind was drowned in water (Figure 2 (d-e)). Afterwards, the width of the river mouth certainly became open since a remarkable area of sand spit was flushed away during the event. Then, waves propagate further and carry the sediment to upstream by a certain distance (Figure 2 (f)). This is called the intrusion process

4.2 Morphology change under slow recovery process (2013-2020)

Because of the intrusion phenomenon, the sand spit was located in a specific position in the river as seen in Figure 3 (a). The recovery of the sand spit throughout almost 6 years shows insignificant change. The sand spit was not able to deposit in transverse direction and only small amount of sediment accumulated on the side facing the sea area. (Figure 3 (b-f)).

However, it is also interesting that on the opposite left bank, sediment started depositing from 2017 which had been seen only in more downstream area.



Figure 2: Morphology change at the Kitakami River mouth before and after the 2011 Tsunami

4.3 Influences of river mouth's conditions on the morphology development

From the aerial photographs at the Kitakami River mouth, the sand spit has been solely accumulate onto the spit as new layers of sediment with a variant at the tip of sand spit. One of the reason for this phenomenon is due to the deep water depth around the sand spit. It is noticable from Figure 4 that the more offshore the measuring location was, the less sediment was deposited and only observable at a small distance from the embankment (Figure 4 (a,b)). Figure 4 (c,d) also indicates from the tip of the shoreline to nearby tranverse region, the depth difference is up to 5 m. Hence, the accumulation can only be seen at the already seen area

Another main factor contributing the slow recovery process at the Kitakami is the direction of wave incident. Waves approach towards the river mouth in two specific directions which are East and East South East since the topography of rocky cliffs surrounding the entrance. Hiep et al. (2019d) discussed how the approaching waves refracted

and result in the breaking waves parrallel to the shoreline of the spit. This certain wave condition combining with deep water deep has been causing such a ineffective recovery at the Kitakami River mouth.

In the next section, the evaluation of sediment transport along the sand spit will emphasize the claim of the reduction of sediment along the sand spit and examine the effect seasonal varitons on the Kitakami River

4.4 Longshore sediment transport rate at the sand spit

Based on the notice of sediment movement which hardly deposit towards the left bank, it is ideal to define a fix location where the sediment is assumed to be interrupted or not able to transport further upstream in order to compute the longshore sediment transport along the spit. The coordinates and the direction of sediment transport towards the sand spit are defined as Figure 5 and it is noted that at the boundary the value of longshore sediment transport must be zero.



Figure 3: Slow recovery process at the Kitakami River mouth

The longshore sediment transport rate (Q) can be expressed as the equation below (Eq. 1)

$$Q(x) = -(D_B + D_C) \int_0^x \frac{\Delta y}{\Delta t} dx \quad (1)$$

Where: D_C is depth of closure (m), D_B is berm height (m), $\frac{\Delta y}{\Delta t}$ is the shoreline change between consecutive times. From transverse section data, the total depth is assumed to be 6 m and the chosen shorelines were from 2013 when the new embankment was rebuilt.

The result of the computation is shown in Figure (6). According to the definition, the positive values refer to the erosion along the sand spit while the negative values represent the deposition of the spit. The distances that the sediment transported during each period did not resemble as a result of the observation of accretion along the embankment during some periods.

In order to investigate the change of the longshore sediment transport rate through time, transverse sections at several locations along the sand spit are chosen ($x = 100$ m, 300 m and x_{max})

(Figure 7). The variations of longshore sediment transport rate at these three locations reveals the influence of seasons on the evolution of the spit. Indeed, the positive values are seen during winter season in which wave height is not significant whereas during summer, deposition is certainly observed.

It is also interesting to compare the maximum longshore sediment transport at x_{max} with the volumetric deposition rate of sand spit. According to Hiep et al. (2019a), the rate of the area is 9.7×10^3 (m^2/y) and from the transverse section data, the thickness of the deposited layer on the sandspit is roughly 4 m. And the value of the volumetric deposition rate of sand spit is estimated as Eq. (2).

$$V_{\text{Deposition rate}} = 0.4 \times 10^5 \text{ (m}^3\text{)} \quad (2)$$

As indicated in Figure 7(c), the spit deposition rate is almost similar to the value of longshore sediment transport rate when the seasonal effect is not overwhelming indicating the slow recovery of the sand spit under small sediment supply.

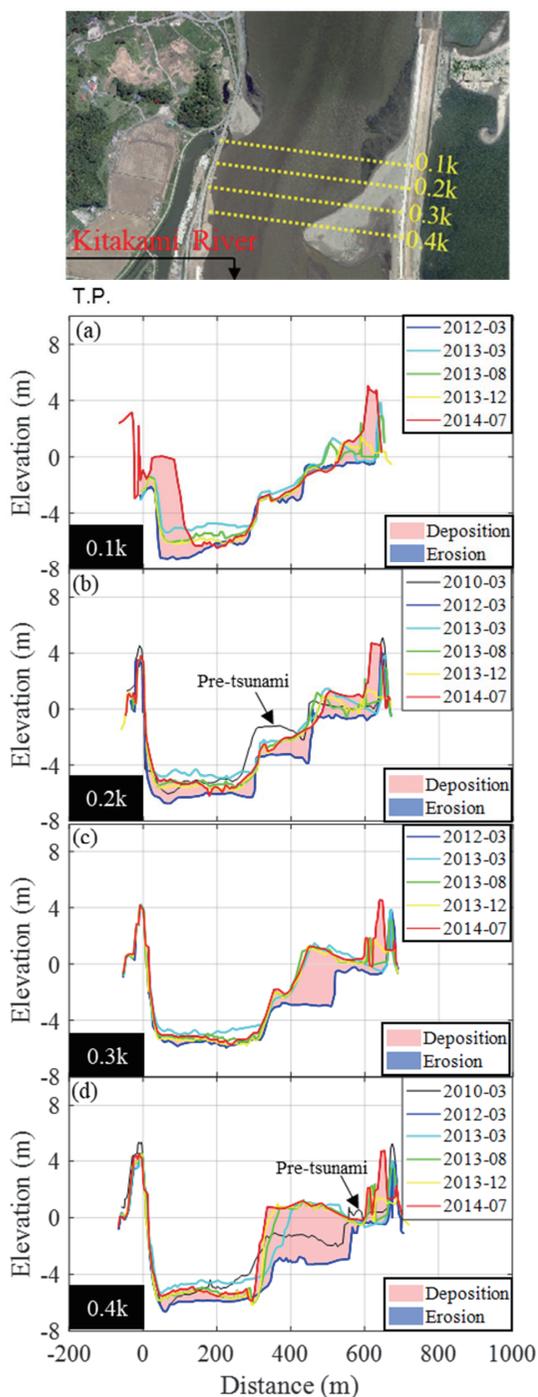


Figure 4: Transverse sections at the sand spit

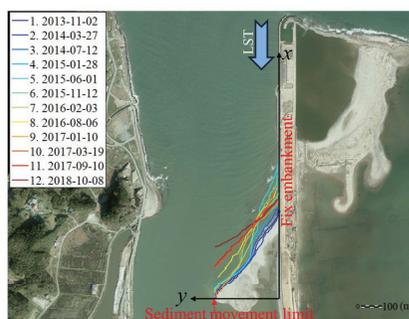


Figure 5: Coordinates for longshore sediment transport's computation

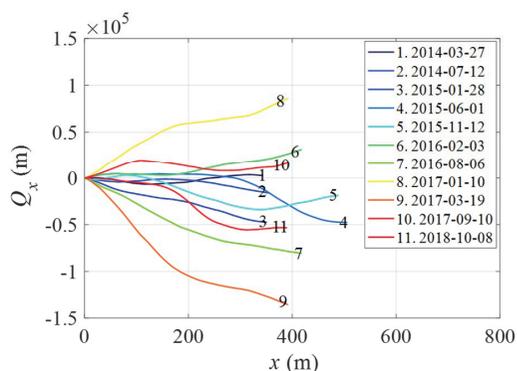


Figure 6: Longshore sediment transport along the sand spit

5. CONCLUSIONS

The Kitakami River mouth is a typical river mouth where the recovery process has been ineffective since the 2011 Tohoku Tsunami. Deep water depth around the sand spit and specific wave directions are the reasons for the slow restoration of morphology to its former situation. The longshore sediment transport in this river mouth is affected by the season effects which explained the different shapes of shoreline during some periods.

REFERENCES

- Hiep, N.T., Tanaka, H., Tinh, N.X., Mitobe, Y. and Saito, M. (2019a). *Mechanism of late recovery of river mouth morphology after the 2011 Tohoku Tsunami*. Journal of JSCE, Ser. B1 (Hydraulic Engineering), Vol. 75(2), I_773-I_778. (In Japanese)

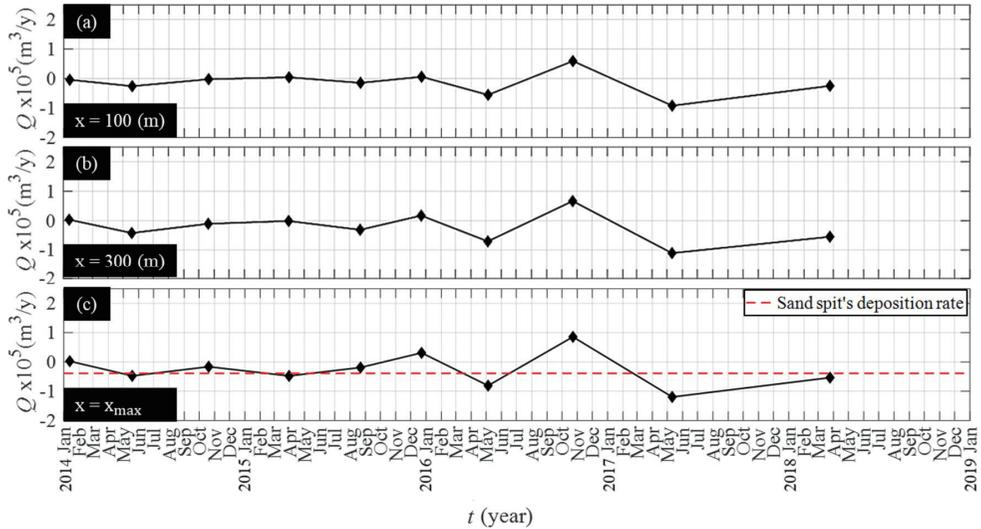


Figure 7: Time variation of longshore sediment transport rate along the sand spit

- Hiep, N.T., Tanaka, H. and Tinh, N.X. (2019b). *Morphology change and recovery process of sandy coast and sandspit at the Natori River mouth after the 2011 Tsunami*. Journal of JSCE, Ser. B3 (Ocean Engineering), Vol. 75(2), I_797-I_802. (In Japanese)
- Hiep, N. T., Tanaka, H. and Tinh, N.T.: *The recovery process of sandspit and sand terrace at the Abukuma River mouth after the 2011 Tohoku Tsunami*. Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B2, Vol. 75(2), I_673-I_678. (In Japanese)
- Tanaka, H., Tinh, N.X., Umeda, M., Hirao, R., Pradjiko, E., Mano, A. and Udo, K. (2012). *Coastal and estuarine morphology changes induced by the 2011 Great East Japan earthquake tsunami*. Coastal Engineering Journal, Vol. 54(1), pp.1250010.
- Tanaka, H., Hiep, N.T, Mitobe, Y. and Sato, K. (2017). *Study on recovery process of sandspit at Abukuma River mouth after 2011 Tsunami*. Journal of JSCE, Ser. B1 (Hydraulic Engineering), Vol. 73(4), 2017, I_997-I_1002. (In Japanese)
- Tappin, D.R., Evans, H.M., Jordan, C.J., Richmond, B., Sugawara, D. and Goto, K. (2012). *Coastal changes in the Sendai area from the impact of 2011Tohoku-oki tsunami: Interpretations of time series satellite images, helicopter-borne video footage and field observation*. Sedimentary Geology, 282 (30): 151-174.
- Tinh, N. X., Tanaka, H., Hongo, K., Masuya, S., Takagi, T. and Suzuki, T. (2011). *Mechanism of recent rapid beach erosion on the Yokosuka Coast, Japan*. The Proceedings of the Coastal Sediments 2011, 887–900.
- Purwanto, B. S., Kanesato, M., Kanayama, S., Tanaka, H., Takasaki, M. and Yamaji, H. (2006). *Transport mechanism in Nagatsura-ura Lagoon*. Proceedings of 2nd International Conference on Estuaries and Coasts, 615-622.
- Roh, M., Tanaka, H. and Mitobe, Y. (2016). *Morphological Characteristics of River Mouths After the 2011 Tohoku Tsunami in Miyagi Prefecture*. In Santiago-Fandino, V., Tanaka, H. and Spiske, M. (Editors), *Tsunamis and Earthquakes in Coastal Environments*, Springer: 137-152.
- Udo, K., Sugawara, D., Tanaka, H., Imai, K. and Mano, A. (2012). *Impact of the 2011 Tohoku earthquake and tsunami on beach morphology along the northern Sendai Coast*. Coastal Engineering Journal, Vol. 54(1), pp. 1250009.

秋田県北部の沖積低地における津波堆積物の分布様式*

秋田大学 網干 秀俊・鎌滝 孝信・平川 知明
弘前大学 宿田 涼介・梅田 浩司

1. はじめに

秋田県沿岸域では、1983年5月26日に発生した日本海中部地震に伴い大きな津波被害もたらされた。このほかに秋田県周辺を含む北東北沿岸部に影響を与えた地震津波は、規模は日本海中部地震に比べて小さいものの、1793年西津軽地震や1804年象潟地震、1939年男鹿地震、1964年男鹿半島沖地震などが知られている（宇佐美ほか、2013など）。したがって、秋田県でも沿岸域における防災を考える上で津波被害は無視できないものとなっており、2011年に発生した東北地方太平洋沖地震を期に津波防災への意識が再び高まっている。しかしながら、秋田県における津波は16世紀以前の歴史記録がほとんど認められず1983年津波と同規模の津波の再来間隔については不明である。津波による被害を低減させるためにはハード対策とソフト対策の二つがあるものの、大規模津波においては、ソフト対策の重要性に焦点を当てる必要がある。その一つとして想定地震による津波シミュレーションをもとに作成したハザードマップがあるが、シミュレーション結果と実際の津波痕跡高や津波堆積物の分布等による実データとの対比を行なえる地域は限られる。津波の観測例が少ない秋田県沿岸においては、津波堆積物によって過去の津波に関する実データを補完することで、津波ハザードマップなど防災情報の充実につながると考える。

1983年日本海中部地震の津波浸水域にあたる秋田県八峰町峰浜沼田地区において、古津波堆積物に関する調査（鎌滝ほか、2016, 2018）がおこなわれており、13～15世紀頃に形成されたと推定される津波堆積物が確認されている。しかしながら、その津波堆積物を形成した津波の規模や浸水域等は明らかにされていない。そこで本研究では、シミュレーション結果などとの対比を行なう実データの補完を目的として、古津波による浸水域の推定に向けた広範囲における堆積物の分布調査をおこなった。

2. 調査地域および調査方法

調査地域は秋田県北部の能代市と八峰町の境界を流れる竹生川河口付近に広がる沖積低地である。この調査地点は海岸線に並行した砂丘の背後に位置した標高約2m～4mの水田で、日本海中部地震に伴う津波において最も大きい津波痕跡高を観測した地域の周辺に該当し、調査地域一帯の水田が浸水したという報告がなされている（土木学会、1986）。日本海中部地震により形成された津波堆積物の情報（三浦ほか、1984；佐藤ほか、1994）によると、海から離れる方向および川から離れる方向へと堆積物が薄くなっていることが確認されており、古津波の流路

*The spatial pattern of tsunami deposits on coastal lowland in northern Akita Prefecture by Hidetoshi Aboshi, Takanobu Kamataki, Tomoaki Hirakawa, Ryosuke Syukuda and Koji Umeda

を検討することは津波堆積物の分布範囲を知る上でも重要である。

津波の侵入経路は、観測津波による情報と地理的情報から推定した。日本海中部地震による津波堆積物の分布状況を見ると、当時の竹生川の河道形状から河川遡上津波の氾濫によって浸水したと考えられる。しかしながら、竹生川河口部は数十年のうちに河道形状が変化する蛇行河川で、現河道を用いた侵入経路と 13～15 世紀当時の津波の侵入経路を比較することは難しい。そこで本研究では津波の侵入経路を推定するために、既往研究で津波堆積物が確認された測点を参考に竹生川と直交した測線および海岸線と直交した測線に沿って群列ボーリング調査をおこなった。ボーリング調査は、ハンドコアラーおよび長さ 2m 程度の小型ジオスライサー（高田ほか、2002）を使用し堆積物を採取した。

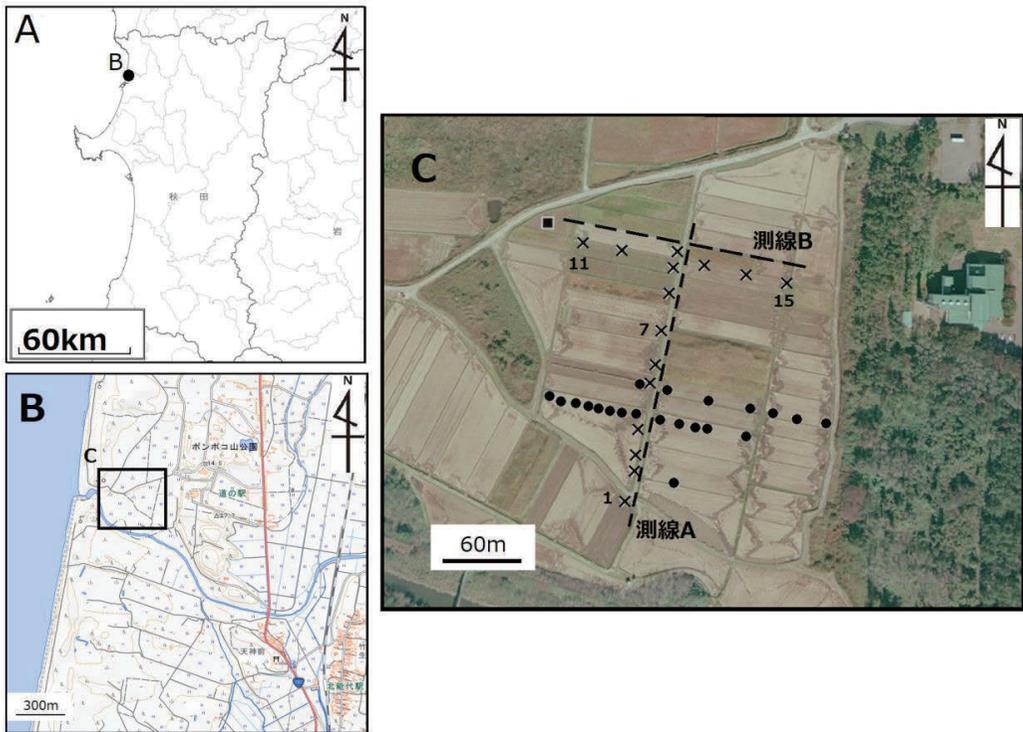


図 1 調査地点

A：全体図，B：秋田県八峰町竹生川付近，C：調査地域およびボーリング調査地点，Cの●は鎌滝（2018）の調査地点，■は鎌滝（2016）の調査地点，×は本稿の調査地点，破線はそれぞれの測線を示す。A～Bは国土地理院地図を使用。Cは国土地理院地図・空中写真閲覧サービスの空中写真「CTO20101X」を使用した。

3. 調査試料の層相とイベント堆積物の認定

得られたボーリング試料について、その構成物、粒径、堆積構造、地層境界の形状などに着目し観察、記載をおこなった。その中でも小型ジオスライサーにより深度 190cm まで採取されたコア試料（図 1 地点 7、図 2）に着目し、その試料の詳細を示す。

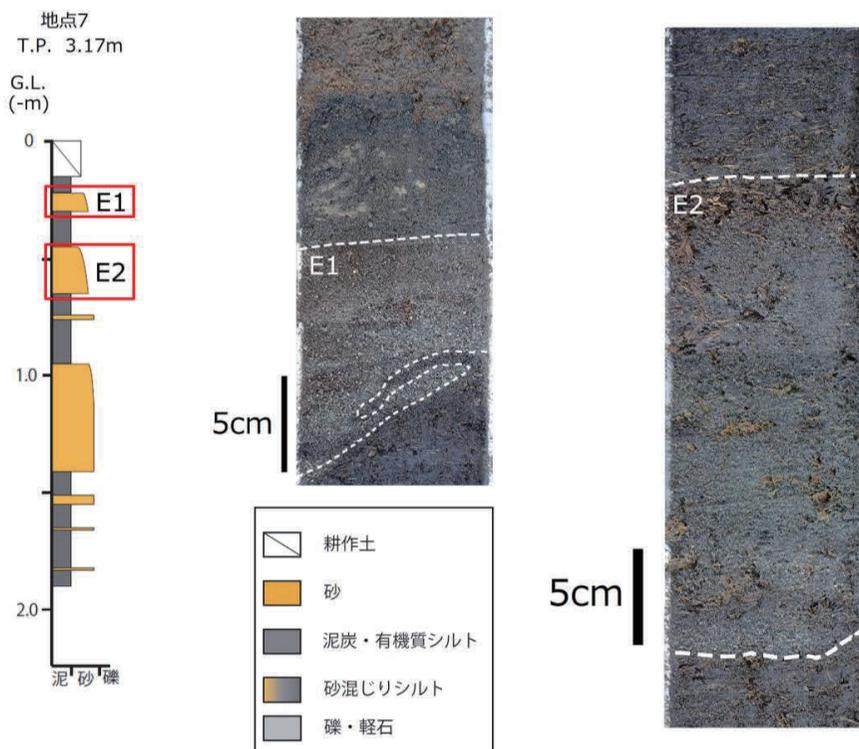


図2 地点7における柱状図とイベント堆積物の写真

この地点の標高は3.17mである。地表面から深度0.15mまでは耕作土からなり、これより下位の深度0.15m～1.90mまでは黒色有機質シルト層および泥炭層からなる。この堆積物の深度0.22m～0.30m、0.45～0.65mおよび0.95m～1.41mには、細粒～粗粒砂を主体とした砂質堆積物が挟まれている。そのうち深度0.22m～0.30mおよび深度0.45～0.65mに確認された2枚の砂質堆積物には、1) 下位から上位へ向けて砂の粒径が細粒化すること、2) 下位の有機質シルト層との境界は明瞭な侵食面を呈すること、3) 侵食面直上の堆積物には下位の有機質シルトを侵食して取り込んだ偽礫（リップアップクラスト）を含むこと、4) 最上部に植物片が密集していること、などの特徴がみられる。

これらの特徴から、2枚の砂質堆積物は、突発的に生じたある程度強い水流によって堆積物が再移動し、それが水流の影響下で堆積したイベント堆積物と解釈した。地点7における深度0.45m～0.65mにみられるイベント堆積物は、その層相および層位から、鎌滝ほか（2018）におけるEm1層と対比される。

4. イベント堆積物の形成要因と分布様式

八峰町峰浜沼田地区にて採取されたボーリングコア試料から細粒堆積物を主体とした地層中に、強い水流の影響下により形成されたイベント堆積物が2枚挟まれることが明らかとなった。そのうち下位にあたるE2層は既往研究（鎌滝ほか，2018）のEm1層と同じ堆積物である。採

取したボーリング試料の柱状図を河川に直交した方向に並べたものを図3に示す。E1層は河川に近づくにつれて薄くなり、地点5より南ではE1層が確認できないことがわかった。また、E2層は砂混じり泥層としての堆積が確認された地点があるものの、測線全体を通しての分布が確認された。同様に、海岸線に直交した測線Bにおけるイベント堆積物の対比をおこなった(図4)。E1層は全ての地点で確認されており、内陸方向へと大局的に層が薄くなること明らかとなった。E2層においては測線Aとは異なり、砂混じり泥層として試料中に確認されるがE1層にみられるような層厚の変化は確認できない。

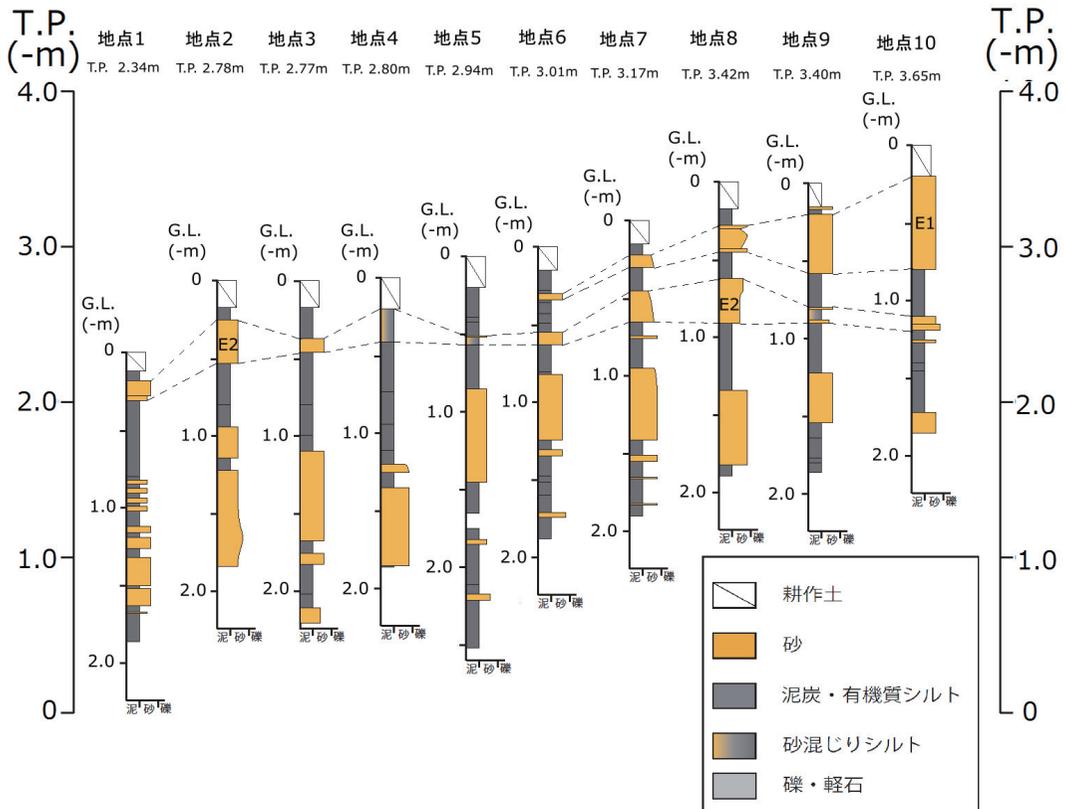


図3 測線Aにおけるイベント堆積物E1層とE2層の空間分布

ここで、イベント堆積物の形成要因について検討する。本調査地点は海岸線との間に標高5~10m程度の高さを持った砂丘が存在しており、これらが高潮により形成されたイベント堆積物の可能性は低いと考えられる。

E1層：前述したとおり、1) 下位から上位へ向けて砂の粒径が細粒化すること、2) 下位の有機質シルト層との境界は明瞭な侵食面を呈すること、3) 侵食面直上の堆積物には下位の有機質シルトを侵食して取り込んだ偽礫（リップアップクラスト）を含む、といった特徴から突発的な強い水流によるイベント堆積物であると解釈した。加えて、4) 海岸線から離れる方向に地層

が薄くなること、5) 河川から離れる方向に地層が厚くなる、といった特徴をもつ。これらの特徴により、イベント堆積物 E1 層は津波によって形成された可能性が高いと判断した。また、イベント堆積物 E1 層を形成した流れの流路を検討すると、河川に近づく方向および海岸線から内陸方向への流れが発生していたと判断した。これは、測線 B の延伸上に竹生川河口部があることから、河口に侵入した津波が海岸線と直交方向に氾濫したものと考えられる。

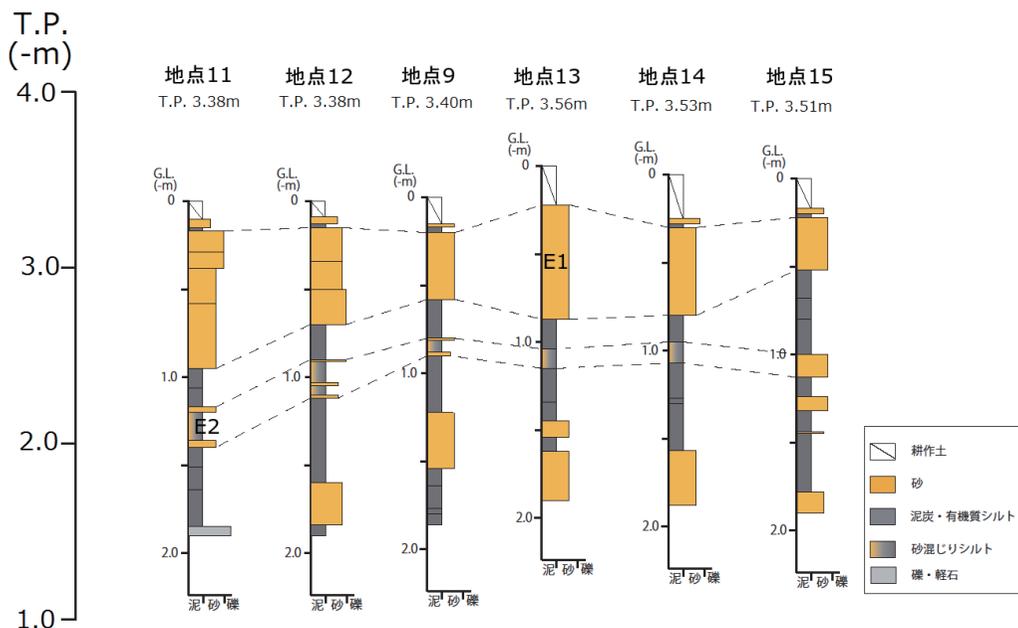


図4 測線 B におけるイベント堆積物 E1 層と E2 層の空間分布

E2 層: イベント堆積物の特徴として、1) 下位から上位へ向けて砂の粒径が細粒化すること、2) 下位の有機質シルト層との境界は明瞭な侵食面を呈すること、3) 最上部に植物片が密集していること、といった特徴が挙げられる。また、E2 層は既往研究（鎌滝ほか、2018）の Em1 層と対比できるため、E2 層も津波堆積物と解釈した。

次に、それぞれの津波堆積物の分布様式について考える。E1 層においては測線 A の北側の数地点および測線 B の全地点にて確認された。これらの堆積状況から判断した古流路をもとに津波の浸水方向を考えた場合、1) 測線 B から離れるように薄層化しながら堆積していること、2) 海岸線から離れる方向に進むにつれて薄層化していること、が挙げられ、測線 B 西端にあたる MH1 地点（鎌滝ほか、2016）から南東方向に広がる水田に向けて薄層化して分布していると考えられる。しかしながら、測線 A において E1 層は途中で消滅しており、河川に近い地点では確認されない。

E2 層は測線 A, B の全掘削地点にて確認された。さらに Em1 層（鎌滝ほか、2018）との対比が可能であることから、調査地点の水田一帯に分布している可能性がある。これは、日本海中部地震における津波浸水域と同範囲であることから、E2 層を形成した津波は日本海中部地震に伴う津波と同規模の津波であった可能性がある。

5. まとめ

秋田県八峰町峰浜地区で得られたボーリング試料に挟まれた2枚のイベント堆積物は、津波によって形成されたものと考えられる。また下位のE2層は鎌滝ほか(2018)のEm1層と対比できる。これら津波堆積物の分布状況を総合的に考えると、E1層は河口部から直進して遡上した津波により堆積したと考えられる。また、E2層は本研究の全掘削地点で分布が確認されたことおよび既往研究との対比から、調査地域の水田一帯で堆積したと考えられる。本稿ではE1層を形成した津波の侵入経路の推定とそれに基づいた堆積分布を明らかにした。一方、E2層の浸水経路の推定には至っておらず、今後さらなる検証を進めていき古津波浸水域の推定をおこなうために必要な情報を増やしていく予定である。

謝辞

本研究には科学研究費(基盤研究(C)、課題番号:17K01321、代表:鎌滝孝信)を使用した。弘前大学大学院理工学研究科の岡田里奈氏および秋田大学工学部の高桑充広氏には現地調査に協力いただいた。ここに記して関係各位に深く感謝の意を表します。

引用文献

- 鎌滝孝信・高淵慎也・松富英夫・阿部恒平・黒澤英樹:秋田県男鹿市および八峰町における津波堆積物調査, 土木学会論文集 B2(海岸工学), 72, I_1693-I_1698, 2016.
- 鎌滝孝信・内館美紀・金澤慎・石田将貴・松富英夫:1983年日本海中部地震津波の影響地域における過去の津波履歴の検討, 土木学会論文集 B2(海岸工学), 74, 2, I_529-I_534, 2018
- 三浦昌司・児玉 徹・金田吉弘:日本海中部地震による津波被害, 農業技術, 39, pp.49-52, 1984.
- 佐藤比呂志・嶋本利彦・堤 昭人・川本英子・宮脇昌弘:1993年北海道南西沖地震と1983年日本海中部地震に伴う陸上の津波堆積物, 活断層研究, 12, pp.1-23.
- 高田圭太・中田 高・宮城豊彦・原口 強・西谷義数:沖積層調査のための小型ジオスライサー(Handy Geoslicer)の開発, 地質ニュース, 579, pp.12-18, 2002.
- 宇佐美龍夫・石井 寿・今村隆正・武村雅之・松浦律子:日本地震被害総覧 599-2012, 694p., 2013.

漂流物を考慮した津波解析

八戸工業大学 上野 礼慈
 八戸工業大学 橋本 憲二
 八戸工業大学 小笠原 亮介
 八戸工業大学 高瀬 慎介
 八戸工業大学 竹内 貴弘
 八戸工業大学 金子 賢治

1. はじめに

流氷や沿岸結氷含む氷海域において、最大の海水を伴った津波は、通常の津波よりも被害を拡大し、国民の生命・財産に甚大な損害を与える可能性がある。東北地方太平洋沖地震で発生した津波でも、当時残されていた僅かな海氷の遡上や、河川水のアイスジャム発生による水位上昇や水門への衝突等、津波による何らかの氷のレスポンスが確認された。



図-1 アイスジャム

凍っていた川の表面は気温の上昇や雨によって融け、下流に流れ出す。そうした

<http://penobscotpaddles.blogspot.com/2014/01/breaking-up-ice-jam.html>

流氷が何らかの理由で詰まり、川の水をせき止めてしまう現象をアイスジャムという。これは蛇行している場所や流れの遅い場所で起こりやすい。氷詰まりは川の流れを大幅に減らし、上流で洪水を引き起こす可能性がある。これは流氷だけではなく、瓦礫などの漂流物でも考えられる。

ゆえに、海水を伴った津波の市街地氾濫等に関する検討が急務であると考えられる。しかし、実験回数が多いものや、検討パターンが多い実験は時間的にもコスト的にも困難である。そこで本研究では、八戸工業大学で実験を行い、そのデータをもとに津波解析を行う。約 100 回のサンプルから 2~3 ケースを選択し、解析結果を実験結果と同様に出るように細かい調整を繰り返す。そのようにして数値シミュレーションによる解析手法の提案を目的とする。

2. 解析手法の検討

数値解析手法は、安定化有限被覆法を用いた構造流体連成解析手法¹⁾を用いて計算している。本手法は、個別要素法により各時刻におけるそれぞれの漂流物の運動を逐次追跡して解析を行い、その位置等の情報を有限被覆法により流体計算に反映させ、連成解析を行っている。

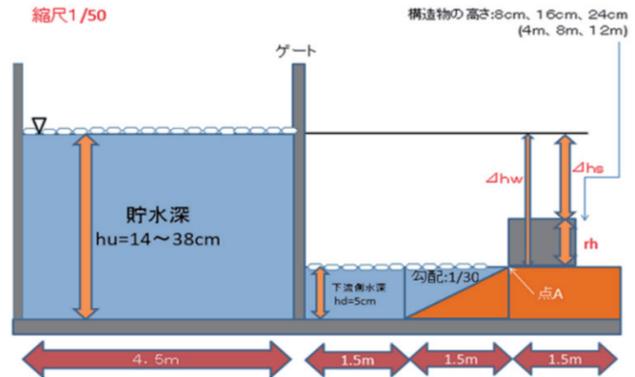
3. 実験概要

竹内貴弘教授ら²⁾の論文を参考に数値解析を行う。

水路の寸法は長さ 9m, 幅 0.4m である。水路の右端には反射波をなくすためそのまま水が流れ落ちるようになっている。0m から 4.5m エリアで水を貯め、6 から 7.5m エリアに 1/30 の勾配があり、長さ 1.5m で 5cm 上に上がる。その勾配の先に構造物を配置する。長さ 4.5m の水を貯めた

部分と、ゲートを挟んだ勾配のある水を貯めた長さ 3m の部分の上に漂流物を配置する。

実験の条件は、貯水深は 14cm から 38cm, 構造物の高さは、8cm・16cm・24cm の 3 種類、漂流物のサイズの種類は厚さ 2cm で直径 3cm, 5cm, 7cm の 3 種類と、直径 5cm で厚さ 0.5cm, 1cm, 2cm の 3 種類の計 6 種類である。これらの条件で約 100 ケース行う。実験はゲートを開放して波を発生させ、2, 3 度波が押し寄せたら終了とする。



図一2 実験装置



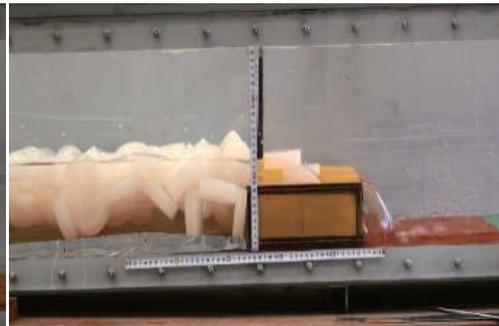
図一3 漂流物のサイズ

3. 実験結果

100 ケースの実験結果を 3 種類のパターンに分類した。1 つ目は漂流物が構造物に堰き止められるパターン A, 2 つ目は構造物にいくつか漂流物が乗り上げるパターン B, 3 つ目は構造物を超えて漂流物が流れていくパターン C である。それらの 3 種類に分類したものを図一4~7 に示す。



図一4 パターンA



図一5 パターンB



図-6 パターン C



図-7 パターン C

4. 再現解析

分類した約 100 ケースある実験回数の中で 3 ケースほど再現解析を行う予定だがまず、貯水深 28cm、構造物 8cm、漂流物の寸法は直径 7cm、厚さ 2cm のケースの再現解析を行う。このケースは構造物を超えて漂流物が流れていくパターン C である。

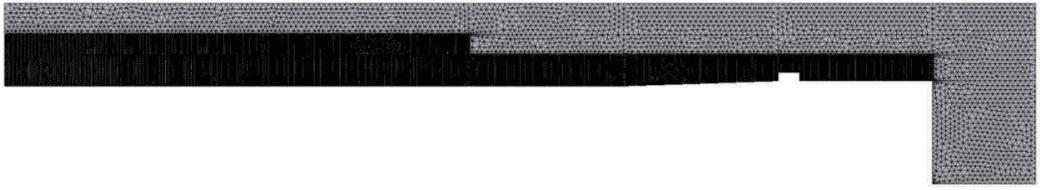
まずは水路のジオメトリを作成する。水路の右端には流れてきた水を貯めるための箱がついている。作成した水路を X-Z 平面で表示させたものが図-8 である。赤い枠線で囲われた部分のように勾配が 1/30 となっていて長さ 1.5m で 5cm 上に上がっていて、その先に構造物の高さの分盛り上がっている。メッシュを切るときにその部分によって要素の大きさを換えやすくするために水路を分割している。



図-8 水路のジオメトリ (X-Z 平面)

次に作成した水路のジオメトリのメッシュを作成する。水路の全体が 5cm のメッシュで、流れる水が通るであろう部分は 1cm のメッシュになっている。今回の再現するパターンはこのメッシュ構成になっているが、再現するパターンによって 1cm のメッシュと 5cm のメッシュの割合を変更しながら再現解析を行う。

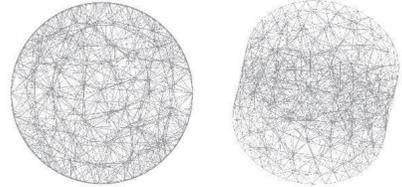
設定したメッシュを可視化させて X-Z 平面で表示させたものが図-9 である。このように可視化させてメッシュが整って作成できているかを確認し、訂正すべき箇所を把握して修正する作業を繰り返し行う。再現する 1 つ目のケースの水路のメッシュは、四面体要素が約 1420 万個になった。



図一〇 水路の可視化したメッシュ

漂流物のジオメトリの寸法は、直径 7cm、厚さ 2cm の円柱である。漂流物のジオメトリの要素の大きさは水路と違ってすべて同じ大きさで、0.5cm である。四面体要素の数は 190 個になった。

解析結果として、図一〇に、漂流物が構造物に到達する直前の結果を示す。図に示すように安定に構造流体連成解析が行われていることがわかる。



図一〇 漂流物のジオメトリ



図一一 構造物衝突前

5. 終わりに

約 100 回行った実験の結果を 3 つのタイプに分類した。それぞれ、漂流物が構造物に堰き止められるパターン A、構造物にいくつか漂流物が乗り上げるパターン B、構造物を超えて漂流物が流れていくパターン C である。漂流物が小さく厚さが薄いほど構造物に乗り上げやすいことがわかった。再現解析は、漂流物を考慮した構造流体連成解析が安定に解析が行われていることを示した。

今後の予定として、それぞれのパターン別に再現解析を行い、漂流物の遡上現象の詳細について調べる予定である。

6. 参考文献

- 1) 高瀬慎介, 森口周二, 寺田賢二郎, 小山直輝, 金子賢治, 車谷麻緒, 加藤準治, 京谷孝史: 構造物の破壊を考慮した有限被覆法に基づく構造流体連成解析, 土木学会論文集 A2(応用力学), Vol.71, No.2, p.I_203-I_212, 2015
- 2) 木岡信治, 森昌也, 遠藤強, 竹内貴弘, 渡部靖憲: 海水群を伴った市街地への津波遡上特性に関する検討, 土木学会論文集 B2(海洋工学), Vol.70, No.2, 2014, I_821-I_825

防潮林の津波減衰効果に関する研究

八戸工業大学	浅倉 俊太郎
八戸工業大学大学院	橋本 憲二
八戸工業大学大学院	小笠原 亮介
八戸工業大学大学院	高瀬 慎介
八戸工業大学大学院	金子 賢治

1. はじめに

2011年3月11日の東日本大震災が発生して以来、海岸林の重要性が再認識され、被災地のみならず今後大地震と津波の発生が予想される地域においても、海岸林をどのように修復・再生していくのか、災害に強い海岸林をどのように造成したら良いかの議論や検討が始まっている。津波は広範囲にわたる自然災害であり、全ての沿岸地域に長大な構造物による対策をとることは不可能である。防潮林等の自然防災力の効果を適正に評価し積極的に活用していくことは防災面のみでなく、自然環境に配慮した快適な海岸空間の創造のために有効な技術である。現在、防潮林による津波減衰効果や減災機能⁽¹⁾について数値解析により確認されている。そこで、本研究では、数値解析の精度検証のための模型水理実験を行い、さらに被害を軽減させるための機能・効果利用可能性を検討する。

2. 実験の概要

津波に対する防潮林の形状の違いによる津波エネルギー低減効果について、精度検証のための水理模型実験を行った。

防潮林のモデルは、ステンレス製の直径5cmの円柱を10cm間隔で図のように配置し、円柱の高さは40cmとした。また、防潮林モデルの減衰効果するため、モデル周辺に波高計を図-1のように配置した。貯水位は、25cm、30cm、35cmとする。

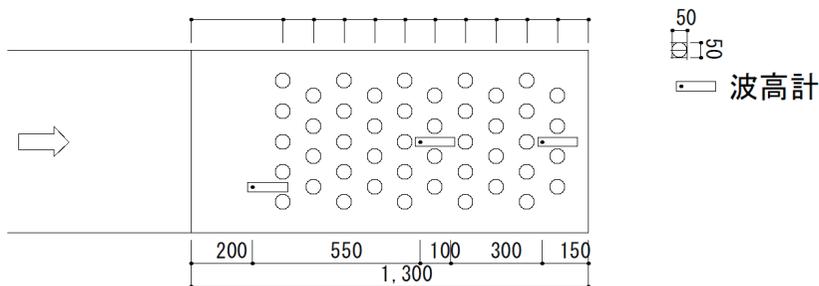
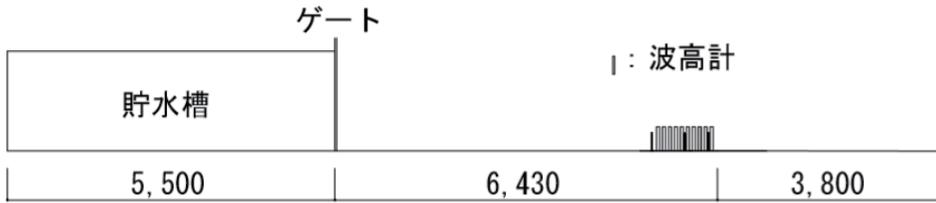


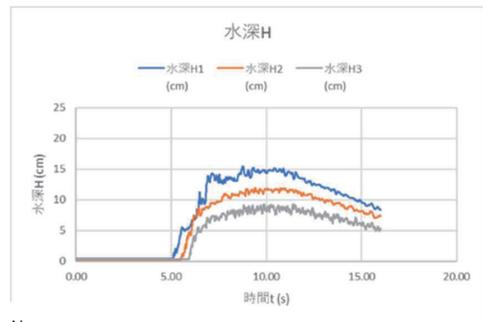
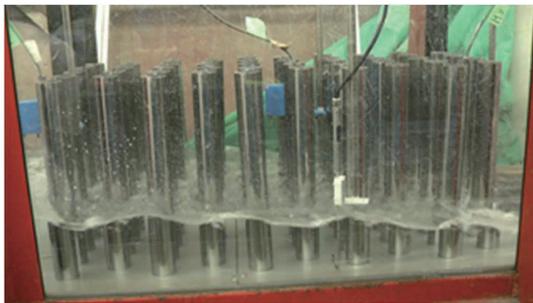
図-1 防潮林モデル



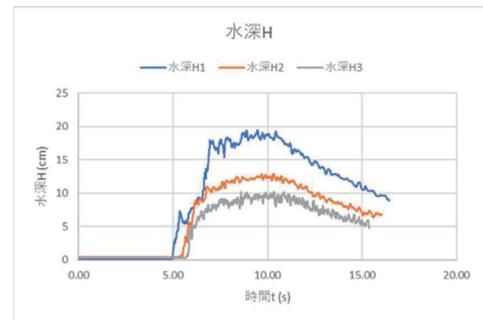
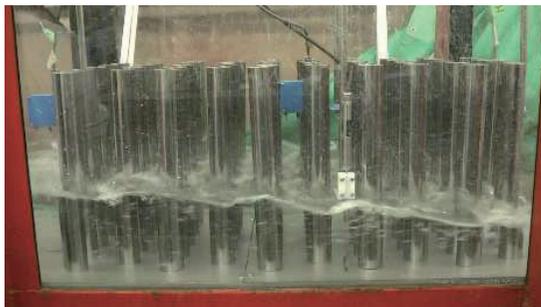
図一2 本実験で使用した水路

3.実験の結果

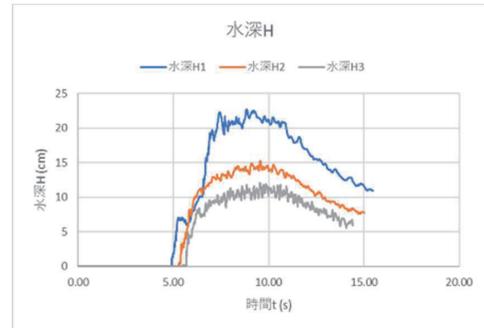
実験の様子、実験の結果を図一3,4,5 に示す。すべてのグラフで H1 より H3 の値が小さくなっていることが分かる。これは防潮林モデルによって津波エネルギーが低減されているからである。また、すべての水深で同じようなグラフの形となったので、今後は 25 cm を基準に実験を進めていく。



図一3 貯水位 25cm



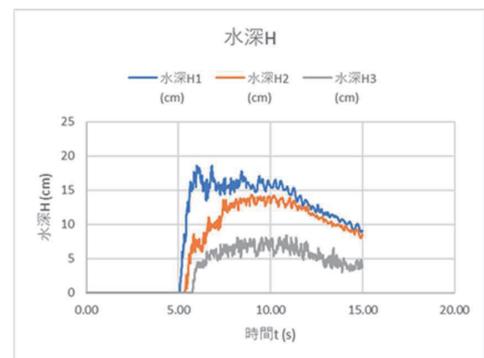
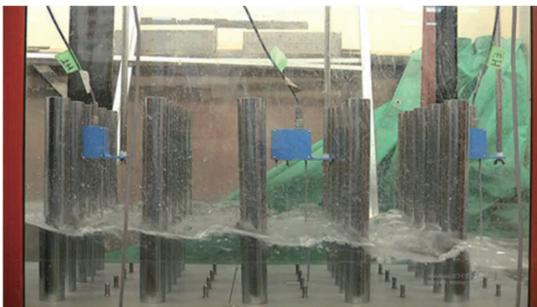
図一4 貯水位 30cm



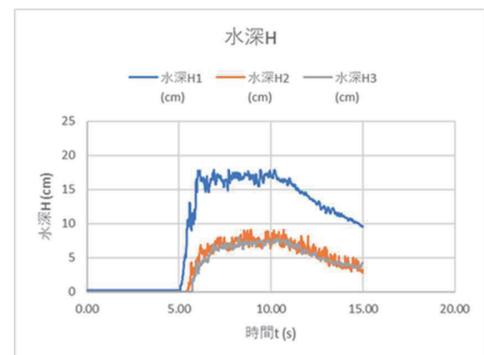
図一五 貯水位 35cm

次に、防潮林モデルの本数を減らし、5本を5列配置した状態、前方部分だけ配置した状態で実験を行った。この実験で使う貯水槽の水深は 30cm である。この実験の様子、結果を図一6,7に示す。

この二つのグラフを比べると、H2が大きく変化しているのがわかる。また、H1、H3に大きな変化は見られなかった。



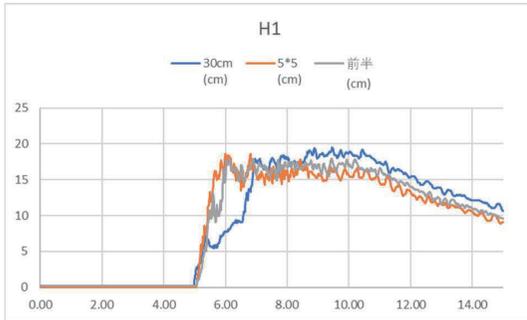
図一六 5本.5列の状態



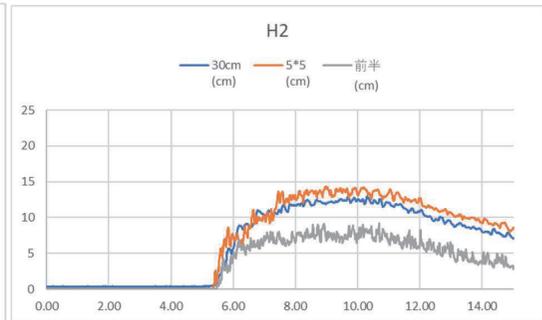
図一七 前方部分の状態

次に、45本、5本を5列、前方部分のみの3つの状態の比較を行う。結果を、図—8,9,10に示す。

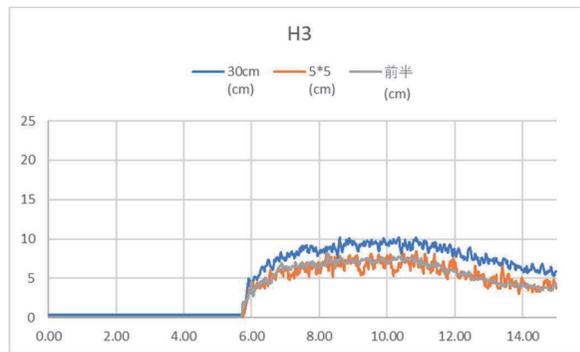
H1、H3は、45本配置した状態が一番大きく、5本を5列、前方部分のみの状態はあまり変わらなかった。H2は、5本を5列の状態が一番大きく次に45本配置した状態、前半部分だけ配置した状態が他二つに比べて大きく変化していた。



図—8 H1 比較



図—9 H2 比較



図—10 H3 比較

3. おわりに

今回の実験で防潮林モデルを、まばらに配置するより、密集させたほうが、水位低減効果が高いことが分かった。

三種類の配置のパターンで実験を行ったが、まだ、データが少ないので、これからより多くのデータを集め、最も効率的な防潮林の配置などを検討していく予定である。また、波高だけ測定しても、最適な防潮林か判定できるとは言えないので、流速の測定もし、最適な防潮林について、検討していきたい。

4. 参考文献

- (1) 防潮林による津波減衰効果の評価と減災のための利用の可能性 原田 賢治, 今村 文彦

秋田県中部八郎湖の湖底堆積物中に保存されたイベント堆積物*

秋田大学地方創生センター

鎌滝 孝信

応用地質株式会社エネルギー事業部

阿部 恒平・黒澤 英樹

1. はじめに

河川および河口周辺を含む沿岸低地における甚大な自然災害を引き起こす要因として、津波や洪水が挙げられる。我が国では沿岸低地に人口が密集していることもあり、津波や洪水の頻度や規模を予測することは、沿岸低地における防災対策を考える上で重要な課題といえる。

津波の頻度や規模を予測する手法として、津波堆積物を使って海域で発生する巨大地震の再来間隔を推定し、その発生時期や影響範囲および被害に関する将来予測を試みる研究は、1980年代後半以降国内でも数多くなされてきた。近年では、歴史津波の規模を津波堆積物の分布から検討した研究も869年貞観津波などを例におこなわれている。ただし、それらの研究の大部分は太平洋側を対象として実施されてきた。一方、日本海東縁については我々のグループで青森県、秋田県および山形県沿岸域における古津波研究を進めてきた結果、古津波の履歴に関する情報は徐々に蓄積されてきた(鎌滝ほか, 2015; 2018; 2019a; 岡田ほか, 2019など)。しかしながら、沿岸低地における平面的な浸水範囲など、津波の規模に関する情報を得るには、さらなる研究の推進が必要な状況である。一方、過去の洪水の履歴や影響範囲を洪水堆積物から推定するような研究はほとんどない。しかし、我々が進めている古津波研究の調査過程で、北東北日本海側の沿岸低地のいくつかに洪水堆積物が見出されている(鍛冶ほか, 2018; 鎌滝ほか, 2019b; 宿田ほか, 2020)。本研究は、沿岸低地における大規模な津波や洪水の履歴や影響範囲など、より防災・減災施策に直結する情報を得ることを目的として実施している。本稿では、秋田県中部、八郎湖周辺におけるイベント堆積物調査の途中経過について報告する。

2. 調査方法

八郎湖における試料採取は、口径40mmのフレーガー式サンプラー(図1)を使用した。サンプラーには、内径36mm、長さ80cmの亚克力チューブの先端に試料落下防止のためのコアキャッチャーを付け、八郎湖の9地点(図2)で湖底の表層堆積物を採取した。得られた試料の長さは地点により異なるが、長さ20~60cm程度の湖底堆積物である。採取した試料は、堆積物の観察、記載および放射性炭素年代測定などをおこなった。見いだされたイベント堆積物の形成年代を推定するための



図1 使用したサンプラー (A) と採取試料 (B)

* Event deposits recorded in the lake Hachiro-ko, central part of Akita Prefecture. by Takanobu Kamataki, Kohei Abe and Hideki Kurosawa

放射性炭素年代測定は株式会社加速器分析研究所に依頼し、加速器質量分析法（AMS法）で実施した。年代測定用試料は、八郎湖底堆積物中の貝殻である。得られた年代測定値の暦年較正は、較正曲線 IntCal 13 および Marine 13 (Reimer et al., 2013) を用いて、OxCal 4.3 (Ramsey, 2009; Ramsey and Lee, 2013) でおこなった。

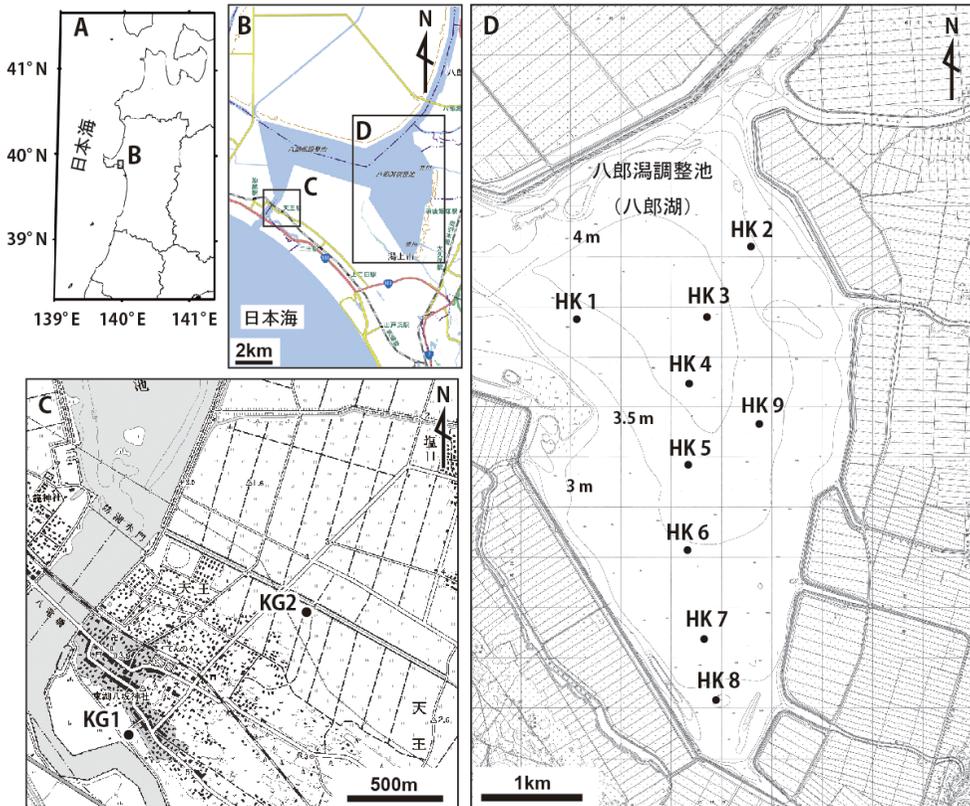


図 2 調査位置図

A：全体図，B：調査地点周辺図，C，D：ボーリング掘削地点。B は国土地理院電子国土 Web，C は国土地理院発行の 25,000 分の 1 地形図「船越」，D は国土地理院発行の 10,000 分の 1 湖沼図「八郎湖調整池東部」を使用した。C の KG1 および KG2 は鎌滝ほか（2015）の調査地点を示す。

3. 調査地域

調査地域周辺には、八郎湖干拓地から日本海に向けて数列の浜堤列が発達する浜堤平野が広がる。本研究の調査は、秋田県中部の八郎湖調整池（以下、八郎湖）の一部でおこなった（図 2）。八郎湖はかつて汽水海跡湖だったが、大規模な干拓事業がおこなわれ、現在ではその周辺に残された水域が八郎湖と呼ばれ、淡水化されている。なお、調査地点の周辺では、鎌滝ほか（2015）が秋田県潟上市天王地区の陸上でボーリング調査をおこなっており（図 2）、13～14 世紀頃に形成されたと考えられるイベント堆積物が報告されている。本研究では、鎌滝ほか（2015）

によるイベント堆積物の側方分布を明らかにするとともに、地震空白域（石川，2002；大竹，2002）と呼ばれる秋田沖における津波履歴を明らかにすることを目的に、八郎湖にてイベント堆積物調査をおこなった。

4. 周辺における既往研究

八郎湖周辺では、鎌滝ほか（2015）が13～14世紀に形成されたイベント堆積物を報告しており、周辺の地形条件等から津波堆積物の可能性を論じている。ここでは鎌滝ほか（2015）で掘削されたボーリングコア試料KG1の柱状図と写真を図3に示し、KG2を含めそれらの概要について鎌滝ほか（2015）を引用しながら簡単に述べる。

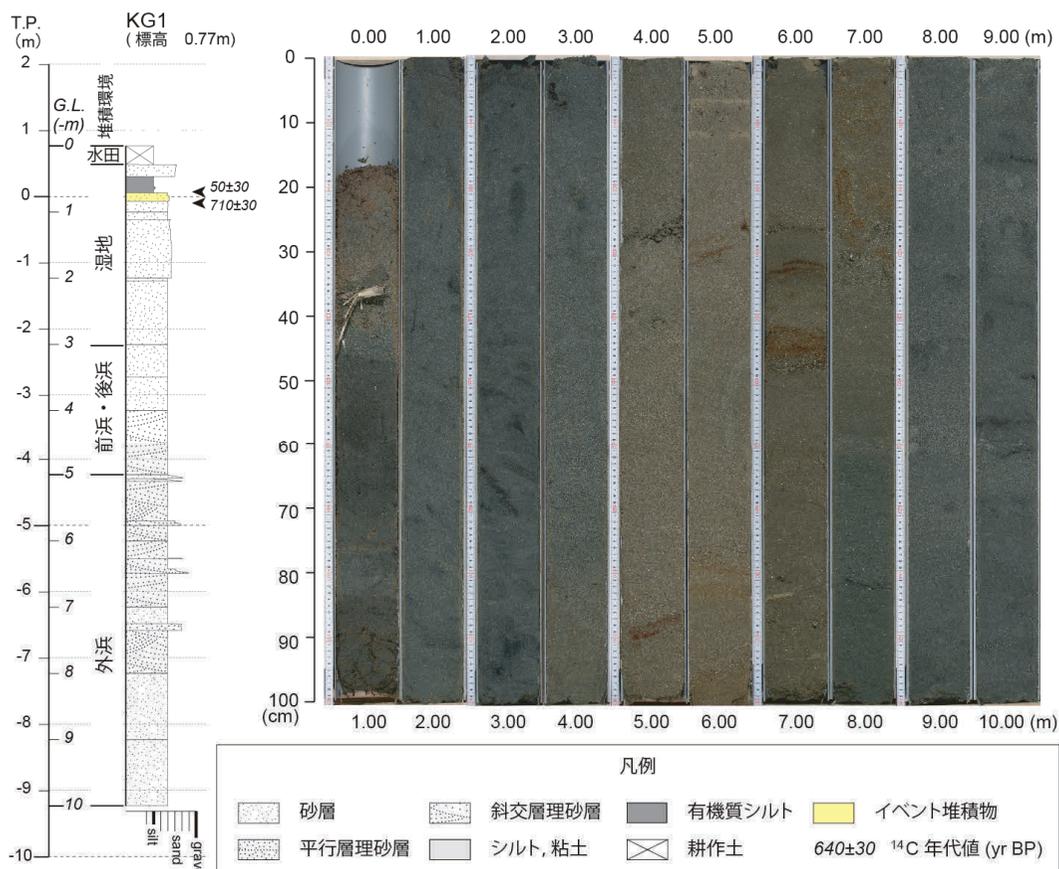


図3 ボーリングコア試料KG1の柱状図および写真

柱状図は鎌滝ほか（2015）を改変， ^{14}C 年代値は鎌滝ほか（2015）による。

それぞれのボーリング掘削地点は、日本海側から2列目の浜堤の海側（KG1）と陸側（KG2）の堤間湿地である（図2C）。KG1地点で掘削されたボーリングコア試料（図3）から推定される堆積環境の変化は、外浜から海浜を経て現在の湿地環境へと上方浅海化、陸化して現在に至ると考えられている（鎌滝ほか，2015）。一方、浜堤の内側にあたるKG2地点では、ラグーン

の堆積物から湿地堆積物へと変化することから、ラグーンの埋積が進み現在の湿地環境へと堆積環境が移り変わっていったと解釈されている（鎌滝ほか, 2015）。両者のボーリングコア試料上部にみられる湿地堆積物中には、イベント堆積物に特有な内部構造を呈する砂層が挟まれる（図3）。鎌滝ほか（2015）では、これらの砂層をその上下から得られた植物遺骸の ^{14}C 年代値から、同時期に形成されたと推定している。さらに、現在の地形状況から津波堆積物の可能性が高いと論じているものの、その形成要因については確証が得られているとは言えない。

5. 調査結果とその解釈

(1) ボーリングコア試料の層相とイベント堆積物

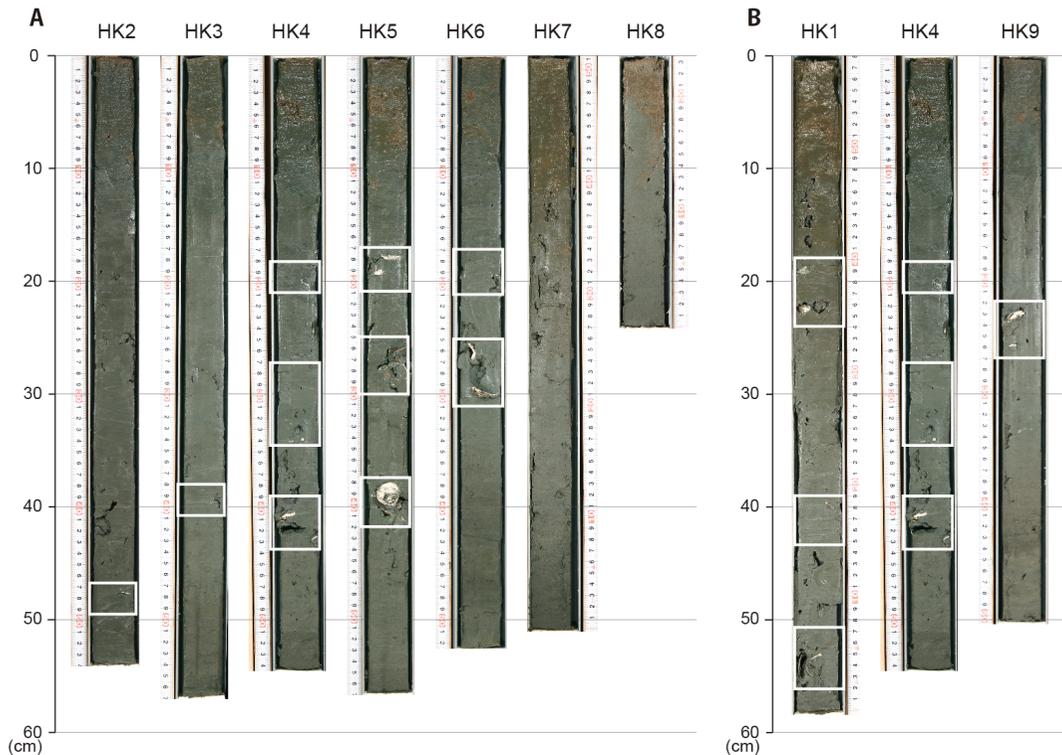


図4 ボーリングコア試料HK1～9の写真

Aは左から北-南方向、Bは左から西-東方向に配列、白枠は貝殻密集層の位置を示す。

各地点から得られたボーリング試料は、若干の砂や粘土が混じるが、全層準シルトからなり、複数の貝殻密集層が挟まれる（図4の白枠）。それら貝殻密集層はほぼヤマトシジミ（*Corbicula japonica*）の殻からなるが、ほとんどの個体が離弁ということから、ヤマトシジミは死後、侵食、運搬、堆積作用を受けたものと判断される。したがって、貝殻密集層はイベント堆積物と解釈した。イベント堆積物はそれぞれのボーリングコア中に0～3層確認され、その分布様式をみると、干拓前の八郎湖の縁辺部に当たる地点（HK7, 8）ではみられず、陸から離れるにしたがって1層（HK2, 3, 9）、2層（HK6）、3層（HK1, 4, 5）と枚数が増えるように見える。また、貝殻

密集層中の碎屑粒子はほぼシルトからなり、砂サイズの粒子はみられない。

(2) イベント堆積物の形成年代

八郎湖底から得られたボーリングコア試料から、3層のイベント堆積物が識別された。それぞれのイベント堆積物中から得られたヤマトシジミの貝殻の¹⁴C年代測定結果を表1に示す。現在の八郎湖は水門が設けられ淡水化されているが、干拓事業がおこなわれる以前は日本海と旧船越水道でつながる汽水湖であった。したがってそこに生息するヤマトシジミ殻の年代については、海洋リザーバー効果の影響を考慮する必要がある。世界的に海由来の試料は陸上の試料に比べて¹⁴C年代が約400年古いとされている(Reimer et al., 2013)。しかしながら汽水環境においては、陸水と海水が混合していることなど不確定な要素があり、正確な海洋リザーバー効果を考慮することは困難である。本研究では、陸上試料のための暦年較正曲線 IntCal 13 と海産試料のための暦年較正曲線 Marine 13 の両方で暦年較正をおこなった(表1)。暦年較正值から推定されるイベント堆積物の形成年代は、八郎湖が100%陸水だったと仮定すると上位からそれぞれ15世紀、14~15世紀および13~14世紀頃になる。一方、100%海水だったと仮定するとそれぞれ19世紀~現在、18世紀~現在、17世紀~18世紀頃と解釈できる。

表1 AMS¹⁴C年代測定結果

試料番号	試料採取位置	Lab. ID	測定試料	放射性炭素年代 (yr BP)	$\delta^{13}\text{C}$ (‰)	較正(暦)年代 :cal BP (2 σ , 信頼度 95.4%)	
						IntCal 13	Marine 13
HK006-018	HK4 の 18cm	IAAA-182785	貝殻	70 ± 20	-0.92 ± 0.43	531 - 496 (95.4%)	129 - Modern (95.4%)
HK006-028	HK4 の 28cm	IAAA-182786	貝殻	150 ± 20	-2.03 ± 0.47	621 - 116 (3.6%) 554 - 512 (91.8%)	254 - 59 (95.4%)
HK006-040	HK4 の 40cm	IAAA-182787	貝殻	290 ± 20	-2.65 ± 0.46	669 - 632 (44.6%) 599 - 560 (50.8%)	381 - 255 (95.4%)
HK015-021	HK1 の 21cm	IAAA-182788	貝殻	10 ± 20	0.34 ± 0.28	516 - 461 (94.0%) 347 - 342 (1.4%)	102 - Modern (95.4%)

(3) 周辺の陸上で報告されているイベント堆積物との関係

鎌滝ほか(2015)によって周辺で報告されているイベント堆積物が砂質堆積物であることに対し、本研究で八郎湖から見いだされたイベント堆積物はシルトを主体としている。また、年代測定結果については、海洋リザーバー効果の影響がどの程度なのかを見積もることができていないという問題点もあり、八郎湖の湖底から得られたイベント堆積物と陸上のボーリングから得られたイベント堆積物との対応は現時点ではつけられない。八郎湖にイベント堆積物を形成する要因を考えると、日本海からの津波や高潮と八郎湖に注ぐ馬場目川等の河川からの洪水が考えられる。現時点では八郎湖のイベント堆積物の形成要因は明らかになっていないため、さらに微化石分析やより詳細な分布に関する調査をおこなう必要がある。

6. おわりに

本研究により、八郎湖の湖底堆積物に少なくとも3層のイベント堆積物が保存されていることが明らかになった。しかしながら、その形成要因や年代などは明らかになっていない。今後

追加調査を進め、イベント堆積物の分布や形成要因および年代等に関する情報を増やす予定である。

謝辞

本研究には、科学研究費（基盤研究（C）、課題番号：17K01321、代表：鎌滝孝信）を使用した。放射性炭素年代測定は、文部科学省「日本海地震・津波調査プロジェクト」の資金で実施していただいた。現地調査に際しては潟上市役所の協力を得た。ここに記して関係各位に深く感謝の意を表します。

引用文献

- 石川有三：日本海東縁の地震活動からみた歪み集中帯，大竹政和・太田陽子・平 朝彦編，日本海東縁の活断層とテクトニクス，pp.155-165，2002.
- 鍛冶純輝・岡田里奈・梅田浩司・石田将貴・内館美紀・鎌滝孝信：津軽半島，鳴沢川流域にみられる過去の洪水堆積物の特徴，東北地域災害科学研究. 54, pp. 43-48, 2018.
- 鎌滝孝信・阿部恒平・黒澤英樹・三輪敦志・今泉俊文：秋田県沿岸の沖積低地にみられるイベント堆積物，第四紀研究，54, pp.129-138，2015.
- 鎌滝孝信・内館美紀・金澤 慎・石田将貴・松富英夫：1983年日本海中部地震津波の影響地域における過去の津波履歴の検討，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，74, 2, I_529-I_534, 2018.
- 鎌滝孝信・宇内滉志・得丸達生・松富英夫：秋田県南部および山形県北部沿岸低地における津波浸水履歴の検討，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，75, 2, I_403-I_408, 2019a.
- 鎌滝孝信・岡田里奈・梅田浩司：秋田県八峰町南部の沖積低地にみられる洪水堆積物について，東北地域災害科学研究. 55, pp. 43-48, 2019b.
- 大竹政和：日本海東縁の地震発生ポテンシャル，大竹政和・太田陽子・平 朝彦編，日本海東縁の活断層とテクトニクス，pp.175-185，2002.
- 岡田里奈・梅田浩司・鎌滝孝信：津軽半島，十三湖周辺に認められる津波と液状化の痕跡，東北地域災害科学研究. 55, pp. 25-30, 2019.
- Ramsey, C. B.: Bayesian analysis of radiocarbon dates, Radiocarbon, Vol.51, pp.337-360, 2009.
- Ramsey, C. B. and Lee, S.: Recent and Planned Developments of the Program OxCal, Radiocarbon, Vol.55, pp.720-730, 2013.
- Reimer, P. J., Bard, E., Bayliss, A., Beck, J. W., Blackwell, P. G., Bronk Ramsey, C., Buck, C. E., Cheng, H., Edwards, R. L., Friedrich, M., Grootes, P. M., Guilderson, T. P., Haflidason, H., Hajdas, I., Hatte, C., Heaton, T. J., Hoffmann, D. L., Hogg, A. G., Hughen, K. A., Kaiser, K. F., Kromer, B., Manning, S. W., Niu, M., Reimer, R. W., Richards, D. A., Scott, E. M., Southon, J. R., Staff, R. A., Turney, C. S. M., and van der Plicht, J.: IntCal13 and Marine13 radiocarbon age calibration curves, 0-50,000 years cal BP, Radiocarbon, Vol.55, pp.1869-1887, 2013.
- 宿田涼介・梅田浩司・鎌滝孝信：秋田県北部の沖積低地における洪水堆積物について，東北地域災害科学研究. 56, 印刷中.

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*

秋田大学理工学部 蒔苗 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る津波発生時において、避難行動を行う前の家族や隣人等への安否確認、また、その情報が得られないことが原因で避難が遅れるケースが多いことが判明している¹⁾。このことから自分の身を守るだけでなく、第三者へ自身が安全に避難できる手段を持つことを示すソフト面の効果を持つ浮体式シェルターの利用が着目されている。これまでも浮体式シェルターが企業や高齢者向け住宅に設置されてきたが、近年では個人宅にも備蓄機能を備えた浮体式シェルターが設置されている²⁾。しかし、あくまでも津波避難に対して有効な手段は高所避難であり、東日本大震災や今後30年以内に発生すると予測されている千島海溝、南海トラフ、相模トラフ周辺での大規模地震による津波に対しては浮体式シェルターだけでは十分な対策ではないため、本研究では高所避難と浮体式シェルターを併用した複合的な避難に着目している。既往研究では浮体式シェルターを低地に設置した場合³⁾や建物上に設置した場合⁴⁾の運動特性について検討されてきたが、それらの多くが津波の第一波目を対象としたものが多く、必ずしも最大波力とは限らない。そのため、本研究では第二波目以降が最大波力となる津波を対象とし、浮体式シェルターに作用する波力を検討した。

2. ロードセルについて

既往研究⁴⁾では四分力計を用いて計測を行っていたが、本研究ではより安価で計測範囲の種類が豊富であるロードセル⁵⁾を使用することにした。ロードセルは図-1のシェルター模型上部に接続しており、シェルターに津波が作用した際にロードセルのひずみを電圧として計測し、荷重へ換算することで津波の水平方向の波力を求めている。ロードセルで計測できる荷重の最大値、最小値、分解能を表-1に示す。また、四分力計との差を確認するため、予備実験としてロードセルで第一波目が最大津波となるケース⁴⁾から2パターン、第二波目以降が最大津波となるケース⁶⁾から4パターンの同条件による実験を行い、

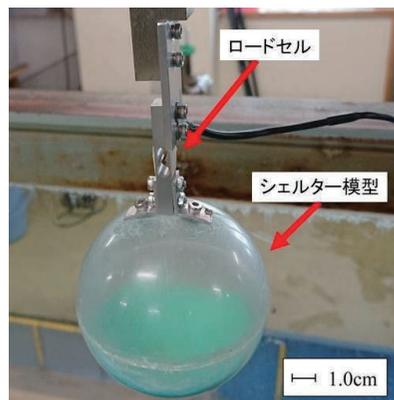


図-1 シェルター模型

表-1 ロードセルの性能

最大値 (gf)	最小値 (gf)	分解能 (gf)
600	-550	1.12

* Investigation of Wave Force Acting on Floating Type Tsunami Evacuation Shelter using Load Cell by Jun MAKANAE, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE

四分力計とロードセルの最大波力の関係を図-2に示した。その結果、近似直線の傾きが1.02、決定係数が0.95であることから、ロードセルは四分力計と同様に波力を計測できることを確認した。

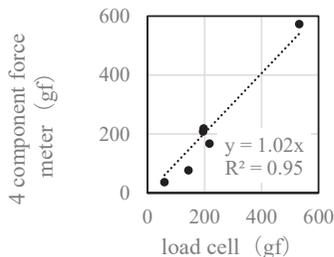


図-2 四分力計-ロードセル相関図

3. 実験方法

実験は縮尺 1/20 で作成したシェルター模型と建物模型を使用して行った⁴⁾。シェルター模型は直径 8.6 cm、質量 78.0 g で、建物模型は奥行 30 cm、高さ 15 cm、幅 14 cm で津波作用時に移動しないように固定してある。実験水路を図-3に、建物模型の拡大図を図-4に示す。

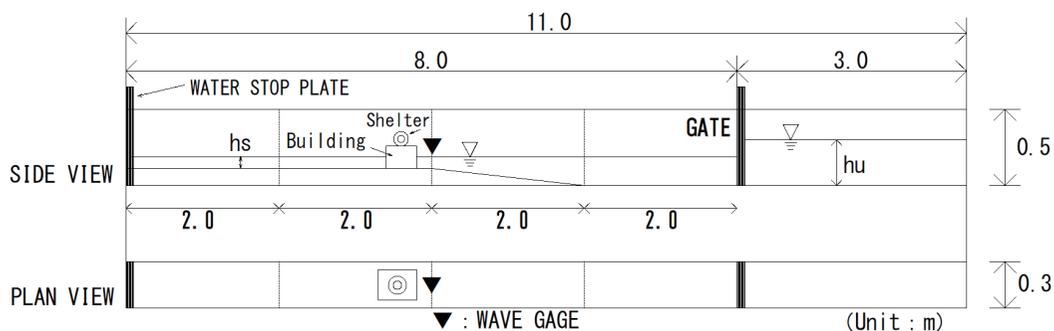


図-3 実験水路

水路は高さ 0.50 m、全長 11.0 m のうちゲート内の貯水長が 5.0 m、ゲート後方に斜面勾配 1/26 の斜面がある。その先に建物模型を設置した。シェルター模型は既往研究⁴⁾同様にシェルター模型と建物模型の摩擦による影響を取り除くため、建物模型上部から 5mm 浮いた状態で固定した。実験は表-2 の条件を 3 回ずつ行った。なお、浸水深は止水版を水路下端に設置することで表現している。建物模型上に設置するシェルター模型の位置は建物前方、中央、後方の 3 通りであり、それぞれ建物前面から後背面にかけて 3 cm、15 cm、27 cm の位置とした。波高計は建物模型前面から 9cm 離れた位置に設置しており、津波の様子を観察するため衝突前後の画像を撮影している⁸⁾。

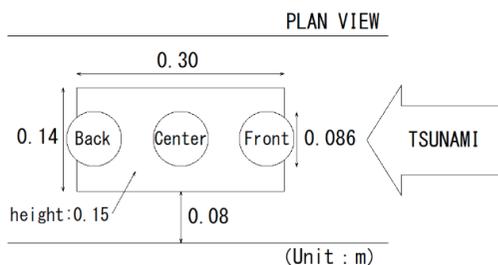


図-4 建物模型の拡大図

表-2 実験条件

	貯水深 hu (cm)	浸水深 hs (cm)	シェルター設置位置
No.1	35	7.5	中央
No.2	30	7.5	中央
No.3	40	7.5	中央
No.4	35	15	中央
No.5	35	7.5	前方
No.6	35	7.5	後方

4. 実験結果

表-2の実験結果について、No.1の貯水深35cm、浸水深7.5cm、設置位置中央の条件を基準とし、条件を変えて検討を行った。

(1) 貯水深 h_u による検討

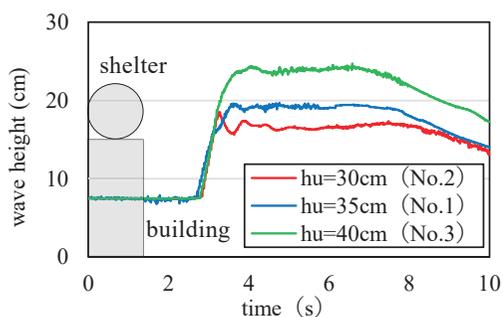


図-5 波高（貯水深の比較）

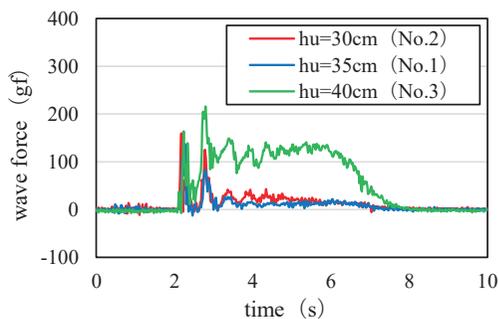


図-6 波力（貯水深の比較）

貯水深 h_u (cm)	衝突前	衝突後
30 (No.2)		
35 (No.1)		
40 (No.3)		

図-7 津波衝突前後（貯水深の比較）

浸水深 h_s を 7.5cm、シェルター模型の設置位置中央とし、貯水深 h_u を 30cm (No.2)、35cm (No.1)、40cm (No.3) に変え、建物模型上のシェルター模型に津波が衝突した際の波力について検討を行った。

建物模型の前面で計測した波高の経時変化を図-5に示す。なお、図内ではシェルター模型及び建物模型の高さを模擬している。最大波高は貯水深30cmの時に16.1cm、貯水深35cmの時は19.0cm、貯水深40cmの時は24.3cm計測され、貯水深の深さに応じて波高も増加している。

建物模型上のシェルター模型に作用した水平波力の経時変化を図-6に示す。貯水深が30cmと35cmの実験において波力が一瞬大きく計測され、その後は微小な波力を計測している。一方、貯水深を40cmにして実験すると波力は4秒間ほど大きく計測し続けている。ここで、本実験ではシェルター模型を固定することにより継続的に波力を計測しているが、実際のシェルターは津波の衝突後に浮いた状態で流されるため、実験条件と実現象では異なる。そこで津波衝突直後の最大波力に着目すると、貯水深30cmは176.5gf、貯水深35cmは138.8gf、貯水深40cmは222.9gfであり、図-5の最大波高と異なる傾向を示した。

シェルター模型に津波が衝突する前後の画像を図-7に示す。建物模型の高さが15cmに対して浸水深が7.5cmであるため、津波は一度壁面に衝突した後、建物上を放物線を描くように進行する。津波衝突後の画像を見ると、貯水深30cm及び40cmでは津波がシェルター模型に直撃しているが、貯水深35cmでは津波がシェルター模型を飛び越えるように進行している。そのため、計測される波力は津波の衝突する角度が影響していると考えられる。

(2) 浸水深 h_s による比較

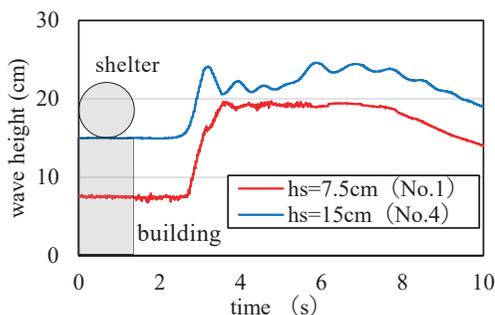


図-8 波高（浸水深の比較）

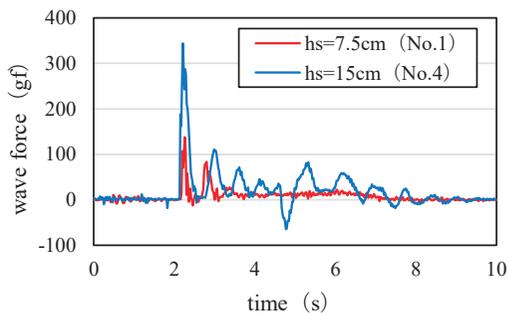


図-9 波力（浸水深の比較）

浸水深 h_s (cm)	衝突前	衝突後
7.5 (No.1)		
15 (No.4)		

図-10 津波衝突前後（浸水深の比較）

貯水深 h_u を 35cm、シェルター模型の設置位置中央とし、浸水深 h_s を 7.5cm (No.1)、15cm (No.4) に変え、建物模型上のシェルター模型に津波が衝突した際の波力について検討を行った。

建物模型の前面で計測した波高の経時変化を図-8に示す。浸水深 15cm の最大波高は 24.6cm であり、浸水深 7.5cm に比べて 5.6cm 大きくなっている。これは浸水深の違いにより津波に押し上げられる水量が多くなることが原因と考えられる。また、衝突後の波高は一定ではなく不規則な波形であった。

建物模型上のシェルター模型に作用した水平波力の経時変化を図-9に示す。浸水深 15cm では最大波力が 343.9gf と浸水深 7.5cm の 2 倍以上になっており、波高と同様の傾向であった。

シェルター模型に津波が衝突する前後の画像を図-10に示す。浸水深 15cm は建物模型の高さと等しいため、津波が建物模型の壁面に衝突することなく段波のままシェルターに衝突した。そのため、衝突後の画像では浸水深 7.5cm の津波の勢いが大きく見えるが、実際には建物模型の壁面との衝突による減衰がない浸水深 15cm がより大きく作用していたと考えられる。

(3) 設置位置による検討

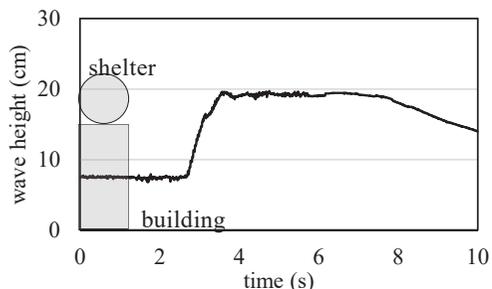


図-11 波高（設置位置の比較）

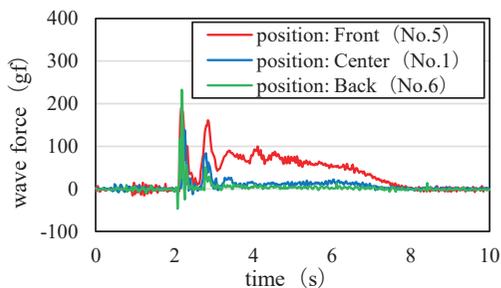


図-12 波力（設置位置の比較）

シェルター設置位置	衝突前	衝突後
前方 (No.5)		
中央 (No.1)		
後方 (No.6)		

図-13 津波衝突前後（設置位置の比較）

貯水深を 35cm、浸水深を 7.5cm とし、設置位置を建物前方 (No.5)、中央 (No.1)、後方 (No.6) に変え、シェルター模型に津波が衝突した際の波力について検討を行った。

建物模型の前面で計測した波高の経時変化を図-11、建物模型上のシェルター模型に作用した水平波力の経時変化を図-12 に示す。貯水深と浸水深の条件が等しいため、波高は同一となるが、設置位置が建物前方ではシェルター模型に津波が衝突した後も継続して波力を計測している。これは、津波が建物模型上では前方から後方にかけて波高が低くなるため、シェルター模型を前方に置いたときに波力を計測する時間が長くなることが要因と考えられる。また、建物前方の最大波力は 193.2gf、中央は 138.8gf、後方は 195.7gf と中央のみ波力が低く計測された。

シェルター模型に津波が衝突する前後の画像を図-13 に示す。津波自体は同じ条件で発生させているため、壁面衝突後の津波の放物線の角度も同じである。建物前方では津波が上昇しながらシェルターに衝突しており、中央では津波がシェルターを飛び越えるように進行し、後方では津波が下降しながらシェルターに衝突していた。

5. おわりに

本研究により以下のことが明らかになった。

- 1) 浸水深が 7.5cm の場合、津波は壁面に衝突した後に建物上を放物線を描くように進行した。
- 2) 浸水深と建物模型の高さが等しい場合、津波が段波のままシェルターに衝突するため、波力が大きくなった。
- 3) 浸水深や貯水深の違いにより、最大波力が最も小さくなるシェルターの設置位置が異なった。

今後はより実現象に近い検討を行うため、シェルター模型を固定しない状態での波力を計測していく予定である。

謝辞

本研究を行うにあたって、秋田大学水工学研究室のメンバーの協力を得た。ここに記し、誠意を表する。

参考文献

- 1) 内閣府：東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会 第7回会合
(<http://www.bousai.go.jp/kaigirep/chousakai/tohokukyokun/7/pdf/1.pdf>) (2019-12-12 アクセス)
- 2) 南海トラフ地震対策家庭用シェルター - 津波避難シェルターヒカリ (<https://www.shelter-hikari.com/>)
(2019-12-12 アクセス)
- 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.I_751-I_755, 2011.
- 4) 遠野雄樹・渡辺一也：建物上に設置した浮体式シェルターの挙動分析と流速・波力に関する検討，土木学会東北支部技術研究発表会講演概要，2016 (CD-ROM)
- 5) 秋月電子通商：ロードセル シングルポイント (ビーム型) SC616C 500g
(<http://akizukidenshi.com/catalog/g/gP-12532/>) (2020-1-10 アクセス)
- 6) 國井優太・渡辺一也：津波シェルターに作用する波力と運動特性に関する検討，東北地域災害科学研究，第 54 巻，pp.31_36，2017.
- 7) 株式会社エー・アンド・デイ：ロードセル入門
(https://www.aandd.co.jp/adhome/products/loadcell/introduction/cell_intro.html) (2019-1-9 アクセス)
- 8) 藤井龍也・渡辺一也：第二波目以降が最大津波となる場合の津波避難シェルターの挙動に関する検討，土木学会論文集 B3 (海洋開発)，73 巻，2 号，pp. I_210-I_215, 2017.

ドローンによる残存者探索を組み込んだ津波避難訓練の取り組み -2019年福島県いわき市薄磯区の事例-

杉安和也 (東北大学災害科学国際研究所)

高橋秀幸 (東北学院大学教養学部)

横田信英 (東北大学電気通信研究所)

橘一光 (福島工業高等専門学校都市システム工学科)

松本行真 (近畿大学総合社会学部)

1. はじめに

地震発生直後に、津波の襲来が想定される場合、消防団・自治会役員・駐在員等の防災役職者らは、地区内に逃げ遅れた残存者がいないか見回り業務(残存者確認)を担う場合がある。しかしこれは防災役職者自身が津波に巻き込まれる二次被害のリスクが伴う。筆者らは、この課題を解決するべく、福島県いわき市薄磯区を対象に、同区の薄磯区会・薄磯区復興協議会・消防団と連携しながら、2017年度より同地区の津波避難訓練の企画運営支援を行っている。薄磯区を含めた福島県いわき市における東日本大震災からの復興事業は、防潮堤・防災緑地による二線堤の整備、集団移転・高台移転により、居住地の安全性を確保するというものである(図1)。これは、居住地への津波の侵入を防ぐ一方、高台移転地と沿岸部との間で、互いを直視することを妨げることにもつながっている。この構造が、防災役職者の目視による残存者確認業務を困難とし、沿岸部から観光客が避難行動を取る際に、避難目標地点を目視できないといった課題も生み出している。この課題の解決方法のひとつとして、筆者らはドローンによる残存者探索の可能性を探求している。本稿はその3年目の取り組みにあたる2019年10月26日に同地区にて開催した津波避難訓練の結果について、報告を行うものである。



図1 2019年度 薄磯区避難訓練の概要図

2. 二次被害リスク回避の方策

地震発生直後における残存者確認での二次被害リスクを回避するには、いくつか方策が考えられる。1つは「自助の考えに基づき、各自で避難行動をとる(残存者確認を行わない)」と、地区内で申し合わせることである。対象地区においては、津波の襲来予測時間に依存するものの、「共助の考え方に基づき、防災役職者や住民同士が避難を呼びかけながら、安全な場所まで集団避難を行う」こととしている。これを後押しするための取り組みとして、初年度(2017年)では、安否確認時間の短縮のため、避難する場合には玄関に「避難済みサイン」を掲示するという地区独自のルールを設けた。また、次年度(2018年)には、車椅子利用の身体障害者や観光客の存在を想定し、ドローンを通じて沿岸部の逃げ遅れ(残存者)の確認と避難呼びかけを行い、残存者自身に徒歩避難(車いすでの移動)を促す取り組みを行った²⁾。この2018年の

* Action of the tsunami evacuation drills focus on searching remains used by UAVs –Case study at 2019 usiso iwaki city fukushima- by Kazuya Sugiyasu, Hideyuki Takahashi, Nobuhide Yokota, Ikkoh Tachibana, and Michimasa Matsumoto

取り組みは、防災役職者が沿岸部に近づく必要がない想定シナリオであり、最も二次被害リスクが低い施策である(図2)。これらの取り組みを通じて、今年度(2019年)においては、ドローンを通じて沿岸部の逃げ遅れ(残存者)の確認と避難呼びかけを行うが、残存者に自力避難が困難であり、消防車両による救出を行うという取り組みを行った(図3)。

これはドローンによる事前確認を行うことで、残存者がいなければ防災役職者にとっての二次被害リスクが最小化できるとともに、残存者がいた場合も、訓練を通じて救出に向かった場合の所用時間をあらかじめ把握できるため、実際の災害発生時の救出の可否判断の材料となることが期待できる。

この安否確認の手段として、ドローンを活用することには二次被害リスクの回避以外にもいくつかの利点がある。1つは、防災緑地・防潮堤等により各所に死角が生じていても、ドローンであれば任意の場所での観測が可能である。もう1つは通信障害や停電が生じたとしても、事前の充電が完了していれば、直線距離にして2km以上離れた地点の動画をリアルタイム伝送することが可能である。

3. 訓練の方針

2019年における訓練では、「午前8時05分に地震が発生し、大津波警報が発令され、30分後(午前8時35分)には津波が到達する」という想定のもと、徒歩・自動車避難の手段に関わらず「約10-15分間での避難完了」を目標とした。この住民の避難訓練と並行して、ドローン(DJI社製MAVIC2,最大待空時間29分の機体を使用)による安否確認と消防団による残存者ピックアップ訓練を実施した。訓練の流れは以下の通りである。

- ①8:05 「防災サイレン鳴動」(訓練開始)、「消防団(消防車)による巡回」「ドローンによる残存者確認」開始
- ②8:05-8:07 「沿岸部での残存者の有無をドローンの中継動画経由で確認」
→「残存者“有”の場合、巡回中の消防車に沿岸部への急行・残存者救出を指示」
- ③8:07-8:12 「消防団(消防車)が沿岸部へ急行、残存者の救出を行う」※残存者役は2名配置
- ④8:12-8:15 「残存者を消防車に同乗させ、沿岸部から避難場所まで移動(避難)する」



図2 2018年度 薄磯区避難訓練の概要図

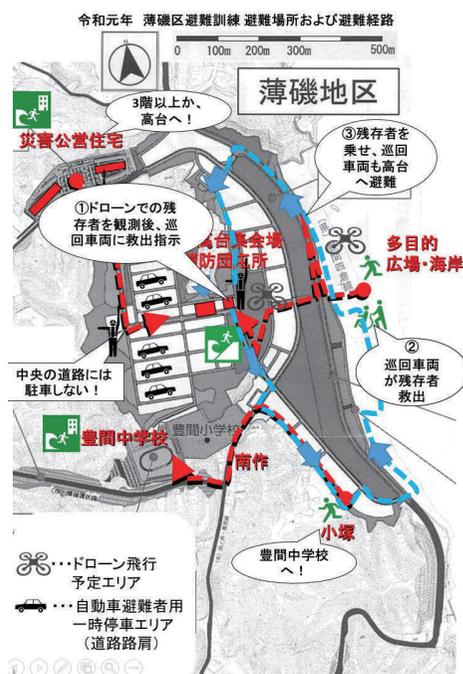


図3 2019年度 薄磯区避難訓練の概要図

なお、本訓練においてドローンを運用するにあたり、以下のような状態での事前準備、運用上の注意を払っている。

- (1) 本訓練上では消防車は出庫済み、ドローンも起動済みの状態で訓練を開始しているが、実際の災害時には消防団屯所に常駐人員が2名いたとして、この準備に3-5分程の時間が別途生じると想定される。
- (2) 本訓練では、ドローン操縦者役と、ドローンから送信される映像から残存者を判断する観測者役をそれぞれ別の人員が担ったが、人員が不足する場合は、この2役を1人で担う必要がある。なお、ドローンの高解像度画像を活用するべく、映像による残存者確認には、電気自動車からの給電によって可動する大型モニターでの目視確認を行っている。これは停電化での機材運用デモンストレーションを兼ねたものである(図4)。
- (2) 防災緑地・防潮堤による死角によって、避難場所(屯所の位置する高台移転地)から沿岸部は直視できない。国土交通省の定める「無人航空機(ドローン・ラジコン機等)の飛行ルール」では、地方航空局長の承認を得た場合を除き、「目視(直接肉眼による)範囲内で無人航空機とその周囲を常時監視して飛行させること」としている³⁾。よってドローンは沿岸部の残存者確認のためには住宅・電線・直下に第三者がいないこと等に注意しつつ、防災緑地・防潮堤のほぼ上空で飛行させる必要がある。この飛行方法の場合、沿岸部の特定箇所近づいて確認することが難しく、搭載カメラに拡大・縮小機能を持つ機種を選定した方が望ましい場面も生じる。本訓練での運用機体は、同機能は非搭載であった。
- (3) 本訓練での沿岸部は、高台移転地からは約250mの距離にある。この距離を運用する際、操縦者にとっても、残存者にとってもドローン本体は見失いやすい。このため、目印となる誘導旗や、ビーコン等を取り付けることが望ましい(図5)。
- (4) 沿岸部での残存者の位置を、正確に無線指示が可能とするよう、沿岸部の名称区分をあらかじめ定め、ドローンのよる観測者と巡回車両での見回り担当者との間で共有しておくことが望ましい(図6)。



図4 ドローンの空撮画像をリアルタイム投影
(電気自動車による独立電源供給デモも平行実施)

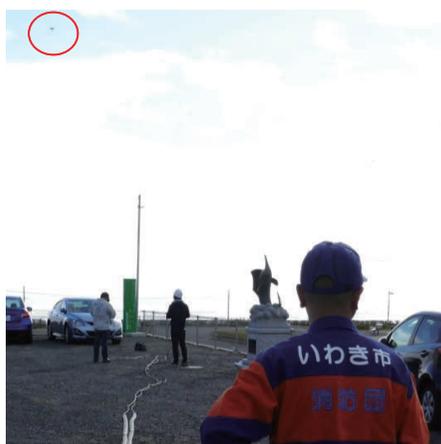


図5 残存者観測中のドローン(図中の赤丸)



図6 沿岸部の位置関係確認用地図の例
(本訓練での試用物)

4. 訓練結果

上記のシナリオに沿って、訓練を実施した結果、沿岸部の別々の場所に配した残存者2名をピックアップし、避難場所に到着するまでに要した時間は約11分(8:16到着)であった。事前のドローン・巡回車両の準備時間を仮に5分程度と見込むと、同地区においては約16分程度が残存者確認・救助までに要する活動時間となる。なお、今回の地区内での徒歩避難者は、10分から20分の範囲でおおよそ避難を完了している。これは観光客の少なく、自動車避難者渋滞が生じる心配の少ないローシーズンでの実験という前提条件が付くものの、早々に残存者の位置把握ができれば、徒歩避難と大差ない所用時間で、沿岸部への自動車での救出活動が可能ということである。

一方で観光客の多いハイシーズンを想定した場合、沿岸部へ消防車で救援に向かうことは、現実的ではない可能性が高い。そのような状況下の場合、ドローンを残存者確認にのみ運用したが、残存者自身が自力避難可能であれば、そのままドローンを介して避難誘導を図ることも可能である。しかし、自力避難ができない残存者がいた場合は、他の観光客に救援援助を依頼するなど、別の手段を検討する必要がある。加えて今回は早朝8時の明るい時間帯での訓練となったが、夜間での状況を想定する場合は、目視確認はより難しくなるため、赤外線カメラでの探索の可能性を考慮する必要があるだろう。図7は、本訓練中にドローンに搭載した可視光線カメラと赤外線カメラで、それぞれ残存者を撮影した際の画像である。こうした課題の解決も含め、引き続き同地区と連携しながら、多角的な避難行動支援施策について、今後とも検討していきたい。



図7 ドローンに搭載した可視光線(左図)/赤外線(右図)カメラでの残存者観測

謝辞： 本研究の一部は、JSPS 二国間交流事業共同研究、JSPS 科研費 18KT0011、東北大学2019年度若手研究者アンサンブルグラント「次世代通信規格による日常・非常時の横断的運用を想定した定点観測防災IoT機器開発に関する共同研究」の助成を受けたものです。また、実証実験の実施に際し、ご協力をいただきました福島県いわき市薄磯区の皆様に、この場を借りて厚く御礼申し上げます。

参考文献: 1) 杉安和也, 班目佳小里, 松本行真 2016 年福島県沖地震津波時における福島県いわき市内沿岸自治会の避難状況とその後の津波避難施策の検討, 東北地域災害科学研究 No.54, p263-266
 2) 杉安和也, 高橋秀幸, 横田信英, 片山健太, Garcia Fry MARTIN, 橘一光, 小野寺清美, 菊地弘幸 東日本大震災被災地における復興事業完了後の津波避難訓練の取り組みー 2018 年福島県いわき市薄磯区の事例ー, 東北地域災害科学研究 No.55, p221-224
 3) 無人航空機(ドローン・ラジコン機等)の飛行ルール, 国土交通省 https://www.mlit.go.jp/koku/koku_tk10_000003.html (閲覧日 2020 年 1 月 13 日)

深浅測量による汀線位置と簡易汀線測量による汀線位置

八戸工業大学 玉澤 佑大, 佐々木 幹夫, 釧路高専 加藤 雅也

1. はじめに

三沢海岸において三沢漁港の南海岸には著しい砂の堆積が発生し、北海岸では、海岸侵食が急速に進行し、この海岸侵食は北側の海岸全体に広まった。そのため、青森県では、海岸の侵食を防止するため、ヘッドランド工法を用いてきた。現在三沢海岸では、B1HL, B2HL・・・B13HLと呼ばれる合計13基のヘッドランド工が存在し、B1HLからB13HLの区間の汀線測量には、八戸工業大学が行っている簡易汀線測量と県が行っている深浅測量がある。簡易汀線測量は1か月1回、20m～30m間隔でその日のうちに終了している。これに対して深浅測量は測定期間が長く500m間隔で測定されているため、日によって変化する汀線位置が正確に反映されているか分からない。そのため、本研究では、2つの測定結果に現れている地形変動特性を調べてみる。

2. 研究方法

深浅測量と簡易汀線測量を比較するためには、同一の座標系にする必要がある。深浅測量は、青森県が実施した2014年から2018年の5年間のデータを日本測地系に変換した値を用い、簡易汀線測量は、本研究室が日本測地系の座標(第10系)で測定を行っているため、そのまま用いる。

表1 簡易汀線測量2015年測定年月日

回数	対象月	実施日	測定範囲
1	4月	4月21日	B1～B13HL
2	5月	5月29日	B1～B14HL
3	6月	6月19日	B1～B15HL
4	7月	7月31日	B1～B16HL
5	8月	8月27日	B1～B17HL
6	9月	9月16日	B1～B18HL
7	10月	10月15日	B1～B19HL
8	11月	11月18日	B1～B20HL
9	12月	12月5日	B1～B21HL
10	1月	12月24日	B1～B22HL

表 2 深浅測量測定年月日

2014年		2015年		2016年		2017年		2018年	
観測月日	観測時間								
7月28日	9:40	7月9日	10:10	9月19日	9:40	7月12日	9:50	7月26日	9:40
"	10:10	"	10:30	"	10:00	"	10:10	"	10:00
"	10:40	"	10:45	"	10:20	"	10:35	"	10:20
"	11:30	"	11:20	"	10:40	"	11:00	"	10:55
"	13:00	"	11:50	"	11:10	"	11:25	"	11:15
"	14:00	"	13:40	"	13:00	"	13:00	"	11:50
"	15:00	"	14:05	"	13:40	"	13:50	"	13:00
"	16:00	"	15:00	"	14:25	"	14:45	"	13:50
7月29日	9:45	"	16:10	"	15:15	"	15:20	"	14:55
"	10:50	7月10日	9:55	"	16:00	"	16:10	"	16:00
"	13:00	"	10:50	9月20日	9:50	7月13日	9:45	7月27日	9:45
"	14:05	"	11:45	"	10:45	"	10:30	"	10:30
"	15:10	"	13:30	"	11:50	"	11:25	"	11:30
7月30日	9:50	"	14:20	"	13:20	"	13:00	"	13:25
"	10:55	"	15:20	"	14:15	"	14:00	"	14:20
"	11:50	"	16:00	"	15:05	"	14:55	"	15:20
"	13:00	7月13日	10:20	9月21日	9:50	"	15:45	7月30日	9:45
"	13:50	"	11:00	"	10:55	7月14日	10:00	"	10:30
"	14:15	"	11:25	"	11:25	"	10:25	"	10:50
"	14:40	"	13:00	"	11:50	"	10:55	"	11:15
"	15:05	"	13:25	"	12:15	"	11:20	"	11:35
"	15:30	"	14:05	"	12:40	"	11:50	"	12:05

表 1 は、簡易汀線測量実施状況の 1 例を示しており 2015 年 4 月から 12 月までの汀線測量実施日を示している。表に示すように、簡易汀線測量は、月に 1 回実施している。他の年も同様でありここでは表記を省略する。表 2 は、深浅測量の測定年月日を表している。表 2 の深浅測量は、測定に 3 日間かかり、測定間隔も長いので、汀線の変化が生じている可能性がある。

3. 深浅測量と簡易汀線測量の比較

図 1 は、2014 年から 2018 年の簡易汀線測量と深浅測量による汀線位置を示し、深浅測量は、×印、簡易汀線測量は、実線で表されており明らかに両者には差異が認められる。B1HL から B13HL 間の深浅測量と簡易汀線測量の汀線位置を比較すると深浅測量が陸側に後退している。図 2 は、2018 年の B1HL から B3HL 間の深浅測量と簡易汀線測量による汀線位置の比較を示している。2018 年の 7 月と 8 月の簡易汀線測量の汀線位置の間に 7 月の深浅測量の汀線が入っており、測定日が一週間しか変わらない 8 月の簡易汀線測量の汀線位置に近く、深浅測量が前進している結果となっている。7 月～8 月にかけて汀線は後退しており深浅測量汀線位置は、8 月にむけて後退している途中の位置を示しているものと考えられ、簡易汀線測量と深浅測量の差は測定誤差とは考えられない。各ヘッドランド海岸でみると、B1HL～B2HL 間では、簡易汀線測量の 7 月と 8 月の汀線位置の間に深浅測量の汀線が位置し、B2HL～B3HL 間では、8 月 5 日の簡易汀線測量の汀線近くに深浅測量の汀線が海側に位置している。全体的に他のヘッドランド海岸をみても同

じような結果が出ている。また、深淺測量と簡易汀線測量の汀線位置には差はあるがほぼ一致している所と最大で 25m(B8HL～B9HL)程度の所が存在している。要因として考えられるのは、測定日の違いである。すなわち汀線位置は、日々変動しており、深淺測量と簡易汀線測量の測定日が異なっているため汀線位置に差がでていいると考えられる。

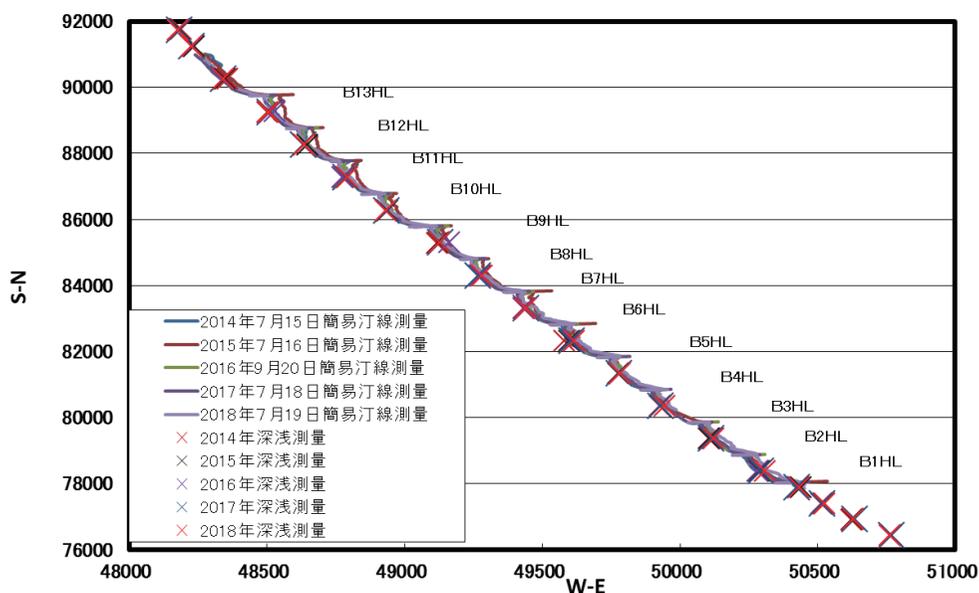


図 1 深淺測量と簡易汀線測量比較

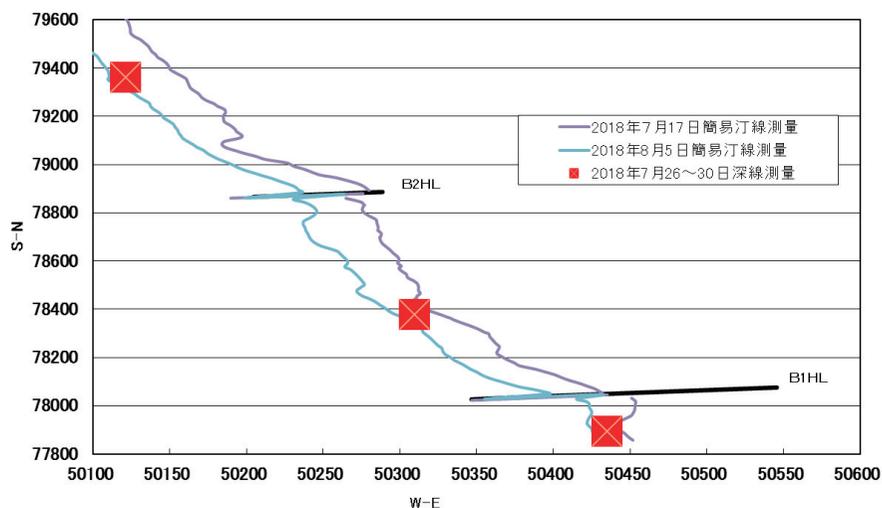


図 2 2018 年深淺測量と簡易汀線測量比較(B 1 H L～B 2 H L)

4. 深浅測量による地形変動の特徴

図3に2014年から2018年の深浅測量の汀線位置を示した。B8HL～B9HL間では汀線位置の変動幅が大きくでているが、全体的には、汀線位置がほぼ一致している所も多く見られる。深浅測量のB1HL～B13HL間の汀線位置をみると、B4HL～B5HL間のように各年、汀線が変化しない地点もあれば、B8HLからB9HL間のように2016年の汀線だけ、41m前進しているところもみられる。また測定間隔が500m間隔になっているため、汀線形状の変動は、不明となっている。図4はB4HL～B6HL間の深浅測量の汀線位置を示している。B5HL～B6HL間の変動幅は、34mと大きく一方B4HL～B5HL間では変動幅が2.8mと小さく出ている。各ヘッドランド海岸で一番変動幅の大きい年を表3に示した。表より変動幅が一番大きい所で41m、小さい所で2.7mとなっている。

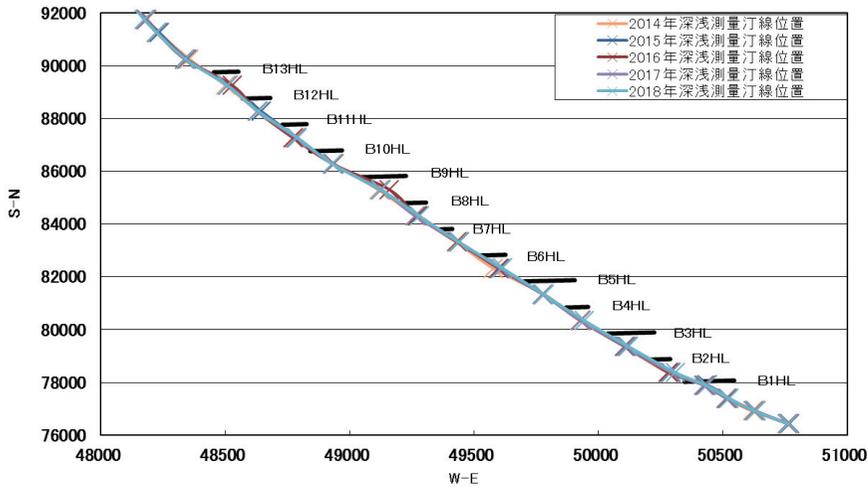


図3 2014～2018年深浅測量による汀線位置

表3 深浅測量の変動幅

B1HL～B2HL間2014年と2018年汀線位置の変動幅26m
B2HL～B3HL間2014年と2018年汀線位置の変動幅19m
B3HL～B4HL間2014年と2018年汀線位置の変動幅15m
B4HL～B5HL間2015年と2018年汀線位置の変動幅2.8m
B5HL～B6HL間2014年と2018年汀線位置の変動幅34m
B6HL～B7HL間2014年と2018年汀線位置の変動幅2.7m
B7HL～B8HL間2017年と2018年汀線位置の変動幅15m
B8HL～B9HL間2014年と2018年汀線位置の変動幅41m
B9HL～B10HL間2014年と2018年汀線位置の変動幅6m
B10HL～B11HL間2016年と2018年汀線位置の変動幅4.3m
B11HL～B12HL間2015年と2016年汀線位置の変動幅15m
B12HL～B13HL間2014年と2016年汀線位置の変動幅24m

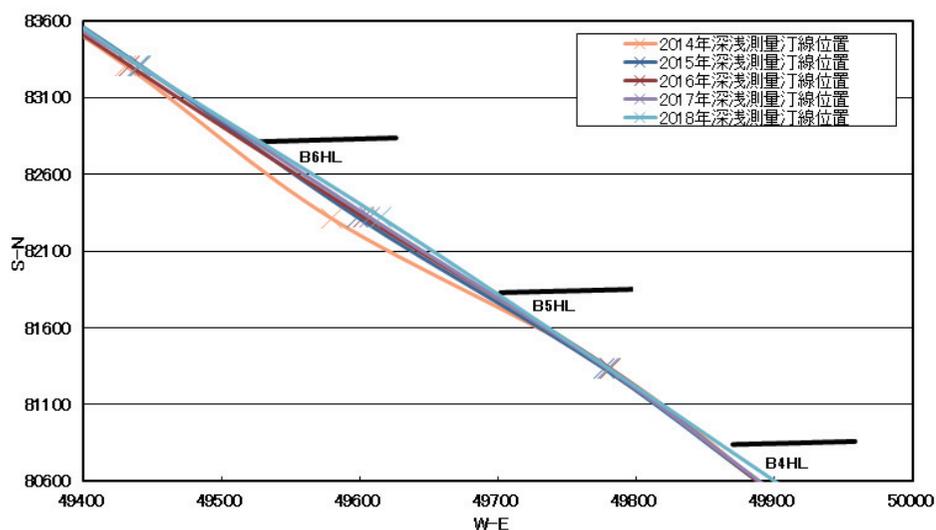


図4 深浅測量汀線(B4HL～B6HL)海岸

5. 簡易汀線測量による地形変動の特徴

図5は、簡易汀線測量の2014年から2018年までの7月汀線位置を示している。簡易汀線測量は、深浅測量と異なり、間隔を約20m間隔で行っているため、細かい汀線形状の変化がわかる。表4は簡易汀線測量の変動幅と深浅測量の汀線変動幅との差を示した。変動幅を見ると、大きい所で、67mあり、深浅測量より変動幅が大きい。これは深浅測量と比較して、汀線形状が波状となり波頂部と波谷部の差が採られれば変動幅は大きくなるためである。

表4 簡易汀線測量の変動幅と深浅測量汀線変動幅との差

B1HL～B2HL間2014年と2018年汀線位置の変動幅56m	深浅測量との差30m*
B2HL～B3HL間2014年と2018年汀線位置の変動幅61m	深浅測量との差42m
B3HL～B4HL間2014年と2018年汀線位置の変動幅25m	深浅測量との差10m
B4HL～B5HL間2014年と2015年汀線位置の変動幅50m	深浅測量との差47.2m
B5HL～B6HL間2014年と2015年汀線位置の変動幅55m	深浅測量との差21m
B6HL～B7HL間2015年と2017年汀線位置の変動幅54m	深浅測量との差51.3m
B7HL～B8HL間2015年と2017年汀線位置の変動幅43m	深浅測量との差28m
B8HL～B9HL間2015年と2017年汀線位置の変動幅40m	深浅測量との差1m
B9HL～B10HL間2015年と2017年汀線位置の変動幅45m	深浅測量との差39m
B10HL～B11HL間2015年と2017年汀線位置の変動幅67m	深浅測量との差62.7m
B11HL～B12HL間2015年と2017年汀線位置の変動幅53m	深浅測量との差38m
B12HL～B13HL間2015年と2017年汀線位置の変動幅60m	深浅測量との差36m

*注：深浅測量汀線変動幅と簡易汀線測量変動幅との差

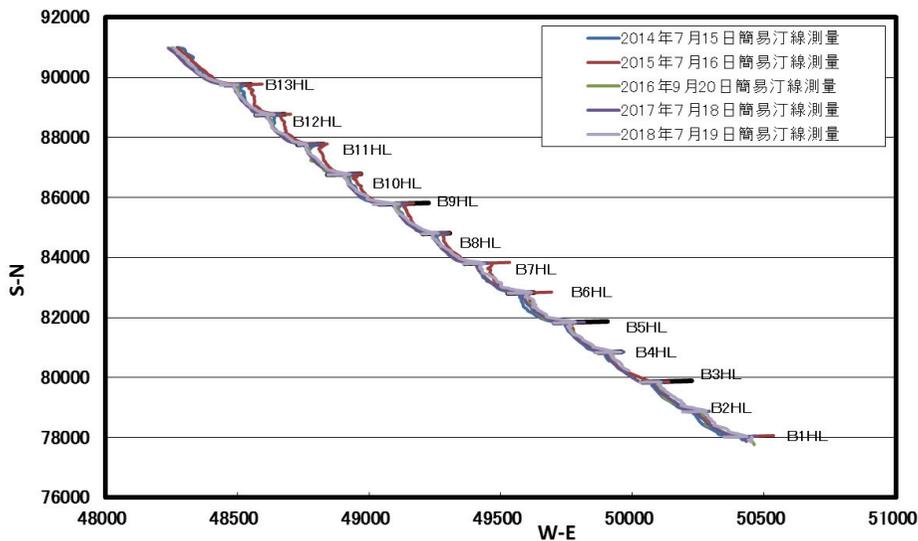


図5 2014年～2018年簡易汀線測量

6. 結論

本研究より以下のことが明らかになった。

- ① 深浅測量と簡易汀線測量を比較すると、深浅測量は、汀線位置が500m間隔に測定されており、汀線形状は不明となっている。これに対して簡易汀線測量は20m間隔で波状の汀線形状が明確に測定されている
- ② 深浅測量による汀線位置において、B1HL～B7HL海岸の2018年汀線は2014年汀線に比べて大きく前進している。簡易汀線測量による2018年汀線位置も前進しており、傾向は両者一致している。
- ③ 深浅測量と簡易汀線測量における汀線変動幅が大きい箇所は同じであるが、発生年は異なっている。また深浅測量と簡易汀線測量の変動幅には、40～60mほどの差があり、簡易汀線測量の汀線変動幅が大きい。これは簡易汀線測量では、波状の汀線形状となっており、波頂部と波谷部の差が採られれば大きな変動幅となるためである。さらに、深浅測量による汀線位置は常にヘッドランド間中央になっていることも起因している。

参考文献

1. 斉藤知来、佐々木幹夫：三沢海岸における侵食対策と地形変動特性、東北地区災害科学研究 vol. 51, 2015, pp69-74.
2. 對馬央人、佐々木幹夫：三沢海岸2015年度地形変動特性、東北地区災害科学研究 vol. 52, 2016, pp127-132.

簡易汀線測量の汀線位置測定精度

八戸工業大学 平川 雅孝、佐々木 幹夫、釧路高専 加藤 雅也

1. はじめに

三沢漁港防波堤建設以来、防波堤により北向きの沿岸漂砂が阻止されたため、漁港北側では激しい侵食、南側では著しい堆積が生じた。三沢海岸の侵食を防ぎ砂浜を残すため、ヘッドライン工法が用いられており、ヘッドライン工は三沢漁港北側約 1.5km から 1 km 間隔で合計 14 基設置されている。ヘッドランド工法の効果を明らかにするため、ヘッドランド工周辺の汀線を、GPS を用いて月一回の割合で観測を行っている。深淺測量による汀線位置の測定に時間がかかり、1 日では終わらないのは通常である。このため、本研究室では、GPS を用いた簡易汀線測量を実施している。この簡易汀線測量の精度を明らかにすることを本研究の目的にしている。

2. 研究方法

汀線位置は深淺測量により高い精度で求められる。しかし、汀線位置を求める範囲は三沢海岸では B1HL から B14HL までの距離が約 15 km と長い距離となるため、深淺測量により汀線位置を求めたとしても 1 日で終わることはない。青森県も深淺測量を実施しているが、年一回、500m 間隔で 2~3 日の工程で行っている。本研究室では GPS を用いた簡易汀線測量を月に 1 回、1 日で完了している。

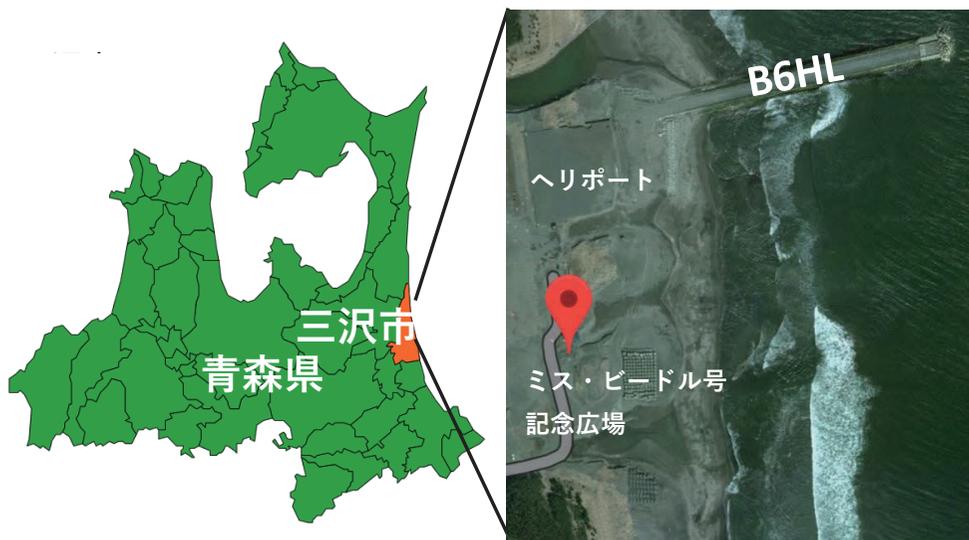


図 1 簡易汀線測量と地形測量の観測対象地

簡易汀線測量は、GPS、小型パソコンを一枚の板に固定し、B1HL～B14HL 区間(15km)を汀線に沿って歩き汀線位置を測定する方法である。波が高い時の汀線位置の測定は、陸側に一定距離後退したところに仮の汀線を設けこの仮汀線に沿って測定している。測定精度を確認するためこの簡易汀線測量を図1に示した海岸において実施し、同時に水準測量を用いて地形測量を行い正確な汀線位置測定を行った。図1に示したように現地は青森県三沢市ミスビートル号記念広場近くの B6HL 南側海岸となっている。

表1 観測日の天候及び潮位

観測月日	2019年12月7日(土)	
観測時刻	10:00~16:00	
天候	曇り時々晴れ	
気温	15℃	
気圧	1011.0hPa	
風向	南西	
風速	3.7m/s	
波高	0.5m	
波向き	E	
潮位	満潮	40.8cm(11.50*注)
	干潮	-9.2cm(5.02*注)
		-20.2cm(18.44)*注)

*注) 気象庁の観測データをT.P.換算した値である。

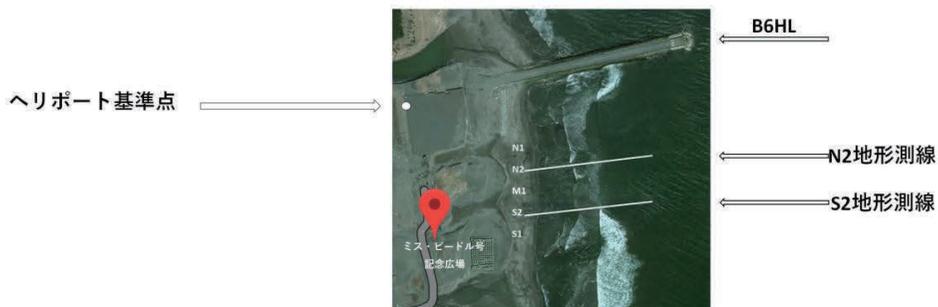


図2 測定を行った B6HL 南側海岸における基点の配置と地形測量ライン

汀線位置の測定は以下のように2つの方法で行っている。GPSを用いた簡易汀線測量で汀線位置を求め、その精度を調べるためレベルとスタッフを用いて水準測量による地形測量を実施し、正確な汀線位置を測った。後述のように地形測量は2つの測線上で行っている。これら2つの測量(地形測量および簡易汀線測量)は2019年12月7日(土)に実施し汀線(T.P. ±0)を求めている。この時の天候、潮位を表1に示す。

図2は、観測を実施した B6HL 南海岸を示しており、ヘリポート東側の基準点(○印)から水準測量を行い、海岸に配置した基点 N1、N2、M1、S2、S1 の標高を求め、これら基点付近でお

およそ 200m 以内の範囲で GPS を用いて簡易汀線測量を行い、N2、S2 地点から 2 つの測線に沿って(図 2)地形測量を行い汀線位置を求めた。この日の潮位は満潮 11:50 (40.8cm)、干潮 5:02 (-9.2 cm)、18:44 (-20.2cm) となり、波高は 0.5m であった。

図 3 に気象庁の八戸港における潮位観測値を TP 換算して正時の値で示した。地形測量は 1 回目が 12:45~13:05, 2 回目が 14:20~14:40 に実施し、簡易汀線測量 1 回目が 12:09~12:12, 2 回目の行きが 13:48~13:51, 2 回目の帰りが 13:51~13:53 に実施しており、潮位が 10cm 下がっている。

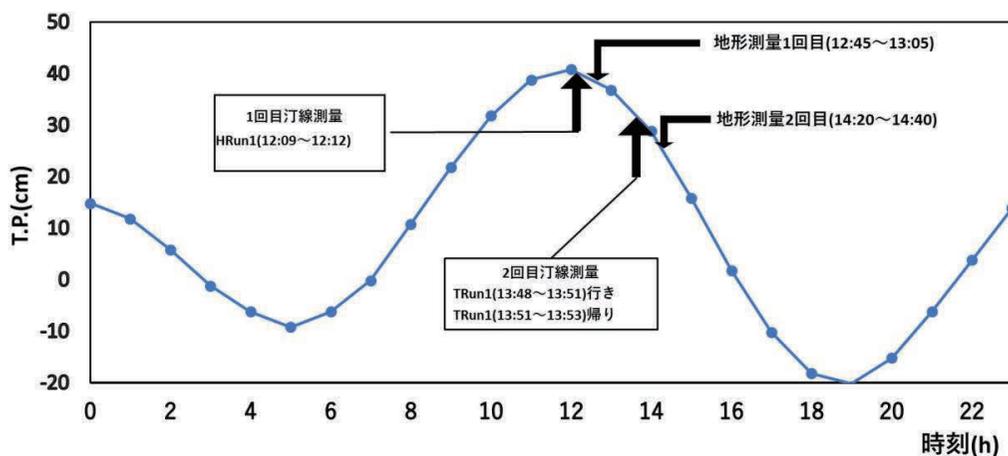


図 3 簡易汀線測量および地形測量時の潮位 2019 年 12 月 7 日

3. 簡易汀線測量における汀線位置測定方法

図 4 に示すように破砕点直下に汀線が位置しているのでこの破砕点位置を汀線として測定する方法が簡易汀線測定法である。汀線位置はサージングブレイカー(砕け寄せ波砕波)の砕波点を基準にしている。これは汀線付近の地形は汀線を境にそれより陸側は緩く、海側は急な勾配となっており、波が穏やかな時は汀線上で砕波することから導いている方法である。満潮や干潮により波の打ち上げは大幅に変化するが砕波点は大きくは変化しない。汀線上では、波が高い時もあり、危険な測定作業となる場合もあり、また、波を破り計測機器が破損したときもあったため実際の測定は一定距離陸側に仮想汀線を設けて汀線位置を測定している。真の汀線から一定距離置くときとこれを歩いて測定するときに誤差が生じる。

4. GPS の測定誤差

図 5 は 5 つの基点 N1~S1 上で測定した各 10 回計 50 回の位置測定値から 2 つの値を除いた計 48 個の値を示している。ここに、図に示した値は平均値を基準にした座標値を示している。図 5 に示すように、測定値の多くは -0.1~0.1 の範囲にある。図 6 に GPS 測定値の全てを示した。図に示すように 2 つの値が 0.3~0.5m 離れたところにある。これは、GPS による測定時、

捉えている人工衛星の切り替わりにより発生する誤差と考えられる。したがって、通常は 10 cm 以内の GPS 測定誤差となっているが、人工衛星が変わったときは 50 cm 以内誤差といえる。GPS を 2 つ使い、1 つは定点で測定していればこの誤差を消去できる。しかし、本研究では 50cm 以内の GPS 誤差を許容し、1 つの GPS で測定を行っている。

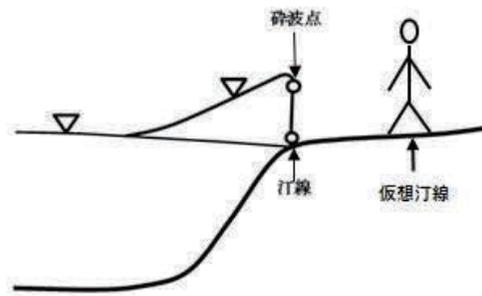


図 4 砕波点と汀線位置

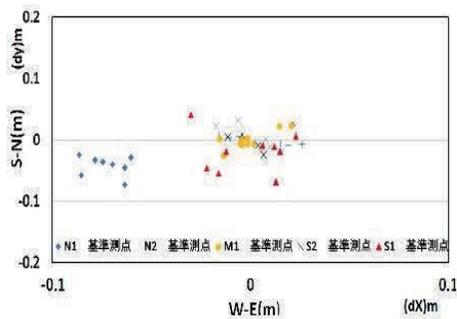


図 5 GPS 測量誤差(平常時)

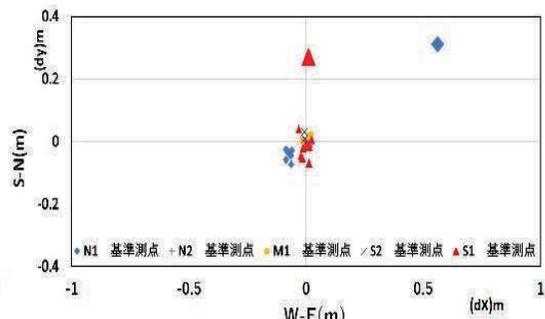


図 6 人工衛星が変わるときの GPS 測定誤差

5.地形測量

写真 1 および 2 に、地形測量の様子を示した。地形測量は N2、S2 地点からの測線に沿って、海に向かって巻き尺を用い 5m 間隔でスタッフを立てその地点の地盤高を求めるように行った。汀線の少し沖まで海に入水して測定を行っている(写真 2)。入水中スタッフを立てている間は、スタッフ設置周辺が波により洗掘され高さが変わるため、スタッフの高さを維持するよう心掛けた。今回は 12:45~13:05 と 14:20~14:40 に地形測量を行っており、その間に潮位が 15cm 下がっている。

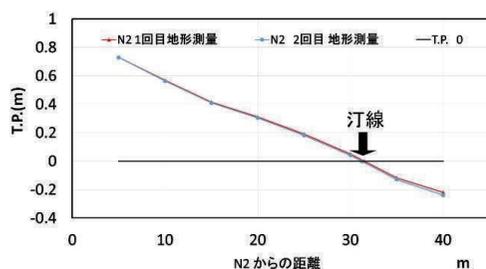


写真1 汀線付近の地形測量

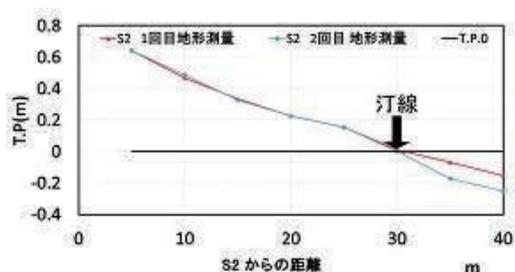


写真2 汀線沖の地形測量

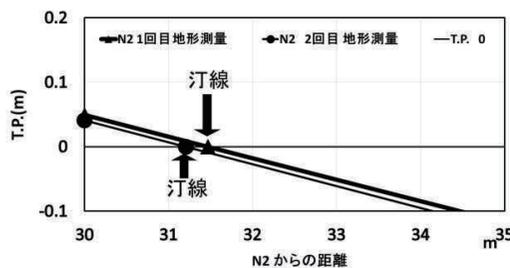
図7(1)および(2)に地形測量の結果を示した。前述のように1回目が12:45~13:05、2回目が14:20~14:40に実施した地形測量と汀線位置を示している。N2測線上の、汀線位置はN2より1回目が31.467m、2回目が31.206mにあり、S2測線上の汀線位置はS2より1回目が30.649m、2回目が30.000mにあり、どちらの測線上でも汀線が陸側に0.2mから0.6m移動している。この汀線変動を示したのが、図7(3)および(4)である。これらの図は図7(1)および(2)に示した汀線近くの地形を拡大して示したものである。図7(3)および(4)より汀線位置が変化していることがわかる。1回目か2回目の地形測量まで、75分経過しているがこの間に地形が変わり汀線が陸側に動いたことになる。



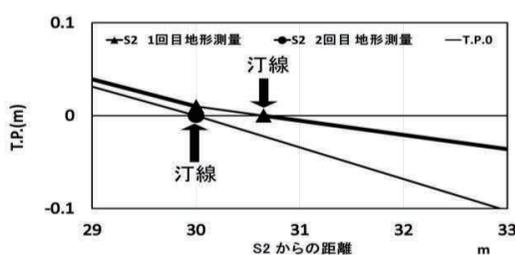
(1) N2 測線地形測量



(2) S2 測線地形測量



(3) 地形測量による汀線変化(N2 測線)



(4) 地形測量による汀線変化(S2 測線)

図7 地形測量結果

6.簡易汀線測量

基点 N1 地点において、破砕点(汀線)から仮の汀線までの歩数計測を行い、陸側に移動した仮想汀線を設定し、そこから N1 点北側 20m から S1 点南方 20m まで砕け寄せ波の破砕点に沿って GPS を用いた測量を行った。汀線測定は、真の汀線(破砕点)と平行になるように仮想汀線を歩行する。内業により仮想汀線から本来の汀線位置を求めて、図 8、図 9 に簡易汀線測量による汀線測量を示した。また、図には地形測量による汀線位置も示している。

1 回目簡易汀線測量(12:09~12:12)Hrun1 は歩数 20 歩後退で、汀線後退距離は 12.2m である。N2 測線 1 回目汀線位置は N2 より 31.467m にあり、S2 測線 1 回目簡易汀線位置は 30.649m となっている。図に示したように、両者の汀線位置はほぼ一致しているが、正確には簡易汀線測量による汀線が N2 測線上で 0.2m 陸側に、S2 測線まで 0.9m 陸側にある。これが 1 回目の簡易汀線測量の誤差となる。図9に2回目の地形測量および簡易汀線測量による汀線位置を示した。図より、N2 測線上で汀線位置が異なっている。汀線位置の差は N2 測線上で、行きが 4.25m、帰りが 2m と簡易汀線による汀線が海側となり、S2 測線上では行きが 1.30m、帰りが 1.25m と簡易汀線測量による汀線が海側になっている。1 回目と 2 回目の簡易汀線測量では、N2 測線上における誤差は最大で 4.25m、S2 測線上における誤差は最大で 1.3m となる。N2 測線の誤差が大きいのは、汀線近くの地形が遠浅の堆積地形で緩やかになっており、破波点の判断が困難だったことによるものと考えられる。

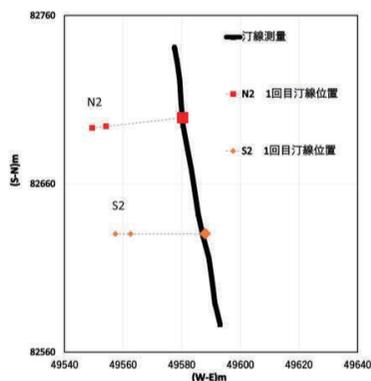


図 8 簡易汀線測量と地形測量による汀線位置(1 回目)

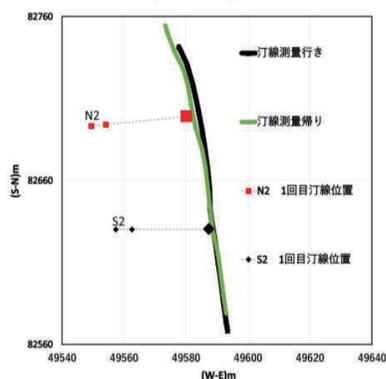


図 9 簡易汀線測量と地形測量による汀線位置(2 回目)

7.結論

本研究により以下のことが明らかになった。

(1)地形測量により汀線位置が 75 分間で約 0.2m 陸側に動く地形変化が生じていることがわかった。汀線位置は時間単位で変動している。

(2)簡易汀線測量の誤差は汀線位置が緩勾配となっている場合(遠浅の堆積地形)では最大で 4.25 m、汀線位置が急勾配の場合(通常の汀線地形)では最大で 1.3 m の誤差となる。

参考文献

- 1) 葛西 美琴・久保田 桃加・佐々木 幹夫：三沢海岸 2018 年地形変動特性、東北地域災害科学研究、第 55 巻,2019 年 3 月,pp.451~456.

波による海岸地形の変動特性

八戸工業大学工学部土木建築工学科 竹村 晴登・佐々木 幹夫, 釧路高専 加藤 雅也

1. はじめに

三沢漁港の防波堤が建設された後、海岸沿いの北向きの沿岸漂流は防波堤によって阻止された。その結果、汀線の顕著な前進が漁港の南海岸で生じた。そして、激しい海岸侵食が北側の海岸で引き起こされた。青森県は、海岸侵食を防止し、砂浜を維持する対策工法として、ヘッドランド工法を用いた。ヘッドランド工は三沢海岸に合計 13 基設置されており、設置間隔は 1km となっている。南から順番に B1HL、B2HL、B3HL…H13HL と呼ばれている。ここに、HL はヘッドランド工を意味している。侵食はヘッドランド工によって止まっているが海岸の地形変動は生じている。

八戸工業大学では三沢海岸において月に一回の割合で地形変動を調べている。地形変動は主に波によって生じていると考えられる。本研究では波によって海岸地形がどのように変動しているか調べてみることにした。

2. 研究方法

月に一回の汀線調査は 2000 年より続いており、本研究では 2014～2017 年の観測値を取り、これに対応する期間の波高データおよび周期をもとに地形変動と波の関係について調べる。本研究で用いる波浪データは国土交通省ナウファスから引用したものである。波浪データは、むつ小川原港のデータを選び、欠測の場合は八戸港の観測値より相関式により波高と周期を求めた。ただし、八戸港とむつ小川原港の両方が観測されていない場合には、前後の観測値より波高・周期を求めている。図 1 および 2 に、2014 年における波高と周期についての八戸港と小川原港の観測値を示した。2014 年は波高の傾きが 1.043 となっており、強い相関を示している。周期の傾きは 1.021 となっており、波高と同様に強い相関を示している。ここには図として記載していない 2015 年、2017 年は波高が 1.066 (2015 年) 1.0593 (2017 年) となり強い相関を示している。周期は 1.0205 (2015 年) 1.0144 (2017 年) となり強い相関を見せている。2016 年は八戸港の波浪データが大幅に欠測していたためむつ小川原港のデータのみを採用した。すなわち、むつ小川原港の 2016 年観測値には欠測が見られたが短い期間のため前後の観測値より推定して波高および周期を決めた。

3. 地形変動の指標

海岸の地形変動は汀線の前進後退で、代表されるものとする。汀線の前進後退はヘッドランドによって区切られた海岸の汀線の平均位置の差で表すものとする。ここに簡易汀線測量の誤

差は最大で2m程度であるが、平均することにより誤差が打ち消されており、平均汀線位置には誤差は生じていない。波向は構造物の背後や前面における地形変動には関係しているが、平均汀線はこのような波向の汀線の前進後退を打ち消しており、平均汀線には波向の影響は表れてこない。

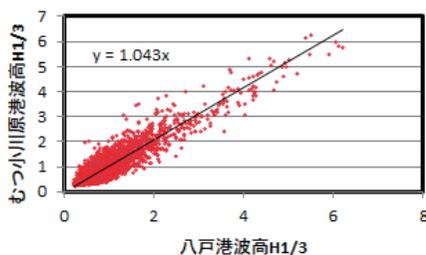


図1 2014年の波高相関図

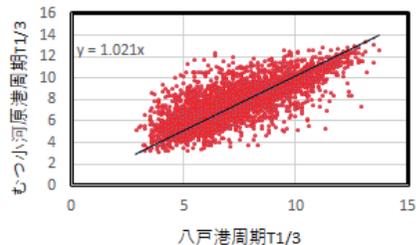


図2 2014年の周期相関図

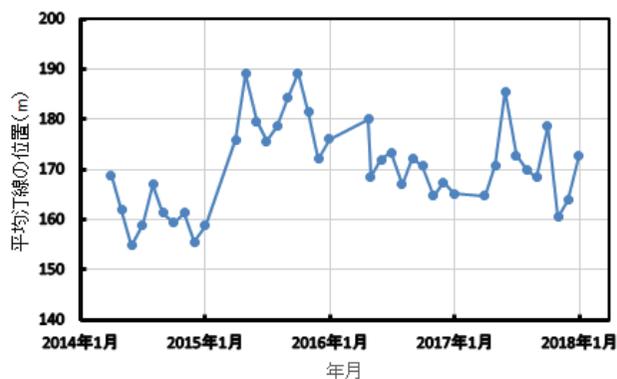


図3 ヘッドランドB4北側海岸(B4HL~B5HL)の平均汀線

4. 汀線の前進後退

図3は横軸に年月日、縦軸に平均汀線の位置を取ったものである。2014年から2017年の平均汀線位置を示している。本研究ではB4HL~B5HL海岸の汀線変動と波の関係について調べてみる。両者の関係が明確になった場合にはさらに他のヘッドランド海岸の地形変動を調べていくことにする。図3に示すように平均汀線は2014年には160m付近にあり、2015年は20m程度前進し180m付近にある。2016年は徐々に後退し170m付近にあり、2018年は前進と後退を繰り返しながら175m付近にある。2014年~2017年において、B4HL~B5HL海岸の汀線の前進後退は年ごとに違いがあり汀線の移動距離が短く汀線変動が緩やかな年と汀線の移動距離が長く汀線変動の激しい年がある。2015年~2016年がもっとも汀線の移動距離が長く、2014年~2015年と2016年~2017年は汀線の移動距離は短い。

5. 三沢海岸における波浪と地形変動の関係

5.1 一ヶ月間の平均波浪と地形変動の関係

汀線の測定は一ヶ月に一度行っており、測定間隔は原則一ヶ月となっているが波浪状況により予定していた日に観測不可能な場合もあるため測定は一ヶ月間隔とはなっていない。したがって一ヶ月の平均波浪は正確には一ヶ月となっていない場合が多い。しかし、ここでは汀線の測定が一ヶ月間隔を原則として行われているために、波浪の平均期間を一ヶ月と表現している。波高ならびに周期と地形変動(汀線の移動)について調べてみたのが図4である。ここでは、2014年の場合を示した。図中の▲印で表しているのが冬季積雪のため汀線の測量がなかった期間である(1月～4月)。●印が汀線の後退を表し、■印が前進を表している。波と地形変動の関係としてまず考えたのは、波高が高ければ汀線は後退していくと考えた。図4を見る限り一ヶ月単位では、波と地形変動の関係は見えてこなかった。例えば、6月(200day)から9月(300day)の間を見てみると、波高が高くても前進している場合と、波高が高い日に後退している場合がある。そのほか2015年から2017年までも同様に波高が高い場合に侵食だけが起きていることはなかった。ただ、測定日に近い日の波高は地形変動に関係がありそうに感じられた。実際に測定日直近日の波高と地形変化は、一ヶ月間単位で比較した場合よりも、波高の大きさと前進後退の関係が合致することが多くなった(図示省略)。図5に周期と汀線の前進後退の関係を示した。図4と同様に汀線の前進は■印、後退は●印で示している。図5より周期の大小と汀線の前進後退の関係は明確には表れていない。

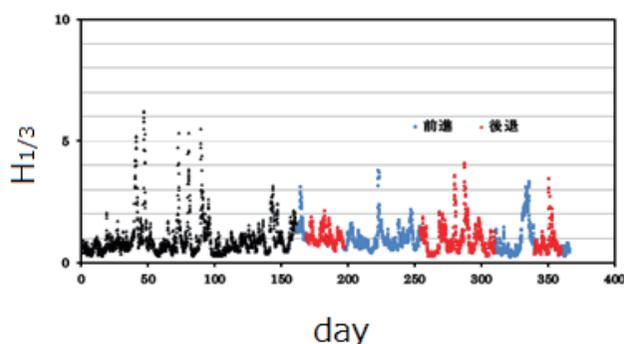


図4 2014年波高と汀線の前進後退

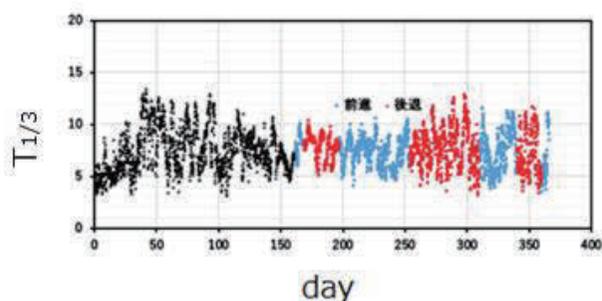


図5 2014年周期と汀線の前進後退

5.2 波形勾配と汀線の前進後退

海岸の地形は、波と流れで変化している。本研究では、波による地形変化に着目してみる。沖波長 $=L_0$ 、波高を $H_{1/3}$ とすると、 $H_{1/3}/L_0$ で示される波形勾配を用いてみる。地形関数 $\phi = (\tan\beta)^{-0.27} \left(\frac{d}{L_0}\right)^{0.67}$ を横軸にとり、波形勾配を縦軸に取り関係を見てみる。ここに、汀線の前進後退は、■印を後退、●印を前進として表すことで、波浪と汀線の前進後退の関係を示していることになる。2014～2017年の波浪は汀線測定日前一ヶ月、前二週間、前一週間の平均3種類である。図6は一ヶ月間平均の波と地形変動、すなわち前進後退を2014年～2017年のすべての地形変化より取り出し平均波浪との関係を示したものである。図6に示すように、前進と後退が不規則に並んでおり、一ヶ月間では前進と後退を分ける境界線は見つからなかった。

一ヶ月間の平均波浪による地形変動との関係が見えないことから、測定日に近いほど波の地形変動に与える影響は大きいのではないかと考えた。図7および8に2017年の地形変動と平均波浪の関係を示した。図7および図8では傾向が強くて出ている2017年の地形変動データを用いている。図8では測定日前一週間平均波浪を用いた。図7では波形勾配が大きいほど、後退傾向にはあるが前進と後退を分けるにはいたらなかった。図8に汀線測定日の前一週間平均波浪と地形変動の関係が示されている。図8では後退と前進が分かれており、明確な分かれ目とまではいかないが、前進と後退を分けることができる。しかし、2014年から2017年のすべての一週間前、二週間前のデータと汀線の前進後退を比較したが、傾向は出ているが汀線の前進と後退を明確に分けるには無理があるようである。

図9は測定日前二週間平均波浪、図10は測定日前一週間平均波浪と汀線移動が5m以上の前進後退の関係を図に示したものである。ここでは、分かりやすい結果を得るため2017年だけを示している。5m以上の汀線移動を採用しているため、データ数は少ないが2017年の前二週間平均波浪では、波形勾配が高くなると、後退傾向にある。しかし、図10に示すように2017年の前一週間平均波浪を見てみると前進後退の境界線がはっきりと引くことができる。5m以上で分けていない場合と比べても波形勾配が大きくなるほど後退しており、波形勾配が小さいほど前進している。前進後退の境界線から傾きを21.1とすることができる。他の年の5m以上の地形変動においても一週間前、二週間前両方とも傾向は強くなっている。しかし、2017年の5m以上一週間前の図ほど関係が明確ではなく、傾向としては強く出ているが、境界線が引けるほどではない（図示省略）。

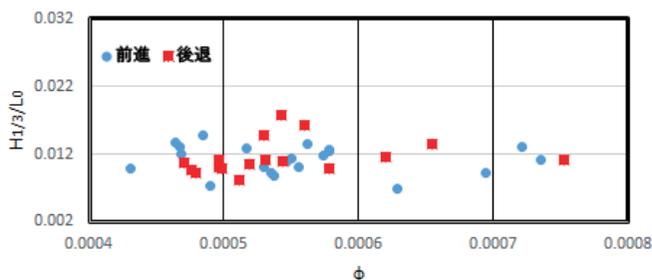


図6 平均(一ヶ月間)波浪と汀線の前進後退

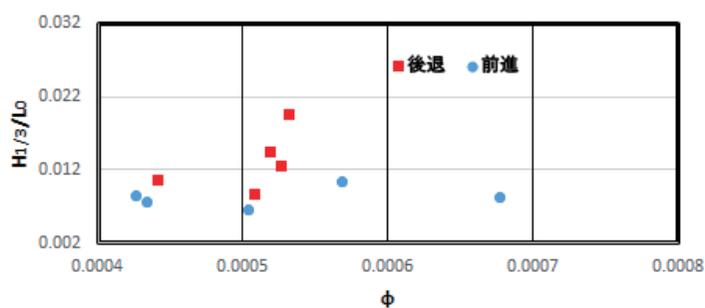


図7 2017年測定前14日間平均波浪と汀線の前進後退

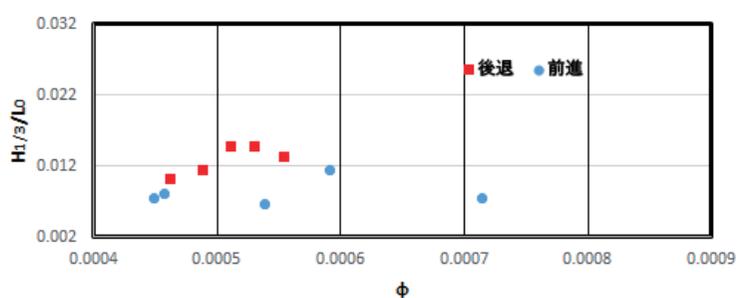


図8 2017年測定前7日間平均波浪と汀線の前進後退

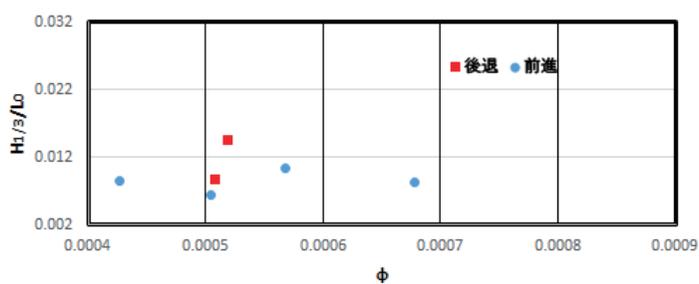


図9 2017年測定前14日間平均波浪と汀線の前進後退 (5m以上の移動距離のある場合)

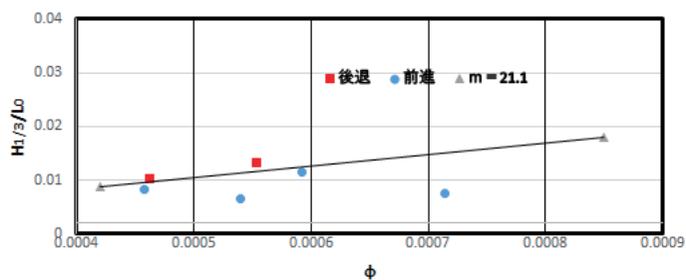


図10 2017年測定前7日間平均波浪と汀線の前進後退 (5m以上の移動距離のある場合)

前述のように図 10 から 2017 年の波浪と地形変動は次のように汀線の前進と後退の境界が表される。

$$H_{1/3}/L_0 = 21.1\phi_1 \quad \phi = (\tan \beta)^{-0.27} (d/L_0)^{0.67} \quad (1)$$

したがって、汀線の前進と後退は次式となる。

$$\text{汀線の前進} \quad H_{1/3}/L_0 < 21.1\phi \quad \phi = (\tan \beta)^{-0.27} (d/L_0)^{0.67} \quad (2)$$

$$\text{汀線の後退} \quad H_{1/3}/L_0 > 21.1\phi \quad (3)$$

式(2)および(3)より $H_{1/3}/L_0 > 21.1\phi$ の波の海岸への入射は後退、 $H_{1/3}/L_0 < 21.1\phi$ の波が海岸へ入射したときは前進となる。

6. 結論

本研究により以下のことが明らかになった。

- (1) 一ヶ月ごとの汀線位置の変動と波高の大きさ、並びに周期の長さとの関係は明確には見いだせない。
- (2) 汀線測定日の前一ヶ月間平均の波浪と汀線の前進後退との関係は明確には見いだせない。
- (3) 2017 年における汀線測定日前二週間の平均波浪と汀線の前進後退との関係は波形勾配が大きくなるほど後退の傾向が見えたが明確に前進後退を分けられるものではなかった。
- (4) 2017 年における汀線測定日前一週間平均の波浪と汀線の前進後退(5m以上の移動距離がある場合)との関係では汀線の前進後退の境界線を引くことができる。
- (5) 2017 年以外の年における 5 m 以上の場合の地形変動と波との関係は、2017 年と傾向は一致しており、波形勾配が大きくなるほど後退の傾向となる。
- (6) 汀線の前進後退を表す境界線の傾きは 21.1 であり、前進は $H_{1/3}/L_0 < 21.1\phi$ の波の入射時に発生し、後退は $H_{1/3}/L_0 > 21.1\phi$ の波の入射時に発生する。

参考文献

- 1) 葛西美琴・久保田桃加・佐々木幹夫：三沢海岸 2018 年地形変動特性、東北地域災害科学研究 vol.55,2019,pp.115-120.
- 2) 葛西美琴・久保田桃加・佐々木幹夫：三沢海岸の長期的な汀線変化の特徴、東北地域災害科学研究 vol.552019,pp109-114
- 3) 服部邦彦・佐々木幹夫：三沢海岸地形変動に関する研究-地形変動と波浪の関係-、土木学会東北支部技術研究発表会Ⅱ-81,2010

満水になったダム湖の洪水調節能力

八戸工業大学 佐々木 幹夫, 釧路高専 加藤 雅也

1. はじめに

近年、日本各地において過去に経験したことのないような大雨が降り、大水により河川は溢れ、氾濫水による被害が出ている。洪水は河川の堤防管理よりもダム管理による対策の方がはるかに安全度は高い。しかし、近年、ダムにおいても計画を上回る出水が発生しており、緊急放流を余儀なくされているダムもいくつかある。2018年9月21日、愛媛県肘川上流の野村ダムでは異常な出水により緊急放流を行ったがこの放流で逃げ遅れにより5名の犠牲者が出ている。異常な出水に見舞われている現状を考えれば計画を上回る豪雨時のダム放流計画を持つ必要があるように見える。ダム湖は満水になっても洪水調節能力は存在しており、放流の仕方によっては大幅に放流量を少なくできる。ここに、本研究ではダム天端に越流式の異常洪水吐きゲートを有するモデルダムを設定し、満水になったダム湖の洪水調節能力を検討してみる。

2. モデルダムの設定とダム湖の水面上昇高

青森県岩木川上流西目屋村に目屋ダムがあった。1960年4月からその機能を発揮し、55年と半年の月日を頑張ったダムである。その機能は2015年9月に津軽ダムに引き継がれ、目屋ダム本体は津軽ダムのダム湖の中に水没している。この目屋ダムは幾度なく計画高水流量を越えた洪水（超過高水流量）に見舞われてきたダムであり、本研究のモデルダムとして最適と考える。表1にその緒元を示した。表中の C_q は常用洪水吐流量を大オリフェスとして求めた時の流量係数である。

表1 モデルダムの緒元（目屋ダム）

ダム基準面	非常用洪水吐底面高を0m	(EL176.0mを基準面とする)
ダム流域	171.58	km^2
ダム湖面積	2.05	km^2
ダム天端高	11.5m	(EL187.5m) (EL176.0mを基準面とする)
非常用洪水吐(ゲート)底面位置	0m	(EL176.0m)
非常用洪水吐(ゲート)の高さ	10m	(EL186.0 m)
非常用洪水吐(ゲート)の幅	7m	
常用洪水吐(ゲート)底面位置	-5.5m	(EL170.5m) (EL176.0mを基準面とする)
常用洪水吐(ゲート)の高さ	6m	
常用洪水吐(ゲート)の幅	5m	2門 (計 10m)
常用洪水吐流量	280~560	m^3/s (EL176.5 ~186.0 m) ($C_q=0.6$)

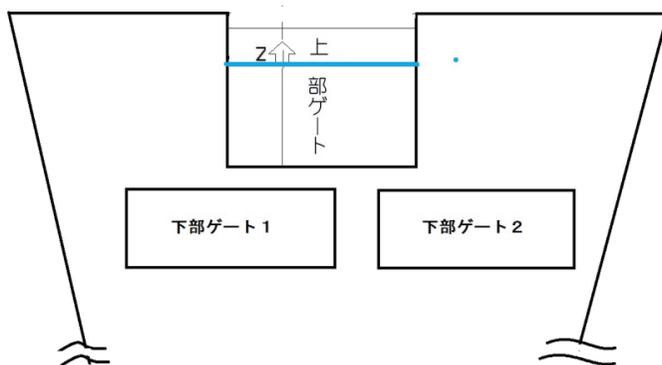


図1 モデルダム放流ゲート位置模式図

表1に示したようにここに設定したモデルダムは、ダム堤体天端より11.5m下に、非常用洪水吐（ゲート）があり、この幅は7m、高さは10m、この高さをダム湖水面が超えることのないようにダム湖水面の管理を行うものとする。すなわち、ダム堤体上端に設けられた非常用洪水吐（ゲート）上端よりもダム水面は下にくるようにダムの放流が操作されるものとする。放流は天端より17m下に常用洪水吐（ゲート）が2門も水位に応じて併用して行う。このゲートの幅はそれぞれ5m、高さは6mとなっており、このゲート2門の最大流量はダム湖面の位置により異なるが280～560m³/s程度となっている。放流は上端の非常用洪水吐からは自然越流式、これと併用して下の常用洪水吐2門からはゲート操作により行うものとする。図1に示した上部ゲートが非常用洪水吐、下部ゲートが常用洪水吐となっている。

3. 基礎方程式

満水時の水面をダム天端に設置された越流堰（非常用洪水吐）底面高にとった時、この湖面積は表1に示したように $A_s=2.05 \text{ km}^2$ となる。ダム湖面はこの堰の高さ10mより高くならないように上部ゲート1門と下部ゲート2門の洪水吐を用いて放流するものとする。越流堰（非常用洪水吐）からの自然越流式流量 Q_u および、その下に位置している常用洪水吐からの流量 Q_l は以下のようにそれぞれ式（1）および式（2）により与えられるものとする。

$$Q_u = C_q B h_c \sqrt{g h_c} = C_q B \left(\frac{2}{3} z\right) \sqrt{g \left(\frac{2}{3} z\right)} \quad (1)$$

ここに、 z :水位、 h_c :越流水深

$$Q_l = \xi^{pm} Q_{lm} \quad (2)$$

$$\xi = (z - z_s) / (H - z_s)$$

ここに、 z_s :下部ゲート操作開始高 Q_{lm} :下部ゲート最大流量

$$Q_{lm} = 300 \text{ m}^3 / \text{s} \quad (3)$$

式（１）は上部ゲート（非常用洪水吐）の自然流下越流流量であり、流量係数 C_q は 0.6 をとしている。式において、 z はダム湖の水位であり、前述のように上部ゲートの底面を 0 としている。式（２）はダム湖水位に応じたゲート開閉操作による流量としている。式（３）に示したように本研究では下部ゲートの最大流量を $300\text{m}^3/\text{s}$ としている。これは下部ゲートの操作に余裕を持たせているためである。ダム湖の水面高 z は式（４）により与えられる。すなわち、ダム湖への流入量 Q_{in} と放流量 Q_{out} の差がダム湖の水面 z を上昇させることになる。

$$A_s \frac{\partial z}{\partial t} = Q_{in} - Q_{out} \quad (4)$$

ここに、

$$Q_{out} = Q_u + Q_l \quad (5)$$

式（４）の水面高 z は越流堰底面からの高さであり、 $z = 0$ はダムが満水になった時の水面高となる（本研究の定義）、 t は時間である。ダム湖への流入量はこれまでの目屋ダムの実績値を用いることにする。ダム湖が満水になり、水面上昇が上部ゲート高 $H = 10\text{m}$ 以内に収まるように計算を行うものとする。図 2 に式（４）に用いている記号を示した。

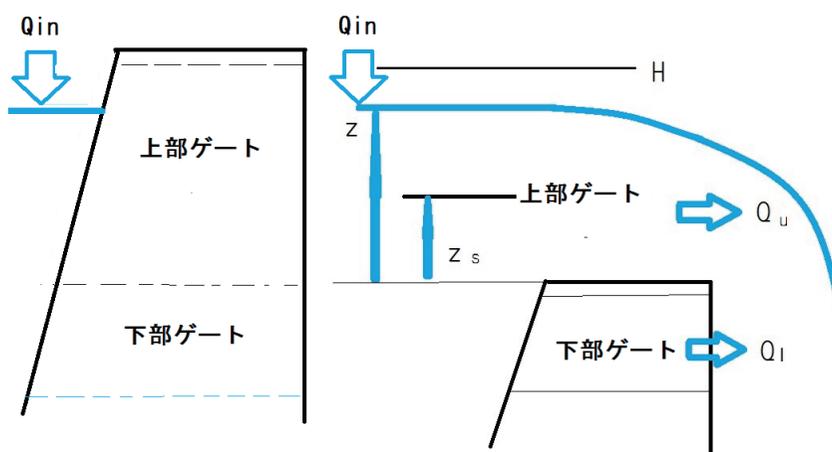


図 2 ダム湖の水位、流入量 および放流量

現在の現象が次のダム湖の水位を決めているので式（４）は次式（６）のように前進差分により表せ、次の水位 z が求められる。

$$A_s \frac{z_{t+1} - z_t}{\Delta t} = Q_{in,t} - Q_{out,t} \quad \therefore z_{t+1} = z_t + \Delta t (Q_{in,t} - Q_{out,t}) / A_s \quad (6)$$

4. 満水になったダム湖の洪水調節能力

目屋ダムの計画高水流量は $500 \text{ m}^3/\text{s}$ であるが 1997 年 5 月にはこの 2 倍に相当する 1037.2

m^3/s の洪水流量がダムに流入している。図3にこの1997年5月洪水時の放流量 Q_{out} を示した。この放流量は式(6)により求まっている。差分近似は時間ステップを1秒から3600秒まで変化させて精度を調べてみた。結果、60秒までは差が1%未満であり、600秒まで広げると最大で3%未満の差となる。時間ステップを $\Delta t = 600\text{s}$ としても有意な放流量が求まる。

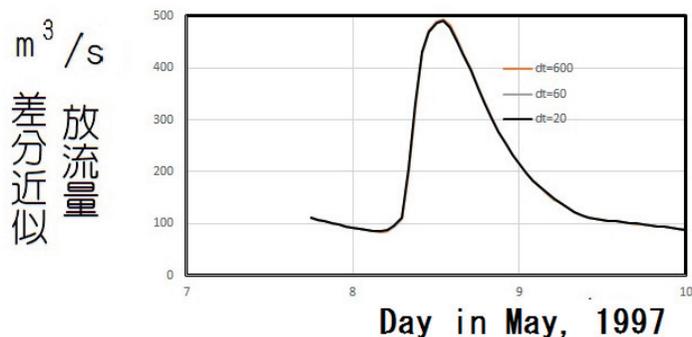


図3 差分近似時間ステップと解の精度

図3は $\Delta t = 20, 60, 600\text{s}$ の計算値を示しており、 $\Delta t = 600\text{s}$ でも $\Delta t = 20, 60\text{s}$ の計算値に重なっており、計算値としては十分といえるようである。流量が大きく変化するところでは差異が認められるが最大値 $332 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して $324 \text{ m}^3/\text{s}$ と3%未満の差となっている。

図4に1972年7月洪水における放流量の計算結果を示した。図の縦軸は超過流量比で示している。ここに、超過流量比はダムへの計画高水流量 $500 \text{ m}^3/\text{s}$ に対する割合であり、図より、このときダムには計画の約2倍の超過流量が流入している。記録によると $1044 \text{ m}^3/\text{s}$ に達している。ゲート操作により放流しているが放流量は $913 \text{ m}^3/\text{s}$ と流入量より約 $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 少ない放流量となっている。これに対して本研究で示した理論による放流は流入量より約 $500 \text{ m}^3/\text{s}$ 少ない $520 \text{ m}^3/\text{s}$ となっている。満水になったダム湖の洪水調節能力は明らかである。

図4に示した放流量の計算において、下部ゲート（常用洪水吐）操作開始高 z_s を $z_s = 0.5\text{m}$ としている。これは、下部ゲートの高さが 6m あり、このため下部ゲートの上端位置が 0.5m の高さにあることより設定している。また、式(2)に示した放流関数指数 pn は $pn=0.25$ としている。放流関数は流入量、下部ゲートの最大流量、下部ゲート操作開始高により放流量を最小にするタイプがあるように見える。本研究では式(8)の3種類により検討している。

$$Q_l = \phi(\xi) Q_{lm} \quad \text{ここに} \quad \xi = (z - z_s) / (H - z_s) \quad (7)$$

z_s : 下部ゲート操作開始高 Q_{lm} : 下部ゲート最大流量

$$\begin{cases} \phi(\xi) = \xi \\ \phi(\xi) = \xi^{0.5} \\ \phi(\xi) = \xi^{0.25} \end{cases} \quad (8)$$

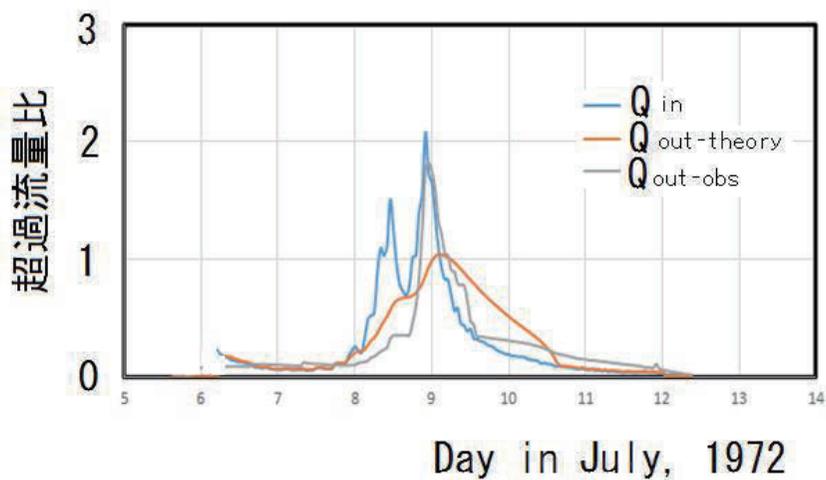


図4 満水になったダム湖の洪水調節能力（1972年7月洪水）。下部ゲート開始高 $z_s = 0.5$ m、放流関数指数 $pn=0.25$ 。超過流量比=流量/計画高水流量 $500\text{m}^3/\text{s}$ 。

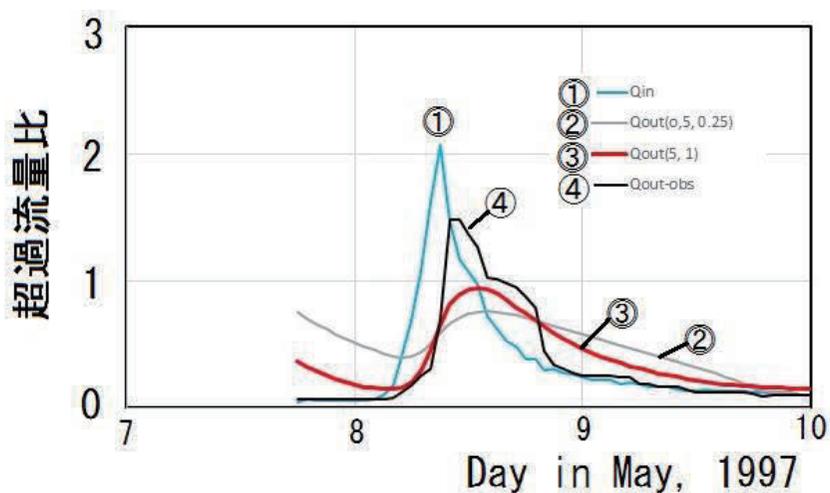


図5 満水になったダム湖の洪水調節能力（1972年5月）。①流入量、②放流量、 $z_s = 0.5\text{m}$ 、 $pn=0.25$ 、③放流量 $z_s=5\text{m}$ 、 $pn=1$ 、④放流量（実績）

図5に1997年5月洪水の放流量計算結果を示した。図4と同様に、図の縦軸は超過流量比となっている。図より、このときもダムには計画高水流量の約2倍の超過流量が流入している。記録によると計画高水量 $500 \text{ m}^3/\text{s}$ を大幅に超え $1037 \text{ m}^3/\text{s}$ に達している。ゲート操作により放流しているが最大放流量は $685 \text{ m}^3/\text{s}$ と3時間遅れで流入量より約 $350 \text{ m}^3/\text{s}$ 少ない放流量となっている。これに対して本研究で示した理論による放流は流入量より約 $660 \text{ m}^3/\text{s}$ 少ない $380 \text{ m}^3/\text{s}$ となっている。これは図の②で示した放流量であり、ゲート操作開始水位が $z_s = 0.5\text{m}$ 、放流関数指数が $pn=0.25$ の場合である。図中③の放流量はゲート操作開始水位が $z_s = 5\text{m}$ 、放流関数指数が $pn=1$ の場合であり、流入量が予測できればこのようなゲート操作も可能となる。ゲート操作開始水面位置を5mにしたのは放流実績では6mになってからゲート操作を開始していることより設定している。図は満水になったダム湖でも洪水調節能力があることを示している。

流入量がわかっている場合には式(8)に示した関数のどれが最適なのか調べることはできる。しかし、どのような流入波形になるのか不明な場合には試行錯誤は不可能である。どの流入パターンにも適用可能な放流関数は式(8)の第3式である。式(8)の第1式の放流関数はダム湖への流入が比較的穏やかな超過洪水に対して有効であり、第3式は流入が激しい場合に対応する放流関数であり、第2式はその中間の超過洪水に対応する放流関数となっている。最適な放流関数については今後の研究に期待したい。

5. むすび

ダムの洪水調節の評価は流入してくる水量を貯留し、如何に下流に対して流量の低減を図ったか、放流量低減により下流河川水位上昇を如何に防いだか、によって行われている。近年、計画高水流量を超えた洪水が頻繁に発生し、ダムの緊急放流や河川の氾濫が起きている。これにより逃げ遅れによる死亡事故が発生するようになっており、このような悲劇を解消するためには逃げ遅れをなくすソフト対策も重要であるが本研究では超過洪水に対して満水になったダム湖の洪水調節能力を明らかにすることも重要ではないかとの考えに立ち、満水になってからのダム湖の洪水調節能力について理論的な考察を行ってみた。流入してくる水量をダム湖に貯留し下流への放流量を可能な限り低減するのが本来のダムの役割であるが超過洪水があればダムは満杯になり、貯留による流量低減は期待できない。しかし、満杯になったダム湖は湖面が広く、流入量に対して水位上昇は鈍感になり、この機能を利用すると流量の低減を図ることが可能となる。本研究で示した理論はここに着目したものである。本研究により以下のことが明らかとなった。

- (1) ダム湖の連続の式は前進差分により近似できる。これは現在の流入量、放流量が次のダム湖の水位を決めている現象に対応している。
- (2) 差分近似は時間ステップが600秒(10分)でも誤差が3%未満で解を求めることができる。
- (3) モデルダムの設定により超過洪水比200%の洪水に対しても流入の5割以下の放流量で流量低減を図ることができ、これを明らかにした。満水になったダム湖でも洪水調節能力は存在する。

火山性深部低周波地震に見られる特徴的地震波形：

数値モデリングに基づく生成機構の検討*

弘前大学大学院理工学研究科 春山太一・小菅正裕・前田拓人

1. はじめに

地震の中には、その波形の卓越周波数が地震の規模から期待される周波数に比して顕著に低いものがある。それらは低周波地震と呼ばれ通常の地震から区別されている。低周波地震の発生場所は、(1) 火山近傍浅部、(2) 火山近傍の下部地殻から最上部マントルまでの深部、(3) 火山からやや離れた深部、(4) 西南日本プレート境界の深さ 30 km 前後である。本論文では、(2) の地震を火山性深部低周波地震と呼ぶことにする。火山性深部低周波は脆性-塑性境界よりも深部で発生することから、断層運動とは異なるメカニズムで発生すると考えられている。そのメカニズムとして、火山性流体が励起過程に関与していることが示唆されている（例えば、Ukawa and Ohtake., 1987; Hasegawa et al., 2005）。実際に、箱根火山の水蒸気爆発や霧島火山の噴火の前に火山性深部低周波地震が活発化したことが報告されている（Yukutake et al., 2019; Kurihara et al., 2019）ことから、火山性深部低周波地震の生成メカニズムを明らかにすることは、火山活動の把握や火山性流体の特性の解明においても重要である。

しかし、火山性深部低周波地震は、同じ地域でも地震ごとに波形が異なる場合が多く、多様な波形を统一的に説明できる発生メカニズムはいまだ明らかになっていない。メカニズム解明を目指したモーメントテンソル解析（例えば、Oikawa et al., 2019）では初動部分の波形を説明することを試みているが、火山性深部低周波地震の波形において特徴的な、長い振動継続時間は十分に説明することができない。継続時間が長い波形の中には、図 1 のように、特定の周波数が卓越する特異な波形を示すものがある。このような波形は波動の共鳴として数値モデリングが可能と考えられる。そこで、本研究では地震波動伝播シミュレーションによって波形を計算し、火山性深部低周波地震の特徴的な波形をもたらす構造と力源を明らかにすることを目的とする。

2. 火山性深部低周波地震の特徴的な地震波形の性質

小菅・春山（2018）は特異な波形をもつ地震の空間分布を調べ、北海道の雌阿寒岳や福島の吾妻山、栃木県の高原山などで発生していることを確認した。代表例として、山形県肘折で観測された波形とスペクトル、および振動極性の時間別空間分布を図 1 に示す。地震波形は継続時間が長く紡錘型である。スペクトルには最も卓越したピークの他にも間欠的なピークが見られ、倍音が現れているものと考えられる。振動極性は主に一方向の振動が卓越し、時間変化は顕著でなかった。上記の地域でも同様な特徴が確認できた。本研究では以上の特徴、すなわち、

*Seismic waveform modeling of deep low-frequency earthquake in volcanic regions by Taichi Haruyama et al.

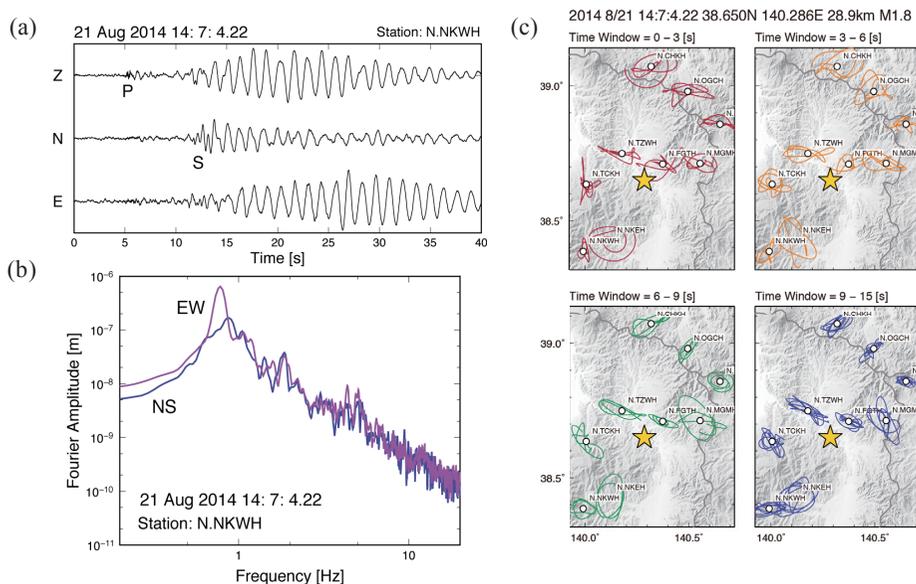


図 1. 2014 年 8 月 21 日に山形県肘折で発生した火山性深部低周波地震。(a) に 3 成分波形 (Z は上下動成分, N は南北動成分, E は東西成分) を示す。(b) は横軸に周波数, 縦軸に速度振幅スペクトルを示す。青色で南北成分, 紫色で東西成分を示す。(c) に振動極性の時間別空間を示す。それぞれ S 波の到達時刻からの時間を表し, 赤線は 0-3 s, 黄線は 3-6 s, 緑線は 6-9 s, 青線は 9-15 s の時間範囲を示す。

低周波で継続時間が長く概形が紡錘型を示すこと, スペクトルに倍音が現れること, 及び振動極性が一方向に卓越することを説明できるような震源の力学的特性および地下構造の推定を試みた。

3. 波動伝播シミュレーションの概要

本研究では, 共鳴体として震源の周辺に地震波低速度領域を置き, 力源, 震源位置, 低速度領域のパラメータを変えて地震波形を計算した (図 2)。計算には, 3 次元波動伝播シミュレーションコード OpenSWPC (Maeda et al., 2017) を用いた。力源は, 鉛直方向または水平方向を向くシングルフォース, 断層面が水平または鉛直方向のダブルカップルの 4 種類を用いた。低速度領域は柔らかい弾性体を想定し, P 波, S 波速度を $V_p=1.5$ km/s, $V_s=1.0$ km/s とした。低速度領域以外の地震波速度は JMA2001 (上野・他, 2002) を用いた。低速度領域の位置は深さ 30 km に固定し, 形状は円柱, クラック状, 球形, 箱型の 4 種類を用いた。力源の震源時間関数はベル型の形状を持つ 1 サイクルの Küpper wavelet (Maeda et al., 2017) とした。差分法の計算では, 面積 41.4 km², 深さ 35 km の領域を 0.05 km 間隔のグリッドで離散化した。時間ステップは 0.003 s 間隔として 24 s 間の地震波計を計算した。観測点は地表に水平 5 km 間隔で置いた。得られた地震波形をもとに, 地震波形, スペクトル, 振動極性などの特徴を観測した。

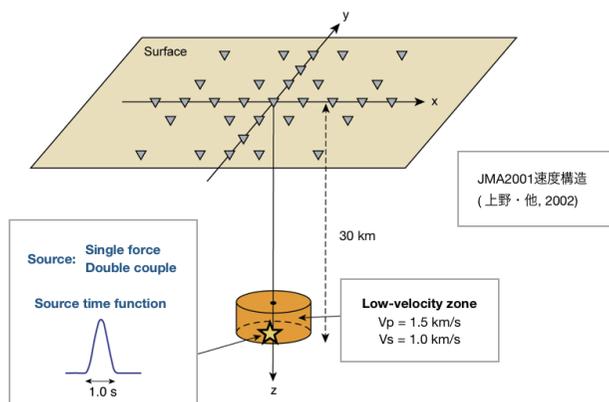


図 2. 波動伝播シミュレーションに用いたモデルの概念図。逆三角形が観測点，星印が震源，橙色の円柱が低速度領域を表している。

4. 波動伝播シミュレーション結果

(1) 低速度領域と力源位置

低速度領域の有無による波形と地震波動場のスナップショットの比較を図 3 に示した。力源は水平方向のシングルフォースとし、箱型の低速度領域の中心に与えた。低速度領域が無い場合の波形はパルス波となるのに対し、力源が低速度領域の中にある場合は、低速度領域内で振動が共鳴し、継続時間の長い波形が観測された。ただし、低速度領域の大きさは一辺 200 m 以上が必要である。また、力源が低速度領域から離れるに伴い、S 波の振幅および継続時間が減少した。これらの結果は、力源の種類および低速度領域の形状には依存しない。以上のことから、観測された火山性深部低周波地震の長い継続時間を再現するためには、ある一定以上の大きさを持つ低速度領域内に力源が位置する必要があることがわかった。しかし、力源パルス一つ与えた場合では、S 波の初動部分で最大の振幅となり、観測された紡錘型の波形は再現できなかった。

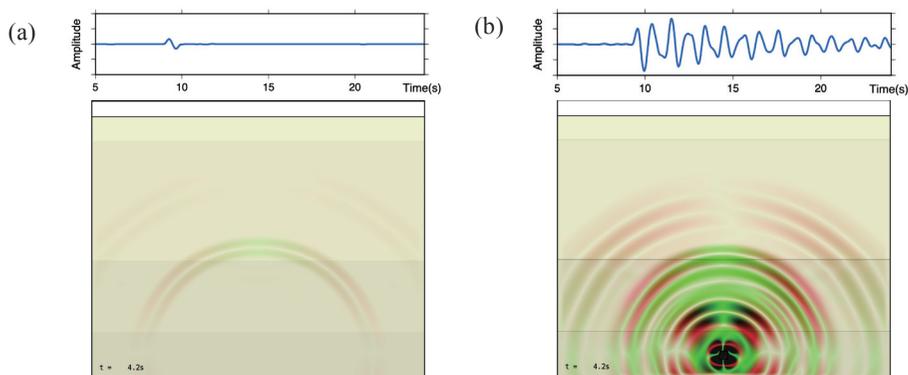


図 3. 低速度領域を与えない場合(a)と与えた場合(b)の波形とスナップショット。力源は震源時間関数 1.0 s のシングルフォースで、深さ 30 km において鉛直断面に平行に水平方向に作用させた。上段は断面に平行な成分の波形で、下段は破壊開始から 4.2 s 後のスナップショットを示す。赤色は上下動成分、緑色は水平動成分をそれぞれ表す。

(2) 複数パルス力源

そこで、複数の力源パルスについて検討した。力源は同じ場所で4回繰り返すものとし、そのパルスの時間間隔を0.1–1.5 sまでの範囲で等間隔に与えた。その結果、力源位置に前のパルスによる波動が戻ってくるタイミングで次のパルスが作用したとき、振幅が増幅し、紡錘型の波形が再現できることがわかった。例として、複数パルスを与えたときの波形を図4に、スナップショットを図5に示す。この場合の力源は水平方向のシングルフォースで、体積1 km³の箱形の低速度領域内の中心に与えた。このとき、力源位置に前のパルスが戻ってくる時間は1 s後であるため、パルス時間間隔を1 sで与えた場合には低速度領域内で基本モードが卓越し、紡錘型の波形が再現できた。一方、パルス時間間隔を0.7 sで与えた場合は、低速度領域内で高次モードが卓越し、紡錘型の波形が再現できなかった。同様なことはすべての力源のタイプで確認できた。なお、最大振幅の出現時刻は与えるパルスの個数により変化した。以上のことから、紡錘型の波形は、力源パルスの時間間隔と低速度領域の大きさが特別な条件を満たす場合に出現するということが言える。多くの場合にはこのような条件が満たされないために、多様な波形が出現することが考えられる。

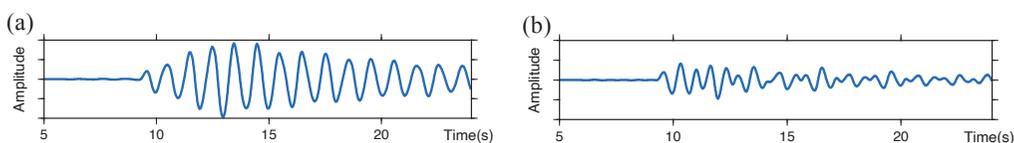


図4. 力源パルスの時間間隔が(a)1.0 s と(b)0.7 s の時の水平成分の波形。

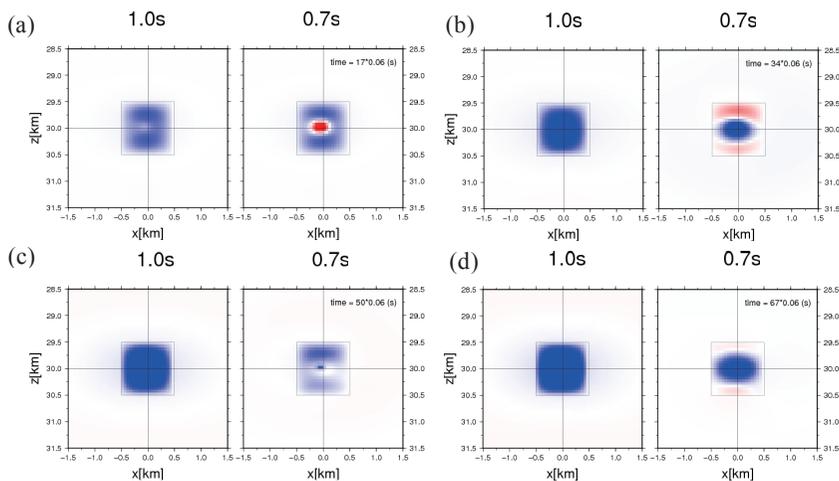


図5. 鉛直断面における振幅分布。破壊開始から(a)約1 s後、(b)約2 s後、(c)3 s後、(d)約4 s後のスナップショットをそれぞれ示す。(a)–(d)それぞれの左側はパルス時間間隔が1.0 s、右側は0.7 sの場合を示す。赤色は水平方向の振幅が正、青色は負であることを表す。

(3) スペクトル

紡錘型の波形が再現できた場合と、再現できなかった場合のスペクトルを図6に示す。紡錘型が再現できたスペクトルは、卓越するピークと倍音を示す間欠的なピークが現れ、観測スペクトルと調和的である。一方、紡錘型が再現できなかったスペクトルでは、ピークの卓越と倍音の出現は明瞭ではなかった。

(4) 振動極性

紡錘型の波形が再現できた場合の振動極性を図7に示す。力源はシングルフォースとダブルカップルで、力または断層の向きを変えた場合も示している。シングルフォースの振動極性は、水平方向の力源では与えた方向と平行な振動、鉛直方向の力源の場合はラディアル成分が卓越した。ダブルカップルでの振動極性は、水平断層ではずれの方向と平行な振動が卓越し、鉛直な横ずれ断層では、節面上の観測点ではトランスバース成分が、P軸およびT軸方向の観測点ではラディアル成分が卓越した。

観測波形の振動極性は、一方向の振動が卓越し、時間変化は顕著ではない(図1)。この特徴は、シミュレーションにおいては、水平方向のシングルフォースを与えた場合と水平な断層を与えた場合に近いが、観測極性はより複雑である。それは共鳴体の形状が本研究で仮定したものよりも複雑であることに起因する可能性がある。

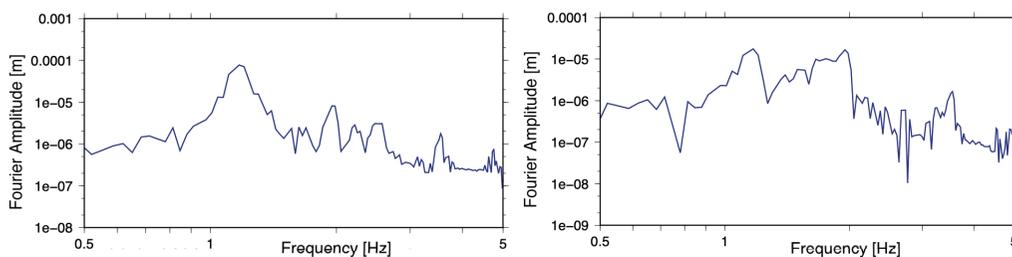


図6. 力源パルスの時間間隔が(a)1.0 s と(b)0.7 s の時のスペクトル。

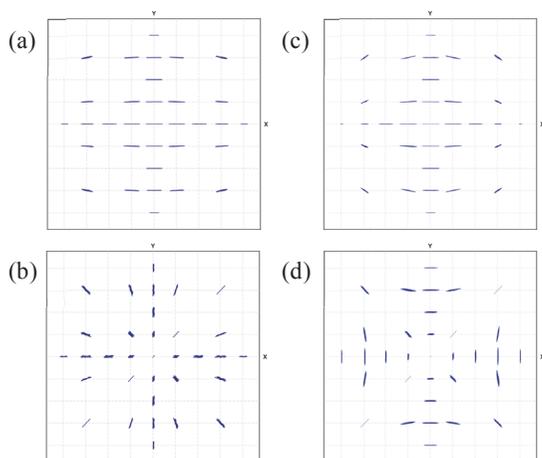


図7. 複数のパルスを与えた場合の地表面における振動極性分布。(a)水平方向のシングルフォースの場合、(b)鉛直方向のシングルフォースの場合、(c)水平方向の断層の場合、(d)鉛直な横ずれ断層の場合。

5. まとめ

本研究では、地震波動伝播シミュレーションによって波形を計算し、特定の周波数が卓越して振動継続時間が長いという特徴的な火山性深部低周波地震の波形を再現できるような構造と力源について検討した。紡錘型の波形は、低速度領域内で複数のパルスが特定の時間間隔で作用し、共鳴が重なり合う特別な場合に出現することがわかった。多くの場合にはこのような条件が満たされないため多様な波形が出現すると考えられる。紡錘形の計算波形のスペクトルには倍音が現れ、観測スペクトルと調和的である。振動極性は、水平方向の力または断層を与えた場合は観測結果と調和的であるが、観測結果はより複雑で、共鳴体の形状や力源は仮定したものよりも複雑である可能性がある。今後は、本研究で仮定した低速度領域や力源が現実にはどのようなものであるかを検討することで、火山性深部低周波地震の発生メカニズムの解明に迫ることができると期待される。

謝辞：本研究には、東京大学地震研究所のEIC計算システム、及び防災科学技術研究所高感度地震観測網で収録された地震波形データを利用しました。記して謝意を表します。

参考文献

- Hasegawa, A., J. Nakajima., N. Umino, and S. Miura, 2005, Deep structure of the northeastern Japan arc and its implications for crustal deformation and shallow seismic activity, *Tectonophysics*, 403, 59-75, doi: 10.1016/j.tecto.2005.03.018.
- 小菅正裕・春山太一, 2018, 長いコーダ波を持つ深部低周波地震, 日本火山学会 2018 年度秋季大会, A2-03, doi: 10.18940/vsj.2018.0_17.
- Kurihara, R., K. Obara, A. Takeo, and Y. Tanaka, 2019, Deep low-frequency earthquakes associated with the eruptions of Shinmoedake in Kirishima volcanoes, *Journal of Geophysical Research*, doi: 10.1029/2019JB018032.
- Maeda, T., S. Takemura, and T. Furumura, 2017, OpenSWPC: an open-source integrated parallel simulation code for modeling seismic wave propagation in 3D heterogeneous viscoelastic media, *Earth Planets Space*, 69:102, doi: 10.1186/s40623-017-0687-2.
- Oikawa, G., N. Aso, and J. Nakajima, 2019, Focal mechanisms of deep low-frequency earthquakes beneath Zao volcano, northeast Japan, and relationship to the 2011 Tohoku Earthquake, *Geophysical Research Letters*, 46(13), 7361-7370, doi: 10.1029/2019GL082577.
- 上野 寛・畠山信一・明田川 保・舟崎 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*, 65, 123-134.
- Ukawa, M. and M. Ohtake, 1987, A monochromatic earthquake suggesting deep-seated magmatic activity beneath the Izu-Ooshima Volcano, Japan, *Journal of Geophysical Research*, 92(B12), 12649-12663, doi:10.1029/JB092iB12p12649.
- Yukutake, Y., Y. Abe, and R. Doke, 2019, Deep low-frequency earthquakes beneath the Hakone volcano, central Japan, and their relation to volcanic activity, *Geophysical Research Letters*, 46(20), 11035-11043, doi: 10.1029/2019GL084357.

カルデラ火山の外輪山における大規模地すべりの発生年代

吉田怜奈・宿田涼介・五十嵐広大・梅田浩司*

1. はじめに

東北地方の脊梁山地には中新世後期から第四紀に形成されたカルデラ火山が多く分布する。これらの多くはカルデラ壁を滑落崖とし、カルデラ内部に向かって移動した地すべり地形がカルデラ縁に沿って環状に配列するといった特徴を有する。カルデラ内部の地すべりに限らず現在活動している斜面変動は、比較的規模の大きい初生地すべりの再活動と考えられている。そのため、過去の地すべりの発生した時期・規模や現在までの活動史を明らかにすることは、将来の土砂災害の予測に有効である。地すべりの冠頭部の引張場に形成される凹地には周辺から運搬された砂、泥などが堆積するが、その過程で樹木や植物片、腐植土などの有機物のほかテフラなどが取り込まれることがある。このような停滞水域で採取した年代既知のテフラの対比と層序関係に基づく編年などの方法を用いることによって、地すべりの発生時期や活動時期の推定が行われている（例えば、渡部・八木, 2003）。本研究では、カルデラ火山で発生する土砂災害の予測に関する基礎研究の一環として、第四紀の十和田カルデラおよび碓ヶ関カルデラに形成された大規模地すべり地形の形成年代を明らかにするため、地すべりの移動土塊を覆う堆積物について、テフロクロノロジーと¹⁴C年代測定に基づく編年を行なった。

2. カルデラ火山の地すべり地形

東北北部の八甲田・十和田火山地域（梅田ほか, 1999）には、湯ノ沢、碓ヶ関、沖浦、八甲田、十和田の5つのカルデラが認められている（村岡・長谷, 1990）。このうち、碓ヶ関カルデラは2.6～2.3Maに形成されたクレーターレーク型カルデラで、4.2～3.6Maに形成された湯ノ沢カルデラとともに二重カルデラをなす（長森ほか, 2013）。大規模地すべり地形は碓ヶ関カルデラのカルデラ縁の内側に分布し、幅ないし奥行が1km以上の地すべり地形が8ヶ所認められる。このうち、長峰地すべりは最大で60mの滑落崖を有し、移動体の大きさも幅2km、奥行1.6kmに及ぶ（図-1）。また、中央部にはより新しい移動体が存在する。長峰地すべりはカルデラ内部の湖成堆積物の碓ヶ関層であり、シルト岩、砂岩、礫岩からなる。これは大八木（2003）のカルデラ火山解体期の湖成堆積物削剥ステージに相当する。

一方、十和田カルデラは、奥瀬、大不動、雲井、八戸火砕流堆積物の噴出に伴い61～15.5ka（工藤ほか, 2019）に形成された比較的新しい陥没カルデラである。カルデラ内部にはカルデラ縁の後退によって形成された幅約500m、奥行約1km程度の円弧状の地すべり地形が多数存在する。このうち、カルデラの南西縁には最大で80mの滑落崖を有し、幅3.5km、奥行6kmに及ぶ地すべり地形が認められる。今回、大川岱地すべりと命名する（図-1）。この地すべりは大八木（2003）のカルデラ火山解体期の後カルデラ火山体削剥ステージに相当する。

*Large scale landslides on the rim of the volcanic caldera by Reina Yoshida, Ryosuke Syukuda, Kodai Igarasi, Koji Umeda

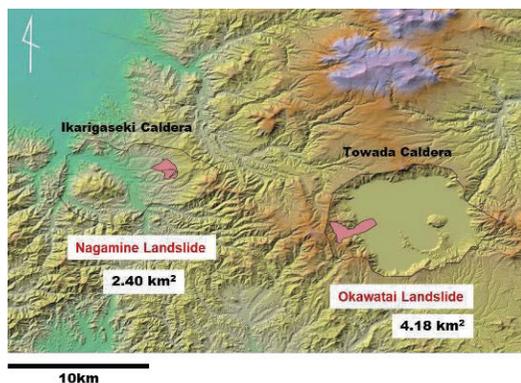


図-1 長峰地すべりと大川岱地すべり

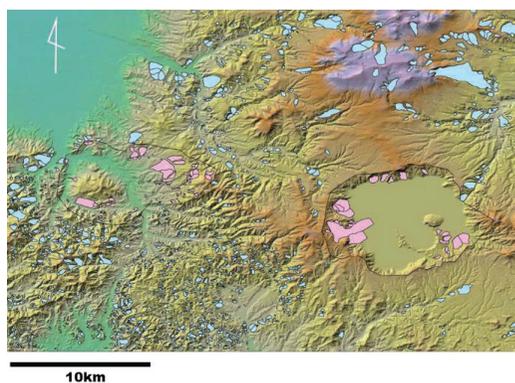


図-2 八甲田-十和田火山地域の地すべり地形の分布

3. GISによる地すべり地形解析

八甲田・十和田火山地域の地すべりについては、地理情報システム（GIS）を用いてカルデラ内とそれ以外の地すべり地形の特徴について検討を行なった。解析にあたっては ESRI 社の ArcGIS10.6 を用いて、国土地理院の 10m メッシュ数値標高モデル（DEM）をラスタデータに変換し、標高データとして使用した。また、地すべり地形分布は、防災科学技術研究所が判読した地すべり地形のベクターデータを使用した。図-2 は今回の解析の対象とした地すべりを示したものである。図-3 はカルデラ内地すべりにおける移動体の面積と火山地域の地すべり全体における移動体の面積を比較したものである。移動体の面積は、カルデラ内は平均で 0.149km^2 、地すべり全体では 0.064km^2 であり、カルデラ内で発生する地すべりの方が、約 2 倍規模が大きい。図-4 は地すべり移動体の傾斜の特徴を示した相対度数のヒストグラムである。八甲田・十和田火山地域の地すべり地形の傾斜は $10\sim 20^\circ$ にピークが認められるが、カルデラ内については $5\sim 10^\circ$ の傾斜にピークを有する。以上のことから、カルデラ内に認められる地すべり地形はそれ以外の地域に比べて規模が大きく、傾斜が緩いことを特徴とする。

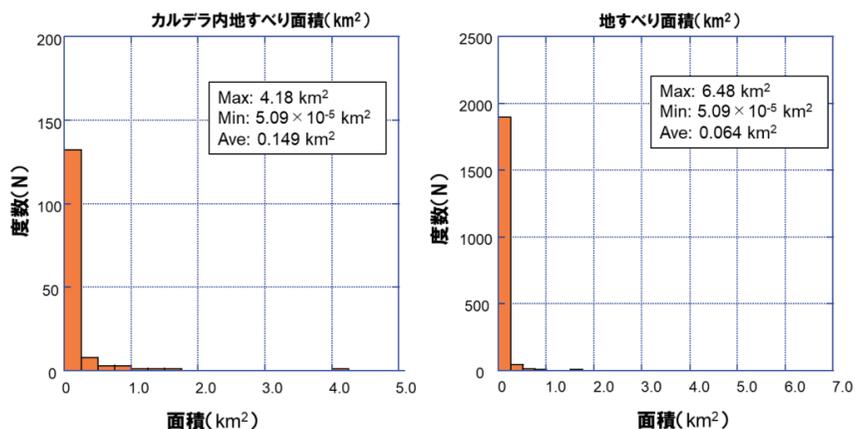


図-3 地すべり移動体の面積ヒストグラム

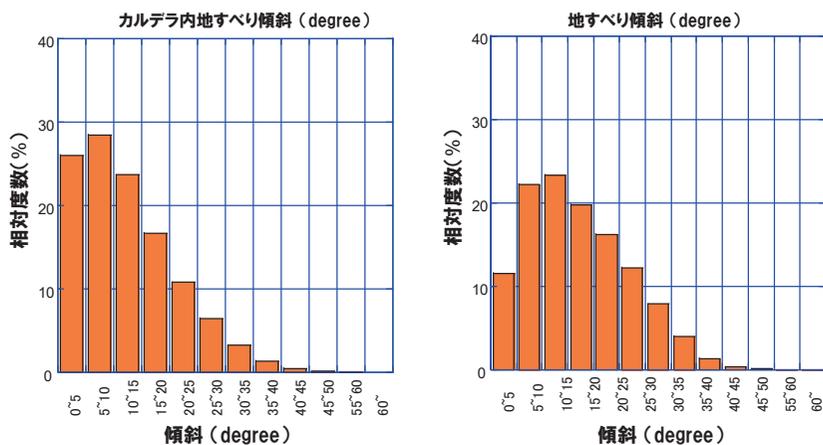


図-4 地すべり移動体の傾斜ヒストグラム

4. 調査地域・方法

今回、十和田カルデラの大川岱地すべり、碓ヶ関カルデラの長峰地すべりを事例に、これらの地すべり地形の形成年代の推定を試みた。現地において地すべり移動体を覆う堆積物からハンドオーガーを用いてコア試料を採取し、肉眼によって層相観察・記載を行なった上で、テフラ層と考えられる層準については、顕微鏡観察および火山ガラスの EPMA 分析を行った。さらに、EPMA 分析による主成分化学組成に基づき年代既知のテフラとの対比を行なうとともに、コアに含まれる植物片については Beta Analytic 社において放射性炭素年代測定を実施した。



図-5 大川岱地すべりの試料採取地点



図-6 長峰地すべりの試料採取地点

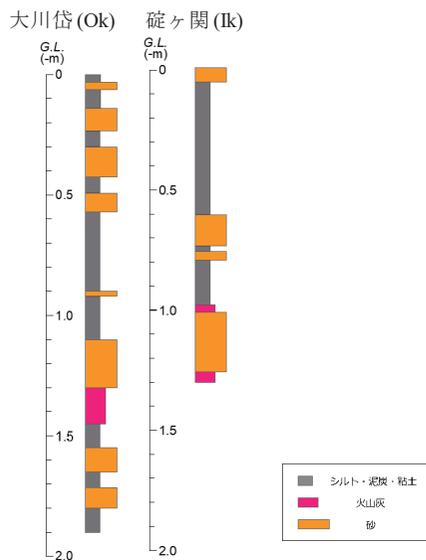


図-7 コア試料の柱状図

大川岱地すべりでは、地すべり移動体の内部に生じた二次滑落崖下の凹地の堆積物を採取し（図-5）、長峰地すべりでは、移動体内に生じた比較的新しい滑落崖と小さい尾根の間の凹地で採取した（図-6）。また、図-7にはそれぞれの地域で採取したコアの柱状図を示す。

5. 年代既知のテフラとの対比

図-7 に示したように、大川岱地すべりでは深度 136cm 付近に、長峰地すべりでは深度 99cm および 128cm 付近にテフラ含む層準を識別した。3 つの層準（Ok-136, Ik-99, Ik-128）に含まれる火山ガラスについては、電子プローブマイクロアナライザ（EPMA）を用いて火山ガラスの主成分 9 元素（Si, Ti, Al, Fe, Mn, Mg, Ca, Na 及び K, ただし Fe は 2 価とする）について定量を行った。EPMA は日本電子製の JXA-8800RL（波長分散型、4 チャンネル）を用い、測定条件は加速電圧 15 kV、照射電流 6.00×10^{-9} A、ビーム径 10 μ m とした。これによると Ik-99 と Ok-136 の火山ガラスは K_2O が 1.22~1.69 wt.%, TiO_2 が 0.23~0.41wt.% の範囲であり、青木・町田（2006）による十和田火山を給源とし、西暦 915 に降灰した十和田 a テフラに対比される（図-8）。また、Ik-128 については K_2O が 1.20~1.39wt.%, TiO_2 が 0.32~0.49wt.% の範囲であり、十和田火山を給源とし、約 6200 年前に降灰した十和田中掬テフラ（井上, 2011）に対比できる（図-9）。

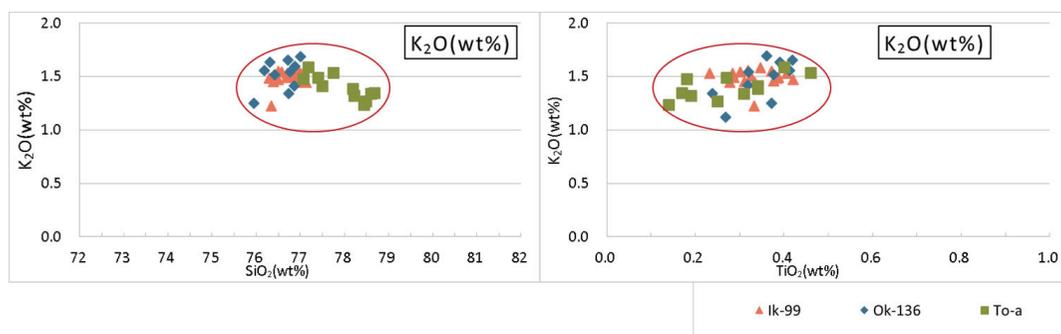


図-8 Ik-99, Ok-136 および十和田 a のハーカー図

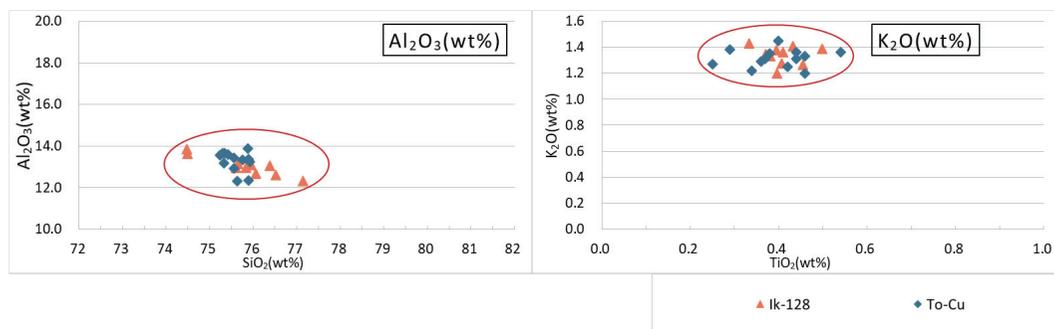


図-9 Ik-128 および十和田中掬のハーカー図

6. 放射性炭素年代測定

堆積物の年代を決定するために、大川岱 (Ok) コアの深度 82cm および碓ヶ関 (Ik) コアの深度 80cm に認められた植物片について ^{14}C 年代測定を行った。年代測定結果については、OxCal 4.2 を用いて暦年代較正を実施した。なお、較正のためのデータセットは IntCal 13 を使用した。その結果、大川岱のコアの深度 0.82m の植物片は 820 ± 30 yr. BP、長峰のコアの深度 0.80m の植物片は 520 ± 30 yr. BP であり、これを暦年代較正すると西暦 1165~1265 年 (2σ) および西暦 1324~1443 年 (2σ) となった (図-10, 11)。

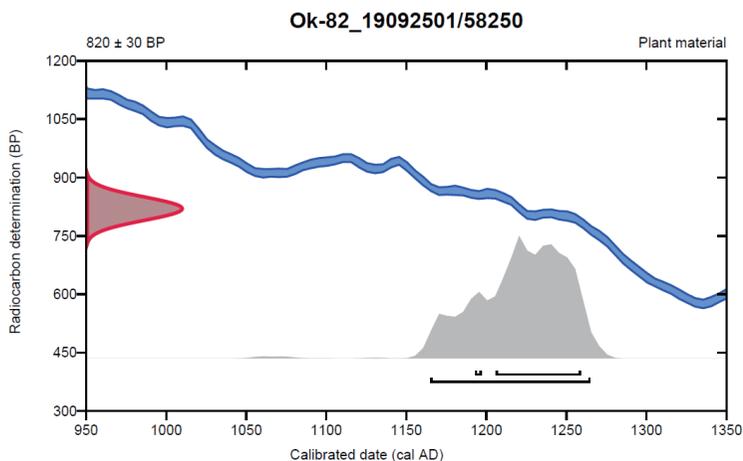


図-10 Ok-82 の植物片の ^{14}C 年代および暦年代較正結果

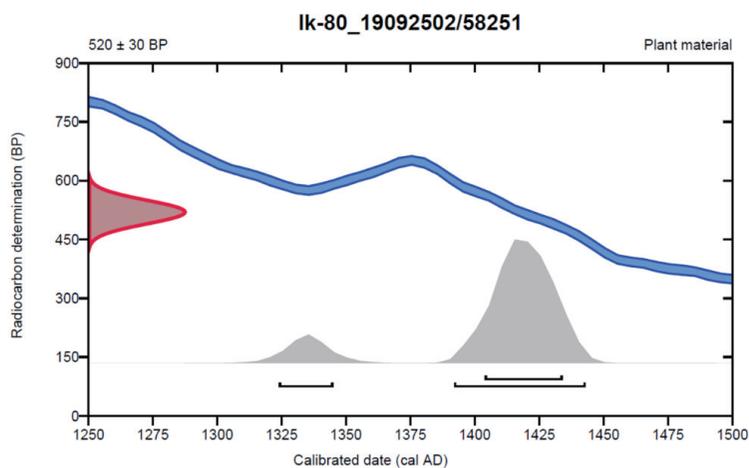


図-11 Ik-80 の植物片の ^{14}C 年代および暦年代較正結果

7. まとめ

大川岱地すべりを覆う堆積物の深度 136cm のコア試料(Ok-136)および長峰地すべりの深度 99cm のコア試料(Ik-99)に含まれる火山ガラスは、主成分化学組成の特徴から西暦 915 年に降灰した十和田 a テフラに対比できた。また、Ok-136 および Ik-99 の上位に含まれる植物片の ^{14}C 年代は、それぞれ西暦 1165 年, 1324 年以降の年代を示すことから、年代層序には矛盾がないと言える。一方、十和田中撤テフラに対比された Ik-128 テフラについては、コア深度から推定できる堆積速度からはテフラの降灰年代(約 6200 年前)を示すものとは考え難い。そのため、Ik-128 は十和田中撤テフラの純層ではなく、現時点では再堆積したものと考えられる。以上のことから、十和田カルデラ大川岱地すべり地形および碓ヶ関カルデラ長峰地すべり地形は、それぞれ現在より 1000 年前より古い時代に形成したものと推定できる。

謝辞

弘前大学大学院理工学研究科の近藤美左紀氏には EPMA 分析について協力いただいた。ここに記して関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 青木かおり・町田 洋：日本に分布する第四紀後期広域テフラの主元素組成— $\text{K}_2\text{O}-\text{TiO}_2$ 図によるテフラの識別, 地質調査研究報告, 57, pp.239-258, 2006.
- 2) 工藤 崇・内野隆之・濱崎聡志：十和田湖地域の地質. 地域地質研究報告 (5 万分の 1 地質図幅), 産総研地質調査総合センター, 192p, 2019.
- 3) 村岡洋文・長谷紘和：黒石地域の地質. 地域地質研究報告 (5 万分の 1 地質図幅), 地質調査所, 124p, 1990
- 4) 長森英明・宝田晋治・吾妻 崇：青森西部地域の地質. 地域地質研究報告 (5 万分の 1 地質図幅), 産総研地質調査総合センター, 67p, 2013.
- 5) 大八木規夫：カルデラ火山の解体過程における地すべりの発生—東北地方におけるその全体像—, 日本地すべり学会誌, 40, 10-21, 2003.
- 6) 梅田浩司・林信太郎・伴 雅雄・佐々木実・大場 司・赤石和幸：東北日本, 火山フロント付近の 2.0Ma 以降の火山活動とテクトニクスの推移, 火山, 44, 233-249, 1999.
- 7) 渡部寿郎・八木浩司：白神山地東部・湯ノ沢川上流域におけるテフロクロノロジーからみた最終氷期以降の地すべり地形発達, 季刊地理学, 55, 122-131, 2003.

2019年山形県沖地震とその石造鳥居を中心とした被害*

元山形大学地域教育文化学部 川辺 孝幸

1. はじめに

2019年6月18日22時22分過ぎに、山形県沖の日本海沿岸を震源とするMj6.7の地震が発生した。この地震によって、深奥に隣接する新潟県村上市府屋で震度6強をはじめ、山形県鶴岡市南部～新潟県村上市北部の海岸沿いの地域で震度6弱～震度5強を観測した。この地震の発震機構解では、ともに北北東-南南西走行で南東にゆるく傾く節面と西北西にやや急な角度で傾く節面とが示されたが(防災科研, 2019a, 気象庁, 2019a), その後の余震活動の震源分布を考えると、地震を引き起こした断層は、西北西にゆるく傾く面に相当すると考えられる。

筆者は、この地震による詳細な震度分布および強振動の方向を推定するために、地震によって被害を受けたと想定される神社の石造鳥居の損傷の有無と程度。および損傷をもたらした地面の動きの方向を復元するために、135の神社について現地調査をおこなった。

本報告では、石造鳥居の調査結果について報告し、調査結果をもとに推定される個々の震度と強振動の方向について述べる。

2. 2019年山形県沖地震について

2019年山形県沖地震は、2019年6月18日22時22分に、山形県-新潟県境に近い山形県沖約8kmの深さ12kmで発生したMj6.7の地震である。この地震によって、新潟県村上市府屋では、震度6強を観測し、山形県鶴岡市南部から新潟県村上市北部にかけて震度5弱以上の強振動をもたらされた(図1)。防災科学技術研究所(以下、防災科研)のK-NetおよびHi-Netによるこの地域内の5地点の速度粒子軌跡を図2に示す。

この地震の節面は、気象庁および防災科研のいずれも、北北東-南南西走向で西北西にやや急傾斜な面と同じく北北東-南南西走向で東南東に緩く傾く面の2つが求められたが(図3)、本震および本震以降3時間までの余震の分布からは、北北東-南南西走向で東南東に緩く傾く面が地震を引き起こした断層面に相当すると考えられる(図4)。

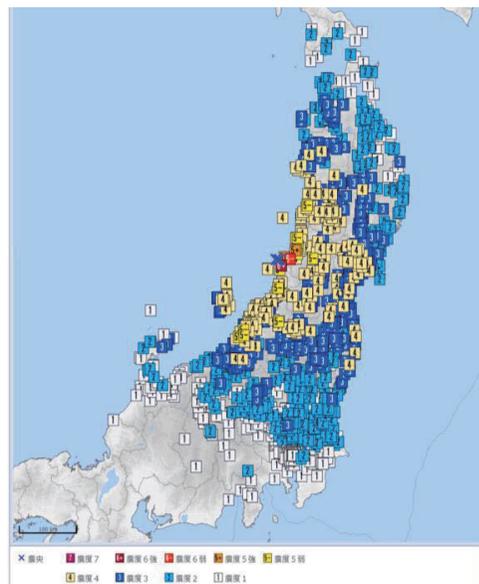


図1 2019年山形県沖地震の計測震度分布(気象庁, 2019b)

2019年山形県沖地震の起こった場所は、海底地質構造図では、粟島を含む北北東-南南西方

*Off-Yamagata Prefecture Earthquake in 2019 and it's damage of stone torii gates by Takayuki Kawabe

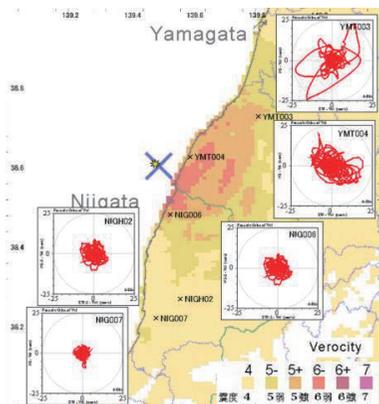


図2 K-NET および KiK-NET 観測地点における速度粒子軌跡 (View-Wave により防災科研 (2019b) の共振データから作図)。背景は気象庁 (2019c)による推計震度分布図。

	走向	傾斜	すべり角	P 軸	T 軸	N 軸
断層面解 1	26	27	86 方位	299	125	30
断層面解 2	210	64	92 傾斜	19	71	2

震源球 (下半球等積投影)

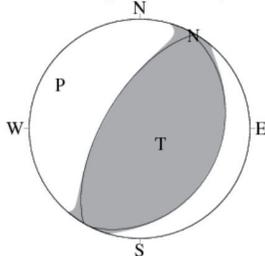


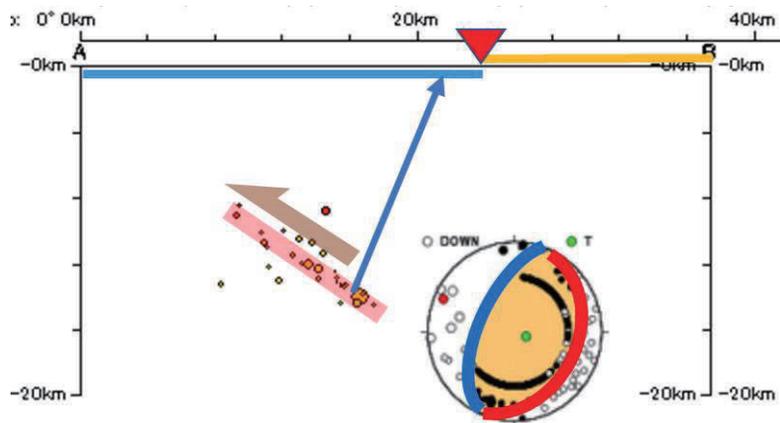
図3 2019年山形県沖地震の発震機構解(CMT解)(気象庁, 2019a)

向に伸びるリッジおよび1964年新潟地震の余震域の北東縁に位置し、余震分布から推定される断層面は、このリッジを西北西方向に押し上げるような関係になる (図5)。

3. 石造鳥居被害調査の方法

山形県鶴岡市南部から新潟県村上市北部にかけての地域には、国土地理院の地理院地図、株式会社クレオのプロアトラス X5、株式会社晶文社スーパーマップルデジタル 18 および Google Map によると、183の神社がある。

筆者は、事前に、上記の地図類をもとに神社の位置と名前を可能な限り調べ、プロアトラス X5 上に記入した。また、Google Street View および同空中写真 3DView において可能な限り神社へのアクセス方法を確認し、鳥居の有無、鳥居の外形、素材の推定などを事前に行い、プロア



断面線: N65.0° W
2019/06/07 23:29:00 - 2019/06/18 23:59:59.

図5 本震発生後約2時間40分間の北西-南東方向の震源分布断面図と解釈。▼は海岸線の位置を示す。発震機構解は防災科研 (2019a) による初動解。

トラス X5 上にあわせて記入しておいた。

調査をおこなった135の個々の神社では、記載漏れの無いように川辺(2007)の調査票を使用して、鳥居の有無と鳥居の向きおよび素材を調べ、石造鳥居の場合には、損傷痕の有無と損傷痕の場所からの損傷をもたらした力学の推定をおこなった。なお、川辺(2007)の調査票では鳥居を制作した石工名および制作年についての記入欄が無いので、確認できるものについては、

空いたスペースに記入した。個々の神社では、同時に、灯籠や狛犬などの構造物の変位や損傷痕の有無などの調査も。また、プロアトラス X5 の記入データおよび調査票、写真のそれぞれの関連を確実にするために、カメラとパソコンの時刻を合わせた上で、入力データおよび調査票の双方に、調査の開始時間を記入した。また、個々の写真の撮影場所が確認できるように、画像ファイル中に GPS の位置情報も保存されるようにカメラの設定をおこなった。

調査後には、プロアトラス X5 の XML データ中に含まれる記入データおよび緯度・経度、住所などを自作プログラムによって CSV ファイルに変換し、Microsoft Excel に読み込んで、調査票に記入したデータを入力した。入力した磁北方位のデータは自動で真北補正をおこなった。

4. 石造鳥居の被害と被害をもたらした強震動の方向と相対的強さの関係

石造鳥居の被害は、基本的には加速度の急変時の、一撃のような強震動によって生ずると考えられる。

石造鳥居の被害と被害をもたらした強震動の方向と相対的強さの関係に関しては、2007 年能登半島地震の際に石造鳥居の損傷痕の調査をおこなった川辺(2007)によって、損傷の部位ごとに設定した被害ポイントの合計である被害度と気象庁の推計震度分布図に示される推計震度との関係をもとに、被害度と推計震度との関係を導き出した(表 1, 表 2)。これによって求められた震度を換算震度と呼ぶ。

また、川辺(2007)および川辺(2010)では、部位ごとの損傷痕の位置および損傷痕の形態と損傷をもたらした力の方向との関係を明らかにし、変形をもたらした力の方向＝強震動の方向を推定することが可能になった(図 6)。なお、現場においては、地面を固定して鳥居が変形した方向を考える方が容易であるので、その方向を記録し、後で地面の移動方向に変換して地震動の方向を求めている。

■外力による鳥居の変形と破壊

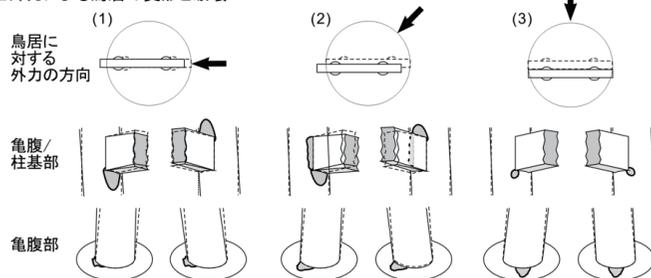


図 6 鳥居の外力と鳥居の変形および損傷との関係(川辺, 2007)

表 1 鳥居の部位ごとの損傷ポイント(川辺, 2007)

土台のヒビ:	1点
貫部のヒビ:	1点
貫の落下:	3点
龜腹のヒビ:	2点
龜腹の割れ:	3点
笠木の落下:	4点
柱の破断:	6点
柱の倒壊:	10点

表 2 鳥居の被害度と推計震度との関係(川辺, 2007)

地震名	地域	石造鳥居のおもな岩石の種類	被害度と計測震度の関係				
			被害度0	被害度1~3	被害度4~9	被害度10~12	被害度13~
能登半島地震	能登半島西部	花崗岩	震度4	震度5弱	震度5強	震度6弱	震度6強

5. 石造鳥居被害調査の結果

調査をおこなった全 135 の神社の鳥居のうち、石造鳥居は 71 基であり、そのほとんどは花崗岩製であった（表 3）。非石造鳥居は 64 基で、木製が 24、コンクリート製が 39 で、コンクリート製の割合が高い。コンクリート製の割合の高い理由は、おそらく 1964 年新潟地震によって倒壊した石造鳥居の再建の際に、より耐震強度の高いコンクリートを選択したためである可能性が高い。素材ごとの分布を図 7 に示す。また、それぞれの石造鳥居における各部位の損傷痕の被害ポイントを合計した被害度/換算震度と強震動の方向を図 7 に示す。

表3 調査をおこなった鶴岡市南部～村上市北部の鳥居の素材と被害度

鳥居材質	被害	無被害	不明	合計	割合 (%)	割合 (%) 除未調査
石造	29	42		71	38.8	52.6
花崗岩	26	38		64	35.0	47.4
安山岩	2	1		3	1.6	2.2
凝灰岩	1	2		3	0.0	2.2
結晶片岩		1		1	0.0	0.7
非石造	2	39	23	64	35.0	47.4
木	1		23	24	13.1	17.8
コンクリート	1	38		39	21.3	28.9
鉄		1		1	0.5	0.7
未調査				48	26.2	—
総計	31	81	71	183	100.0	100.0

6. 結果と考察

調査の結果、被害度の最大は、山形県鶴岡市鼠ヶ関の厳島神社の大鳥居と新潟県村上市岩崎の諏訪神社の鳥居の 10 で、換算震度は 6 弱になる。次いで村上市府屋の神明神社の鳥居の 7、鶴岡市小波渡の皇大神社の鳥居の 4、村上市杉平の伊須流岐神社と村上市馬下の八幡神社の鳥居の 3 で、いずれも換算震度は 5 強になる。さらに鶴岡市小岩川の住吉神社の上側の鳥居の 2、村上市塩谷の石堂神社の 2、その他はいずれも 1 であり、これらは換算震度が 5 強になる。

このように、強震動は震央の南南東方向の山形県と新潟県の県境付近の海岸付近のみに集中して見られるだけで、そこから急激に離れるにつれて震動は小さくなる。換算震度の分布は、大まかには気象庁の推計震度分布と調和的な傾向を示しているといえる（図 7）。

鳥居の損傷痕から推定される強震動の方向については、鶴岡市

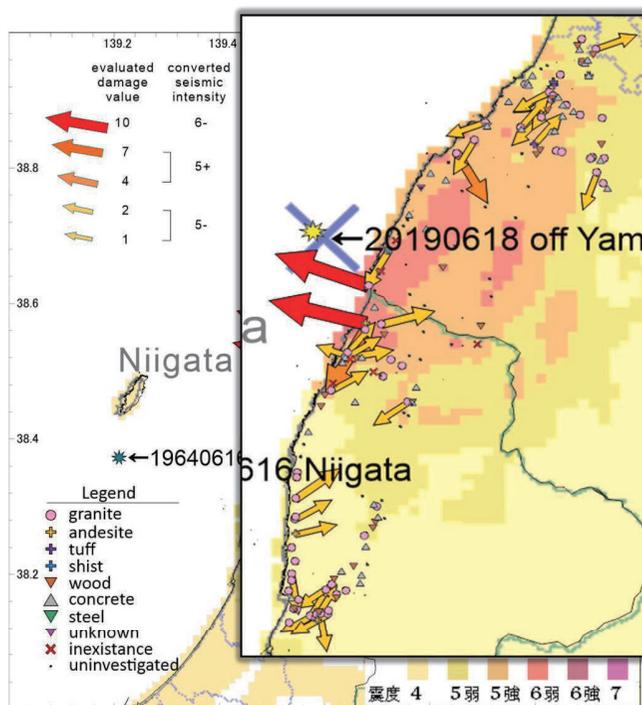


図 6 山形県鶴岡市南部～新潟県村上市北部の鳥居の素材と石造鳥居の損傷痕から求めた被害度（換算震度）と地面の最大加速度の方向。背景の図は気象庁(2019)による推計震度分布図。

鼠ヶ関の巖島神社の大鳥居と新潟県村上市岩崎の諏訪神社の鳥居では、いずれも西北西方向を示している(図7)。ここでの震央の方向は北西方向であり、30度ほど斜交している。鶴岡市の西部では鳥居の損傷痕から推定される強振動の方向はほぼ北東もしくは南西方向を向いており、震央の方向に一致するかその逆方向である。一方村上市の笹川流れ沿いでは北東方向を向くものも多く、南部の村上市の市街地周辺では、北東方向のものと南南東方向を向くものの2方向が見られる。震央の方向はほぼ真北であり、前者は45度程度斜交した方向で、後者は震央方向にやや斜交した反対方向を向くものが多い。このような鳥居の損傷痕から推定される強震動の方向からは、強震動は、おもに表面波によるものと考えられるが、今後さらに検討を行う必要がある。

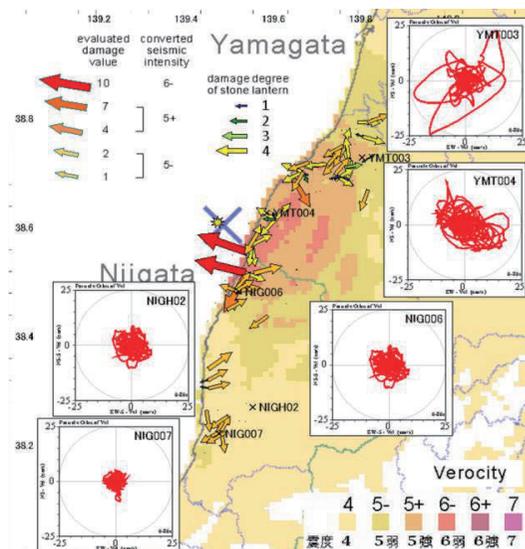


図7 山形県鶴岡市南部～新潟県村上市北部の石造鳥居の被害度・地面の加速度の方向とK-NET・KiK-NETの観測地点の速度粒子軌跡。背景は気象庁(2019)の推計震度分布図

7. 神社の一時避難所としての課題

神社は高台にあることが多く、調査に際して高台への上り下りを多く経験した。神社が高台にある理由は、おそらく過去に幾度となく発生した地震の津波によって、神様をより安全な高台に設置するようになったからであると考えられる。その意味で、今後起こりうる地震の際に、神社は津波被害から逃れることのできる安全な場所であるということができる。このようなことから、鶴岡市や村上市では、神社は、地震が起きた時の一時避難所として指定されている(図8)。

今回、鳥居の損傷痕の調査において、くしくも各神社の一時避難所までの経路の往復を繰り返した。筆者は、諸事情で後期高齢者の方々の体力に近い状況にある。



図8 鶴岡市由良の急な斜面の上にある一時避難所(電柱の上部の左にあるのが鳥居)

筆者の場合、神社のある集落の駐車可能な場所から集落の路地や参道を通って神社に上がるのに、多くの場所で5分～8分程度の時間がかかった。場合によっては10分以上かかるところもあった。歩きにくいと感じたところは、参道の石段が傾いていたり段差の高さや幅がまちまちなために一定のリズムで登れないところがあったり、基本的にある手すりが途切れている部分があるとそこでは不安定になり不安を覚えるためにペースが落ちることがある。さらに、幅が横に

二人並ぶと、もう一人通ることはできない場所も多いが、このことは介助の必要な方と介助者が並んで登るとそこで渋滞が発生してしまう可能性があり、最低限 3 人が並んで通れる幅が確保されるのが望ましいと感じた。地域住民の方々の避難行動の最適化のご努力は貴重であるが、さらに 1 分 1 秒を争う避難の時間を短縮するために、インフラの整備は必要ではないかと感じた。

8. おわりに

今回の調査では、調査地域内における石造鳥居ごとの損傷痕の状態からもとめた被害度とそれから換算した換算震度の分布は、気象庁の推計震度分布図に類似した傾向を示した。このことから、現地での揺れの強さを示す尺度として石造鳥居の損傷痕の調査は有効であることが確認できた。一方で、損傷をもたらした強震動の方向の持つ意味については、実態波と表面波との関係でさらに検討が必要である。

謝 辞

震源分布図の作成にあたっては、気象庁一元化震源カタログのデータを使用した。一元化震源は、国立大学、防災科学技術研究所等の地震観測データを気象庁が収集し、一元的に処理して得られた結果である。また、速度粒子軌跡の描画には、鹿島 俊英氏作の ViewWave を使用させて頂いた。調査にあたっては、川辺篤子氏に多大な協力を得た。これらの関係機関および方々に厚くお礼申し上げます。

文 献

- 防災科学研究所 (2019a) 2018 年 6 月 18 日山形県沖の地震の震源分布と初動解. <http://www.hinet.bosai.go.jp/topics/yamagata190618/?LANG=ja> (2020 年 1 月 13 日閲覧) .
- 防災科学研究所 (2019b) 防災科研 K-NET, KiK-net (NIED K-NET, KiK-net) <https://www.doi.org/10.17598/NIED.0004>.
- 川辺孝幸 (2007) 2007 年能登半島地震における石造鳥居の被害調査から推定される地震動一方法論一. 地球科学, 61, 5, 379-388.
- 川辺孝幸 (2010) 山形盆地に分布する鳥居の既往地震による被害状況について. 山形応用地質, 30, 45-50.
- 地震調査研究推進本部地震調査委員会 (2019) 2019 年 6 月 18 日山形県沖の地震の評価. https://www.static.jishin.go.jp/resource/monthly/2019/20190618_yamagata_1.pdf, 10p. (2020 年 1 月 13 日閲覧) .
- 気象庁 (2019a) 発震機構解(精査後) CMT 解—2019 年 06 月 18 日 22 時 22 分山形県沖 M 6.7. <https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/mech/cmt/fig/cmt20190618222219.html> (2020 年 1 月 13 日閲覧) .
- 気象庁 (2019b) 震度データベース. <http://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/index.php> (2020 年 1 月 13 日閲覧) .
- 気象庁 (2019c) 推計震度分布図—2019 年 06 月 18 日 22 時 22 分山形県沖 M6.8. https://www.data.jma.go.jp/svd/eew/data/suikai/201906182222_281/201906182222_281_1.html (2020 年 1 月 13 日閲覧) .

2019年山形県沖の地震による仙台市内の地震動特性*

東北大学 大野 晋

1. はじめに

これまで観測された仙台平野内の地震記録の分析の結果、長周期地震動の分布が方位依存性を持つことが指摘されている。2019年6月の山形沖の地震では、今まであまり得られない西側から入射した場合の地震記録が観測されており、この地震に対する仙台市内の地震動特性について報告する。

2. 仙台市の地震動特性

図1に仙台市の地形図と強震観測点位置と、2019年山形県沖の地震、2011年東北地方太平洋沖地震、2008年岩手宮城内陸地震の観測記録の応答スペクトルを示す。黒線が仙台駅前(工学的基盤相当)、青線が利府長町断層の北西側の造成宅地、赤線が利府長町断層の南東側の沖積低地の地点である。

周期1s程度よりも短周期側では、3地震とも共通して、黒線の仙台駅前が概ね最も小さいこと、それに比べて造成宅地と沖積低地とも(卓越周期は異なるものの)振幅が大きいことが確認できる。これは表層地盤の増幅の影響である(大野ほか, 2012)。

一方1sよりも長周期では、東北地方太平洋沖地震では断層北西側と仙台前は同レベルであるが、断層南東側の特に南部(D18,25)が卓越していること、2008年岩手宮城内陸地震では仙台駅前、断層北西側・南東側いずれも卓越していることがわかる。2019年山形県沖の地震は、岩手宮城内陸地震と同様の地殻内の浅い地震であるが、岩手宮城内陸地震のような長周期での共通した卓越は見られず、むしろ東北地方太平洋沖地震に近い性状を示していることがわかる。

なお、これまでの観測記録の分析の結果、長周期では、東側(太平洋側から)の入射では仙台市南部のみに振幅の大きい場所が集中するが、北側もしくは南側からの入射では南北に帯状に伸びた振幅の大きい地域が出現することがわかっている。3D-FDMによるシミュレーションの結果、前者はS波入射、後者は表面波入射に対応すること、仙台市の複雑な基盤構造が影響していることが指摘されている(Ohno and Koike, 2018)。

3. 山形県沖の地震の地震動分布

図2は、東北大学災害研の観測網による仙台市内の地震記録のうち、利府長町断層に直交する測線での速度波形を示したものである。利府長町断層の南東側(D03,D18,D02)では、北西側に比べて後続波部分の振幅が大きく、継続時間も長くなっていることから、断層南東側の不整形構造の応答の影響を受けていると思われる。ただし、後続波の卓越周期は主要動部分と変わらず、振幅も主要動と同等レベルに留まっていることがわかる。

*Strong-motion characteristics in Sendai for the 2019 off-Yamagata earthquake by Susumu Ohno

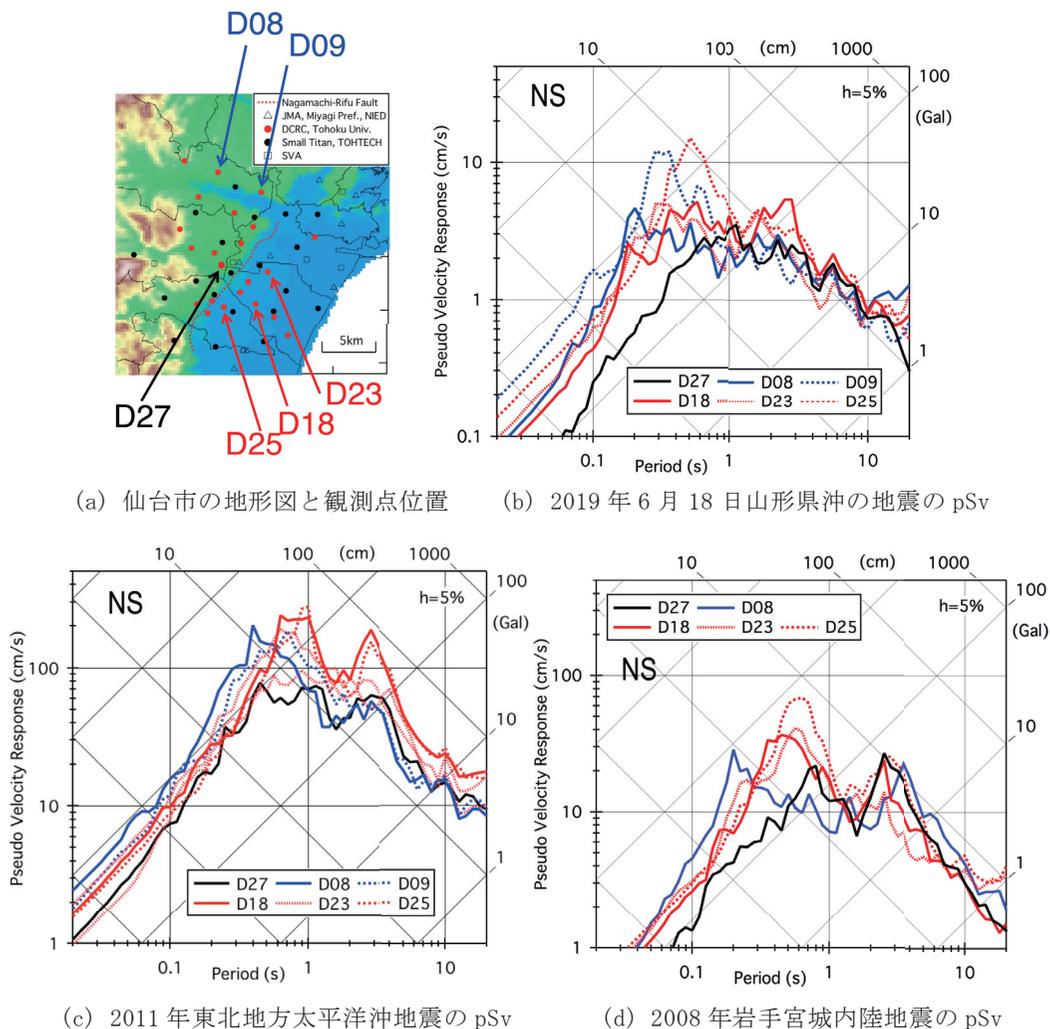


図1 仙台市内で観測された地震記録の擬似速度応答スペクトル(pSv)

図3は、東北大学災害研及び各機関で観測された仙台市内の地震記録から、大野・柴山(2010)の方法で求めた3地震の周期3sの応答スペクトル分布である。山形県沖地震の分布は、図1のスペクトル特性と同様、東北地方太平洋沖地震に近い性状を示していることがわかる。

図4は仙台駅前での3地震の速度波形を比較したものである。山形県沖の地震では後続波は存在しているが、図2でも示した通りその振幅はS波主要動を超えず、その点では東北地方太平洋沖地震に近いこと、一方岩手宮城内陸地震では後続波の振幅が主要動よりも大きいことがわかる。前述の通り岩手宮城内陸地震では表面波入射の影響が指摘されていることから、山形県沖の地震の応答スペクトル分布が岩手宮城内陸地震よりも東北地方太平洋沖地震に近い理由としては、表面波入射の影響が小さかったためと考えられる。これは、地殻内の比較的浅い位

置で起きた地震であるが、震源深さ 10km 程度で断層は地表に達していないことから、表面波の励起が比較的少なかったからではないかと思われる。

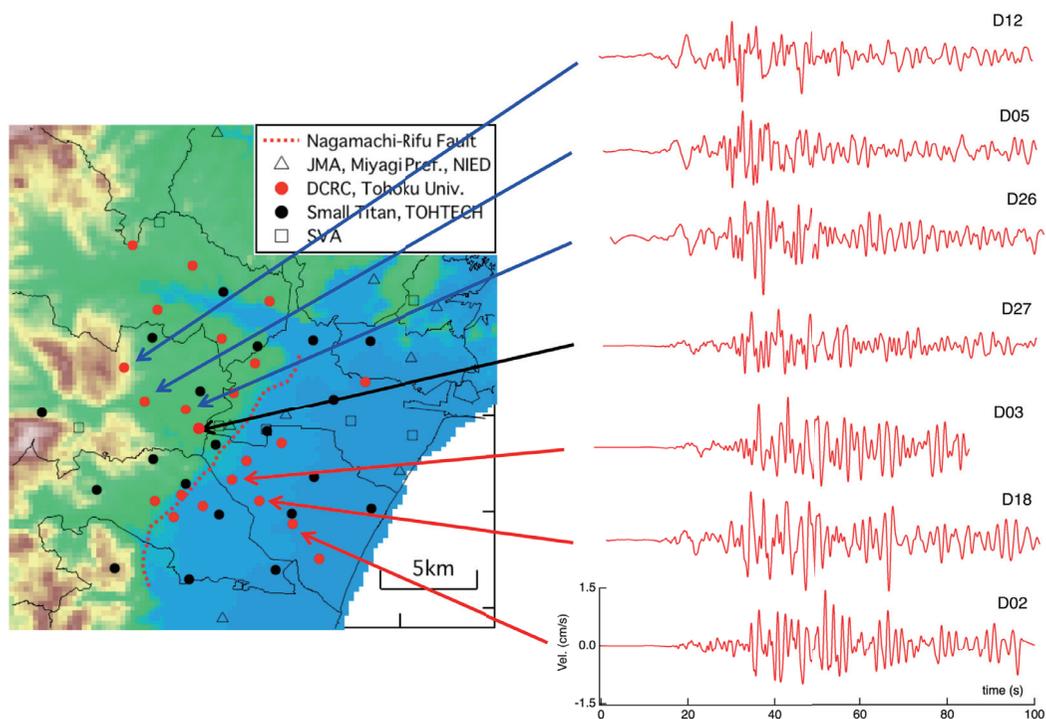


図 2 2019 年 6 月 18 日山形県沖の地震で観測された仙台市内の速度波形
(0.1Hz-1Hz 帯域制限波形, NS 成分)

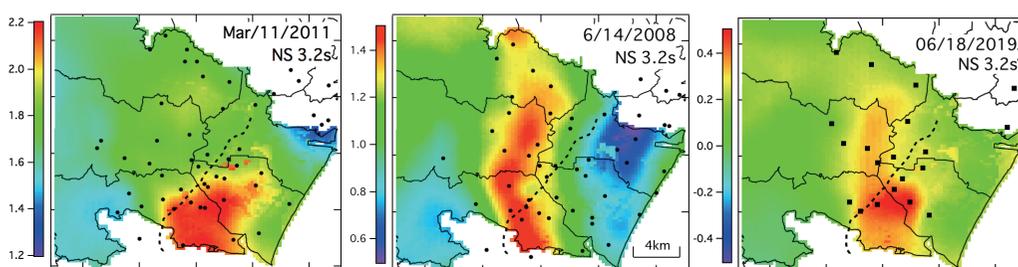


図 3 周期 3.2s の応答スペクトル分布 (スケール: $\log(\text{pSv}/\text{cm/s})$)
(図中の・は推定に用いた強震観測点位置)

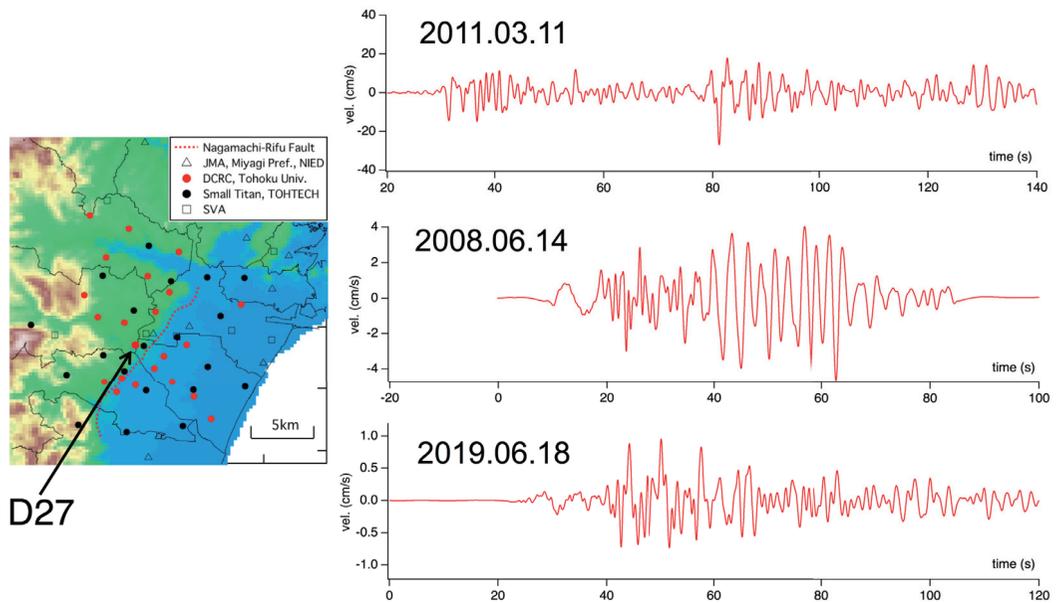


図4 3地震の仙台駅前の速度波形の比較 (NS成分, 0.1Hz-1Hz帯域制限波形)

4. まとめ

山形県沖の地震で観測された仙台市内の強震動特性について検討し、スペクトル分布形状は南北の内陸地震よりは東側から入射したケースに近いこと、その原因として表面波の入射の影響が小さかった可能性を指摘した。今後は数値シミュレーションを通じて、仙台平野に西側から入射した場合の地震動特性についてより検討を進める予定である。

謝辞

気象庁, 防災科研, 建築研究所, 港湾空港技研の記録を用いました。本研究の一部は JSPS 科研費 18H01579 によるものです。

参考文献

- 大野晋・柴山明寛 (2010) 地盤増幅と地震動の空間相関を考慮した応答スペクトルの分布推定, 第13回日本地震工学シンポジウム論文集, GO1-Thu-PM-10, pp.186-192
- 大野晋・三屋栄太・源栄正人 (2012) 2011年東北地方太平洋沖地震における仙台市域の地盤震動特性, 日本地震工学会論文集 12, pp.339-353
- Susumu Ohno, Satoru Koike (2018) 3-D Wave Propagation Analyses For Long-Period Ground-Motions In Sendai Basin, Japan, Proc. 16ECEE, Paper No. 11258.

2019年6月18日山形県沖の地震における木造住宅の地震応答について

山形大学 三辻 和弥
東北大学 大野 晋

1. はじめに

2019年6月18日に発生した山形県沖の地震では新潟県村上市で震度6強、山形県鶴岡市で震度6弱を記録するなど東北地方を中心に各地で大きな揺れを記録した。地震直後より関係機関による被害調査が実施されており、この地震による被害の概要としては屋根瓦や窓ガラス、外壁の損傷、ブロック塀の損傷や転倒などが中心であるが、液状化の発生や道路の亀裂や盛土斜面の崩壊など、地盤被害も報告されている。著者らは地震直後に被災調査を実施し、被害の大きかった鶴岡市大岩川地区、同小岩川地区、村上市府屋地区での地盤の常時微動観測結果と地震被害の関係について報告している¹⁾。本論では、地盤の常時微動観測結果に基づいて小岩川地区での地表面の本震での地震動を推定し、2階建て木造住宅の地震応答について検討した事例について報告する。

2. 地震被害

今回の地震で最も被害が大きかったと思われる小岩川地区について地震被害の分布を図1に示す。図には後述する地盤の常時微動観測点もあわせて載せている。小岩川地区は国道7号線が西側の海沿いを通り、JR羽越本線の線路が東側の山裾を走っており、これらに挟まれる形で集落が存在している。主な被害は屋根瓦の損傷であるが、他の地区と比べると、ブロック塀の倒壊、外壁の損傷・剥落、建物の傾斜などの被害が多く見られた。著者らが外観の目視により判断した限りではあるが、屋根瓦の被害については、80棟ほどの家屋で観察された。図中の青星印は屋根瓦被害を、赤星印は外壁の損傷・剥落や建物の傾斜などの被害を、緑星印はブロック塀の損傷・倒壊などの被害を表している。地区の中心部を通る道路に沿って屋根瓦の被害が多数見られるが、被害分布の傾向としてはJR小岩川駅よりも南側の、JR羽越本線と地区中心部を通る道路に囲まれた範囲(図1の楕円で囲まれた部分)の建物被害が数も多く、被害の程度も激しい印象である。図1中の橙丸#1から#5は後述する常時微動観測点を示す。

3. 地盤の常時微動観測と小岩川地区での本震による地震動の推定

図1には常時微動観測記録から求めた小岩川地区の地盤のH/Vスペクトル比もあわせて示している。地区中心部で3箇所(KIG#1, #2, #4)、地区の南側を流れる河川のさらに南で1箇所(KIG#3)と、北側を流れる河川のさらに北で1箇所(KIG#5)の計5箇所を観測を行っている。観測点KIG#2およびKIG#4は特に被害の大きかった区域付近であるが、やや高振動数側ではあるものの、地盤の卓越振動数を示すピークが4-6Hz付近に見られる。これは2階建て木造住宅の固有振動数に近く、またH/Vスペクトル比のピークもこの振動数帯で高い値をとっているため、本震時には屋根瓦や外壁、ブロック塀に被害をもたらす地震動の高振動数成分の増

* Comment on seismic response of wooden house in 2019 Yamagata EQ. by K. Mitsuji and S. Ohno

幅に寄与していた可能性も考えられる。小岩川地区では道路の亀裂など地盤被害も見られているため、地盤の非線形化が起きていた可能性もある。一方、地区を流れる2つの河川よりも外側（さらに北とさらに南）である KIG #3 と KIG #5 では卓越振動数を示す明瞭なピークは見られなかった。また、海に近い KIG #1 の観測点でも卓越振動数の評価は難しい結果となった。

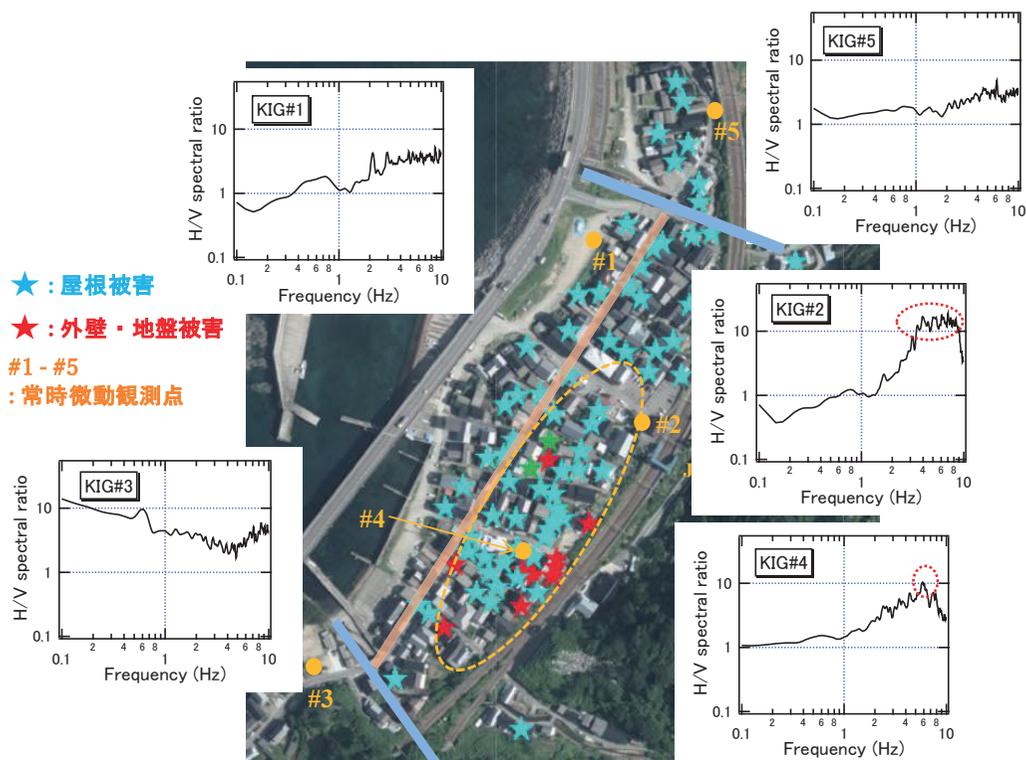


図1 小岩川地区の地震被害分布と地盤のH/Vスペクトル比

地盤の常時微動観測結果に基づいて、小岩川地区の地表面での本震の地震動推定を行った。小岩川地区よりも北に位置する温海地区には K-NET 温海観測点 (YMT004) があり、本震の地震記録が得られているほか、観測点の地盤情報も公開されている。そこで、図2に示す方法で K-NET 温海での地表面の本震記録を工学的基盤 ($V_s=400\text{m/s}$: GL-2m) に引き戻した加速度波形を、方位と距離による補正 (図3) を施して小岩川地区の工学的基盤での本震の地震動として推定した。ここで、距離減衰については司・翠川の手法²⁾を用いて評価したところ、K-NET 温海の工学的基盤の最大加速度に比べて小岩川地区での工学的基盤の最大加速度は約 1.4 倍と評価された。

次に、表層地盤の影響を考慮するため、常時微動観測で得られた地盤の卓越振動数を再現するような3通りの地盤モデルを表1に示す通り仮定した。表層地盤の卓越振動数としては、図2に示した、被害の大きい KIG#2 および KIG#4 での結果に基づき 4-6Hz と仮定した。表層地盤の S 波速度は過去の地震被害調査報告などから $V_s=150\text{m/s}$ と仮定し、表1に示した地盤の

卓越振動数にあうように 1/4 波長則により表層地盤の深さを求めて地盤モデルを設定した。地盤の非線形性は図 4 に示す非線形モデル³⁾を用いて等価線形解析を行うことで考慮した。

このようにして推定した小岩川地区の地表面での本震の地震動について、各解析ケースの応答加速度スペクトルを図 5 に示す。上段は地盤が線形の場合、下段は地盤の非線形性を考慮した場合の結果である。また図中の”input”は推定した工学的基盤波の結果である。図 5 より、比較的卓越振動数の低い Case1 および 2 では地盤の非線形性の影響で応答加速度の最大値は小さい評価となり、またピークが見られる周期も $T=0.2-0.4(s)$ とやや長周期側に移動している。一方、解析ケース中で最も堅固なモデルである Case3 では $T=0.1-0.2(s)$ 付近の応答が大きくなり、地盤非線形性の影響は見られるが顕著ではない。また、表層地盤を線形と仮定すると、応答加速度の最大値が実際の被害状況を説明するには過大となる。小岩川地区での建物や地盤の地震被害の状況から判断すると、表 1 の Case3 で地盤の非線形性を考慮するのが最も実際の状況に近いのではないかと考えて、次節に示す木造住宅の地震応答解析では、地盤の非線形性を考慮して Case3 によって推定した波形を入力地震動として用いることとした。

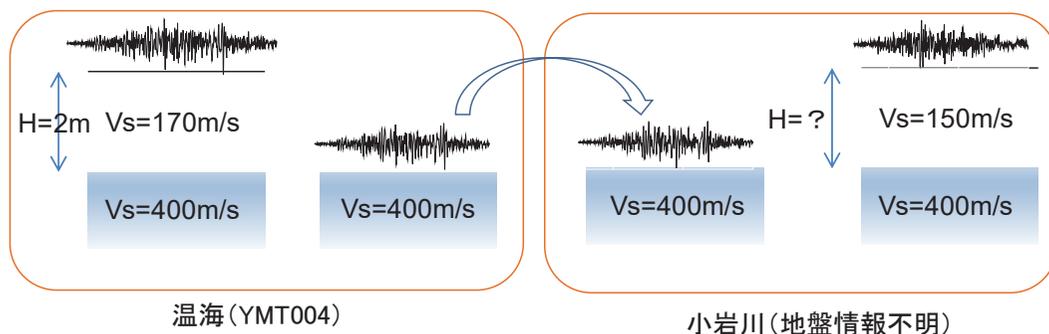


図 2 小岩川地区の地震動推定のイメージ



図 3 距離と方位の補正

表 1 解析ケース

	深さ	卓越振動数
	H(m)	f(Hz)
Case1	10	3.75
Case2	8	4.70
Case3	6	6.25

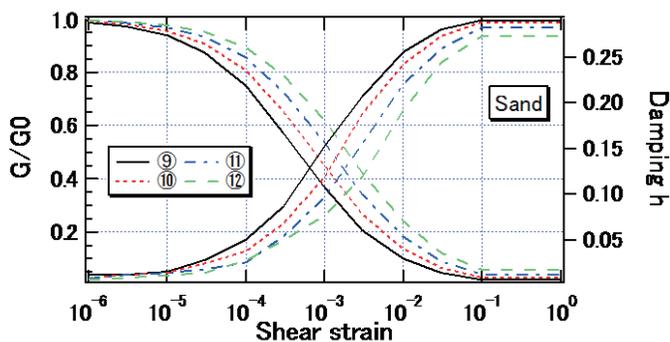


図4 地盤の非線形モデル

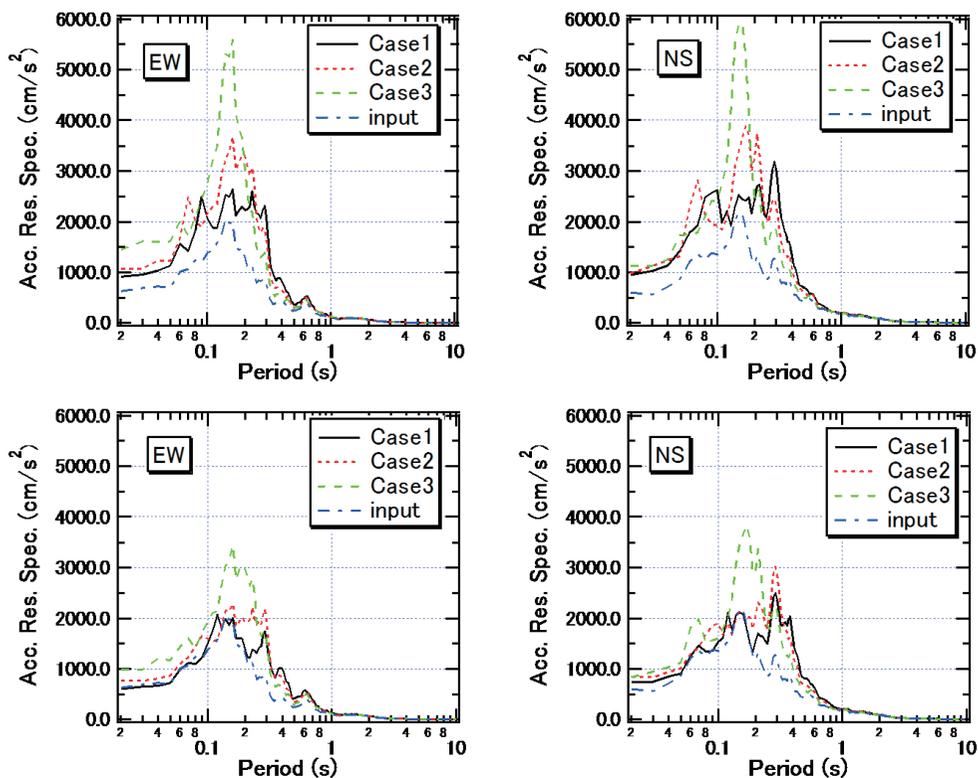


図5 推定した小岩川地区の本震地震動の加速度応答スペクトル
(上段：地盤が線形の場合 下段：地盤が非線形の場合)

4. 木造住宅の地震応答解析

被害の多かった2階建て木造住宅について地震応答解析を行った。上部構造は基礎固定として2質点系でモデル化 ($T=0.24s$) し、荷重-変形関係は図6に示すようなスリップを考慮し

た4折線型の非線形特性とした。入力地震動は前節で求めた Case3 による地表面の推定地震動を用いている。図7は地震応答解析結果のうち、地盤を線形とした場合と非線形特性を考慮した場合の木造住宅第1層のせん断力-水平変位の関係である。結果は被害の様相を説明するのに十分ではないが、地盤が線形の場合、推定される入力地震動が極端に大きくなるために第1層に耐力の低下がみられる。一方、地盤の非線形性を考慮すると変形がやや過大となっているものの耐力低下は見られない。また、第2層の加速度応答は地盤が線形・非線形の両方のケースにおいても最大で1Gを超えるほどの大きな応答となった。実際の被害の様相は、住宅の構造被害はほぼ見られず、屋根瓦や外壁の損傷が多かったことを考慮すると、地盤がある程度非線形化したことにより、上部構造への入力はやや低減されたことが推定できる。しかし、もとの表層地盤の性質が比較的堅固であるため、表層地盤がある程度非線形化しても地盤や上部構造の構想被害をもたらすまでには至らず、比較的短周期成分が多く、上部構造に大きな応答加速度をもたらしたことにより、屋根瓦や外壁の被害につながったのではないかと考えられる。ただし、本論で報告した解析結果は、まだ応答変位が過大な傾向となっているため、解析モデルや入力地震動について今後さらに検討したい。

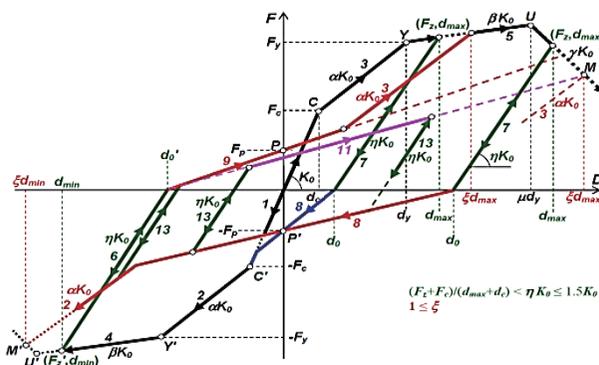


図6 地震応答解析に用いた木造住宅の荷重-変形モデル

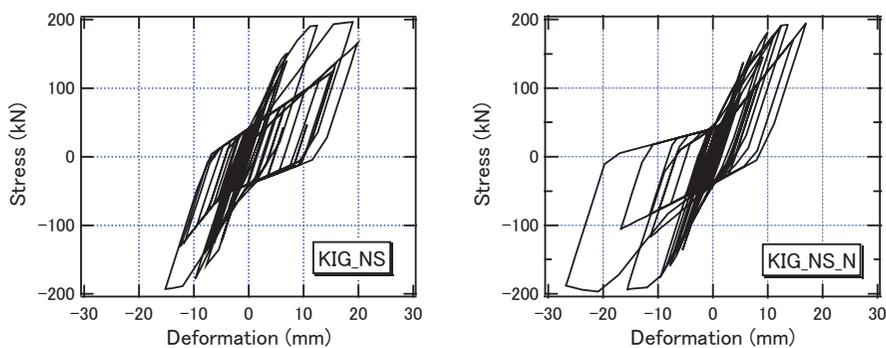


図7 地震応答解析結果（木造住宅モデル第1層のせん断力-水平変位）

5. まとめ

2019年6月18日に発生した山形県沖の地震後に実施した被害調査および比較的被害の大きかった地区での地盤の常時微動観測結果について報告した。被害の概要としては屋根瓦や窓ガラス、外壁の損傷などが多く見られたが、盛土と思われる斜面の崩壊など地盤被害も見られた。被害の状況はすでに各所で指摘されているように、比較的短周期成分が卓越していた地震動の周期成分との関係を裏付けている。

地震後に行った地盤の常時微動観測記録からは、比較的被害の大きかった山形県鶴岡市小岩川地区では、地区を流れる2つの河川に挟まれる被害の集中した地区中心部では4-6Hz付近に卓越振動数と考えられるピークが見られた。これは2階建て木造住宅の固有振動数に近く、地盤の非線形化も含め、本震時には屋根瓦や外壁、ブロック塀に被害をもたらす地震動の高振動数成分の増幅に寄与していた可能性も考えられる。

これら常時移動観測の結果とK-NET温海観測点での本震の記録を用いて小岩川地区での本震の地震動推定を行った。また推定した地震動を用いて木造住宅の地震応答解析を行ったところ、表層地盤の非線形性を考慮することにより、小岩川地区での地盤や建物の被害状況のある程度説明できることを指摘した。

謝 辞

研究を進めるに当たり、東北大学災害科学国際研究所・柴山明寛准教授からは貴重なご助言いただきました。また、調査の一部では山形大学・汐満将史助教にご協力いただきました。記して感謝いたします。末筆ながら、被災された皆様にお見舞い申し上げますとともに、一日も早い復興をお祈り申し上げます。

参考文献

- 1) 三辻，大野，2019年6月18日山形県沖の地震の初動調査と地盤の常時微動観測，2019年日本地震工学会大会，2019
- 2) 司，翠川，断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式，日本建築学会構造系論文集，第523号，pp.63-70.，1999
- 3) 平成14年度仙台市地震被害想定報告書，2002

個別要素法における物理パラメータ決定のための研究*

八戸工業大学大学院 橋本 憲二
 八戸工業大学大学院 小笠原 亮介
 八戸工業大学大学院 高瀬 慎介
 八戸工業大学大学院 金子 賢治

1. はじめに

今日、災害シミュレーションは防災・減災に対して非常に重要なツールである。特に日本においては、国土の約7割は山・丘陵であり斜面災害の発生数が非常に多い。世界でも有数の斜面災害多発国である日本において、斜面崩落の危険性が高い地域では斜面崩壊シミュレーションが利用されている。特に、土砂流動のような不連続体を対象としたシミュレーションに適用可能な手法の1つとして、個別要素法が挙げられる。

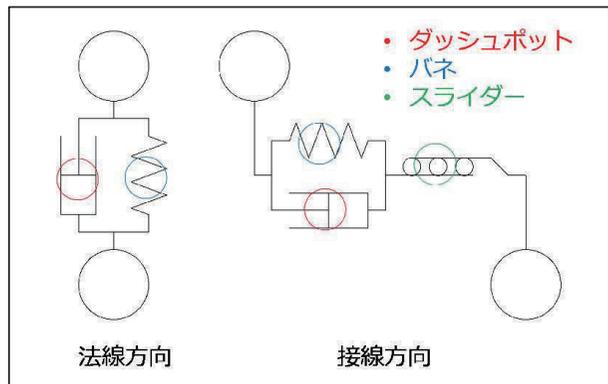


図-1 数値モデル

個別要素法は離散体のシミュレーションにおいて最も一般的な解析手法であり、個々の粒子の運動を計算することで粒子群全体の挙動を解明することができる。この方法では、粒子と粒子の接触点に図-1のような数値モデルを導入することで接触力の計算を可能にしている。粒子同士、もしくは粒子と壁面が衝突する際に発生する接触力は、接触点の法線方向と接線方向に分解され、法線方向にダッシュポットとバネ、接線方向にダッシュポットとバネおよびスライダを考慮して計算する。この数値モデルにおいて、バネは弾性係数、ダッシュポットは減衰係数、スライダは摩擦係数を意味している。求められた接触力により粒子の接触後の運動は決定され、時間増分 Δt 毎に計算が行われていく。時間増分 Δt は粒子の質量 m と数値モデルのバネ定数 K により求められ、時間増分 Δt とバネ定数 K は式 (1) のように反比例関係にある。

$$\Delta t = 2\sqrt{\frac{m}{K}} \tag{1}$$

解析するにあたり、時間増分 Δt を小さくして解析結果の精度を良くすることはできるが、その分計算量は増加し、解析に必要な時間も長時間となる。しかし、既往の研究により、時間増分 Δt をある程度大きくする、即ち、バネ定数 K をある程度小さくしても解析結果の精度に影響しないことが分かっている。バネ定数 K の値次第では計算コストを削減でき、今後の災害

*Studies to determine physical parameters in Distinct Element Method by Kenji Hashimoto, Ryosuke Ogasawara, Shinsuke Takase, Kenji Kaneko

シミュレーションの大規模化・高精度化が望める。よって本研究では、解析精度に影響しないバネ定数 K の範囲を具体的に調査する。

2. 実験概要・結果

ベンチマーク実験として、粒子モデルと斜面崩壊実験装置を使用し斜面崩壊を発生させ、斜面の安息角を計測した。この実験の再現解析を行い、安息角を実験結果と比較することで、バネ定数 K の妥当な範囲を調査する。

粒子モデル (図-2) は 3D プリンターで作成したものを使用した。球を 4 つ組み合わせたテトラ型をしており、直径は約 10mm、材質は硬化性樹脂の物を使用する。実験装置の中に粒子モデルを高さ 100mm になるまで敷き詰め、上部が平らになるように均す。(図-3) 実験装置の前面の板を上をスライドさせることで、斜面崩壊を起こすことができる。(図-4) 斜面崩壊後、実験装置の中から粒子モデルをすべて取り出し、袋の中に戻して 1 回の実験を終了とする。1 度袋の中に戻すのは、同じ粒子モデルで何度も実験を繰り返すことで、実験に不確かな要因を発生させないためである。また、実験装置の底面に粒子モデルが溜まり続け、斜面形状に影響を与えないようにするためでもある。実験回数は、安息角のバラツキを考慮するため 100 回行った。

事前実験により、崩壊後の斜面形状を大きく 2 種類に分類できることが分かった。粒子モデル上部の一部が底面と水平になっており途中から斜面になるパターン A (図-5) と、粒子モデル上部全てが斜面になっているパターン B (図-6) である。

本実験では、この 2 パターンに対応できるように安息角も 2 パターン計測した。安息角の計測方法は、斜面の画像に座標を与えて角度を導く方法を採用した。本実験では、斜面の始点と終点の座標を 2 パターンで測定し、三角比を用いて安息角を導いた。

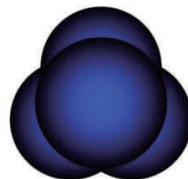


図-2 粒子モデル

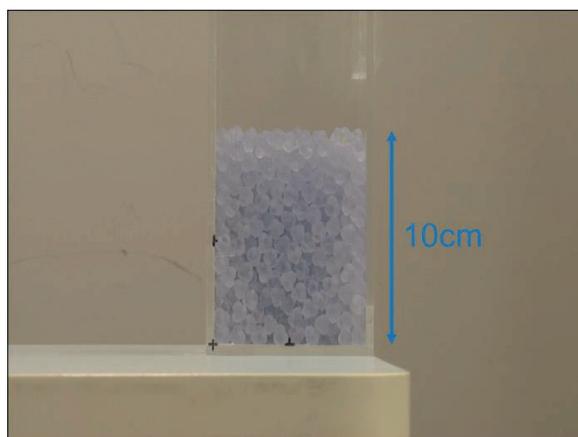


図-3 斜面崩壊前

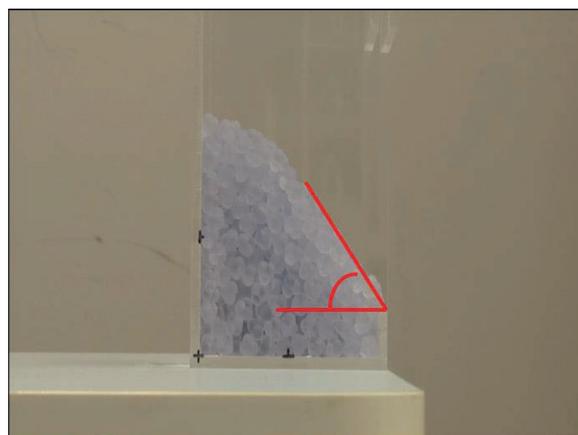


図-4 斜面崩壊後

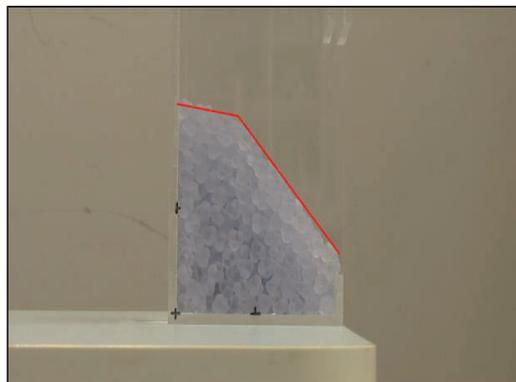


図-5 実験結果 (パターン A)

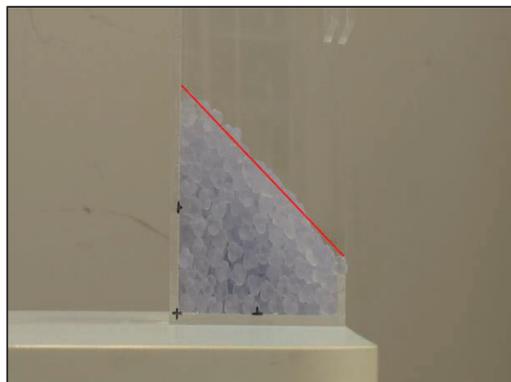


図-6 実験結果 (パターン B)

100 回の実験データをパターン別に安息角を計測し、ヒストグラムで整理した。整理した結果を図-7、図-8 に示す。パターン A の最小安息角は 38.0 度、最大安息角は 55.9 度、平均安息角は 46.7 度となった。パターン B の最小安息角は 36.2 度、最大安息角は 41.4 度、平均安息角は 38.4 度であった。最小安息角はどちらも同じような値となったが、最大安息角はパターン A が 14.5 度大きく計測された。パターン B のヒストグラムは正規分布になったが、A は角度がやや偏った。再現解析でも同じようなヒストグラムになるかどうかを検討する予定である。

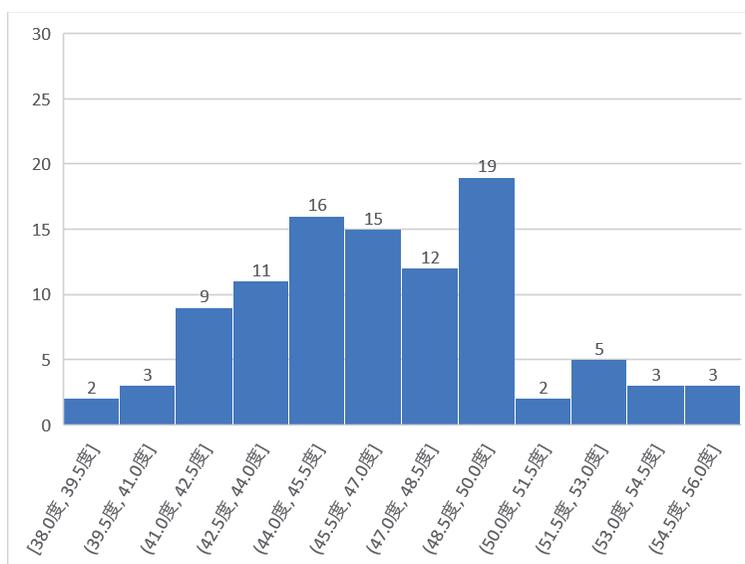


図-7 ヒストグラム (パターン A)

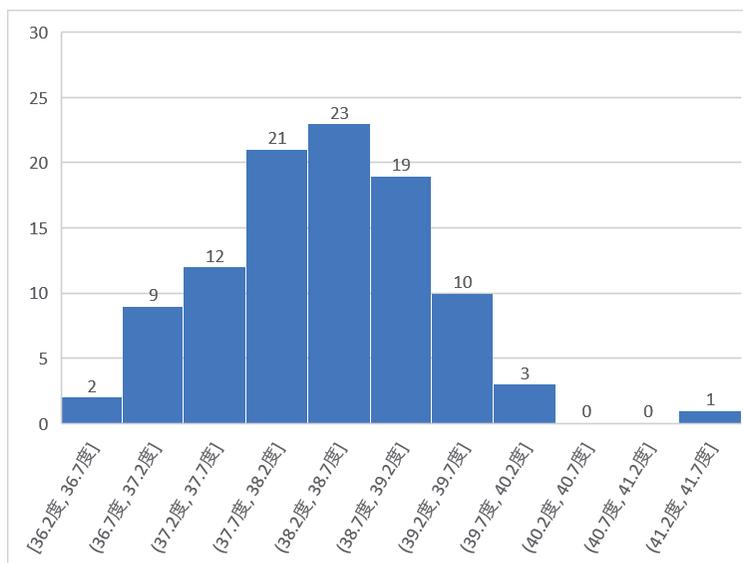


図-8 ヒストグラム (パターン B)

3. 解析方法

ベンチマーク実験の再現解析を行い、ヒストグラムを作成して模型実験と比較する。数値解析にはプログラミング言語 Fortran90 を用いた。個別要素法自体の計算コードは既存の物を使用するため、本研究では模型実験の再現に必要なデータファイルを作成するためのコードを作成した。再現性をより高めるため、安息角実験装置の上に粒子モデルをランダムパッキングさせる。この初期位置条件により、解析と同時に粒子モデルは重力により装置の中に充填されていく。ランダムパッキングすることで、再現解析ごとに異なる充填の仕方になるようにしている。

模型実験との整合性を図るため、粒子モデルを充填させた後の高さが 100mm になるように再現解析方法及びバネ定数を検討中である。

4. おわりに

模型実験により、斜面形状が 2 種類存在することが判明した。また、パターン B のヒストグラムが正規分布にならなかったため、再現解析ではどのようにするのか比較を行う。再現解析は、今後物理パラメータを検討して進めていく予定である。

5. 参考文献

- 1) Catherine O' Sullivan : 粒子個別要素法, 鈴木輝一訳, 森北出版, 2014.
- 2) 蛭間雄大 : 個別要素法を用いた土砂流動解析における要素サイズと形状の影響, 2016.

地震波干渉法に基づく青森県周辺のレイリー波群速度分布と その周期依存性*

弘前大学大学院理工学研究科 石田 早祐美・前田 拓人・小菅 正裕

1. はじめに

最近、地震波干渉法を用いた地下構造推定が盛んに行われるようになった。たとえば、地震波干渉法に基づく表面波解析によって日本全域のS波速度構造が推定されている(Nishida et al., 2008)。しかし、津軽平野および青森県周辺の詳細な構造が得られているわけではない。一方、自然地震を用いた実体波トモグラフィー(例えば、Nakajima et al., 2001)では、浅部構造は精度よく求まらないことが多い。浅部構造については、J-SHIS 表層地盤モデルや深部地盤モデル(防災科学技術研究所, 2019)が提案されているが、これらは全国を統一した基準でモデル化したもので、県内の詳細な構造については各地域のデータを使用してモデルを精緻化する余地がある。特に地震波干渉法は表面波を解析に用いるため、平野における浅部の速度構造の推定が可能であると期待される。そこで、本研究では地震波干渉法を用いて津軽平野を中心とした青森県周辺のレイリー波群速度の推定を行う。

2. 地震波干渉法解析

本研究では、防災科学技術研究所高感度地震観測網 Hi-net 観測点で記録された、上下動成分の連続波形記録を用いて解析を行った。対象地域は、青森県を中心に秋田県・岩手県北部から渡島半島南部にかけての領域である。津軽平野地域には Hi-net 観測点が少ないため、弘前大学の金木農場と藤崎農場に固有周期 1 s の地震計を設置し、波線密度の向上を図った。臨時観測点を含めた解析期間は、2017 年 10 月 19 日から 2018 年 3 月 17 日である。本研究で使用した観測点を図 1 に示す。解析は Bensen et al. (2007) により提案された手法に基づいて行なった。まず、自然地震による信号を取り除くために、時間領域での規格化による振幅の平準化と、周波数領域でのスペクトルホワイトニングを前処理として行なった。次に、1 日の連続データに対する観測点間の相互相関関数の計算を行い、全期間の相互相関関数を足し合わせて(スタックして)平均化を行なった。その後、フィルタリングを行い、各周期帯における群速度の推定を行なった。周期帯は 2–4 s, 4–8 s, 8–16 s, 16–32 s, 32–64 s の 5 つとした。

解析を行なった全期間についての相互相関関数をスタックすることで S/N 比が改善され、位相が明瞭となった。得られた相互相関関数は、どの観測点ペアについてもピークの到来時刻が観測点間距離の増加とともに系統的に遅くなっていることから、表面波のグリーン関数が抽出されたと考えられる。しかし、2–4 s の短周期帯と 32–64 s の長周期帯のグリーン関数については、他の周期帯に比べ、明瞭な位相が見られなかったため、以下では 4–8 s, 8–16 s, 16–32 s の周

*Frequency-dependent Rayleigh wave group velocity around Aomori prefecture inferred from seismic interferometry by Sayumi Ishida et al.

期帯について議論する。各周期帯で得られたグリーン関数を図2に示す。

各観測点ペアの相互相関関数から波形エンベロップを算出し、各観測点間距離をエンベロップ振幅が最大となる時刻で除することで群速度を求めた。ただし、異常値を排除するため、周期帯によらず 2.0 km/s~4.0 km/s の範囲の推定値のみを結果とした。推定した各周期帯での群速度波線分布を図3に示す。全ての周期帯において、青森県の北西部で低速度の波線が卓越する特徴が見られた。各周期帯について見ると、4-8 s 帯域 (図3a) では、青森県南部で高速度の波線が、八戸地域で低速度の波線分布が見られた。8-16 s 帯域 (図3b) では、下北半島から南にかけてと青森県南部から秋田県にかけて高速度の波線が、他の地域では低速度の波線が卓越した。16-32 s 帯域 (図3c) では、他の周期帯に比べ高速度の波線が広く分布しており、特に青森県北東部と青森県南部から秋田県・岩手県にかけて卓越する傾向が見られた。

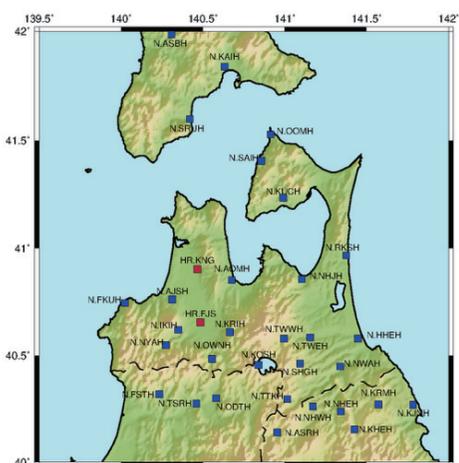


図1. 解析に使用した観測点の分布。青い四角はHi-net観測点の位置を、赤い四角は本研究で設置した臨時観測点の位置を示す。

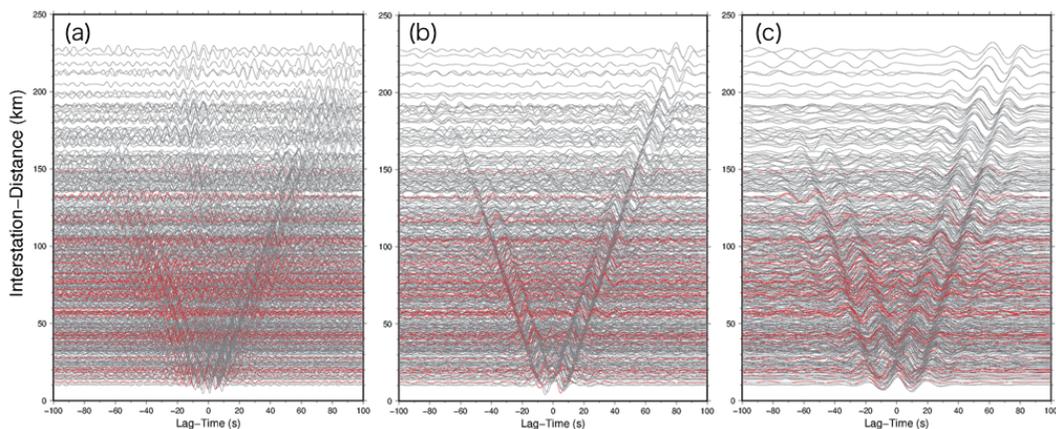


図2. 各周期帯における相互相関関数。(a)4-8 s 帯域, (b)8-16 s 帯域, (c)16-32 s 帯域での相互相関関数。灰色の線はHi-net観測点ペアを、赤色の線は臨時観測点を含んだ観測点ペアでの相互相関関数を表す。

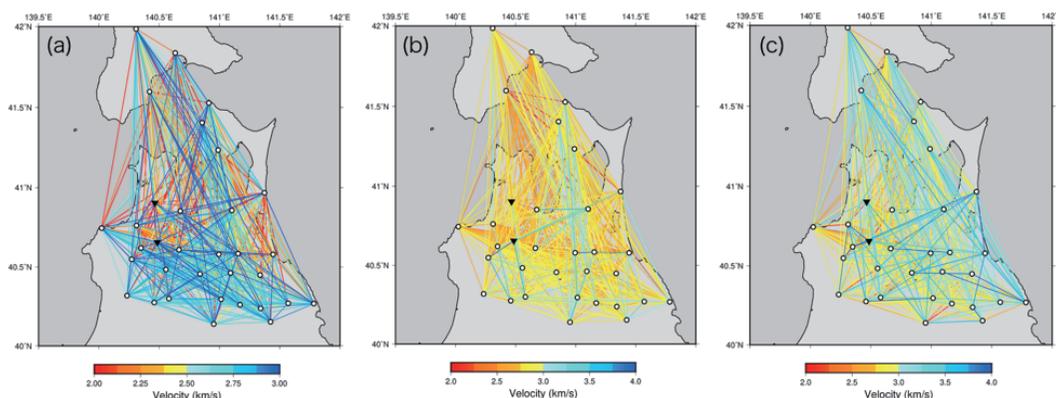


図3. 各周期帯における群速度波線分布。(a)4–8 s 帯域, (b)8–16 s 帯域, (c)16–32 s 帯域における結果。白丸は Hi-net 観測点, 黒逆三角は臨時観測点を示す。群速度のカラースケールを図の下に示す。

3. レイリー波群速度トモグラフィー

群速度の空間分布をより詳細に推定するため, 対象領域を水平面でブロックに分割し, レイリー波群速度を逆問題により解くブロック・トモグラフィー解析を行った。まず, トモグラフィー解析のブロックサイズをどの程度に設定できるかを調べるために, チェッカーボードテストを行なった。本研究では, 平均速度 2.5 km/s に対して $\pm 20\%$ の速度揺らぎを与えたチェッカーボードモデルと, 平均速度 3 km/s に対して $\pm 50\%$ の速度揺らぎを与えたチェッカーボードモデルの 2 通りを用意した。両モデルともブロックサイズは 4 km \times 4 km, チェッカーパターンの大きさは 20 km とし, 逆問題のイタレーション回数は 5 回とした。また, 最小二乗法において, モデルパラメータの絶対値を小さくするダンピングと, モデルパラメータを空間的に滑らかにするスムージング条件を適用し, 波線は直線であると仮定した。ダンピングとスムージングの重みは周期帯ごとに試行錯誤的に決定した。4–8 s, 8–16 s, 16–32 s の各周期帯における最適なダンピング値とスムージング値を用いたチェッカーボードテストの結果を図 4 に示す。観測点密度が高い青森県南部を中心にチェッカーボードパターンが回復し, この地域におけるトモグラフィー解析の空間分解能が高いこと, およびブロックサイズが妥当であることが示された。短周期帯では, ダンピング, スムージングの両方の値を相対的に強くする必要があり, 平均速度に近い値を取っている可能性がある。

次に, 走時データを用いてトモグラフィー解析を行なった。初期速度は, 4–8 s 帯域で 2.5 km/s, 8–16 s と 16–32 s 帯域では 3 km/s とし, ブロックサイズは 4 km \times 4 km の一様構造モデルとした。チェッカーボードテストと同様, イタレーション回数は 5 回とし, ダンピングとスムージングの強さは周期帯ごとに最適なものを検討した。

トモグラフィーの結果を図 5 に示す。チェッカーボードテスト (図 4) により空間分解能が高かった領域について調べると, すべての周期帯において, 青森県北西部で低速度領域が, 夏泊半島で高速度領域が確認できた。4–8 s 帯域 (図 5a) では, 青森県南部で高速度領域が, 八戸

地域で低速度領域が見られた。8–16 s 帯域 (図 5b) では、夏泊半島を除く地域で低速度領域が広がった。また、16–32 s 帯域 (図 5c) で、青森県南部で低速度領域が、青森県南東部で高速度領域が見られた。これらの特徴は、図 3 の波線分布と概ね調和的で、それをより詳細な空間分布として見る事が可能になった。

4. 議論

本研究では観測点が密ではない津軽平野地域に臨時観測点を 2 点設置したことで、津軽半島南部を中心に波線密度が向上した (図 6)。この領域については群速度分布の地域性をより詳細に推定することが可能となったといえる。

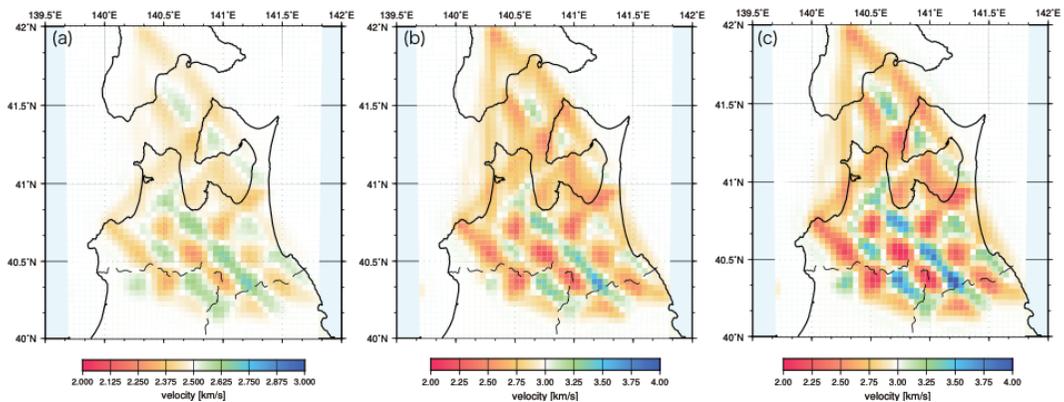


図 4. 各周期帯に対応する最適パラメータ値を適用したチェッカーボードテストの結果。(a)平均速度 2.5 km/s で $\pm 20\%$ の速度揺らぎを与えた場合。(b), (c)平均速度 3.0 km/s で $\pm 50\%$ の速度揺らぎを与えた場合。速度の値はカラースケールで示す。

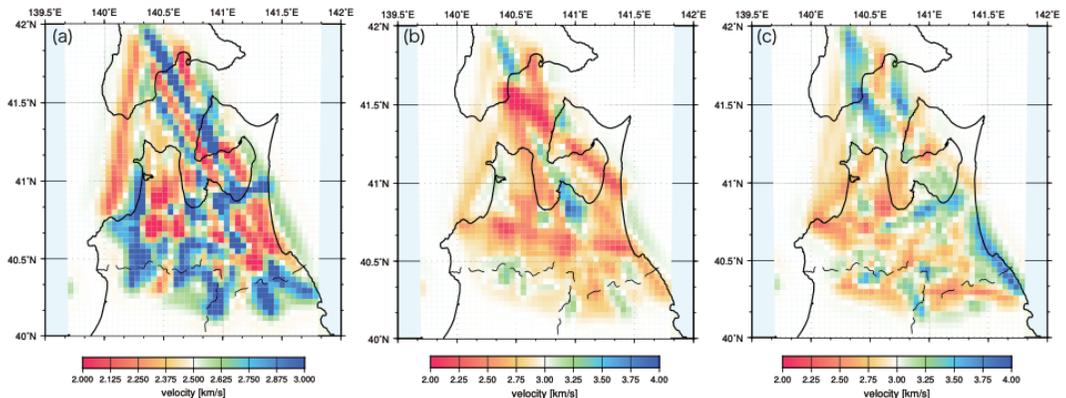


図 5. 各周期帯におけるトモグラフィー結果。(a)4–8 s 帯域、(b)8–16 s 帯域、(c)16–32 s 帯域における結果。速度の値をカラースケールで示す。

表面波の群速度は、周期が長いほどより深部までの構造の影響を受けるので、周期による群速度分布の違いはこれを反映している。

解析に使用したすべての周期帯において、夏泊半島には高速度領域が分布する（図 5）ことは、表層から深部まで高速度領域が存在することを示唆する。シームレス地質図（産業技術総合研究所地質調査総合センター，2019）によれば、この地域には、白亜紀から新第三紀の深成岩である花崗閃緑岩、石英閃緑岩の岩体やデイサイト、貫入岩等の火山起源の硬い岩石（火成岩）が分布しており、これらの岩石が高速度領域と対応する可能性がある。

次に、J-SHIS 深部地盤構造（防災科学技術研究所，2019）から群速度を計算し（図 7）、本研究で推定した群速度と比較を行なった。その結果、津軽平野地域や八戸地域で低速度領域が、夏泊半島や青森県南部で高速度領域が見られることは、本研究で推定した 4–8 s の短周期帯での群速度（図 5a）と整合している。しかし、他の周期帯での対応関係があまり良くなかった。これは、J-SHIS 深部地盤構造は、地震基盤（S 波速度が 3 km/s に相当する層）から工学的基盤（S 波速度が 400 m/s～700 m/s に相当する層）までの深さについての構造であることに起因する。本研究では長周期帯についての群速度を推定することができたことから、J-SHIS 深部地盤構造で推定されている基盤深度よりも深部までの構造を反映した結果が得られたと考えられる。

5. 結論

本研究では、津軽平野を中心とした青森県周辺地域について、地震波干渉法を用いて観測点間のレイリー波群速度を求め、ブロック・トモグラフィ解析により群速度の空間分布を推定

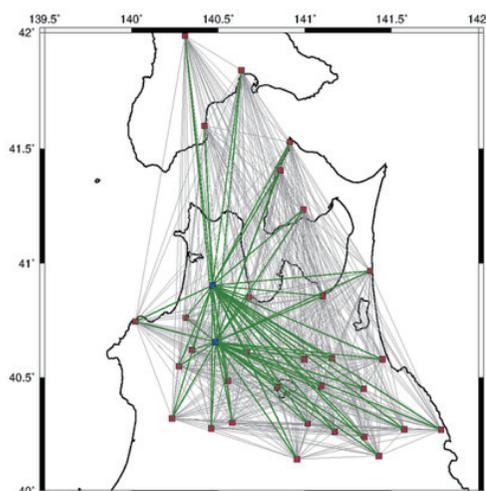


図 6. 解析に使用した波線分布。赤い四角は Hi-net 観測点、青い四角は臨時観測点を示す。灰色の線は Hi-net 観測点ペア、緑色の線は臨時観測点を含んだペアの波線を表す。

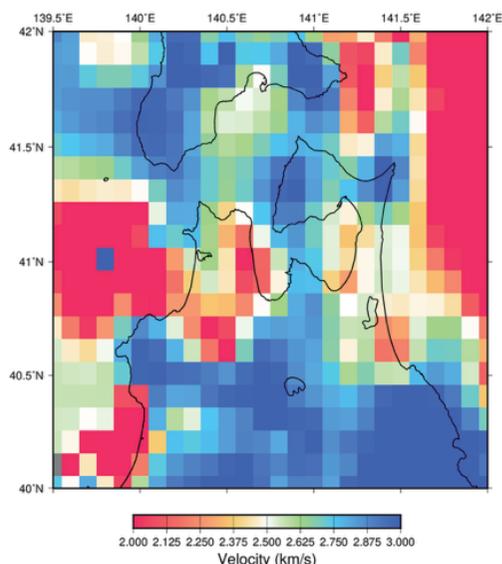


図 7. J-SHIS 深部地盤構造より求めた群速度。周期 4 s における速度構造を示す。速度はカラースケールで示している。

した。観測点が密ではない津軽平野地域に臨時観測点を追加したことにより、津軽半島南部での解像度が向上した。

夏泊半島は全ての周期帯で高速度であることから、表層から深部まで高速度域が存在し、この地域に分布する火成岩の分布を反映すると考えられる。また、本研究で推定した群速度は、4–8 sの短周期帯ではJ–SHIS 深部地盤構造で推定された基盤深度までの深さについての構造を反映しており、他の周期帯では基盤深度よりも深部までの構造を反映していると考えられる。

謝辞

本研究では国立研究開発法人防災科学技術研究所高感度地震観測網 Hi-net の連続地震波形記録を利用しました。また、弘前大学農学生命科学部の伊藤大雄教授を始めとした弘前大学農学生命科学部附属生物共生教育研究センター金木農場および藤崎農場の関係の方々には臨時観測の便宜をはかっていただきました。記して謝意を表します。

参考文献

- Bensen, G. D., M. H. Ritzwoller, M. P. Barmin, A. L. Levshin, F. Lin, M. P. Moschetti, N. M. Shapiro, Y. Yang, 2007, Processing seismic ambient noise data to obtain reliable broad-band surface wave dispersion measurements, *Geophysical Journal International*, 169, 37, 1239–1260, [doi:10.1111/j.1365-246X.2007.03374.x](https://doi.org/10.1111/j.1365-246X.2007.03374.x).
- Nakajima, J., T. Matsuzawa, A. Hasegawa and D. Zhao, 2001, Three-dimensional structure of V_p , V_s , and V_p/V_s beneath northeastern Japan: Implications for arc magmatism and fluids, *J. Geophys. Res.*, 106, B10, 21843–21857, [doi:10.1029/2000JB000008](https://doi.org/10.1029/2000JB000008).
- Nishida, K., H. Kawakatsu and K. Obara, 2008, Three-dimensional crustal S wave velocity structure in Japan using microseismic data recorded by Hi-net tiltmeters, *J. Geophys. Res.*, 113, B10302, [doi:10.1029/2007JB005395](https://doi.org/10.1029/2007JB005395).
- 産業技術総合研究所地質調査総合センター, 2019, 20 万分の 1 日本シームレス地質図 V2 (データ更新日: 2019 年 6 月 5 日, <https://gbank.gsj.jp/seamless/>).
- 国立研究開発法人防災科学技術研究所, 2019, 浅部・深部統合地盤モデル, [doi:10.17598/nied.0012](https://doi.org/10.17598/nied.0012).

青森県内の KiK-net4 地点における増幅特性の水平方向異方性について*

弘前大学 片岡俊一

1. はじめに

地震動の推定や評価のためには、S波速度構造が必要である。しかしながら、青森県にあってはS波速度が調査され公表されている地点が少ないため、K-NETとKiK-netの公表値を参照する割合が高い。しかしながら、K-NETとKiK-netの公表値を見直した報告は数多くあり、公表値を利用する前に確認が必要であろう。KiK-netは地中と地表に地震計が設置されていることことから、鉛直入射するS波を仮定して、重複反射理論を適用して地下構造を確認できる。

そこで、青森県内の4地点のKiK-net観測点で得られた地震記録を用いて地中と地表とのスペクトル比を求めてみたところ、水平2方向で増幅特性が異なる事例を見つけた¹⁾。本報告は既報の不十分であった点に説明を加え、既往のサイト増幅特性との比較や震源位置への依存性を報告する。

2. 対象観測点と選択した地震記録

検討対象とした観測点は、青森県にあるKiK-net観測点のうちの十和田湖東(AOMH12)、新郷(AOMH16)、名川(AOMH17)、田子(AOMH18)である。

対象地点において1996年6月から2018年9月30日までに観測された地震動から野津・他²⁾が強震観測点のサイト増幅特性を定めた際の条件である、震央距離が150km以内、マグニチュードが5.0以上、最大加速度が2.0~100galの範囲の地震動を選択した。この結果表1に示す数の地震が選択された。

表1 選択した地震数

観測点名	コード	地震数	設置方位(°)
十和田湖東	AOMH12	68	3
新郷	AOMH16	73	3
名川	AOMH17	76	5
田子	AOMH18	52	4

設置方位はKiK-netのwebページより

<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/db/siteangle.html>

なお、選択した全ての地震記録は結果的に2000年以降のものとなった。本報告では、水平2方向の増幅特性が異なることを示す。その前提として、地中と地表の地震計の設置方位にずれがないことを確認する必要がある。KiK-netの資料を調べた結果も表1に示してあるが、対象の4地点において設置方位のずれは小さい。

選択された地震の震央位置を図1に示す。図を見ると地震の多くは太平洋側で起きていることが分かる。しかしながら、内陸の地震も少なからずあり、また南北方向の分布範囲も広いので、観測点に対して一方向から入射しているとは言えない。参考のために、方位を45度に分けて方位毎の地震数を調べてみた。その結果を図2に示す。

* Horizontal anisotropy of amplification characteristics at four stations of KiK-net in Aomori prefecture by Shunichi Kataoka

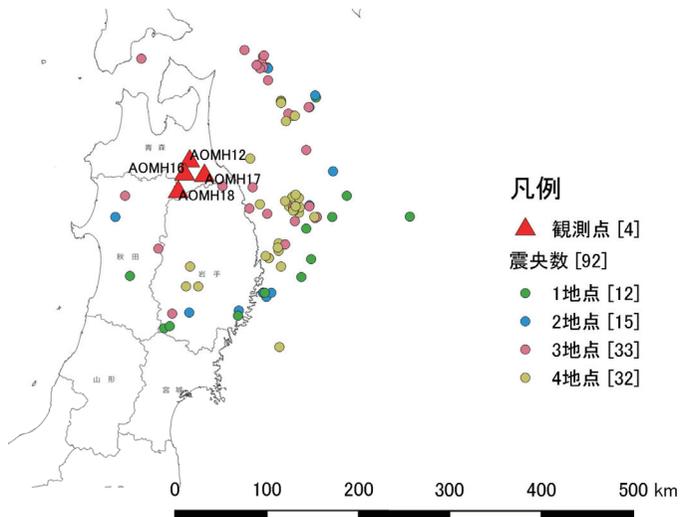


図1 選択された地震動に対応する震央位置

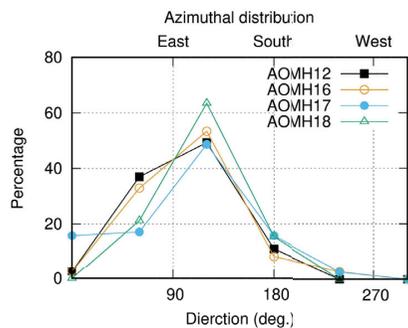


図2 震源方位の分布 (比率で表示)

3. 地中と地表のスペクトル比の算出

地中と地表とのスペクトル比は石田の提案手法³⁾により求めた。文献3)では、地中と地表のスペクトル比を地中から地表への伝達関数と称し、以下の式を伝達関数の推定値とすることを提案している。

$$H_{y/x}(f) = \sqrt{\frac{S_{yy}(f)}{S_{xx}(f)}} \sqrt{\frac{S_{xy}(f)}{S_{yx}(f)}} \quad (1)$$

ここで、 $S_{xx}(f)$ 、 $S_{yy}(f)$ はそれぞれ地中と地表の地震動記録のパワースペクトルを表し、 $S_{xy}(f)$ 、 $S_{yx}(f)$ は地表と地中、地中と地表のクロススペクトルである。この伝達関数の振幅は式(1)より地中と地表のスペクトルの比となっていることが分かる。

実際の計算に当たっては、各々の地震記録の主要動開始時刻から 20.48 秒のデータを対象とし、バンド幅 0.2Hz の Parzen ウィンドウを施した。さらに、文献3)に倣い、全ての地震記録の相乗平均を求めた。

4. 実測値による地中と地表のスペクトル比と考察

各成分毎のスペクトル比の絶対値および位相差の平均値を図3に示す(図中の Obs., 以下では実測と言う)。スペクトル比については、公表されている地下構造から算出した理論スペクトル比(図中の Theory, 以下では理論増幅と言う)も描いてある。理論スペクトル比はピークが目立つように、 $h=0.01$ と極めて小さな減衰を仮定している。さらに、文献3)に記載されているスペクトルインバージョンによるサイト増幅特性(図中の Empr., 以下ではサイト増幅特性と言う)も同じ図に示してある。

AOMH12(十和田湖東)においては、実測値のNS方向とEW方向ではスペクトル比はほぼ同じ形状をしているものの、8Hz付近のピークではEW成分のピーク振動数の方がNS成分よりも高い。一方、5Hz付近のピークでは、NS成分の方が高い振動数でピークとなる。これに対応してか、位相もNS成分、EW成分で同じである区間と異なる振動数区間がある。位相の違いは高振動数になるに従って大きくなっている。

理論増幅と実測との関係を見ると、低次の1.5Hz, 3.5Hz, 5Hz付近でピークがあることは対応しているが、最も高いピークである8Hz付近に理論増幅のピークは見られない。サイト増幅特性と実測とを比べると、5Hz, 8Hz付近にピークがあることは対応している。ただしサイト増幅特性は低い振動数におけるピークの高さが高いが実測は低い。また、サイト増幅特性に見られる0.8Hzのピークは実測には見られない。このような低振動数における振幅の違いの原因として解析時間長さが関係していると考えている。文献3)では後続の位相もサイト増幅特性であるとして考慮しているが、本報告では主要動部分に限っている。

AOMH16(新郷)では、実測のスペクトル比はAOMH12と同様に水平2成分でほぼ同じ形状をしており、ピーク振動数のずれも小さいが明確に異なっている。位相差は、NS成分の方が遅れているように見える。この地点では、実測と理論増幅特性のピーク振動数は6Hz程度まで、ほぼ対応しているように見える。サイト増幅特性と実測を比較すると8Hz程度までピーク振動数は対応しているものの、スペクトル形状は異なり、サイト増幅特性は低振動数で大きく、本報告では5Hz付近のピークがもっとも高い。

AOMH17(名川)では、実測のスペクトル比は8Hzに水平2成分ともにピークがあるが、それより低い振動数では、NS成分にピークが見られるもののEW成分では見られなかった。位相差は水平2成分ともに綺麗な変化を示している。理論増幅でも8Hz付近にピークがあるので、これは実測と対応しているが、これ以外の理論増幅のピークは実測と対応していない。サイト増幅特性も8Hzにピークがあることは実測と同じである。

AOMH18(田子)では、実測のスペクトル比のピークは水平2成分でやや振動数が異なるものの、ほぼ対応した。このうち、8Hz付近のピークの水平2成分でのずれがもっとも大きい。位相差はAOMH17と同様に綺麗に変化している。理論増幅のピーク振動数は実測と異なっているものに、どうにか対応をつけることは可能である。サイト増幅特性の形状は実測と良く対応している。

なお、平滑化する際のバンド幅を変化させてスペクトル比が安定しているか確認してみた。その結果、バンド幅によらず同様のスペクトル比が得られた。このことから、本報告でのスペクト

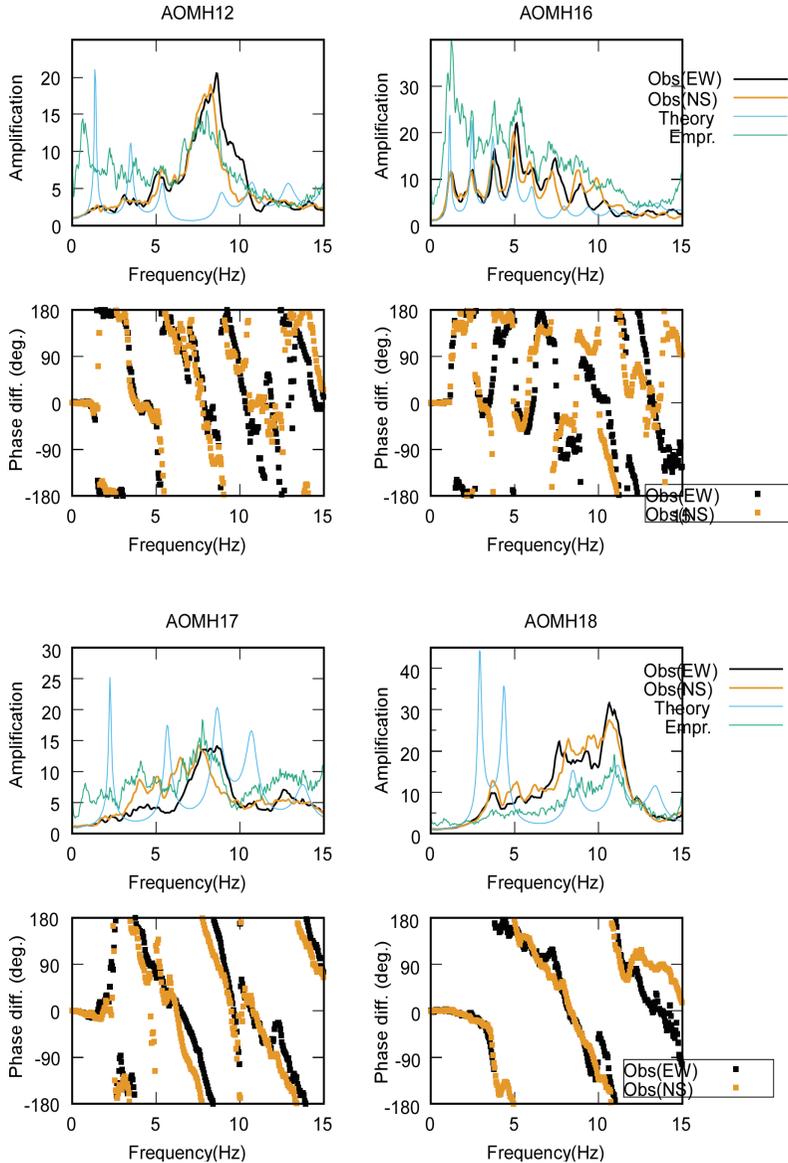


図3 4地点の観測伝達関数。図中のObsが実測値、Theoryが理論増幅曲線であり、Empr.がサイト増幅特性。

ル比は安定した結果であると考えている。

5. 考察

2つの水平方向成分で増幅特性が異なる理由としては様々なことが考えられる。例えば、地中深い地点で地層が傾斜しており、入射方向によって生成される波動成分が異なること、地表近くでの不整形性、水平成層だとしてもS波の速度異方性などが挙げられよう。これらのことを検討

するためには、震源の方位依存性や、水平面内で最も卓越する方向の検討、あるいは地表付近の傾きの卓越方向を調べることが必要と考えている。

ここでは、地下構造は水平成層であると仮定し、速度異方性の可能性を検討した。理論増幅スペクトルと観測増幅スペクトルが比較的近い AOMH16 と AOMH18 を対象に、S 波速度を総当たり法によって各成分毎に求めてみた。特定の層の S 波速度が成分によって大きく異なるのであれば、速度異方性の可能性が考えられる。

総当たり法は以下のように 2 段階で行った。まず、表層数層の S 波速度を公表値を平均値とし、 $\pm 30\%$ の範囲を 8 等分して速度構造モデルを仮定し、各々について理論増幅曲線を計算した。ピーク振動数のみに着目し、理論増幅曲線のピーク振動数と実測のピーク振動数の差が最も小さいモデルを第 1 段階の最適モデルとした。ついで、そのモデルの結果を平均値として、 $\pm 15\%$ の範囲を 8 等分した速度構造モデルを作り、先と同様に最適値を求めた。この手順により最適モデルを求めた。変化させなかった深部の層の S 波速度は公表値のままとし、層厚は公表値を用いた。ここでは、ピーク振動数のみを対象としていることから、逆解析にあたっての地盤の減衰の影響はないので、各層とも同様に 0.03 とした。対象とするピークと推定する層数は観測点によって変えた。

結局、AOMH16 では、低次の 4 つのピークを対象にし、表層 7 層の速度を求めた。一方、AOMH18 では、低次の 3 つのピークを対象にし、表層 6 層の速度を求めた。その結果得られた最適モデルによる理論増幅特性を観測値と比較して図 4 に示す。AOMH16 はピーク振動数ばかりか形状もよく対応している。AOMH18 ではピーク振動数は対応している。なお、上に述べたように地盤の減衰は 0.03 と一定値として扱ってため、ピーク振幅が一致しないのは致し方ない。

最適モデルの S 波速度分布を図 5 に示す。AOMH16 では第 2 層と第 5 層の S 波速度の違いが大きいモデルが最適となった。このうち、第 5 層は柱状図で砂礫とされている層である。佐藤・他は砂礫層において速度異方性があることを報告しており⁴⁾、今回の結果に対応している。AOMH18 では、第 3 層と第 6 層の S 波速度の違いが大きいモデルが最適となった。

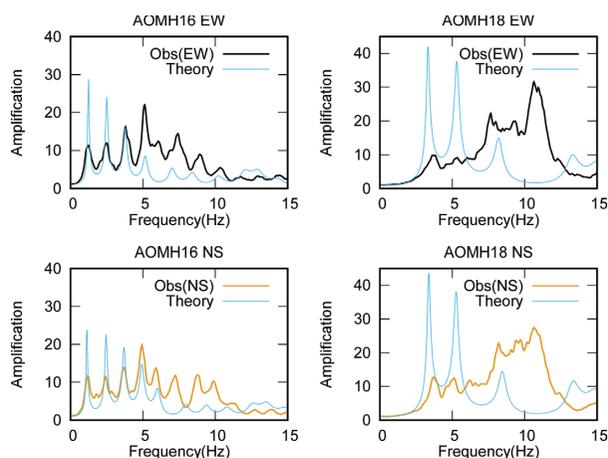


図 4 総当たり法を用いて推定した S 波速度構造から算定した理論増幅特性と観測値との比較

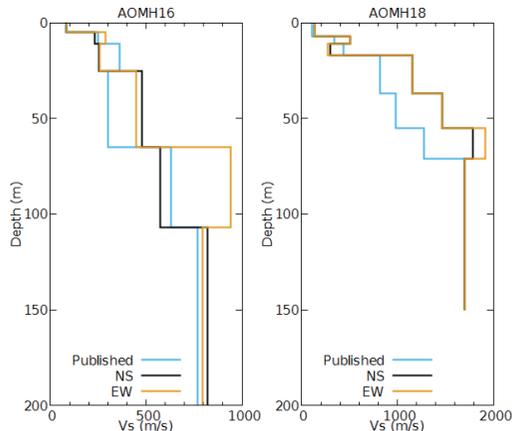


図5 総当たり法を用いて推定したS波速度構造と公表値との関係

6. まとめ

KiK-netの速度構造を利用することを考えて、青森県内の4観測点で公表されているS波速度構造の妥当性を検討した。具体的には、地中と地表とで観測された地震動のスペクトル比を求めてみたが、NS成分とEW成分でスペクトル比の形状は異なっていた。さらに、実測のスペクトル比と公表されているS波速度構造から算出される理論増幅特性のピークを比較すると、4地点中AOMH16（新郷）とAOMH18（田子）の2地点ではどうにか対応がつけられるが、他の2地点は説明し難いものであった。理論と対応がつく2地点については、ピーク振動数を説明するS波速度構造モデルを公表値を初期値として求めることができた。

水平2成分の増幅特性が異なる理由として、本報告では、S波速度の異方性を検討したが、更に検討すべき項目は多く、それらは今後の課題としたい。

謝辞

本報告は、弘前大学理工学部地球環境学科における平成30年度卒業研究として田中早紀さんが行ったものを再整理したものである。計算結果は全て田中さんによるものである。記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 片岡俊一：青森県内4地点のKiK-netにおける水平方向の異方性について，令和元年度土木学会全国大会第74回年次学術講演梗概集，CS12-17，2019
- 2) 野津厚・長尾毅：スペクトルインバージョンに基づく全国の港湾等におけるサイト増幅特性，港湾空港技術研究所資料，No.112，2005
- 3) 石田寛：地震観測記録を用いた伝達関数の評価手法に関する検討，1992年度日本建築学会関東支部研究報告集，13-16，1992.
- 4) 佐藤清隆，佐々木俊二，東貞成，武田智吉，石川博之：鉛直アレイ地震観測にもとづく堆積砂礫層での水平方向の異方性について，土木学会第54回年次学術講演会，I-B134，266-267，1999.

三陸沖北部地震を考慮した八戸市における

X-GIS を用いた津波遡上解析*

八戸工業大学 中村 優真
 八戸工業大学 高瀬 慎介
 日本工営株式会社 野島 和也
 日本工営株式会社 櫻庭 雅明
 東北大学災害科学国際研究所 山口 裕矢
 東北大学災害科学国際研究所 森口 周二
 東北大学災害科学国際研究所 寺田 賢二郎

1. はじめに

三陸沖北部地震を想定した八戸市における津波遡上解析は自治体を中心に検討が行われており、ハザードマップの整備や避難経路の確保などのソフト面での対策が実施されている。ハザードマップ作成のためには、津波浸水想定範囲の決定が必要であるが、その解析では構造物を考慮せず、地形データのみで予測解析を行っているのが現状である。

そこで本研究では、災害研の地域・都市再生研究部門計算安全工学研究分野と日本工営株式会社先端研究開発センターが共同で開発している自然災害の数値シミュレーションのためのプラットフォーム機能を実装した X-GIS (eXtended GIS) の機能の一つである津波解析モジュールを使い、構造物を考慮した八戸市における津波遡上解析を行った。その解析結果をもとに、現在設定されている避難ビル、避難場所の有効性について再確認するとともに、八戸市がより津波災害に強い都市になるための都市のレジリエンスデザインについても X-GIS を用いて検討を試みる。

2. 解析概要

X-GIS の機能の一つである津波解析モジュールを用いて、三陸沖北部地震を想定した八戸市における津波遡上解析を行った。解析条件を表-1に示す。地形、断層パラメータ等は、平成24年度津波浸水想定業委託報告書¹⁾を参考にして設定した。構造物のデータは国土地理院の基盤地図情報を参考にした。作成したメッシュデータ範囲を図-1に示す。

表-1 解析条件

項目	設定条件
解析領域	太平洋～八戸港
メッシュ構成	沖合から 大領域：450m (東日本沖) 中領域：150m (青森県沖) 小領域：50m (下北八戸) 詳細領域：10m (八戸港)
潮位補正等	T. P. +0. 681m
計算時間	3時間
粗度係数	小西ら(1998)に従う
構造物	なし

* Tsunami run-up analysis using X-GIS in Hachinohe City considering the Sanriku-oki northern earthquake by Yuma Nakamura, Shinsuke Takase, Kazuya Nojima, Masaaki Sakuraba, Yuya Yamaguchi, Shuji Moriguchi, Kenjiro Terada

遡上解析²⁾は、構造物の有無、防波堤の高さ、位置や形状等を変更し、数パターン行う。それぞれの遡上解析結果を比較することにより、防波堤の効果、避難ビルや避難場所の有効性について、再確認していく。その後、レジリエンスデザインについても検討していく。



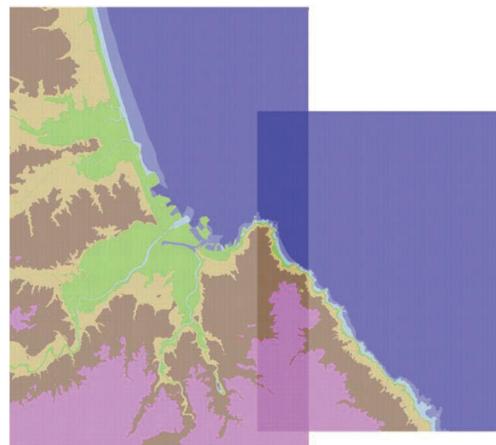
450m メッシュ範囲



150m メッシュ範囲



50m メッシュ範囲



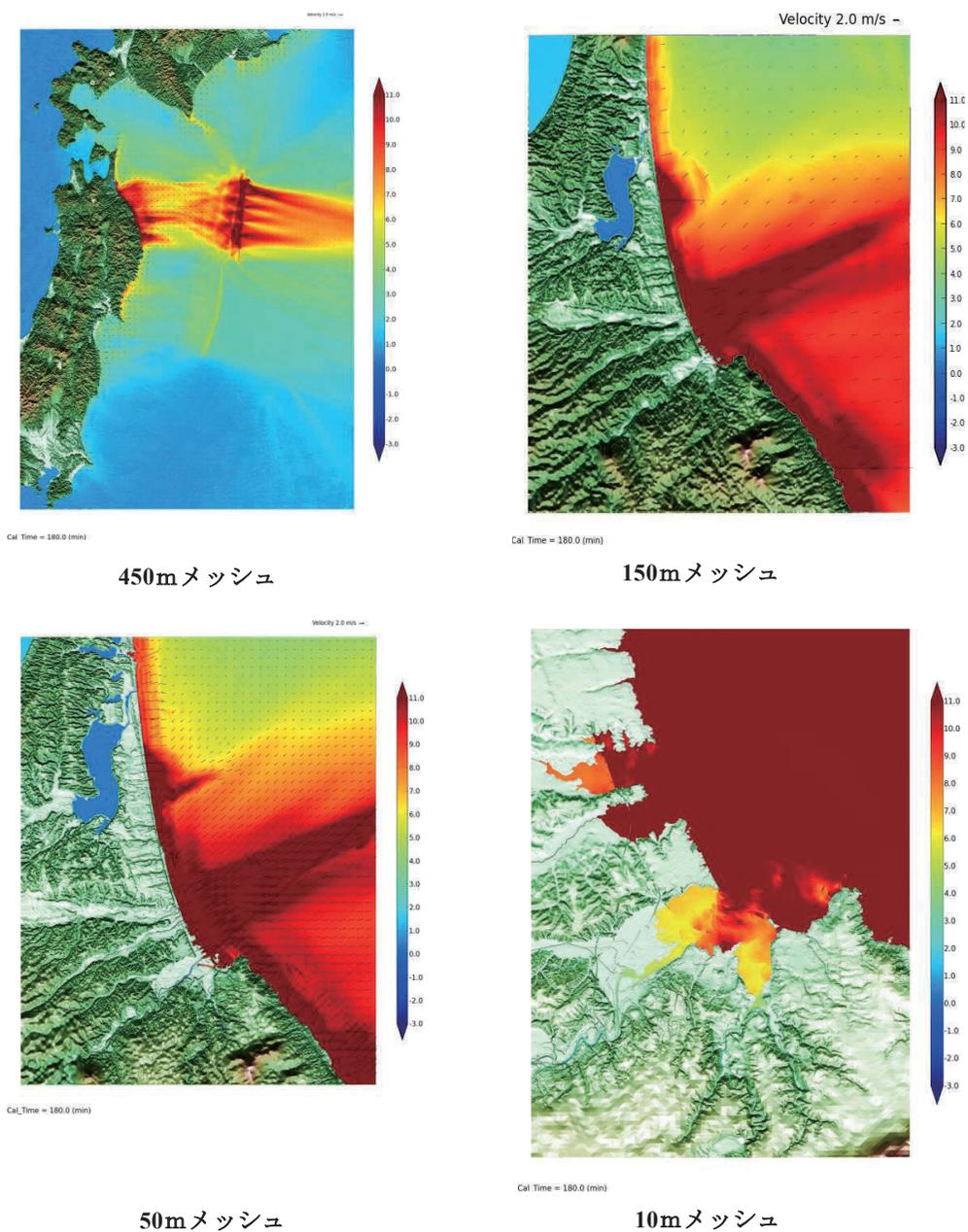
10m メッシュ範囲

図一1 作成したメッシュデータ範囲

3. 解析結果

遡上解析結果を図一2 に示す。この遡上解析は防波堤なし、構造物なしである。そのため一番遡上域が広範囲になるケースと考えられる。図一2 より、内陸の深くまで11m を超す津波が

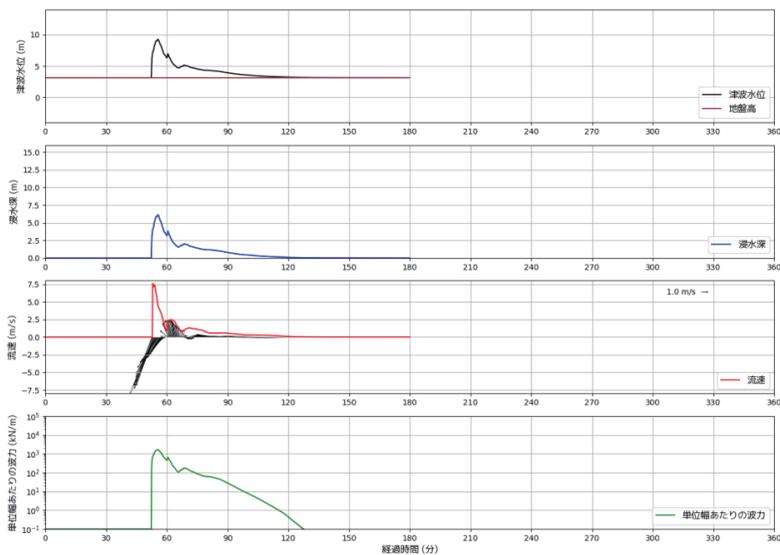
遡上してきているのが分かる。また、八戸市北部側は南部側よりも高い津波が内陸まで遡上していることがわかる。



図一2 遡上解析結果

図一3 のグラフは、八戸市津波防災センター地点での、津波水深、浸水深、流速、単位幅あた

りの波力である。最高津波水深が 9.26m 最高深水深 6.12m であった。防災センターの避難所の床面高さは、10.96m であるため、本解析上では、防波堤が機能していない場合でも避難所として機能すると思われるが、1 パターンだけでは有効性は判断できないため、さらなる解析が必要である。



図—3 津波防災センターにおける各種グラフ

4. おわりに

本実験では、X-GIS の機能の一つである津波解析モジュールを用いた津波遡上解析を行った。今回の防波堤並びに構造物なしの場合では、内陸の奥深くまで津波が遡上していくことが分かった。また、八戸市津波防災センターの有効性についても検討した。今後、構造物、防波堤の高さ等を変更した解析を行っていく。深水域がどのように変化していくのかを調査していき、効果の高い防波堤の配置や現在指定されている避難所、避難ビルの有効性の検討を行っていく予定である。

謝辞：本研究は、2019 年度東北大学災害科学国際研究所リソースを活用した共同利用研究助成を受けたものです。ここに記して、感謝を表します。

参考文献

- 1) 青森県県土整備部河川砂防課，パシフィックコンサルタンツ株式会社：平成 24 年度津波浸水想定業委託報告書, 2013
- 2) 後藤智明，小川由信：Leap-Frog 法による津波の数値計算法，東北大学土木工学科資料，52p, 1982

稠密微動アレイ探査による岩手県陸前高田市の造成地における S 波速度構造の推定*

岩手大学工学部 齋藤早紀, 山本英和, 齋藤剛

1. はじめに

平成 23 年東北地方太平洋沖地震津波により、岩手県陸前高田市の海岸平野部では壊滅的な被害を受けた。再びこのような被害を受けないようにするために、陸前高田市は被害が集中した市中心部を大規模におよび広範囲に嵩上げした。盛土の最大高さは約 12m に達する。本研究では、嵩上げされた市の中心部の造成地において微動アレイ探査を実施し、S 波速度構造を推定することで、造成地の地盤の強度を把握することを目的とする。また、当該地域は震災直後、山本ほか (2014) により微動アレイ探査による S 波速度構造が把握されている。本研究と既往の研究を比較し、造成による影響を検討することも目的のひとつである。

2. 極小アレイと道路幅アレイによる微動観測

微動観測は 2019 年 8 月 19 日, 21 日および 26 日に岩手県陸前高田市高田地区造成地で行った。図 1 に観測地点を示す。高田地区中心部商業施設アバッセ高田付近の 22 地点で 100m~150m 間隔という集中的に微動観測を実施した。微動観測には白山工業株式会社製の微動計 JU310 を 4 台および JU410 を 4 台用いた。サンプリング周波数波 200Hz, 1ヶ所の測定時間は 15 分である。図 2 にアレイ配置を示す。4 台の JU310 を用いて中心に 1 台, 半径 60cm の円周上に 3 台配置する極小アレイと, 4 台の JU410 を用いた, 道路幅を高さとする平行四辺形型 (菱形) のアレイで同時に微動を測定した。道路の形状に注目し, 最適な幅を利用し, 自動的に辺長を決め観測した。そのおかげで測量時間を短縮することができた。半径 60 cm の極小アレイ微動探査では, 観測の機動性は高いが, 地震防災上有益な波長 40m 程度の位相速度の情報を得ることができない事例が過去の調査では多かった。今回, 地震計間隔 10m から 20m 程度の道

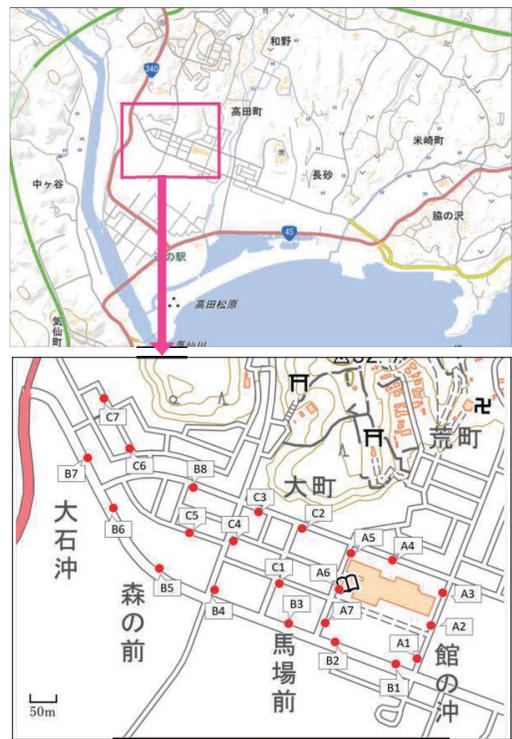


図1 観測地点と拡大図

ることができない事例が過去の調査では多かった。今回, 地震計間隔 10m から 20m 程度の道

* Estimation of S-wave velocity structures in the creation land of central Rikuzentakata City, Iwate Prefecture by using dense microtremor array surveys by S. Saito, H. Yamamoto and T. Saito

路幅を基準としたアレイを同時に測定することで、短時間、多地点で稠密な測定をし、極浅部～深度 30m 程度までの S 波速度構造を 1 回の測定で調査可能にした。

3. H/V スペクトル比のピーク周期 (道路幅アレイ)

観測された微動記録を 40.98 秒の区間に分割し、FFT によりスペクトル解析を行った。図 3 に微動の水平動上下動スペクトル(H/V)のピーク周期分布図を示す。ピーク周期は盛土が薄いと予想される山側では最小で 0.24 秒を示し、盛土の厚い海側では最大で 0.46 秒を示している。

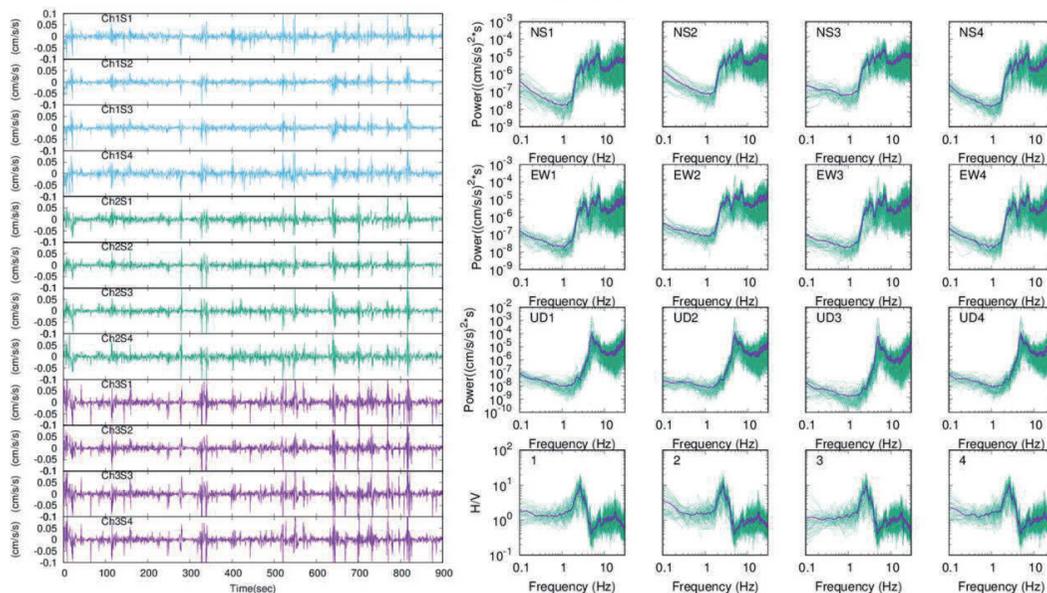


図3 微動の加速度波形記録と微動のスペクトル、H/V

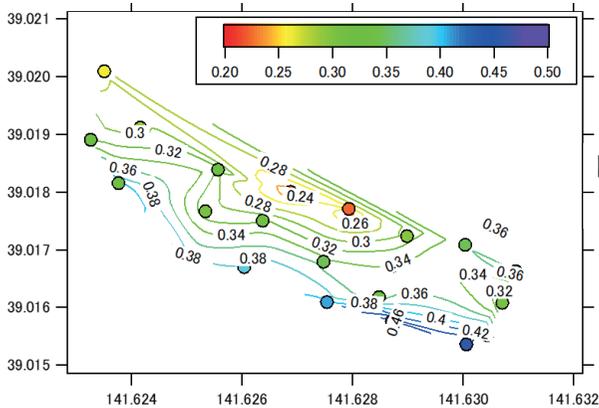


図4 H/Vスペクトル比のピーク周期分布(単位:秒)

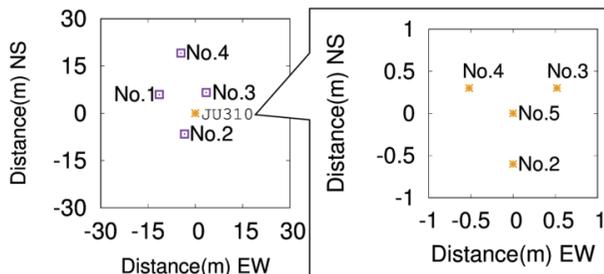


図2 A7におけるアレイ配置図

4. 極小アレイと道路幅アレイの解析

Aki(1957)による空間自己相関 (SPAC) 法により、位相速度分散曲線を計算した。観測された上下動微動を 20.48 秒区間ごとに分割し、クロススペクトルを算出し、方位平均をとり、空間自己相関係数を算定した。観測された SPAC 係数を第 1 種 0 次のベッセル関数に適合し、位相速度を得た。図 5 に得られた SPAC 係数と位相速度の例を示す。極小アレイだけの場合、周波数 6Hz から 20Hz の範囲でしか位相速度は得られないが、道路幅アレイを同時に測定することで、周波数 3.5Hz までの位相速度を得ることができた。

Ballard(1964)の方法により、得られた位相速度から波長の 3 分の 1 を深さ、位相速度の 1.1 倍を S 波速度とした疑似 S 波速度構造を計算した。その例を図 5 の右側に示す。深さ 50m 程度まで S 波速度が得られていることがわかる。地表付近の S 波速度は約 250m/s であるが、深さ 45m で約 600m/s を示し、比較的高い値を示していることがわかる。

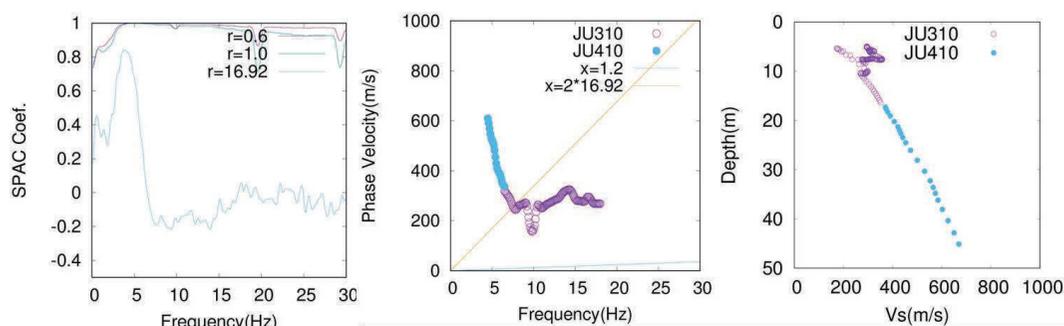


図5 解析より得られたSPAC係数(左)、位相速度(中)、疑似S波速度構造(右)の例

5. S 波速度構造モデルの推定

得られたレイリー波位相速度と H/V を満足する S 波速度構造モデルを求める。まず基本モードのレイリー波を仮定し、位相速度と楕円率の理論値を計算し、観測値に合うように S 波速度構造モデルの修正を行った。図 6 は計算値と観測値の位相速度分散曲線の例である。紫と水色がそれぞれ極小アレイと道路幅アレイの観測結果、オレンジ色の実線が推定した計算値の結果を示している。図 7 は計算値と観測値の H/V のグラフを示している。緑、紫はそれぞれ極小アレイ観測、道路幅アレイ観測の結果、赤が推定された計算値の結果を示した。このように観測値と計算値が合うようにモデルを何度も修正し、S 波速度構造を得た。

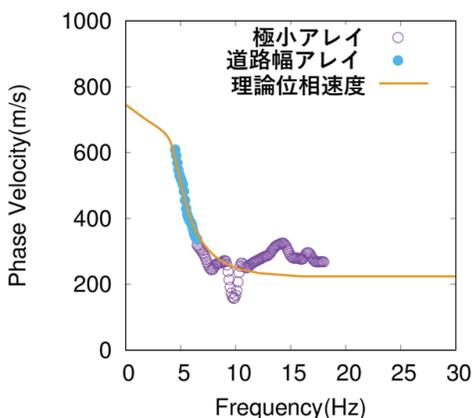


図6 計算値と観測値の位相速度分散曲線

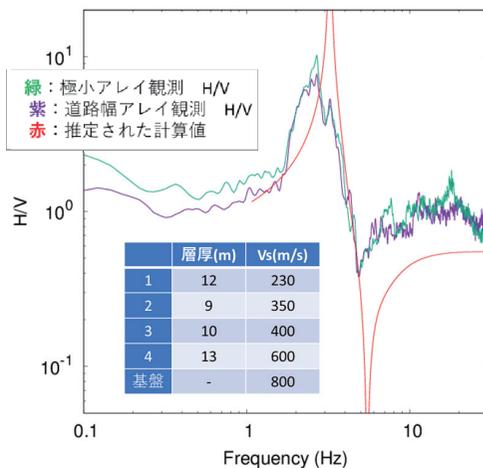


図7 計算値と観測値のH/V

その計算値から推定されたS波速度構造の結果を図8に示す。縦軸下方向に深さ、横軸にS波速度を取る。S波速度230m/sの層が12m、350、400、600m/sの層がそれぞれ9、10、13mの厚さで堆積しており、以下800m/sの層構造となった。造成前に微動探査を行った時の表層付近の速度は150m/sだったのに対し、今回は230m/sと大きな値を示している。

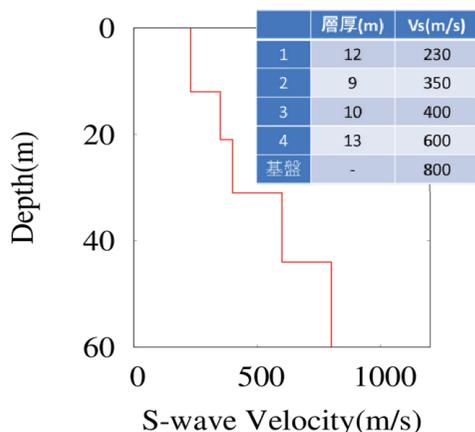


図8 推定されたS波速度構造

6. S波速度構造の比較

図9に今回使用した測線①～⑦の配置を示す。図10に推定したS波速度構造を示す。黄緑の矢印で示した測線①～④はほとんどが山側から海側にかけてS波速度が大きい層が深い位置にあることが分かった。特に測線②、③は山側に比べ海側ではVs=600、800m/sの層は約20m深い結果になった。図4で示したピーク周期分布の傾向と一致することが分かった。水色の矢印で示した測線⑤～⑦は、大体同じ地盤の構造をした箇所を並べているので測線⑤、⑥は東西方向でほぼ同じ結果である。しかし測線⑦は山に一番近いC3が固い地盤の影響を受けているのか浅いところで速い速度が出ている。



図9 測線①～⑦の配置

もっと見やすくするために色で現したものを図 11 に示す。測線①～④のほとんどは山側に行くにつれ、表層地盤が固くなりつつあり、 $V_s=800\sim 1000\text{m/s}$ の層が浅いところまで出てきている。やはり、山に近い C2, C3 は $20\sim 30\text{m}$ ほどで V_s が $800\sim 1000\text{m/s}$ に達していることが分かる。測線⑤～⑦はそれぞれ海側、中央、山側と分けること変化が分かりやすくなる(図 12)。表層は赤の約 200m/s からオレンジ色の約 300m/s へ、深部も青の約 800m/s から紫の約 1000m/s へと変化しており、山の影響だと考えられる。造成前の表層地盤が 150m/s 程度だったのに対し、今回の調査地域では $200\sim 300\text{m/s}$ と造成後の地盤としては比較的速い結果になった。

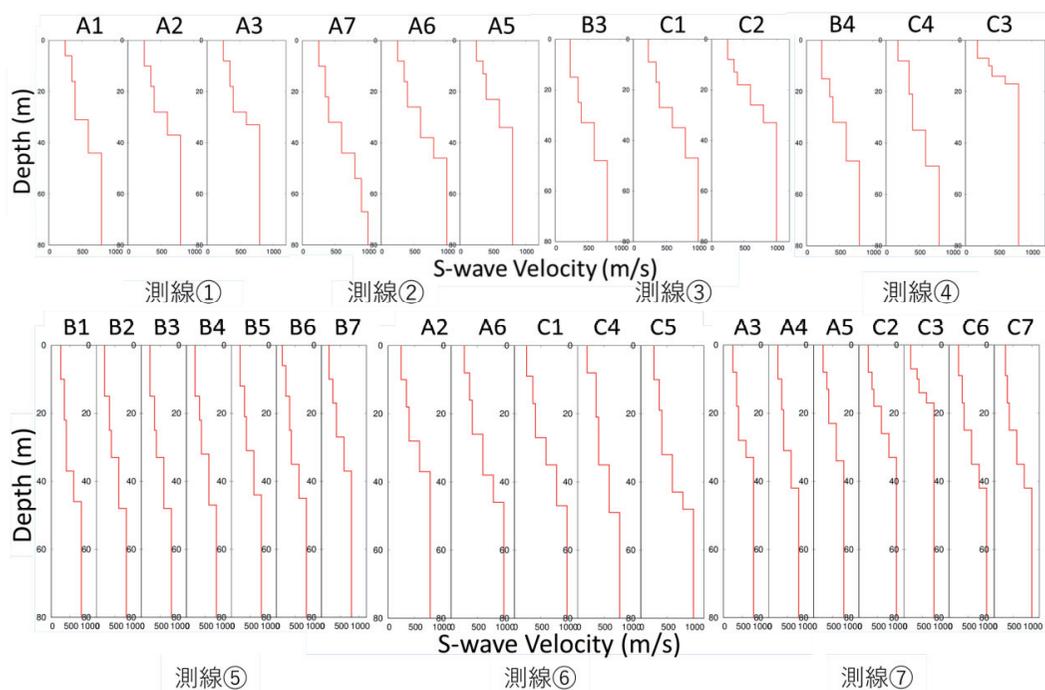


図10 測線①～⑦に沿った微動アレー観測により推定されたS波速度構造

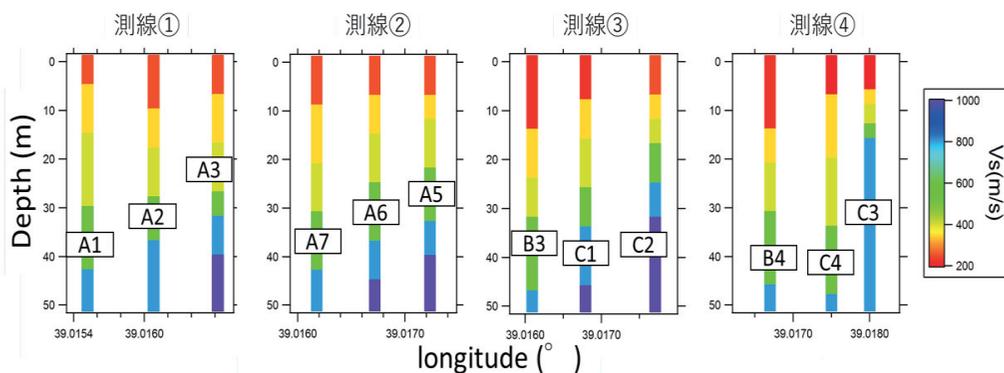


図11 色で示した測線①～④に沿った微動アレー観測により推定されたS波速度構造

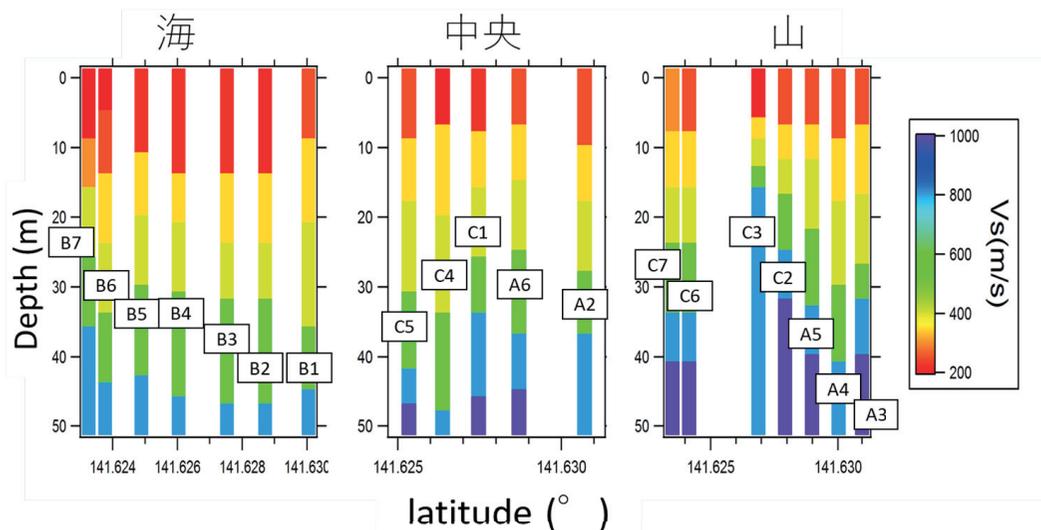


図12 色で示した測線⑤～⑦に沿った微動アレー観測により推定されたS波速度構造

7. まとめ

本研究では、陸前高田市の造成地において極小アレイ、道路幅アレイ微動観測を行い、S波速度構造を推定した。山側から海側にかけては基盤が次第に深くなり、東西方向ではほぼ同じS波速度構造であることが推測される。浅部のS波速度は200～350m/s、 V_s が約800m/sの基盤と考えられる深さは30～50m山側から海側にかけて深くなっていると推測される。山本ほか(2014)で得られた結果と比べ、今回の調査地域では表層地盤が50～150m/s速くなっている結果となった。この地域の造成はうまくいったのではないかと考えられる。今後は得られたS波速度構造から地盤増幅率を求め、地盤の揺れやすさハザードマップを作製する予定である。さらに基本モードだけでなく、高次モードによる影響がないかも検討する必要がある。

謝辞

微動観測には陸前高田市の協力を得ました。記して謝意を表します。

参考文献

- Aki, K. (1957) Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors, Tokyo University, Bull. Earth. Res. Inst. 25, pp.415-457.
- Ballard, R.F., Jr. (1964) : Determination of Soil Shear Moduli at Depth by In Situ Vibratory Techniques, Miscellaneous Paper No. 4-691, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburgh, Mississippi.
- 山本英和, 朝田航, 齊藤剛 (2014) : 微動観測による陸前高田市の地盤のS波速度構造の推定 東北地域災害科学研究, 第50巻, pp. 19 - 24.

下北地域の地盤特性に関する研究

八戸工業大学	東 大地
八戸工業大学大学院	橋本 憲二
八戸工業大学大学院	高瀬 慎介
八戸工業大学大学院	金子 賢治
八戸工業大学大学院	小笠原 亮介

1.はじめに

下北半島では、下北縦貫道路などのインフラ整備や原子力発電所などの建設が進められており、従来からの農漁業主体の産業構造から徐々に変化が生じつつあるが、半島の地質や地盤についてまとまった文献が少ない。これまでの文献調査により、田名部低地の軟弱地盤の調査、地すべりの調査、土丹の性状調査、グリーンタフの調査、中間土の調査の5つの課題がある。その中で下北県民局管内で工事している場所から試料を採取することを踏まえ「田名部低地の軟弱地盤の調査、土丹の性状調査」の2つにピックアップし、それらを土粒子の密度試験、粒度試験、含水比試験、液性限界塑性限界試験といった室内材料試験を行い、その性状を把握して将来の対策に反映する。

2. 現地調査及び試料採取

まず、現地調査に入る前に軟弱地盤とは、「道路土工 軟弱地盤対策工指針」では、粘性土でN値4以下、質土でN値10~15以下の地盤を軟弱地盤の目安としている。本地域での平面的な分布状況や地質断面図などが公表されていないため、正確な把握が困難である。また、「乱れの少ない試料」を用いた強度試験や密度試験及び物理試験などの具体的なデータも整理されておらず、個別の公共事業の中で消化され、事業終了後に時間の経過とともに成果が廃棄されている。

次に東通村、砂子又の土丹とは、砂質粘土が堆積し長年にわたって固く凝固した土です。色は青味がかかったグレー色が多く、岩盤のような硬い土質です。また、泥岩および固結シルトとも言われ、盛土材料として埋戻しに利用すると沈下発生の危険があるので注意が必要です。これまでの道路工事で、切土のり面の表層崩壊が多々あったといわれているが、そのメカニズムについて調査・研究した事例はない。

そして、これらの2つを考慮し、現在行われている下北縦貫道路工事(図-1)、国道338号道路改良工事の工事場所(図-2)から、試料を採取した。

現地で採取した試料の色は(図-3)と(図-4)のようになっている。含水比試験と密度試験の結果を表-1に記す。

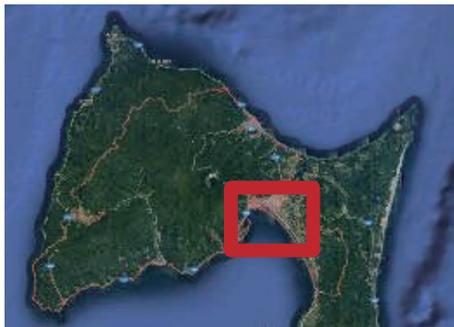


図-1 田名部低地の試料採取箇所

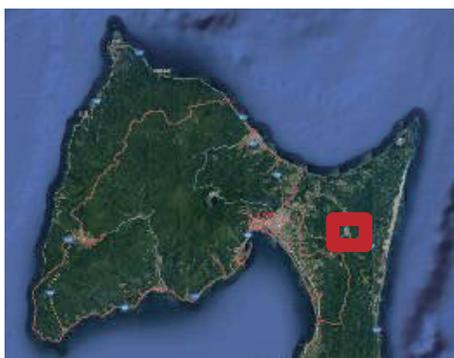


図-2 砂子又の試料採取箇所



図-3 田名部低地の試料



図-4 砂子又の試料

3. 現地調査の結果

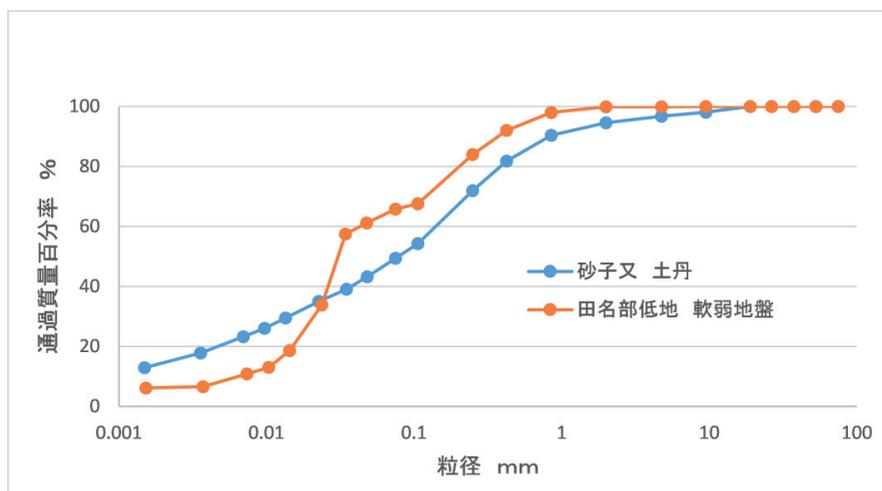
基本的性質として、田名部低地の軟弱地盤は、沖積粘土，砂子又の土丹は、洪積粘土という結果になった。粒度試験の結果を（図－5）に記し、どちらも細粒分が多く含まれている土であることが分かる。また、液性限界塑性限界試験の結果からは、互いに液性限界、塑性限界や塑性図を基に、軟弱地盤は粘土(高液性限界)、土丹はシルト(高液性限界)に近いものであるということが分かった。現段階で、また軟弱地盤の土は、含水比が液性限界に多少近いことから不安定で液状化を引き起こす原因になってくると考えられる。最終的には、スレーキング試験も行い、さらに詳しく調べていく必要がある。

表－1 含水比，密度試験結果

	田名部低地	砂子又
含水比試験 %	66.130	30.439
密度試験 g/cm ³	2.688	2.640

表－2 含水比，密度試験結果

	軟弱地盤	土丹
粗 礫 分 %	0.000	0.000
中 礫 分 %	3.268	0.069
細 礫 分 %	2.198	0.040
粗 砂 分 %	4.160	1.866
中 砂 分 %	18.402	14.011
細 砂 分 %	22.551	18.197
シルト %		
粘土 分 %	49.422	65.816



図－5 粒度分布曲線

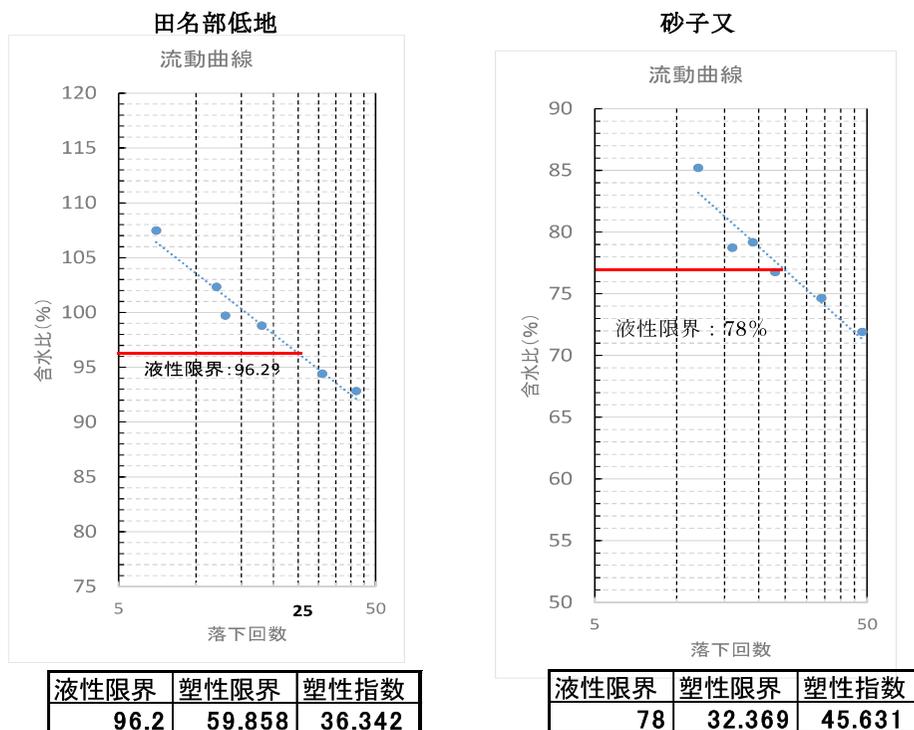


図-6 液性塑性限界試験

4. おわりに

本研究では、1か所から試料を採取し実験を行ったが、高含水比の泥炭や軟弱粘性土は、田名部低地に広く分布しており、違う場所ではまた違った性質を示す可能性があることも考慮し、ほかの場所での試料の性質の検討も行っていきたい。

次に、砂子又の土丹の研究では、切土のり面での表層崩壊が多々あったといわれていたが、そのメカニズムについては研究されていない。現段階での性状として、粘土気質であり液状化しやすい土という結果が出ているが、これからは、スレーキング試験を行い、もっと鮮明な結果を検討し考察していきたい。

そして、整備されていない下北の地質状況に関する資料を最終的にまとめてデータベース化することによって、将来に役立つ資料を作成していった。

5. 参考文献

下北地域の地質と地盤 株式会社 東北基礎調査

1914 年秋田仙北地震を詠んだ川越守固の短歌*

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

大規模な地震災害の体験は日記や文学作品として残されることが多い。例えば、1923 年関東地震については多くの文学者が地震に関する文章を残しており、児玉¹⁾は成蹊大学図書館に所蔵の図書より関東地震に関する作品を抽出し、個人の全集、震災関係の選書、震災直後の雑誌等から約 800 件の作品をリストアップしている。また、これらの体験談から地震災害の実態を探ろうとする試みは広くなされている。たとえば、大本²⁾は関東地震と近代文学のかかわりを芥川龍之介と正宗白鳥を中心として論じている。筆者の一人、鏡味³⁾は同じく関東地震について寺田虎彦と永井荷風の日記から地震後の様子を時系列で整理している。本論で取扱う 1914 年秋田仙北地震については筆者らは当時の地震被害報告書、行政史料、新聞記事などを通じて文献調査を進めている^{例えば 4~6)}。



図1 1914年秋田仙北地震の住家全壊率被害と仙北郡藤木町

*Morikata Kawagoe's collection of Japanese poem composing evacuation lives in refuge after the 1914 Akita Senboku earthquake by Hiroshi Kagami and Toshihiko Mizuta

これらの文献調査を進める中で、未だこの地震に関連した文学作品には遭遇していなかった。最近、筆者らが1939年男鹿地震の文献調査を国会図書館近代デジタルコレクションを利用して文献検索を進める過程で、1917年刊行の川越守固著「かへらぬ日」⁷⁾という短歌集を探し当てた。キーワード「地震」「男鹿」での検索に引かったのは目次の中に「男鹿の海」と「地震」という章があったからであり偶然であった。「地震」と題する章では1914年仙北地震を詠んだ一連の短歌が掲載されていたが、一方の「男鹿の海」は地震に全く関係はなかった。

小論では、この歌集に掲載されている短歌を紹介する。歌集の著者は当時の仙北郡藤木村の出身で藤木村に於ける避難の様子を詠んでいる。

2. 1914年仙北地震の概要と仙北郡藤木村

本地震の諸元は日本被害地震総覧⁸⁾によれば、発震時1914年3月15日4時58分、東経140.4°、北緯39.4°、M=7.1である。筆者らが既報⁴⁾で求めた被害分布および被害から求めた震度分布を図1に示す。全壊以上の被害が生じた地域は、北は南秋田郡広山田村、南は平鹿郡植田村、西は由利郡北打越村まで震央から30km程度離れた地域にまで広がっている。震度7の激震地域は震央に近い雄物川沿いの強首村の強首、木原田、大沢郷村北野目、神宮寺町宇留井谷地および横手盆地上の大曲町東側となっておりその周辺も震度6+となっている。

仙北郡藤木村は仙北郡の南端に位置し、1954年5月に大曲市に合併し、さらに2005年3月周辺の町村を合併し大仙市となっている。藤木村の被害は表1に示すように、死者1、負傷2、全潰64で前報⁴⁾では震度6+と判断している。

表1 1914年秋田仙北地震の仙北郡藤木村の被害（文献⁹⁾による）

町村名	死傷		住家（戸数）				非住家（棟）			
	死	傷	全潰	半壊	焼失	破損	全潰	半壊	焼失	破損
藤木村	1	2	64	34		42	5	3		13
計	94	324	640	575	3	4232	285	305	3	2325

3. 川越守固「かへらぬ日」

秋田県における短歌の歴史をまとめた「秋田県短歌史」¹⁰⁾があり、目次は、第一編：総説、第二編：歌誌、第三編：短歌会、第四編：歌人、の4部構成で末尾に編者：石田玲水のあとがきがある。第四編：歌人、では15人の歌人が紹介されており、川越守固については渡部賢朗が記述している¹¹⁾。これを参照し、作者の川越守固の略歴を以下に示す。

1890年12月2日：仙北郡藤木村で豪農の長男として生まれる：

14,15歳のころから短歌を作る

大曲の農学校【注】に入学

1911年（17歳）中央歌壇「詩歌」入り前田夕暮等と作歌に励む

1915年（21歳）「デッサン」を中村長二、帯屋久太郎と創刊

1917年（23歳）「かへらぬ日」を東京抒情詩社から出版

1924年（30歳）「溪木集」を水甕社同人尾上柴舟外9名と出版
没年については記載がないが、早世したことが記されている。

「かへらぬ日」⁷⁾は1917年に抒情社から刊行された歌集で、序に続く、上編、下編の2部の総139頁よりなる。序は歌壇「詩歌」を主宰する前田夕暮が著している。『君の生まれた仙北郡藤木村といふところは鳥海山に稍近くす青く彩られてゐる。君の歌をとほして想像すると随分冬は雪が深く殆ど数十日も太陽を仰ぐことの出来ぬ日さへつづくらしい。・・・君が如何に永い冬の間、青い空と、太陽光とにあこがれてこの幾年をくりかへし過ごしてきたか・・・』と藤木村の冬の状況を述べ、著者の川越が冬ことに雪を題材にしていたことを述べている。

歌集の上編では14、下編では8つの表題が付けられそれぞれ数編の短歌が収められている。下編に「地震」という表題があり13首の歌が載せられている。

【注】大曲農学校：1893年秋田中学に併設の農業専攻科を母体とし1901年秋田県立農業学校に改称、1904年大曲市に移転、1926年大曲農業学校に改称。現在、秋田県立大曲農業高等学校。

4. 「かへらぬ日」の短歌

「かへらぬ日」⁷⁾に掲載されている短歌を次に掲げる。

最初に「大正三年三月激震あり、畑中の避難所にありてをのきつつよめる歌」との書き出しで、歌が掲げられている。読みやすくするため、番号を付し、5・7・5・7・7の区切りにスペースを入れて再録した。

- | | | | | | |
|---|-------|----------------------------|-------|---------|---------------------------|
| ① | 地震震ると | おのおの | 走りたり | おほあめつちは | いまだ暗しも |
| ② | 地震震ると | 人ら集ひて | 大篝 | 吹雪の中に | かこみけるかな |
| ③ | みちばたの | 吹雪の中に | より集ひ | かなしき人ら | 火を焚きにけり |
| ④ | 青埴ふく | 地罅 <small>ちひび</small> かなしく | 春のそら | 日のゐる下に | わが佇 <small>た</small> てるかな |
| ⑤ | 地底より | 青埴ふきいて | うらうらに | 日に焼ゆるこそ | うたてかりけれ |
| ⑥ | 倒れふす | 家の下びに | 馬をりて | をりをり泣くは | かなしきものは |
| ⑦ | 日はくらく | 空にかげりて | 大海の | 鳴のひびきを | いま地にきく |
| ⑧ | たえまなく | 地震震り来り | み空より | 夜はやうやくに | 近づけるかな |
| ⑨ | たえまなく | 地震震りくれば | 明くるなく | 暮れゆく夜かも | 近づきにけり |
| ⑩ | たえまなく | 地震震りくれば | 生き心地 | なしと歎かす | かなしき母よ |
| ⑪ | たえまなく | 地震震りくれば | 畑中に | てんとをはりて | 幾夜かもねむ |
| ⑫ | 地震震ると | 畑のてんとに | かよりあひ | 妻子がねむる | 旅人のごと |
| ⑬ | 地震震ると | 畑のてんとに | あかす夜の | 小夜のくだちに | なくは何鳥 |

5. 短歌から読取る地震の状況

最初の3首①～③は、畑の中に設けた避難所で火を焚き吹雪の中でで過ごしている様子を詠んでいる。次の④⑤では「青埴」ふく、としており液状化が発生したことを表している。⑥は倒れた家と馬の様子を詠んでいる。⑦～⑩は続く余震の様子を、⑪～⑬は旗に設けた避難用のテントでの寝泊まりの様子を詠んでいる。

前述のように、これまでの文献調査で藤木村では被害統計から震度6+と推定した。村の様子を現す文書は見つかっていないが、今回の一連の短歌から、畑中に避難のテントを設け寝泊まりしていた様子がうかがえる。余震が続く中しばらくテント生活が続けられた様子がうかがえる。また液状化が発生していたことも詠まれている。

6. まとめ

小論では、文献調査を進める中でたまたま見つけた短歌集の中に1914年仙北地震を題材にした短歌があるのを見出した。掲載されている十数首から吹雪の中での避難生活の様子を探った。被災地の与えた影響は大きく他にも当時の状況を伝える文学作品が残されているかもしれない。文献調査の範囲を広げ機会を見て進めていきたい。

文献

- 1) 児玉千尋：関東地震と文豪－成蹊大学図書館の展示から－，成蹊論文、47、11-41，2014.
- 2) 大本泉：関東地震と近代文学－芥川龍之介と正宗白鳥を中心として，仙台白百合女子大紀要，17，11-18，2013.
- 3) 鏡味洋史：個人の側面から見た大地震の影響－荷風・寅彦日記と関東地震，自然災害科学総合シンポジウム講演論文集，16，591-592，1979.
- 4) 水田敏彦・鏡味洋史：1914.3.15秋田仙北（強首）地震の被害分布に関する文献調査，日本建築学会技術報告集，29，325-328，2008.
- 5) 水田敏彦・鏡味洋史：1914.3.15秋田仙北（強首）地震の秋田県による震災対応に関する文献調査，日本建築学会技術報告集，39，785-788，2012.
- 6) 水田敏彦・鏡味洋史：1914.3.15秋田仙北（強首）地震の写真資料に関する文献調査，日本建築学会技術報告集，46，1147-1150，2014.
- 7) 川越守固：かへらぬ日，抒情誌社，140pp，1917.
- 8) 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.265-268，2013.
- 9) 今村明恒：大正3年秋田県仙北郡大地震調査報告，震災予防調査会報告，82，1-30，1915.
- 10) 石田玲水：秋田県短歌史，寒流社，166pp，1960.
- 11) 渡部賢朗：川越守固，秋田県短歌史，137-138，1960.

常時微動連続観測に基づく特別豪雪地帯住宅の冬期振動特性*

秋田大学 地方創生センター 水田 敏彦

1. はじめに

秋田県は国内でも有数の豪雪地帯であり、豪雪地帯対策特別措置法に基づいて県内全域が豪雪地帯に、県土面積のほぼ半分が特別豪雪地帯として指定されている。このような積雪寒冷地においては、冬期地震が発生した場合、堆積雪や屋根雪による被害の拡大が予想される。特に積雪に伴う避難および救助・救急活動といった直後対応には多くの困難が伴う恐れがあり、筆者は積雪期の地震被害についての文献調査^(例えば¹⁾)や震災軽減支援システムの検討²⁾を進めている。冬期の揺れによる被害を考える際、屋根雪の影響を把握しておくことが重要であり、積雪地域における住宅の耐震性や動的挙動に関する実験や解析が行われている^(例えば³⁾,⁴⁾)。一方、豪雪地帯の住宅では気候、採暖、屋根の雪下ろしなどにより振動特性の変化が考えられるが、冬期振動特性を長期間、継続的に観測した事例⁵⁾は限られる。そこで、秋田県横手市の特別豪雪地帯に位置する住宅を対象として、冬期振動特性（特に固有周期）の変化を明らかにすることを目的に常時微動連続観測を実施し、本稿では観測結果を報告する。

2. 常時微動観測の概要

2.1 観測を行った地域と住宅

観測対象は、秋田県横手市の特別豪雪地帯増田町に位置する木造2階建住宅（在来工法、昭和51年築、標高250m）である。図1に観測住宅の位置を◎印で示す。図にはアメダスの観測点（湯ノ岱、標高335m）も◇印で併せて示している。また、建物の外観を写真1に示す。なお、観測した住宅は山麓に位置し、地盤上で微動観測したH/Vスペクトル比がほぼフラットな特性を示すことから地盤は良好であると思われる。



図1 観測住宅の位置

2.2 観測概要

微動計の設置場所を写真1中に▼印で示す。絨毯など不安定な場所や生活空間を避けた結果として、2階サニールーム隣の床に設置した。観測機材はサーボ型3成分加速度計（分解能24bit、東京測振製 CV-374A）を用い、サンプリング周波数は100Hzとした。観測期間は2018年12月25日～2019年6月12日である。



写真1 住宅の外観

*Winter season vibration characteristics of the houses of special heavy snowfall areas in Akita based on the microtremor continuous observation by Toshihiko Mizuta

3. 観測結果

3.1 観測地点と解析方法

観測場所は、横手市増田町の山間部に位置する狙半内地域であり、観測住宅の立地地点を図2中に◎印で示す。また、立地地点周辺と観測住宅の積雪状況について、2019年1月26日の事例を写真2に示す。解析方法は、ノイズの少ない区間20.48秒のデータを選び出し、フーリエスペクトル(平滑化10回, Hanning Window)を求めた。フーリエスペクトルの例を図3に示す。1月19日(午前10時頃)に屋根の雪下ろしをしておりピーク周期が大きく変化している。

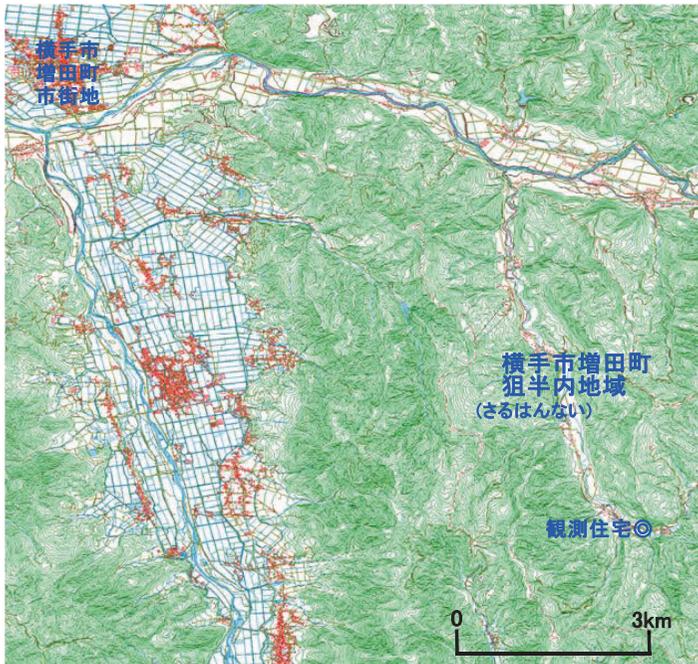


図2 観測場所の位置



写真2 積雪の例(1月26日)

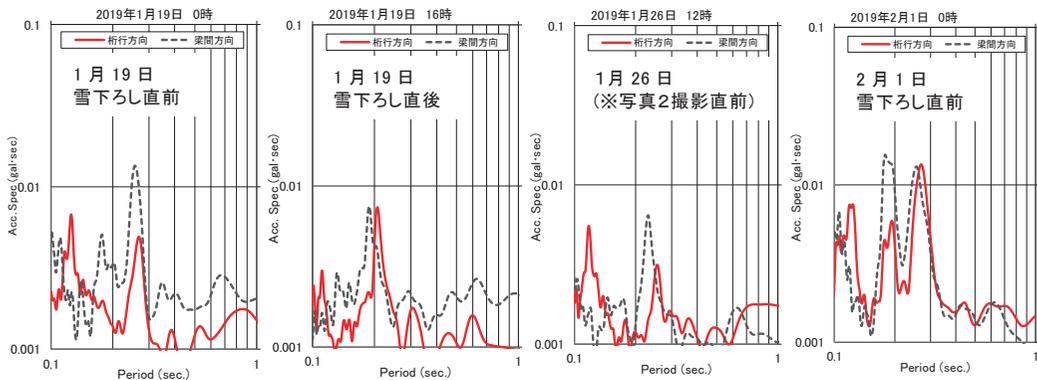


図3 フーリエスペクトルの例

3.2 冬期振動特性の変化

冬期振動特性の変化を把握するため、スペクトルの1次ピークを固有周期として読み取り、アメダス湯ノ岱の積雪深と比較した。2019年1月の観測結果を図4に、また、2018年12月25日から雪解け後の2019年4月20日までの観測結果を図5に示す。積雪深と固有周期の変化はよく対応する。固有周期の変化の範囲については、雪下ろし直後桁行方向0.19秒、梁間方向0.17秒、雪下ろし直前はバラツキがあるものの最大で桁行方向0.28秒、梁間方向0.26秒であり、1.5倍程度の変化が見られる。また、参考までにアメダス湯ノ岱の日別降雪量、最高気温、最低気温の変化を図6に示す。なお、観測地域は気象庁による気象観測が行われておらず、観測地点に最も近いと考えられるアメダス湯ノ岱（※アメダス横手は横手市の市街地に位置する）の計測値を使用した。なお、観測住宅付近でポールによる積雪計測が行われており、例えば2019年1月26日に現地調査を行った時には約205cmであった。この日の湯ノ岱の積雪深は約130cmであり、詳細は不明であるが1.5倍程度積雪が多い可能性がある。

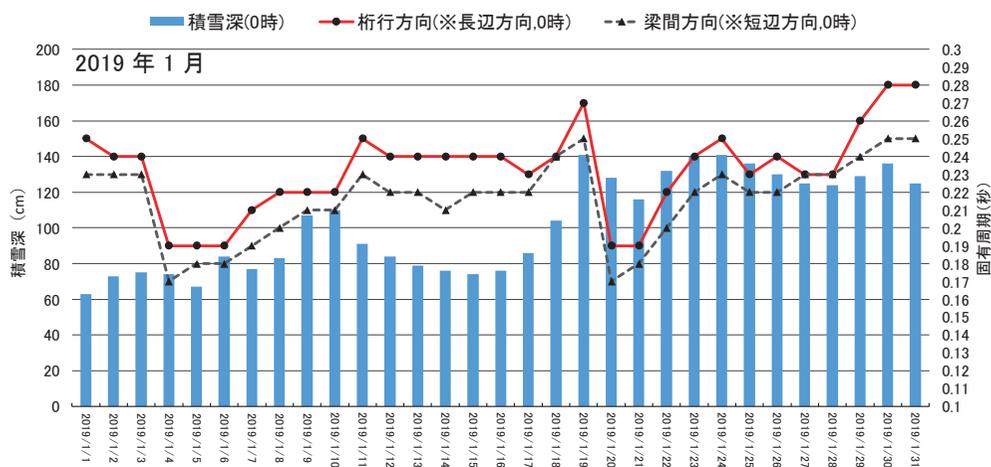


図4 アメダス湯ノ岱における積雪深（左軸）と対象住宅の固有周期（右軸）の変化の例

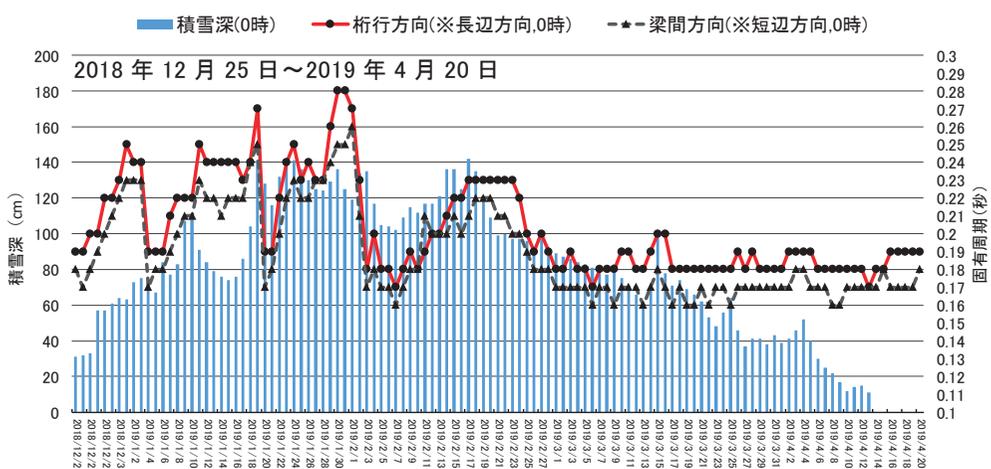


図5 アメダス湯ノ岱における積雪深（左軸）と対象住宅の固有周期（右軸）の変化の例

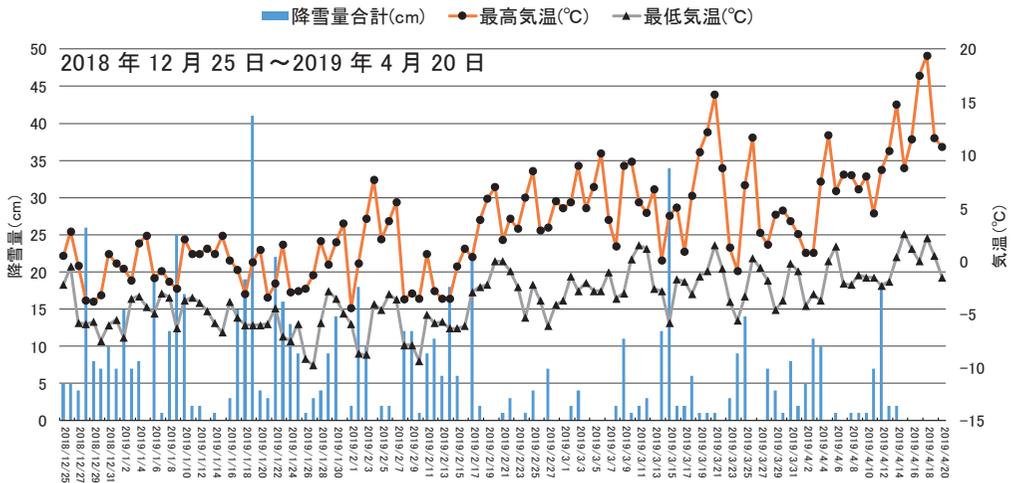


図6 アメダス湯ノ岱における日別の降雪量（左軸）と最高・最低気温（右軸）の変化

4. まとめ

秋田県横手市の特別豪雪地帯に位置する住宅において常時微動連続観測を行い、冬期振動特性を把握することができた。積雪深と固有周期の変化はよく対応し、固有周期の範囲については1.5倍程度の変化が見られた。今後は気候や降雪量との比較、時間単位での詳細な固有周期の変化の把握、また、強震観測記録も得られているので微動観測記録との比較も行いたい。

謝辞

微動観測に際し、横手市狙半内の住民の方々にご協力を頂きました。また、本研究は科学研究費補助金（基板研究（C）18K04651）の助成により実施されました。深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 水田敏彦, 鏡味洋史: 積雪期に発生した1927年北丹後地震の雪に関する新聞記事による文献調査, 日本建築学会技術報告集, 22巻52号, pp.1165-1168, 2016.
- 2) 水田敏彦: マルチエージェントモデルを用いた雪害シミュレータの検討と試作, 東北地域災害科学研究, 第52巻, pp.229-232, 2016.
- 3) 千葉隆弘, 苫米地司, 植松武是, 高橋徹, 大橋好光: 積雪地域における木造住宅の耐震診断と耐震補強に関する研究—札幌市の2階建木造住宅を対象とした場合, 日本建築学会構造系論文集, 73巻630号, pp.1311-1316, 2008.
- 4) 千葉隆弘, 苫米地司, 高橋徹, 植松武是: 積雪期の地震に対する木造住宅の耐震性に関する研究—振動による屋根雪の動的挙動と構造体の応答特性との関係について, 日本建築学会構造系論文集, 74巻635号, pp.25-32, 2009.
- 5) 片岡俊一: 連続微動観測から見た住宅の固有振動数と積雪との関係, 東北地域災害科学研究, 第43巻, pp.51-55, 2007.

死蔵スマートフォンを活用した簡易地震計の普及に関する基礎的研究*

秋田工業高等専門学校 寺本尚史
秋田県分析化学センター 星 颯杜

1. 背景及び目的

現在地震計は、地動加速度を観測するだけでなく、ビルや土木構造物などを対象に地震被害や経年劣化などによる損傷分析(ヘルスマニタリング)にも活用されている^{[1][2]}。そのため、より多くの地震計が建物に設置され、地震時の構造物の挙動の詳細が明らかになることで、耐震性の向上や地震被害を軽減することに繋がると思われる。しかし、地震計の設置には多額のコストがかかる事や、建物の所有者が設置のメリットを実感する事が難しいことなどから、特に住宅への設置はほとんど行われていないのが現状である。

一方、スマートフォンには、位置検出に利用される Micro Electro Mechanical Systems (以下 MEMS) 加速度センサーが装備されており、この加速度センサーを用い、橋梁などの構造物の振動モニタリングが行われている事例がある^[3]。さらにスマートフォンには、地震計と同様のバッテリー機能や GPS 機能を備えていることや、通信機能を有効に利用することによって、より安価で機能が充実した地震計として利用が期待されている。

これらの背景を踏まえ、本研究では機種変更で使用されなくなった死蔵スマートフォンを再利用することで、安価かつ簡便な地震計として住宅への設置を大幅に増やす手法を構築することを最終的な目的としている。本論ではその基礎的検討として、スマートフォンを活用した地震計の精度の確認、およびアンケート調査により地震計の普及に何が必要とされ、何が普及の壁になるかなどについての分析を行った結果について報告する。

2. アンケート調査および分析結果

地震計の設置方法および使用方法のイメージを図 1 に示す。まず地震計用アプリを古いスマートフォンにインストールし、家の壁に固定する。測定中は、充電切れ防止のために電源コードを繋げ、地震時は加速度を測定し、端末内に記録すると同時に、地震の揺れの大きさ(震度階)をディスプレイや音声により提供する。

地震計の普及に関する問題点の把握のため、アンケート調査を行った。アンケートは秋田工業高等専門学校の学校祭の来場者を対象として行った。有効回答数は 80 名である。アンケートの質問内容を表 1 に、回答結果を表 2 にそれぞれ示す。

まず「地震計を設置したいと思うか」の質問では、「地震計を設置したい」が 35%程度であったが、「設置したいと思わない」という回答者のうち、「無料であれば設置したい」と回答した人が 6 割に上り、「地震計を設置したいと思う」人と、合わせて 75%の人が無料であれば地

*Basic study of widespread use of simple seismographs for wooden houses by using old smartphone by Naofumi Teramoto and Hayato Hoshi

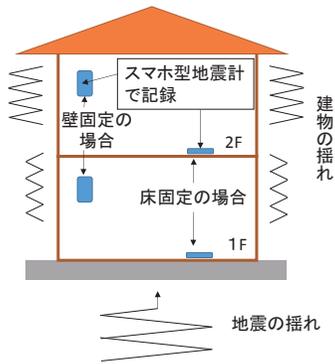


図1 地震計の設置イメージ

震計を設置する可能性がある事が分かった。また、「古いスマートフォンを利用した地震計を設置したいか」という質問では約8割の人が「設置したい」と回答しており、本方法が普及に有効である可能性が示された。一方、地震計を設置したくない理由としては「必要性が分からない」という回答が多く、地震計を設置することの利点や意義を明確に説明し理解してもらう必要があるといえる。

また、どの機能が必要とされているかについて、数量化Ⅱ類による分析を行った。目的変数を「古いスマートフォンを設置したいか」の回答、説明変数を「欲しい機能」とし、レンジによる影響度を調べた結果、望まれている機能は、「音声や音での警告機能」、「建物の損傷分析」、「自動撮影機能」の順となった。

3. 振動台実験による簡易地震計の精度確認

スマートフォンを用いた地震計の精度の確認のため、地震波及び正弦波での振動台実験を行った。使用した入力波を表3に、実験の様子を図3に示す。

地震計には、Android OS 端末(Huawei Ascend G6205-L02)2台、iOS 端末(iPod touch 6)2台を用い、加速度計の結果と比較を行った。なお地震計用アプリとして iOS 端末には”i地震”^[4]、Android OS 端末には筆者が開発したアプリ^[5]を用いた。

例として JMA 神戸 NS 方向(50%)の地震波入力時における、加速度-時刻歴関係の測定結果を図4に示す。ここで、図中の細線は Android 端末で計測した加速度、太線は振動台の加速度を示すが、両者に殆ど差は見られなかった。これは、iOS 端末と振動台の加速度の測定結果の比較においても同様の結果となった。

表1 アンケート内容

アンケート内容
・スマートフォン所持の有無
・スマートフォンは何台目か
・以前使用していた物はどうしたか
・地震計を設置したいか
・どのくらいの価格なら地震計を購入したいか
・地震計に欲しい機能
・いらないと思う理由
・無料であれば設置したいか
・古いスマートフォンを利用した地震計を設置したいか
・住まいの種類、構造

表2 主なアンケートの回答結果

	はい	いいえ		
・スマートフォン所持の有無	91%	9%		
・地震計を設置したいか	35%	65%		
・無料であれば設置したいか	62%	38%		
・古いスマートフォンを利用した地震計を設置したいか	82%	18%		
・設置したくない理由	お金が掛かる	設置の手間	必要性が不明	その他
	27%	22%	46%	5%
・地震計に欲しい機能	音声での警告	自動撮影	損傷診断	
	63%	6%	31%	

表 3 振動台実験に使用した入力波

入力波	周期	最大加速度	入力波	観測地点	倍率
正弦波	0.3秒	800Gal	阪神淡路 大震災	JMA神戸 NS方向	50%
		600Gal			20%
		200Gal			10%
		100Gal		JMA神戸 3方向	50%
		50Gal			20%
	0.8秒	500Gal	東日本大 震災	築館NS方 向	40%
		200Gal			20%
		100Gal			10%
		50Gal		築館3方向	2%
		20Gal			40%
				20%	
				10%	
				2%	



図 3 実験の様子

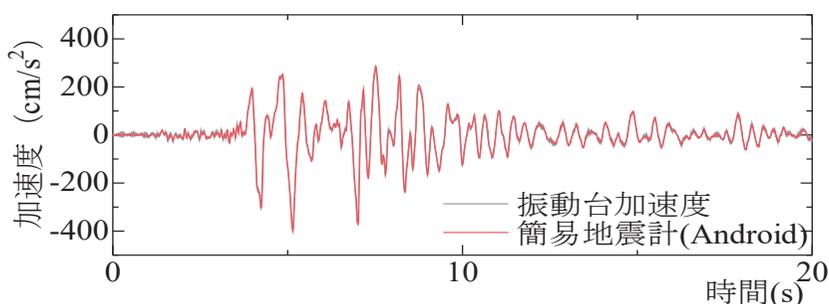


図 4 加速度波形の比較(JMA 神戸 NS 方向(50%))

次に、誤差率と最大加速度の分布図を図 5 に示す。ここで、誤差率は振動台に設置した加速度計の値を正解とし、地震計との誤差を最大加速度で除した値とした。誤差と最大加速度の関係で見た場合では最大加速度が大きくなるにつれて誤差も大きくなる傾向が見られたが、誤差率で見た場合は、最大加速度が 155Gal より大きい点では誤差は 9%以内に収まっていることが分かる。また iOS 端末と Android 端末の誤差率を比較した場合、iOS 端末は Android 端末に比べ最大加速度が約 400Gal の場合は誤差率が大きくなるが、約 1000gal の場合は誤差率が小さくなる結果となった。

表 4 に今回行った実験で得られた加速度データから算出した計測震度の比較を示す。今回使用した端末は、いずれも 3 年以上前に販売されていた機種であり、現行機種と比べ MEMS センサーの精度は劣ると考えられるが、今回の実験では加速度計と Android OS 端末、iOS 端末で大きな震度の差はなく、震度 3 以上の震度で計測震度の誤差が最大 0.2 となった。これを気象庁震度階で見た場合、Android OS 端末、iOS 端末共に振動台加速度の気象庁震度階と全て同じ値となった。以上の結果から、特に筆者が開発したアプリを用いた Android 端末を用いた簡易地

震計の場合、最大加速度が大きくなるのに比例して誤差が拡大する傾向があったものの、Android OS 端末、iOS 端末ともに 155Gal 以上では誤差率は 9%以内に収まり、震度が 3 以上の揺れに対して既存の地震計と遜色無く計測可能であると言える。

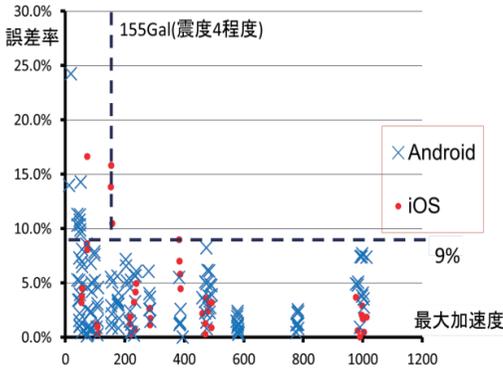


図 5 誤差率と最大加速度の関係

表 4 地震波毎の震度比較

	気象庁震度階		
	振動台 加速度	Android 端末	iOS端末
築館 40%	6弱(5.9)	6弱(5.8)	6弱(5.9)
築館 20%	5強(5.2)	5強(5.1)	5強(5.2)
築館 10%	5弱(4.5)	5弱(4.5)	5弱(4.6)
築館 2%	3(3.1)	3(2.9)	
神戸 50%	6弱(5.7)	6弱(5.7)	6弱(5.8)
神戸 20%	5弱(4.9)	5弱(4.9)	5弱(4.9)
神戸 10%	4(4.2)	4(4.2)	4(4.3)

4. まとめ

本研究では、死蔵スマートフォンを、木造住宅用地震計として活用することを目的に、精度の確認および地震計の普及に関するアンケート調査・分析を行った。

その結果、死蔵スマートフォンを地震計として活用する方法が、地震計設置に有効であることが分かった。また、最大加速度 155Gal 以上では誤差率は 9%以内に収まり、計測された地震波を気象庁震度階で表示する場合、震度が 3 以上の揺れに対しては既存の地震計と遜色無く計測可能であることが分かった。

参考文献

- [1] 中村充 “建築構造物のヘルスマニタリング” 計測と制御,第 41 巻,第 11 号,2002 年 11 月号 pp819-824 3)
- [2] 古川愛子,大塚久哲,梅林福太郎,”構造物の損傷に伴う振動特性の変化に関する実験的考察”,土木学会地震工学論文集, 2005 Volume 28 , pp.19
- [3] 藤原広行 “地震災害軽減のための強震観測の役割と期待” 日本地震工学会誌 第 32 号 ,pp2-7,2017 年 10 月
- [4] Shohei Naito,Hiroki Azuma,Shigeki Senma Mutsuhiro Yoshizawa,Hiromitsu Nakamura,Ken Xiansheng Hao, Hiroyuki Fujiwara,Yoshiharu Hirayama,Noboru Yuki,and Minoru Yoshida” Development and Testing of a Mobile Application for Recording and Analyzing Seismic Data” Journal of Disaster Research,Vol.8 NO.5,pp990-1000,2013
- [5] 寺本尚史: スマートフォンの加速度センサーを利用した地震計アプリの開発, 日本建築学会年次大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.1117-1118, 2017.8

高速道路の斜面災害の分析における Machine Learning の適用*

東北大学 芳賀奈津美 風間基樹 加村晃良
 東日本高速道路株式会社 長尾和之
 株式会社ネクスコ・エンジニアリング東北 澤野幸輝

1. はじめに

日本の高速道路は1963年に供用が始まって以来、現在に至るまで物流の安定化、地域活性、医療貢献、防災等といった様々な面において重要な役割を担ってきた。一方で高速道路沿いの切土盛土斜面では豪雨に対する維持管理が課題となっている。東北地方の高速道路斜面が降雨を誘因として崩壊に至った事例は、切土では1994年から2017年の間に92件、盛土では1993年から2017年までの間に90件報告されている。このような被害を防ぐためには、地質・地形・降雨パターンなどに基づく危険度評価等が求められるが、未だにそのリスク評価方法が明確となっていない。そこで本研究では斜面崩壊の大きな誘因の1つと考えられる降雨に着目し、点数化された斜面特性と共に時間雨量と累積雨量をデータセットとして Machine Learning (ML) を適用し、斜面災害のリスク評価について検討を行った。

2. Machine Learning の適用手法

本研究では Tensor Flow を用いてニューラルネットワーク(NN)を構築した。NN は人間の脳神経細胞ニューロンを模擬したネットワークモデルであるパーセプトロンを模倣した数理学習を行うアルゴリズムである(図-1)。脳神経系ではニューロンからニューロンへと信号が伝播するが、その際ある閾値を超えると出力信号が発せられるという様な処理がなされる。これをモデルとした NN ではニューロンを伝わる信号に重みをかけることで入力情報の処理を行う。本研究では入力層、中間層2層、出力層から成る4層のNNを用いて計算を行い、ステップ数を変化させた際の学習結果の変動を比較した。中間層の活性化関数はシグモイド関数、出力層ではソフトマックス関数を採用した。

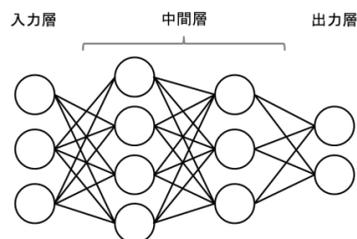


図-1 ニューラルネットワーク模式図

3. データセット

深層学習に用いたデータセットの一部を表-1に示す。学習に用いたデータセットは崩壊データが92件、非崩壊データが801件である。このうちランダムに選んだおよそ8割の713(うち崩壊74, 非崩壊637)件を学習データ、残りの180(うち崩壊18, 非崩壊162)件を検証データとした。入力項目には地形、土質・地質、構造の3項

*Application of Machine Learning in the analysis of highway slope failures

by Natsumi HAGA, Motoki KAZAMA, Akiyoshi KAMURA, Kazuyuki NAGAO, Koki SAWANO

表-1 データセット

崩壊判定	地形	土質	構造	評価合計	年数	時間雨量	1w累積
0	0.7	1	0	0.75	6.9	29	265.6
0	0.7	1	0	0.75	16.5	16	305.8
1	0.7	0.875	0	0.7	20.9	31	297.2
0	0.7	1	1	0.85	23.4	17	295
0	0.7	1	0	0.75	12.1	20.5	274.1
1	1	1	1	1	14.8	39.5	292
1	0.7	0.875	0	0.7	20.8	28	184.8
0	0.7	1	1	0.85	4.9	26.5	201.5

目を点数化したものとそれらの素因の評価点の合計を正規化した4つの数値、1週間累積雨量、1週間内の最大時間雨量を採用した。ここで使用した降雨データは全国の気象レーダーの観測データと雨量計のデータを組み合わせて解析した雨量である。判定は非崩壊を0、崩壊を1として学習させ、試験データの出力は崩壊または非崩壊どちらかの確率が大きい方をそのデータセットに対応する学習結果とした。崩壊斜面を扱ったデータでは崩壊が発見された時刻の直前1週間の累積雨量と直前1週間以内の最大時間雨量を用いた。非崩壊データは崩壊が発生した斜面の供用開始から崩壊発生前までの間に、同斜面が経験した降雨のうち1週間累積雨量が大きかった降雨イベントとその1週間の最大時間雨量をデータセットとして使用した。崩壊、非崩壊合わせたデータセットの1週間累積雨量と最大時間雨量のみを比較した際のグラフが図2である。この図を見ると、1週間累積雨量と最大時間雨量の2軸では崩壊が発生した降雨と発生しなかった降雨境界を見つけることは不可能である。

4. 結果

図-3,4は学習を行った結果である。図-3は学習ステップ数と、学習データの正解率、検証データの正解率を第1軸、崩壊を正しく崩壊と判定できた確率を示す敏感度を第2軸にとり、それぞれの関係を示す。ステップ数を2,000回から20,000回の間で変化させた際の学習率と検証データ正解率はそれぞれ92.0~94.4%、93.3~96.1%の間を推移した。一方で敏感度を見ると44.4~66.7%と低い数値で推移していることがわかる。これは全体の正解率が崩壊データに比べて約8.7倍データ数がある非崩壊データの判定結果に大きく影響されていることを意味する。ステップ数2,000回では学習率、検証データ正解率、敏感度すべてが他のステップ数のときと比較して小さい値となった。4,000回では検証データ正解率が5,000回よりも高くなったが、学習率と敏感度は低いことから精度は高いとは言えない。8,000回を超えると学習率や検証データ正解率は少しずつ変動するものの一定の傾向は見られず、敏感度はやや減少した。ステップ数が大きくなるにつれて計算に係る時間も長くなることも踏まえ

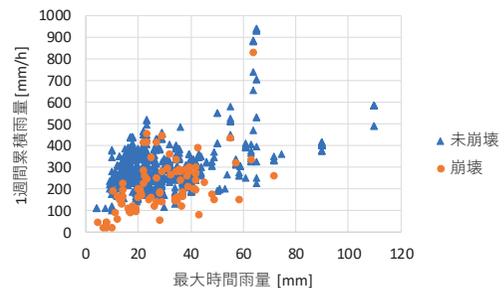


図-2 降雨データ比較

て、本研究で用いた NN の構造とデータセットにおいては、ステップ数は 5,000~6,000 回が適当であると言える。図-4 は ML の結果を検討する際によく用いられる混同行列を使って整理した結果であり、横軸にステップ数、第 1 縦軸に TP, FP, FN, 第 2 縦軸に TN の値をとる。混同行列の表し方は図-5 の通りである。これを見ると崩壊を非崩壊と判定した FP は 6~10 であり、検証データ 18 件の内 33~56% の崩壊を見逃していることを示す。

5. 結論

本研究では高速道路ののり面管理指標の提案を目的として過去ののり面崩壊データの分析と ML 適用の可能性を探った。本研究で得られた結論は以下の通りである。

1. 降雨に起因する斜面崩壊のリスク評価において、精度の向上は必要であるがスクリーニングの一つの手段として ML の適用可能性が示唆された。
2. 学習時のステップ数を 2000~10000 回の間で変化させたところ、学習の正解率にほとんど変化は見られなかった。ステップ回数が大きくなれば計算時間も増大するため、本研究においては 5,000~10,000 回程度が適切と考えられる。
3. 敏感度は 50% 前後を示し、崩壊のおおよそ 1/3~半数近くを見逃す結果となった。安全側の評価を行うためには見逃しを低減させることが重要であると考えられる。

また、これらの結果を踏まえて今後の検討課題としては、見逃しの低減を実現するための機械学習の精度の向上があげられる。具体的には計算に用いる関数の検討、学習に用いるデータセットの要素の追加や削除による質の向上である。さらに盛土の崩壊についても同様に分析を進める必要がある。

6. 参考文献

- 1) 国土交通省気象庁, 各種データ・資料
www.jma.go.jp/jma/menu/menureport.html
- 2) 地理院地図, <http://maps.gsi.go.jp>
- 3) 地盤工学会 (2009): 地震と豪雨・洪水による地盤災害を防ぐために—地盤工学からの提言—, 地盤工学会 2007 年度会長特別委員会

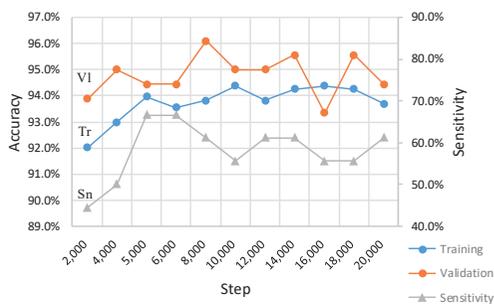


図-3 正解率と敏感度

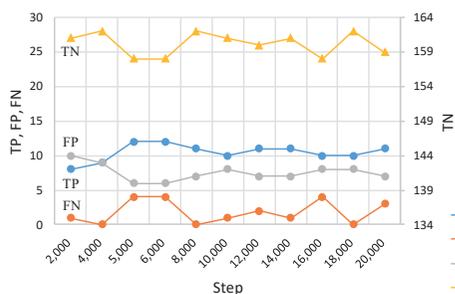


図-4 結果詳細

		予測	
		1	0
観測	1	True Positive (TP)	False Positive (FP)
	0	False Negative (FN)	True Negative (TN)

図-5 混同行列の考え方

IoT センサの駆動を想定した振動発電デバイスによる マイクロ水力発電*

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 高橋 圭太

秋田大学大学院理工学研究科 渡辺 一也

1. はじめに

あらゆる「モノ」がインターネットに接続される IoT 社会の実現には電源の確保が重要な課題の一つとして挙げられており、天候や昼夜を問わず電力を供給し、電池のように交換を必要としない代替電源技術であるエネルギーハーベスティングが注目されている。エネルギーハーベスティングとは光や熱、振動、電波など様々な形態で環境中に存在するエネルギーを電力へ変換する技術であり、これまでは用途が限られていたが、電子機器の省電力化技術の進歩に伴い用途が広がっている¹⁾。また、エネルギーハーベスティングと無線センサ技術を組み合わせると、電池の使用量削減、メンテナンス性の向上、配線重量の軽減、配線コストの低減、設計上の自由度増大などの様々なメリットが考えられる²⁾。

我が国は河川や海洋などの再生可能エネルギーを豊富に有し、福島原発事故以降、新たなエネルギーとして注目されている³⁾。例えば、従来の包蔵水力に含まれない既設構造物（水路）を対象とした未利用落差発電の未開発地点は全国に 418 箇所あり、エネルギーに換算すると出力 2 万 1,000 kW、発電電力量 1 億 7,000 万 kWh に相当⁴⁾することから、これらを長期間だけではなく非常用の電源としても活用できるマイクロ水力発電への期待が高まっている。

著者ら⁵⁾は振動発電デバイスを用いたマイクロ水力発電装置を開発して基礎的な陸上実験を行っており、本研究では河川や水路等で使用する IoT センサの駆動や通信に必要な自立電源への適用を想定し、水理実験を行った。

2. 発電装置

マイクロ水力発電は出力変動が少なく、昼夜を通じて安定した発電が可能である。本研究では倒立振り子の流力振動を用いた発電⁶⁾を参考に、振り子運動を発電機構として用いた。また、発電方法はワンウェイクラッチを取り組んだギアボックス⁷⁾により発電機を回転させる方法や弾性圧電デバイス⁸⁾、柔軟発電デバイス⁹⁾および振動発電デバイス¹⁰⁾¹¹⁾など様々なあるが、本研究では振動発電デバイスを用いた。図 1 に示す発電装置の下端に回転軸を取り付けて水中へ設置すると、浮力が復元力となり倒立振り子として機能する。そこ



図 1 発電装置

* Micro hydroelectric power generation by the vibration generating electricity device which assumed drive of a IoT sensor by Noritoshi SAITO, Keita TAKAHASHI and Kazuya WATANABE

表 1 振動発電デバイスの電気的特性

共振周波数(Hz)	3300
共振抵抗(Ω)	300
静電容量(nF)	110
出力電圧(V _{pp})	80
出力電流(μ A)	100

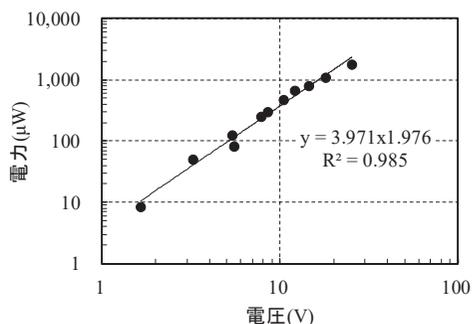


図 2 振動発電デバイスの電圧と電力の関係

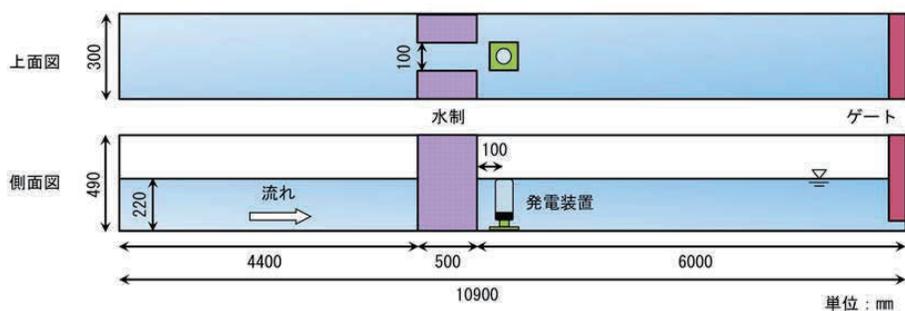


図 3 実験概要

へ水流が発電装置に衝突すると、円柱から発生するカルマン渦列により水流と直角方向に振り子運動が行われるため、振動発電デバイスがその振動を吸収して変形し、運動エネルギーを電気エネルギーへ変換する。発電装置は直径 65 mm、高さ 165 mm の円筒であり、内部の容積は 400 ml に相当する。内部には発電装置の角度、角速度および角加速度を計測するための 6 軸センサ、振動発電デバイスおよび振動調整用おもり 47.7 g を搭載している。

表 1 に本研究で用いた振動発電デバイスの電気的特性を示す。圧電素子は市販されているものを使用し、長さ 75 mm、幅 20 mm、厚さ 0.43 mm、定格出力 4 mW である。ここで、振動発電デバイスの変位による電力を確認するため、振動発電デバイスを垂直にした状態で下部を固定し、上部を水平方向へ変位させた。図 2 に振動発電デバイスの電圧と電力の関係を示す。電圧が増加することによって電力が大きくなり、近似式の相関係数は 0.985 と高い。そこで、本研究では振動発電デバイスの電圧および電流を計測し、近似式を用いて電力を算出した。

3. 実験概要

図 3 に実験概要を示す。長さ 10.90 m、幅 0.30 m、高さ 0.49 m の可傾斜造波循環水路の中央付近に水路幅 0.10 m となる水制を設置した。さらに、水制の後方 0.10 m に発電装置を設置し、水深 0.22 m、水制内の流速が 0.29~0.44 m/s となる定常流を流した。データの取得は図 4 に示すワンボードマイコンの一種である Arduino を用いて 20 ms 毎に 30 s 間、図 1 中の 6 軸センサを

用いて発電装置の角度、角速度および角加速度を計測した。また、電圧センサおよびマルチメータを用いて振動発電デバイスの電圧および電流を計測し、電力を算出した。なお、振動発電デバイス自体の変位による角度等の計測は行っておらず、電圧は整流回路によりすべて正の値として計測している。

4. 実験結果および考察

(1) 流速0.36 m/s時の振り子運動における発電装置および振動圧電デバイスの挙動

図5に時間と角速度および角度の関係を示す。1周期に相当する1.04~2.39 sに注目すると、発電装置がマイナス側の端部からプラス側の端部へ傾き始めるとともに角速度は増加し、 -0.17 rad/s で最大となるが、その後角速度は減少してプラス側の端部へ達すると 0 rad/s となる。また、発電装置がプラス側の端部からマイナス側の端部へ傾き始めるとともに角速度は増加し、 0.09 rad/s で最大となるが、その後角速度は減少してマイナス側の端部に達すると 0 rad/s となる。したがって、振り子運動の際に発電装置は加速と減速を繰り返しており、 0 rad （垂直）付近で最大となることが明らかとなった。

図6に時間と角加速度および角度の関係を示す。1周期に相当する1.04~2.39 sに注目すると、発電装置がマイナス側の端部からプラス側の端部へ傾き始めると角加速度は正負を交互しながら増加し、 -0.13 rad で最大となるが、その後はプラス側の端部へ達するまで減少していく。また、発電装置がプラス側の端部からマイナス側の端部へ傾き始めると角加速度は再び正負を交互しながら増加し、 0.10 rad で最大となるが、その後はマイナス側の端部へ達するまで減少していく。そのため、角加速度は角速度と同様に 0 rad （垂直）付近で最大となることが明らかとなった。

図7に時間と振動発電デバイスの電力および振り子運動の角度の関係を示す。1周期に相当



図4 計測システム

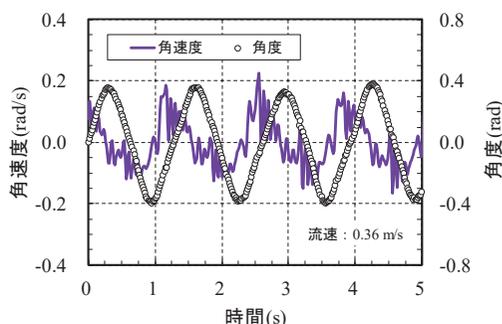


図5 時間と振り子運動の角速度および角度の関係

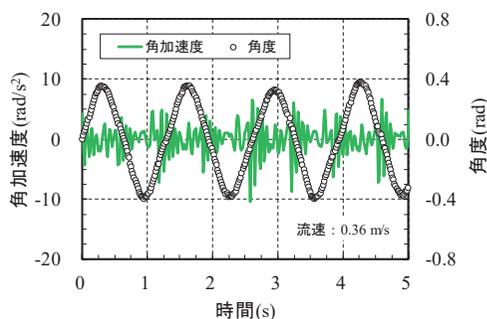


図6 流速と振り子運動の角加速度および角度の関係

する 1.04~2.39 s に注目すると、発電のピークが 4 つ生じていることがわかる。1 つ目のピークはマイナス側の端部から 0 rad (垂直) へ傾く場合、2 つ目の発電は 0 rad (垂直) からプラス側の端部へ傾く場合によって生じている。また、3 つ目のピークはプラス側の端部から 0 rad (垂直) へ傾く場合、4 つ目の発電は 0 rad (垂直) からマイナス側の端部へ傾く場合によって生じており、電力は端部から垂直へ傾く場合よりも垂直から端部へ傾く場合が大きい。これは、図 5 に示す角速度や図 6 に示す角加速度が最も大きくなる箇所と振動発電デバイスが発電し始める箇所がおよそ一致していることから、振り子運動と発電は関係しており、カルマン渦列や浮力による復元力に伴う発電装置の振動を慣性力¹²⁾として圧電素子が吸収し、電気エネルギーへ変換していたと考えられる。

(2) 流速の違いによる振り子運動および振動圧電デバイスへの影響

フーリエ解析により振り子運動の角度のスペクトルから各流速における周波数のピークを算出した。図 8 に流速と振り子運動の周波数のピークおよび最大角度の関係を示す。流速が増加するとカルマン渦列の影響により振り子運動の周波数のピークや角度は大きくなるが、流速が 0.39 m/s 以上になると周波数のピーク 0.83 Hz、最大角度 0.85 rad と一定であった。

図 9 に流速と振り子運動の最大角速度の関係を示す。流速の増加に伴い最大角速度が大きくなる傾向であるが、流速 0.29 m/s の最大角速度は 0.03 rad/s と 0.32 m/s 以上の最大角速度と比べて非常に小さい。この要因として、図 8 より流速 0.29 m/s の最大角度が 0.07 rad と発電装置がほぼ垂直で小刻みに揺れている程度であり、振り子運動が行われていないと考えられる。

図 10 に流速と振り子運動の最大角速度および定常流の運動エネルギーの関係を示す。なお、

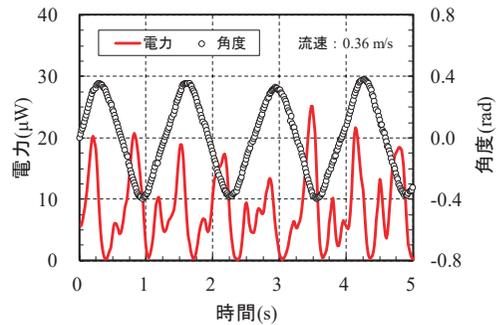


図 7 時間と振動発電デバイスの電力および振り子運動の角度の関係

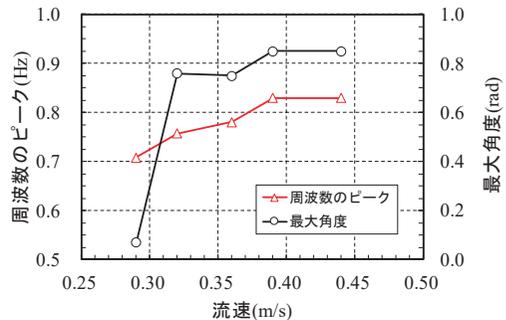


図 8 流速と振り子運動の周波数のピークおよび最大角度の関係

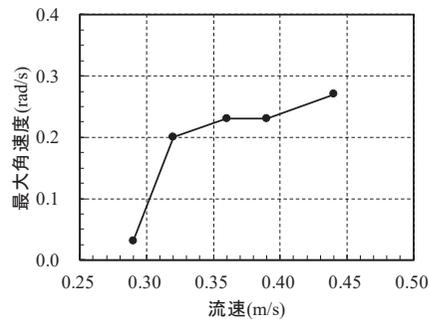


図 9 流速と振り子運動の最大角速度の関係

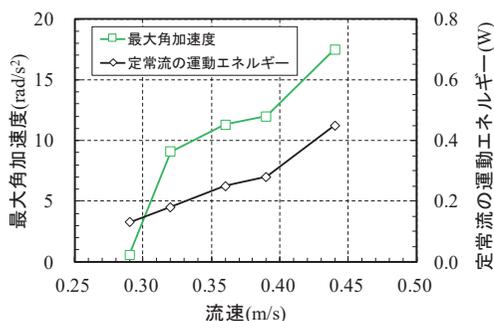


図 10 流速と振り子運動の最大角加速度および定常流の運動エネルギーの関係

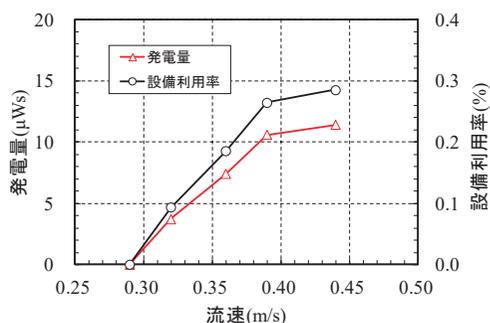


図 11 流速と振動発電デバイスの発電量および設備利用率の関係

流れ方向から見た発電装置の投影面積 A に単位時間 (m^2) に流入する運動エネルギー P を式(1)に示す。ここで、 ρ は水密度 (kg/m^3)、 v は流速 (m) である。

$$P = \frac{1}{2} \rho A v^3 \quad (1)$$

定常流の運動エネルギーは流速の影響が顕著であることからカルマン渦列も大きくなるため、流速が大きくなるほど振り子運動の最大角加速度は大きくなる傾向である。しかし、図 8 を見ると流速 0.39 m/s 以上では周波数のピークや最大角度が一定となっていることから、振り子運動の可動域は円筒部分の浮力や水位が影響していると考えられるため、今後はパラメータを変えて検討する必要がある。

図 11 に流速と 1s あたりの振動発電デバイスの発電量および設備利用率の関係を示す。ここで、設備利用率とは設備 (振動発電デバイス) が 100 % の出力で発電した場合の発電量想定に対して実際の発電量の割合がどの程度であることを示した数値であり、式(2)で算定する。

$$\text{設備利用率} = \frac{\text{発電量}}{\text{定格出力} \times \text{時間}} \times 100 \quad (2)$$

流速 0.29m/s では発電量および利用設備率がどちらもほぼ 0 であったが、流速の増加に伴い大きくなる。ここで、近年の VLSI の低消費電力化や無線技術の発達により、10 μ W 程度の発電量があれば IoT センサを間欠的に動かすことが可能となってきた¹³⁾ことから、本研究の範囲内では発電を確認できた 0.32 m/s 以上において、振動発電デバイスを用いたマイクロ水力発電を自立電源へ適用できる可能性が示唆された。

5. まとめ

本研究では河川や水路等で使用する IoT センサの駆動や通信に必要な不可欠な自立電源への

適用を想定し、水理実験を行ったことにより以下の知見を得た。

- 1) 振り子運動の際に発電装置は加速と減速を繰り返しており、角加速度や角速度は 0 rad (垂直) 付近で最大となる。
- 2) 流速の増加に伴い発電装置の角速度や角加速度は大きくなるが、 0.39 m/s 以上になると周波数のピークや最大角度が一定となる。
- 3) 流速 0.29 m/s の発電量および利用設備率はほぼ 0 であったが、流速の増加に伴いどちらも大きくなる傾向であった。また、本研究の範囲内では発電を確認できた 0.32 m/s 以上において、振動発電デバイスを用いたマイクロ水力発電を自立電源へ適用できる可能性が示唆された。

謝辞：発電装置の開発において秋田大学大学院理工学研究科技術部特別研修の補助を受けた。記して感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 竹内敬治：エネルギーハーベスティングの最新動向，表面技術，Vol.67, No.7, pp.334-338, 2016.
- 2) 山田昇，加藤洋平：圧電素子による沸騰現象からのエナジーハーベスティングに関する実験研究，日本機械学会論文集（B編），Vol.79, No.804, pp.229-241, 2013.
- 3) 日本学術会議：再生可能エネルギー利用の長期展望，pp.1-40, 2017.
- 4) 財団法人新エネルギー財団：平成 20 年度中小水力開発促進指導事業基礎調査報告書，p.1-9, 2009.
- 5) 齋藤憲寿，高橋圭太，渡辺一也：再生可能エネルギーを活用するための小型振り子発電装置の開発，東北地域災害科学研究，No.55, pp.197-202, 2019.
- 6) 比江島慎二，岡圭人，林健一，井上浩男：倒立振り子の流力振動を用いた発電のための基礎的実験，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.69, No.1, pp.12-21, 2013.
- 7) 石田啓，高地健，大貝秀司：波力水車とリニアクランク気筒による海中エアレーション装置の開発，海洋開発論文集，第 16 巻，pp.105-110, 2000.
- 8) 陸田秀実，川上健太，黒川剛幸，土井康明，田中義和：弾性圧電デバイスを用いた波エネルギー利用技術の開発，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.B2-65, No.1, pp.1296-1300, 2009.
- 9) 陸田秀実，大竹基喜，森崎健一，田中義和，土井康明，改森信吾，菅原潤，山中明：圧縮型柔軟発電デバイスを用いた波エネルギー発電技術の開発，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.70, No.2, pp.1316-1320, 2014.
- 10) 藤本大道，村井基彦，藤田修：圧電素子を用いた波力発電に関する小型水槽実験，日本船舶海洋工学会講演論文集，第 9E 号，pp.191-194, 2009.
- 11) 朝倉壘，高橋智幸：カルマン渦列を利用した小型水力発電装置の開発と基礎的検討，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.66, No.1, pp.1286-1290, 2010.
- 12) 齋藤憲寿，高橋圭太，西脇遼，渡辺一也：圧電素子を用いた小型振り子発電による波エネルギーの活用に関する研究，平成 30 年度土木学東北支部技術研究発表会講演概要集，II-67, 2019.
- 13) 鈴木雄二：環境発電技術の展望，日本 AEM 学会誌，Vol.22, No.3, pp.339-342, 2014.

緊急時資産退避作業の意思決定過程の分析*

東北大学 奥村 誠

東北大学 森合 一輝

1. はじめに

2019年10月の台風19号豪雨による千曲川の洪水によって北陸新幹線長野車両基地が浸水し、120両の新幹線車両が被災し廃車処分を余儀なくされた。この影響で必要な車両数が確保できず、東京長野間の定期列車の運行本数を減少させるとともに、年末年始の臨時列車もこれまでに比べて減少せざるを得なくなった。同じ台風19号に洪水に対して、福島県郡山市のバス事業者は事前に水没の危険性を認識し、バスの退避を始めたものの作業は完了せず、結果的に多数のバス車両が水没する被害に遭った。他方、東北新幹線（那須電車留置線）や長野市、仙台市のバス事業者は車両の退避により被害を免れたし、航空会社は通常成田空港や羽田空港に駐機している旅客機を、新千歳空港やハワイの空港まで退避させた。

これらの経験から、鉄道、バスなどの移動可能な資産を持つ交通事業者は、被災の可能性に応じて資産を安全な場所を移動させる「資産退避作業」を事前に計画しておく必要性が認識され、国土交通省からも資産退避作業手順を事前に検討するよう、全国の鉄道事業者への通知が発出された。

しかしながら、退避作業は費用を必要とし退避作業中にさらなる被害を受ける危険性がある。作業を進めるために早めに運休にすることや、台風などの通過後に回復が遅れることは、利用者の移動を困難にして社会的な費用を生む危険性もある。したがって資産退避作業は被災の危険性があるなら必ず行えば良いというような単純なものではなく、多様な影響を踏まえた上で、作業を実施するか否かを判断することが求められる。

本研究では、洪水等のリスクに直面する交通事業者が、資産退避作業を行うか否かを分析するモデルを構築し、作業実施が選択されやすい条件を確認する。また、事業者と利用者の立場の違いによる判断の相違、時間の経過に伴う判断の変化について分析を行う。

2. 意思決定構造の想定

洪水災害による資産被災の可能性がある状況において、時間の推移に遡り、①洪水の危険性が最高となる時点（洪水発生予想時刻）、②災害が激化し資産退避作業が危険になる時点（退避作業終了時刻）、③資産退避作業の実施を事業者が決定する時点（意思決定時刻）の3時点を考える。なお③の意思決定は1回とは限らず、時間において複数回行われる可能性がある。意思決定時点において事業者が認識する洪水発生の主観確率を p とする。また意思決定が遅く、退避作業が可能な時間が短くなれば、対象資産の退避が終了しない可能性がある。このような状況を表現するため、意思決定時点から退避作業を開始した場合の作業完了確率を q 、退避作業非完了時の資産の退避率を $\beta \leq 1$ とする。これらはいずれも、意思決定者が主観的に設定す

*Decision process of emergent vehicle relocation under risk by Makoto Okumura and Kazuki Moriai.

るものとする。

次に発生した状況に応じた損失額を想定する。まず、洪水被災による資産の損失額を A で表す。損失額は当該資産の再調達費用に加え、再調達までに営業が制約されることの影響を含める。一方、資産退避作業を実施するためには労力や電力などが必要となる。ここでは退避作業時間や作業の完了にかかわらず一定値と仮定して退避コストと呼び C で表す。また、退避作業を行うと資産が通常時と異なる場所に移動され、すぐに営業活動が再開できない状況が起こる。洪水が発生すれば翌日運休とした上で資産を戻す時間がかかることができ、再開遅延は問題とならないが、洪水が発生しなかった場合には営業開始の遅れによる機会損失が発生すると仮定する。これを空振り損失と呼び B で表す。さらに、資産退避が完了せず安全性の低い場所で被災すると余分な損失を受けると仮定し、追加被害と呼び D で表す。

事業者の評価として、 $A > (B, C, D) \geq 0$ を仮定できる。これは、対象となる資産が高価であり、洪水による想定損失がより少ない費用を用いて回避できる可能性がある場合に、資産退避行動が意味を持つことから、そのような場合を想定して分析を行うことを意味している。他方で、利用者の立場からの評価は異なり、 $(B, C) > (A, D) \geq 0$ であると仮定する。すなわち利用者は、退避作業の実施や営業開始の遅れに伴うサービスの停止は自らに直接及ぶ影響であるため強く認識しているが、事業者が持つ資産の損失に関する認識が弱いと仮定している。

退避作業の有無、完了、被災の組み合わせにより、図1に示す6通りの状況が発生し、それぞれの状況における利得が A, B, C, D を用いて計算できる。

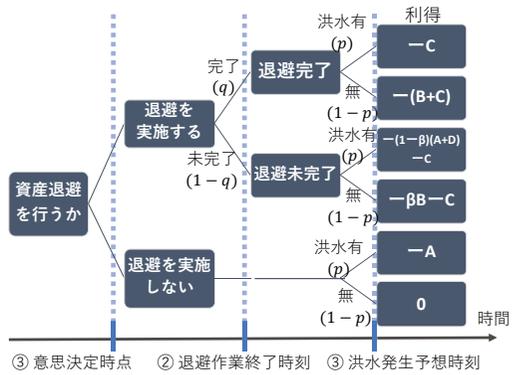


図1 ディンジョンツリーと利得

3. 交通事業者の意思決定

まず交通事業者が期待利得に基づいて意思決定を行うケースを考える。退避行動実施時、非実施時それぞれの期待利得 E_1 および E_2 は以下のように表される。

$$E_1 = -p(1-q)(1-\beta)A - (1-p)\{q + (1-q)\beta\}B - C - p(1-q)(1-\beta)D \tag{1}$$

$$E_2 = -pA \tag{2}$$

$E_1 > E_2$ ならば退避行動を実施し、 $E_1 < E_2$ ならば実施しない。 $E_1 = E_2$ の境界線は式(3)で与えられる p - q 平面上の双曲線で、その右上側が退避実施、左下側が非実施の領域となる。

$$q = \frac{1}{1-\beta} \frac{-\beta(A+B)+(1-\beta)D}{A+B+D} + \frac{(A+B+D)C+DB}{(1-\beta)(A+B+D)^2} \frac{1}{p - \frac{B}{A+B+D}} \tag{3}$$

式(3)の右辺第一項は水平漸近線の位置を表し、負である。また $A > (B, C, D) \geq 0$ から第2項の分母内で垂直漸近線の位置を表す $\frac{B}{A+B+D}$ が 0 と 1 の間の値をとる。 $(p, q) = (1, 0), (1, 1)$ における E_1, E_2

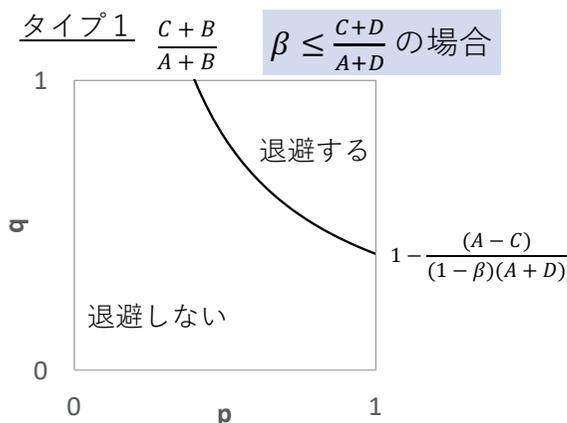


図2 タイプ1の境界線

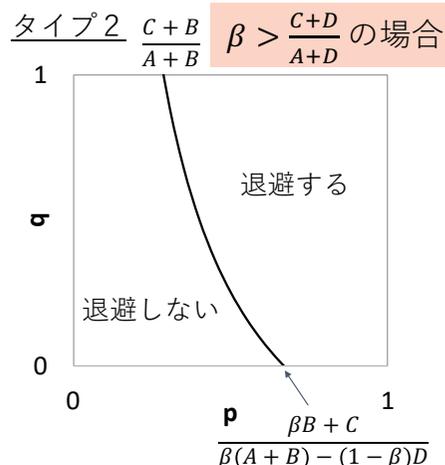


図3 タイプ2の境界線

の大小関係から、双曲線は $\beta \leq \frac{C+D}{A+D}$ の時タイプ1 (図2) または $\beta > \frac{C+D}{A+D}$ の時タイプ2 (図3) と

なる。 $q=1$ において両タイプの境界線とも $p = \frac{C+B}{A+B}$ に位置する。 A が大きいほど、また B, C が小さいほどこの位置は左側に近づくため、より低い洪水発生確率において退避行動が選択される。

次に、交通事業者が悲観的であり、最悪の状況の発生を考えてその利得の大きい戦略（マキシミン戦略）を選択するケースを考える。退避行動を選択する場合の最小利得は $(p, q) = (1, 0)$ に対する $-(1-\beta)(A+D)-C$ と $(p, q) = (0, 1)$ に対する $-(B+C)$ の小さい方で、 $A > (B, C, D)$ という仮定では前者が該当する可能性が高い。他方退避行動を選択しない場合の最小利得は q によらず $p=1$ に対する $-A$ である。結局 $(p, q) = (1, 0)$ における利得の比較となり、先に述べた境界線タイプの区分と同じ条件で、退避の有無が決定する。すなわち β, A が大きいほど、また B, C, D が小さいほど退避行動が選択される可能性が大きい。

4. 利用者の立場からの評価

利用者の評価構造 $(B, C) > (A, D) \geq 0$ を前提に式(1), (2)を用いて期待利得 E_1 および E_2 を比較すると、 (p, q) の全域において $E_1 < E_2$ が成立し、退避行動は選択されない。すなわち事業者の退避行動への理解を利用者から得るためには、利用者に、事業者の損失の重要性を認識してもらう必要があることがわかる。

5. 時間の経過に伴う事業者の意思決定の変化

時間の経過とともに事業者が意思決定を複数回繰り返す状況を分析する。退避行動を決定し

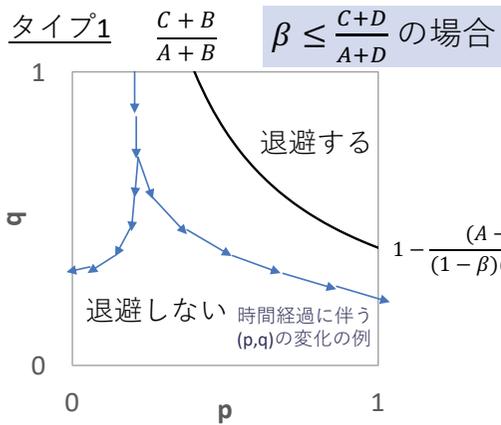


図4 タイプ1における時間経過

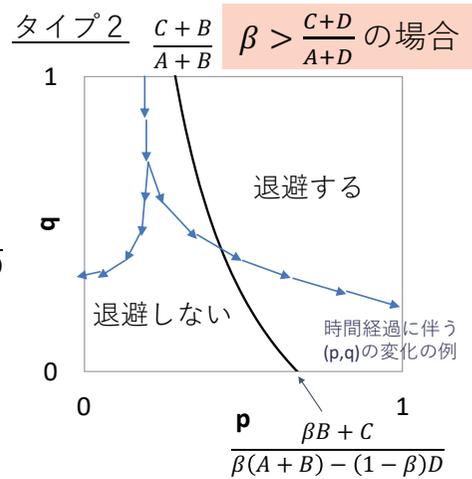


図5 タイプ2における時間経過

て実行すれば災害発生時刻まで新たに判断することはなくなる。問題は退避行動を取らないまま時間が経過し、災害予測精度が上昇する一方で活動終了時刻までの時間が減少して、退避完了確率 q が低下していく状況である。図2, 3で示した2つの境界線タイプに対する状況の変化をそれぞれ図4, 5にプロットした。

災害発生確率 p が高まる (p が1に近づく) 場合、図5のタイプ2ならば (p, q) が境界線を横切って右下方に超える時点が存在し、その時点で退避作業を実施する判断に切り替わる。ただし、時間の経過とともに非完了時の退避率 β が低下し、境界線も右方にシフトしている可能性があるため、早い時点でできるだけ確実性の高い災害予測情報を得ることが望ましい。一方、図4のタイプ1の場合、 (p, q) が境界線の左下の領域から出発して右下方に推移しても、途中で境界線を越えないことが起こりうる。これは、対応を逡巡している間に退避行動の効果が失われてしまう状況を表している。

6. おわりに

以上、交通事業者による資産退避行動の意思決定をモデル化し、資産価値や各種の費用の大きさが判断にもたらす影響を分析した。利用者が、自らが被るサービス停止への影響のみを認識する限り、事業者の退避行動は理解されない。早めの計画運休やサービス再開までの余裕時間に対する一般市民の理解を得るための努力が必要と考えられる。今後は、交通事業者のほか一般市民もマイカーの退避行動をとり、各々の完了確率が影響するようなゲーム論的状况に拡張して検討を行いたい。

参考文献 1) 佐藤良太, 谷口綾子: 東日本大震災における路線バス運行現場の災害応急対応, 実践政策学 2(1), pp. 37-44, 2016.

機械学習を用いたインフラ設備の劣化損傷推定

八戸工業大学 齊藤雅和
八戸工業大学 橋本憲二
八戸工業大学 小笠原亮介
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

わが国では、1950年頃から戦後復興とともに国土整備が活発に行われた。道路や橋梁、トンネルなど多くの構造物が建設され、人々の生活を支え、利便性や安全な生活を築き上げてきた。しかし、それらの構造物は建設後、一切メンテナンスすることなしには、永遠に使い続けることはできない。戦後復興から生活の基盤として作り上げられてきた構造物が今後ますます、補修・補強という維持管理が必要となってくる。

本研究では、数ある構造物のなかで橋梁についての維持管理の問題について研究する。現在の日本では橋梁の維持管理をしていく際に、大量の劣化評価データをどのように処理するかが課題として挙げられている。今までは大量のデータを人間の手で処理していたが、それでは多くの人材と時間がかかってしまう¹⁻³⁾。この問題を解決する一つの方法として、パソコンを用いて行う機械学習がある。機械学習はパソコンの処理能力を用いて大量のデータを処理することに長けているため維持管理できる大量のデータを処理することに適しており建築業界でも様々な場所で用いられるようになってきた。そこで本研究では、機械学習を用いて短時間でなおかつ少人数で大量のデータを処理する一環として、橋梁の劣化損傷状態を自動で推定するモデルを作成した。

2. 実験概要

(1) 使用したソフト

本研究ではGoogle Colaboratoryを使用する。Google Colaboratoryは、完全にクラウドで実行されるJupyterノートブック環境で設定不要で使用することができる。コードの記述と実行、解析の保存や共有、強力なコンピューティングリソースへのアクセスなどブラウザから行える⁴⁻⁶⁾。

(2) 劣化損傷状態推定試験

a) 試験準備

劣化損傷状態推定試験は橋梁の劣化している画像および学習用コード、識別用コードを必要とする⁴⁾。使用した画像は青森県県土整備部道路課橋梁・アセット推進グループから頂いた橋梁点検調査から劣化損傷状態が1~3の画像それぞれ163枚の合計489枚である。使用した画像の一部を(写真-1)に示す。

Degradation damage state estimation of infrastructure facilities using machine learning

by Masakazu Saito, Kenji Hashimoto, Ryosuke Ogasawara, Shinsuke Takase and Kenji Kaneko

Google Colaboratoryはすでに環境が構築されているためプログラミングする必要がない。必要なのはノートブックの設定でランタイムのタイプをPython2またはPython3のどちらかを選択する。次に、ハードウェアアクセラレータをGPUまたはTPUを選択する。本研究ではランタイムをPython3、ハードウェアアクセラレータをGPUを使用した⁴⁻⁶⁾。

b) 試験方法

まず、青森県県土整備部道路課橋梁・アセット推進グループから頂いた橋梁点検調査書から劣化損傷状態ごとに画像の仕分けを行う。劣化損傷種類が複数ある画像があり、その場合は劣化損傷状態の数値が大きい方に仕分けをした。劣化損傷状態1~3の画像をそれぞれ1.0、2.0、3.0というフォルダ名にしたフォルダに入れる。3つのフォルダをdata1というフォルダ名のフォルダに入れzip形式に圧縮する。次に、圧縮したフォルダをGoogle colaboratoryにアップロードする。アップロードした画像データを行列に変換しTensorFlowの形式に合うようにフォーマットを変換する。そしてニューラルネットワークを定義し機械学習を行う。本研究では100回学習を行い学習モデルを作成した。この学習モデルを用いて画像の判別を行う。判別結果は、フォルダ名の1.0、2.0、3.0がラベル名となるので判別に用いた画像が劣化損傷状態1の場合は1.0と出力されれば判別できていることになる。同様に劣化損傷状態が2、3の場合も2.0、3.0と出力されれば判別できていることになる。

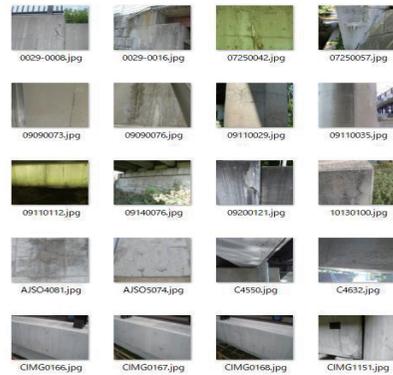


写真-1 劣化損傷状態 1 の画像

c) 試験結果

本試験では約 40%の学習モデルの精度となった。試験結果のグラフを(図-1)に示す。グラフの青い線が訓練データ、オレンジの線がテストデータである。グラフから本試験の学習モデルは過学習になっている。過学習とは訓練データに偏った学習データとなる。学習モデルの精度はテストデータとなるので約 40%の精度となる。あまり高い精度とは言えないが判別コードで劣化損傷状態 1~3 の画像それぞれ 1 枚ずつ用いて判別を行った。結果は劣化損傷状態 1 の画像

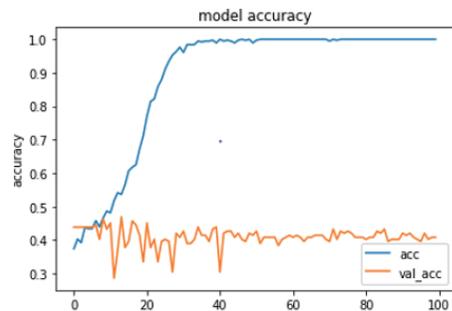


図-1 学習モデル

は 1.0,2 は 2.0,3 は 3.0 と判別することができた。判別に用いた画像と判別結果の一部を(写真-2,図-2)に示す。学習モデルの精度が約 40%なので正しく判別されない場合もあると考え学習に用いた画像すべてを判別した。劣化損傷状態 1~3 それぞれで 30~40 枚ほど誤った判別をした。次に、実際に橋の写真を撮りに行き、撮った写真の判別を行った。八戸の長官橋,新井田橋,湊橋の 3 つの橋の写真を撮り、

長官橋は劣化損傷状態 1 で 2.0 と判別。新井田橋は劣化損傷状態 2 で 2.0 と判別。湊橋は劣化損傷状態 1 で 2.0 と判別された。3 つの橋のうち 2 つ誤った判別をした。判別に用いた画像と判別結果の一部を(写真-3,図-3)に示す。今回作成した学習モデルは精度が低いためこのような結果になった。そのため、学習モデルの精度向上のため画像の枚数を変えて再度学習モデルを作成した。機械学習に用いた画像の名前を変えて同じ画像を 2 倍に増やす方法、判別結果から正しく判別できた画像だけを用いて画像の量より質を優先して作成する方法である。作成した学習モデルを(図-4~5)に示す。画像の枚数を増やしたモデルと、画像の量より質を優先したモデルは最初に作成したモデルと比べて精度が向上している。しかし、あまり大きな変化ではなかった。



写真-2 判別に用いた劣化損傷状態1の画像

```

▶ preds = model_pred.predict(X)
pred_label = ""

label_num = 0
for i in preds[0]:
    if i == 1.0:
        pred_label = labels[label_num]
        label_num += 1

print(pred_label)

```

1.0

図-2 写真-2 の判別結果

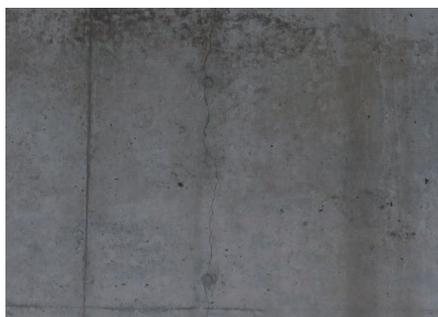


写真-3 長官橋

```

▶ preds = model_pred.predict(X)
pred_label = ""

label_num = 0
for i in preds[0]:
    if i == 1.0:
        pred_label = labels[label_num]
        label_num += 1

print(pred_label)

```

2.0

図-3 長官橋の判別結果

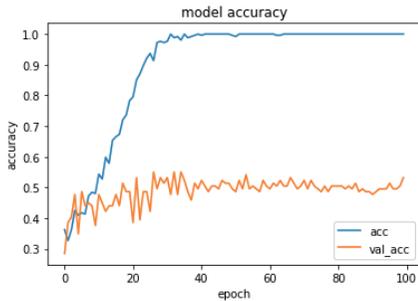


図-4 画像の枚数を増やした学習モデル

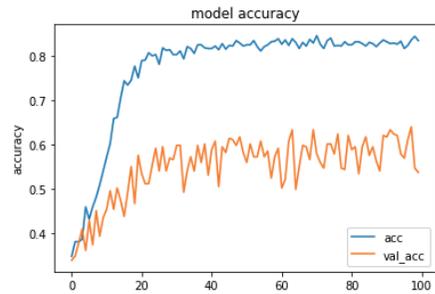


図-5 量より質を優先した学習モデル

3. 終わりに

機械学習を用いて橋梁の劣化損傷状態の推定を行うにはまだ改善の余地があると考えられる。学習モデルの精度が低く過学習になっていたためより多くの画像を用いて機械学習を行うことで精度の向上が期待できる。画像の枚数を変えて学習モデルを作成したがあまり精度が向上することはなかった。本研究で用いた画像だけでなく新たな画像を用いて画像の枚数を増やし、質の良い画像で試験を行うことが有効であると考えられる。誤った判別結果になった画像には劣化箇所だけでなく汚れや草などの影が映っている傾向がある。この点に気を付けて写真を撮ることで学習モデルの精度向上、誤った判別を避けることができると考えられる。

謝辞： 本研究を進めるにあたり、青森県県土整備部道路課橋梁・アセット推進グループから橋梁点検調書のデータを頂き心より感謝申し上げます。ここに記して深く感謝の意を示します。

参考文献

- (1) Random Forestによるコンクリート表面ひび割れの検出：金 邦釘・井後 敦史
- (2) 決定木によるアスファルト舗装ひび割れの検出：金 邦釘・蔵本 直弥
- (3) ディープラーニングおよびRandom Forestによるコンクリートひび割れ自動検出：
金 邦釘・嶋本 ゆり・大窪 和明・三輪 知寛・大賀 水田生
- (4) 「Google Colabratory」を使って簡単にディープラーニングで画像認識ができるチュートリアル
- (5) Google colabratoryを便利に使うためのTIPSまとめ
- (6) 手を動かしながら学べるディープラーニングの優良なチュートリアル

日本自然災害学会東北支部役員（令和元年度）

支 部 長	風 間 基 樹	（東北大学・工）
幹 事 長	河 井 正	（東北大学・工）
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）
	中 村 晋	（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2年3月1日 発行

東北地域災害科学研究 第56巻
(令和元年度)

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

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