

東北地域災害科学研究

第 52 卷 平成 28 年 3 月

論説

東北地方における土砂災害発生時の流域スケールの雨水貯留量に関する検討	阿部伸太郎・横尾善之	1	
裏磐梯鬼沙門沼の集水域における降雨流出機構に関する研究	菅原 悅・横尾善之	7	
裏磐梯鬼沙門沼集水域における降雨流出機構に関する研究	皆川光樹・横尾善之	13	
東北地方の流域における降雨流出機構と水質変動の関係	加藤 光・横尾善之	19	
東北地方の流域における降雨流出機構のスケール依存性	蓮沼 達・横尾善之	25	
猪苗代湖の pH の簡易推定モデルの構築とその応用	菅野隼也・横尾善之	31	
東北地方における県別・月別の林野火災発生数の推定に関する検討	川越清樹・今泉直也	37	
関東・東北豪雨災害速報 福島県南会津町 桧沢川の被害報告	折笠和生・伊藤圭祐・川越清樹	43	
古地図・地図履歴を用いた水域時空間情報マップの開発	橋本博紀・朝岡良浩	49	
阿武隈川流域内の森林の蒸発散による河川流出への影響評価	吳 修一・八木澤順治・大槻順朗・永野博之・二瓶泰雄	55	
水害調査方法の標準化に向けて一家屋被害分類ー	杉井伸之・吳 修一・有働恵子	61	
H27 年東北豪雨によるう波井川の洪水氾濫計算	田中 仁・三戸部佑太・Vo Cong Hoang	67	
平成 27 年 9 月関東・東北豪雨出水による河口地形変化とその後の回復	斎藤 翼・朝岡良浩	73	
人工衛星と確率密度関数を用いた日本全域の積雪期間の評価	佐藤 豪・朝岡良浩	79	
阿賀野川流域における積雪分布の長期変動	吉田早智子・今野大輔・ガヴァンスキ江梨・植松 康	85	
積雪寒冷地の木造住宅の強風被害予測に関する研究 一小屋組接合部の耐力評価ー	船木翔太・朝岡良浩・木内 豪	91	
アンデス地域における熱帶氷河の縮小を考慮した流出解析	清水大輔・梅田 信・澤本ヤス野	97	
水源貯水池における将来の藻類増殖ボテンシャルの評価	小澤恒太・朝岡良浩・長林久夫・手塚公裕	103	
郡山市街の区画情報を用いた氾濫解析シミュレーションの改善	梅田 信・Le Thi Thanh Thuy・Nguyen Trung Viet	109	
ベトナム・ハノイの浅い富栄養湖における水質環境計測	琴浦 紲・田中 仁	115	
冬期日本海における波浪推算精度の検証	高橋侑矢・渡辺一也	121	
波浪データを使用した海上風推定手法に関する検討	対馬央人・佐々木幹夫	127	
三沢海岸 2015 年地形変動特性	鈴木祥高・佐々木幹夫・田中 仁・梅田 信	133	
十三湖における鹽上塩水の鉛直構造（その 2）	Wongmarin Kompor・Hitoshi Tanaka・Chaiwat Ekkawatpanit・Duangrudee Kositgittiwong	139	
Application of Simulating WAves Nearshore (SWAN) model for wave simulation in Gulf of Thailand	Long-term morphological change on Darang Coast, Vietnam	145	
Temporal variation of shoreline positions on Cua Dai beach, Vietnam	Nguyen Trong Hiep・Hitoshi Tanaka・Yuta Mitobe・Nguyen Trung Viet・Vo Cong Hoang	151	
近年の気候変動が北海道水産業に与える影響～近年の事例を基にして～	Dinh Van Duy・Hitoshi Tanaka・Yuta Mitobe・Nguyen Trung Viet	157	
秋田県男鹿市におけるイベント堆積物調査	堀江岳人・田中 仁	163	
秋田県北部沿岸域にみられるイベント堆積物	高瀬慎也・鎌滝孝信・松富英夫・阿部恒平	169	
津波越流による堤防法尻における流れ場の分類に関する水理実験	金子祐人・小森大輔・三戸部佑太・田中 仁・乙志和孝・黒澤辰昭	175	
つなぎ空間と開口部を有する RC 造建築物前面における津波浸水深の推定法	松富英夫・紺野友憲・高尾駿介	181	
津波氾濫水密度の土砂堆積や選上高への影響	松富英夫・今野史子・齋川 聖	187	
RC 造建築物に作用する津波鉛直荷重の低鉛直壁隙間間隔への依存性	松富英夫・登丸夏希	193	
橋に置かれた個体に作用する津波波力に関する研究	村岡真輔・佐々木幹夫	199	
河川上陸津波の數値計算精度による堤防越流が与える影響	青山恭尚・三戸部佑太・小森大輔・田中 仁	205	
東北地方における既存不適格鉄骨造屋内運動場の耐震性能および耐震改修に関する調査報告	今野大輔・渡部 廉・植松 康	211	
仙台高等専門学校校舎を対象とした人工社会モデルによる災害時の避難行動に関する検討	飯藤将之・本郷 哲・黒田瑛里佳	217	
ボテンシャル場と Social Force モデルを用いた群衆避難行動の検討	牧野嶺文泰・今村文彦・安倍 祥	223	
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	水田敏彦	229	
東日本大震災における仙台市の避難実態に基づいた避難者発生ボテンシャルの評価	木村宇応・濱岡恭太・佐藤 健	233	
その 1：仙台市の町内会住民を対象としたアンケート調査の概要と結果	濱岡恭太・佐藤 健	237	
東日本大震災における仙台市の避難実態に基づいた避難者発生ボテンシャルの評価	柴山明寛・Sebastien Penmellen Boret	241	
震災アーカイブを利用するための権利処理のあり方について	片岡俊一・炭田 航・腰塚優香	245	
津波に対するオンライン警報に関する検討	王欣・倉橋 横・吳 浩・司 宏俊・党 紀・入倉孝次郎	251	
2014 年中国雲南省昭通地震 (Ms6.5) における建物被害が龍頭山鎮に集中した原因分析	岩手県久慈市における微動観測による地盤の S 波速度構造の推定	山本英和・石川拓弥・齊藤 剛	257
福島県の広域域ニアレイで観測された常時微動の地震波干渉法解析	山本英和・佐藤史佳・齊藤 剛	263	
同化手法を用いたスペクトル情報の即時予測	館林大輔・源栄正人	269	

Tohoku Journal of Natural Disaster Science

Volume 52

March, 2016

ARTICLES

	Page
Estimating rain-water storage at watershed-scale on the occurrence of sediment disaster in the Tohoku region, Japan	Shintaro Abe and Yoshiyuki Yokoo 1
Investigating rainfall-runoff mechanisms in the watershed of the Bishamon pond, Ura-bandai, Japan	Atsushi Sugawara and Yoshiyuki Yokoo 7
Relationships between changes of dominant rainfall-runoff components and water quality indices in the watershed of the Bishamon pond Ura-Bandai, Japan	Kouki Minakawa and Yoshiyuki Yokoo 13
Scale dependency of rainfall-runoff processes in the watersheds of the Tohoku region, Japan	Akira Kato and Yoshiyuki Yokoo 19
Developing a simple model for estimating pH of the lake Inawashiro and its application	Ryo Hasunuma and Yoshiyuki Yokoo 25
Estimating monthly forest fire occurrences in the Tohoku region, Japan	Junya Kanno and Yokoo Yoshiyuki 31
Quick estimation reports of Kanto · Tohoku heavy rainfall disaster -Hisawa river water damage in Minami Aizu.....	Seiki Kawagoe and Naoya Imaizumi 37
Development of water area distribution information by using historical geographic map at Fukushima University	Kazuki Orikasa, Kesuke Ito and Seiki Kawagoe 43
Impact assessment of evapotranspiration on river runoff in the Abukuma River basin	Yuki Hashimoto and Yoshihiro Asaoka 49
Toward standardization of on-site surveys of river flood disasters : damage classification of residential houses	Shuichi Kure, Junji Yagisawa, Kazaku Otsuki, Hiroyuki Nagano and Yasuo Nihei 55
Flood Inundation Simulation of Shibui River on September, 2015	Nobuyuki Sugii, Shuichi Kure and Keiko Udo 61
Estuarine morphological changes due to the 2015 Kanto-Tohoku Heavy Rainfall and their subsequent recovery	Hitoshi Tanaka, Yuta Mitobe and Vo Cong Hoang 67
Evaluation of snow cover duration over Japan derived from satellite remote sensing and probability density function	Tsubasa Saito and Yoshihiro Asaoka 73
Long term change in snow water equivalence distribution in the Agano River basin	Takeshi Sato and Yoshihiro Asaoka 79
Development of a stochastic model for predicting wind-induced damage to wooden houses in snowy cold region : Experiment on wind resistance of roof frame joints	Sachiko Yoshida, Daisuke Konno, Eri Gavanski and Yasushi Uematsu 85
Sensitivity analysis of runoff with tropical glaciers decline in the Andes.....	Shota Funaki, Yoshihiro Asaoka and Tsuyoshi Kinouchi 91
Evaluation of future algal growth potential in water resources reservoirs	Daisuke Shimizu, Makoto Umeda and Yasuno Sawamoto 97
Improvement of inundation analysis simulation using information on city planning in the Koriyama city	Kota Kozawa, Yoshihiro Asaoka, Hisao Nagabayashi and Masahiro Tezuka 103
Measurements of water quality in a shallow eutrophic lake in Hanoi, Vietnam	Makoto Umeda, Le Thi Thanh Thuy and Nguyen Trung Viet 109
Examination of wave prediction accuracy in the sea of Japan for winter season	Tsuyoshi Kotoura and Hitoshi Tanaka 115
Examination of ocean wind estimating technique using SMB method and Toba 3/2-power law	Yuya Takahashi and Kazuya Watanabe 121
Characteristics of shoreline in Misawa coast in 2015	Hiroto Tsuchima and Mikio Sasaki 127
Perpendicular structure of salt water moved into Lake Jusan (No.2)	Y. Suzuki, M. Sasaki, H. Tanaka and M. Umeda 133
Application of Simulating WAves Nearshore (SWAN) model for wave simulation in Gulf of Thailand	Wongnarin Kompor, Hitoshi Tanaka, Chaiwat Ekkawatpanit and Duangrudee Kositgittiwong 139
Long-term morphological change on Darang Coast, Vietnam	Nguyen Trong Hiep, Hitoshi Tanaka, Yuta Mitobe, Nguyen Trung Viet and Vo Cong Hoang 145
Temporal variation of shoreline positions on Cua Dai beach, Vietnam.....	Dinh Van Duy, Hitoshi Tanaka, Yuta Mitobe and Nguyen Trung Viet 151
Effect of Climate Change on HOKKAIDO FISHERIES, JAPAN	Takehito Horie and Hitoshi Tanaka 157
A study on event deposits in coastal lowlands on the western coast of Oga city, Akita Prefecture	Shinya Takabuchi, Takanobu Kamataki, and Hideo Matsutomi 163
Event deposits recorded in coastal lowland on the northern part of Akita Prefecture, the eastern margin of Japan Sea	Takanobu Kamataki, Shinya Takabuchi, Hideo Matsutomi, and Kohei Abe 169
Classification of Velocity Field around landward toe of Coastal Dikes induced by Tsunami Overflow	Kaneko Yuto, Mitobe Yuta, Otsushi Kazutaka, Kurosawa Tatsushi, Komori Daisuke and Tanaka Hitoshi. 175
A method for estimating the reflected tsunami inundation depth at the front of RC building with a connection space and aperture	Hideo Matsutomi, Tomoe Konno and Shunsuke Takao 181
Influence of the density of tsunami flooding water on tsunami deposit and run-up height	Hideo Matsutomi, Fumiko Konno and Satoru Saikawa 187
Dependency of the vertical tsunami force acting on RC building on the gap interval between a low vertical protective wall and the RC building	Hideo Matsutomi and Natsuki Tomaru 193
Experiments of tsunami force acting to an object on bridge	M. Muraoka and M. Sasaki 199
The effect to numerical simulation accuracy of run up tsunami by overflow of embankment	Aoyama Yasuhisa, Mitobe Yuta, Komori Daisuke and Tanaka Hitishi 205
Study on seismic evaluation and retrofitting of steel gymnasiums in Tohoku region	Daisuke Konno, Kei Watanabe and Yasushi Uematsu 211
Evacuation Behavior of Students in the School Building of SNCT at Disaster Happening using Artificial Society Simulation Model	Masayuki Handou, Satoshi Hongo and Erika Kuroda 217
Study on crowd evacuation behavior using a model integrating Potential model and Social Force model	F. Makinoshima, F. Imamura and Y. Abe 223
Study of snow damage simulator using multi-agent model	Toshihiko Mizuta 229
Evaluation of sheltering potential based on actual behavior of residents in the 2011 Great East Japan Earthquake	
Part1: Overview and the results of the questionnaire survey in Sendai City	Takanori Kimura, Kyota Hamaoka and Takeshi Sato 233
Evaluation of sheltering potential based on actual behavior of residents in the 2011 Great East Japan Earthquake	
Part2: Study of sheltering factors using the survey results	Kyota Hamaoka and Takeshi Sato 237
The right processing method for utilizing a disaster Archives	Akihiro Shibayama and Sebastien Pennellen Boret 241
Study on on-site early warning for Tsunami	Shunichi Kataoka, Kou Sumita and Yuuka Koshiduka 245
Why building damage concentrated to Longtoushan Town during the Ms6.5 Ludian Earthquake	Xin Wang, Susumu Kurahashi, Hao Wu, Hongjun Si, Ji Dang and Kojiro Irikura 251
Estimation of S-wave velocity structures in Kuji City by microtremor observations.....	H. Yamamoto, T. Ishikawa and T. Saito 257
Seismic interferometry analysis of microtremors observed in linear array with broadband seismometers in Fukushima Prefecture	H. Yamamoto, F. Sato and T. Saito 263
Real time prediction of spectral information using the assimilation technique	Daisuke Tatebayashi and Masato Motosaka 269

Tohoku Research Group for Natural Disaster Science

東北地方における土砂災害発生時の 流域スケールの雨水貯留量に関する検討

福島大学共生システム理工学類 阿部 伸太郎
福島大学共生システム理工学類 横尾 善之

1. はじめに

土砂災害と流域の貯留量との関係についてこれまでタンクモデルから土壤雨量指数として推定されてきたが、パラメータの決定が難しいため全国一律で計算されており、不確実性があると考えられている。この問題点を解決する方法として、まず、パラメータ少ない上に、多くの研究分野で用いられている自己回帰分析法（AR 法）である Hino & Hasebe (1985) の成分分離の手法を用いた。そして、降雨流出過程を成分分離した上で、Kirchner (2009) の方法を適用した。しかし、この貯留量推定法は日本の流域に適用できないことから成分分離の手法を用いて降雨流出過程を成分分離した上で Kirchner (2009) の方法を適用すれば貯留量を良好に推定できることを示した Kobayashi & Yokoo (2013) や貯留量と流量の非線形な関係を線形なものに変更し、論理的不整合を排除した貯留量の推定法の開発した千葉・横尾 (2015) によって研究されている。そこで、本研究ではこれらの研究を応用させることで、土砂災害について新たな関係性を見出すのが主な目的である。

2. 方法

過去に土砂災害が発生した一級河川の流域を対象とし、国土交通省の水文水質データベースから、流量データおよび雨量データを発生した年とその過去 2 年の合計 3 年分を取得した。これは初期値の影響を受けるのを防ぐためである。Hino & Hasebe (1984) が提案した手法である成分分離を行うため、まず流出高データを片対数プロットし、図 1 のように流出高の過減部から傾きの異なる複数の過減部を特定し、図 2 のように成分分離した。

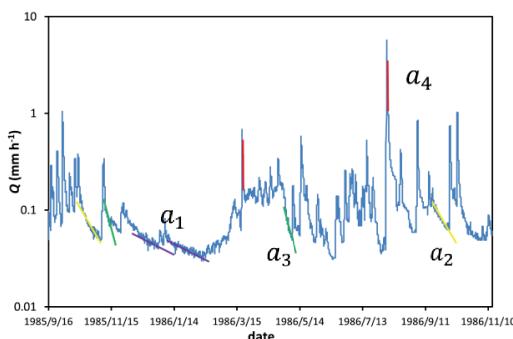


図 1 ハイドログラフと過減部の傾き

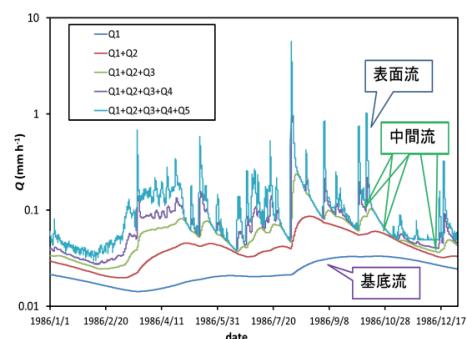


図 2 傾きと流出の関係

*Estimating rain-water storage at watershed-scale on the occurrence of sediment disaster in the Tohoku region, Japan by Shintaro Abe and Yoshiyuki Yokoo

次に、この過減部に指數関数をあてはめ、過減係数の逆数の式(1)から時定数を求めた。

$$T_c = 1/a \quad (1)$$

求めた時定数から(2), (3), (4)の式からパラメータを導いた。

$$c_0 = (2.1/T_c)^2 \quad (2)$$

$$c_1 = 2.1^2/T_c \quad (3)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{c_1}{4}} - c_0 \quad (4)$$

さらに、算出したパラメータをもとに計算するための数値フィルター(5)を作成した。

$$\omega(\tau) = \begin{cases} c_0 \exp\left(-\frac{c_1}{2}\tau\right) \frac{1}{\beta} \sinh(\beta\tau) & (\tau \geq 0) \\ 0 & (\tau < 0) \end{cases} \quad (5)$$

求めた数値フィルター ω を式(6)に代入し流出成分が遅い成分を分離した。

$$Q'(t) = a \sum \omega(\tau) Q(t-\tau) \quad (6)$$

ここで α は $0.1 \leq \alpha \leq 1$ の範囲で調整した。求めた成分を全体の流量から引いて残流量を求め、次に傾きの小さい成分で分離した。最も流出成分が遅い成分は、残流量が負の値とならないように α の値を決めた。

次に千葉・横尾（2015）にならい、雨水貯留量を以下の手順で推定した。まず式(7)で表される水収支式を式(8)のように代入し貯留量 S と流量 Q の関係を導いた。

$$dS/dt = P - ET - Q \quad (7)$$

$$\frac{dQ}{ds} = \frac{dQ/dt}{ds/dt} = \frac{dQ/dt}{P - ET - Q} \quad (8)$$

式(8)に夜間・無降雨条件下で適用することで降雨 P と蒸発散量 ET が流量よりもはるかに小さないと仮定することができ、降雨と蒸発散量を0として無視できる。したがって、貯留量および流量の関係は式(9)のように近似できる。

$$g(Q) = \frac{dQ}{ds} \approx \frac{dQ/dt}{-Q} \quad (9)$$

Kirchner (2009) は式(10)のようなモデルが対象流域に適用できる場合、式(9)と式(10)から式(11)の関係が導けることを確認している。式(11)を積分すると式(12)のように貯留量を算出できる。 S_0 は積分定数であるため、ある基準からの貯留量として表される。

$$\frac{dQ}{dt} = -aQ^b \quad (10)$$

$$\int dS = \int \frac{dQ}{g(Q)} = \int \frac{1}{a} Q^{1-b} dQ \quad (11)$$

$$S - S_0 = \frac{1}{a} \frac{1}{2-b} Q^{2-b} \quad (12)$$

本研究では、千葉・横尾 (2015)にしたがって、式(10)-(12)に $b=1$ を代入した式(13)の線形モデルを仮定する。これは、Hino & Hasebe (1984)の手法で推定した各成分が $S-Q$ 関係に線形モデルを仮定していることとの整合性を保つためである。

$$\frac{dQ}{dt} = -aQ \quad (13)$$

なお、求まる貯留量は、ある基準面からの高さとして計算されるため、実際の貯留量や貯留高を計算できる訳ではない。しかし、土砂災害に関しては、貯留量の絶対値よりもその変化が重要であるため、この点は問題にならない。

本手法によって推定した雨水貯留量が自前の土砂災害時にどのように変化しているのかについて調べるため、土砂災害の履歴データは国土交通省砂防部が発生後に対策を講じた内容をホームページ上で公開しているものを利用した。その後、土砂災害が発生したと考えられる時間帯の成別貯留量と時間積算雨量の関係を精査した。

3. 結果

土砂災害の発生と貯留量についての関係性において、積算の降水量との関係を考えると、発生する前は中間流よりも表面流のほうが、一方で、発生後には表面流よりも中間流のほうが同期していること分かった。表面流のほうが降雨に対する反応が鋭敏であり、降雨がなくなると反応がすぐに定常状態に戻る。一方で、中間流では降雨に対する反応は表面流に比べて遅いものの、積算降水量と同調して変化しており、降雨が止んだ後も反応している。また、土砂災害が発生した後もしばらくの間は積算雨量と貯留量が増加していることが分かった。今回の研究を踏まえると、急な激しい降雨の場合には表面流を短期的に、断続的に降り続く場合には中間流を長期的にみるべきではないかと考える。

3.1 福島県須賀川市の阿武隈川（1998年8月豪雨）

上のグラフは 1998 年 8 月に発生した記録的豪雨の際の福島県須賀川市の阿武隈川の観測データをもとに作成したものである。福島県南部を中心に大きな被害をもたらし、堤防の決壊や土砂災害が発生した。赤い点線は土砂災害が発生し始めたと考えられる推定の時刻を表している。

図 3 のグラフから 8 月 27 日から 28 日にかけて断続的に雨が降り続け、流量のピークを迎えてることが分かる。貯留量についても図 4 のグラフから大きく増加していることが読み取れる。地下水を成分別に分けた図 5 からは 8 月 27 日を境に各成分ともに増加していることと中間流である S2 と S3 の成分の増加量が他の成分に比べて顕著であることが特徴的である。さらに、表面に近い成分と発生する前の降り始めからの積算雨量との関係を表した図 6 では、雨が強くなってから約 10 時間後に発生しており、発生後も積算雨量と貯留量とともに増加し続けていることが分かる。また、降り始めから 1 日までは S4 の成分が積算雨量と同期していたのに対し、それ以降はより深い S3 の成分が同期していることが読み取れる。

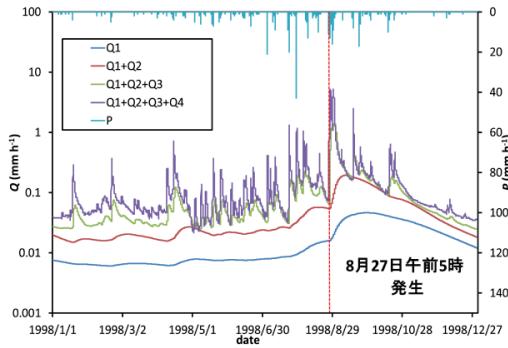


図 3 成分分離結果

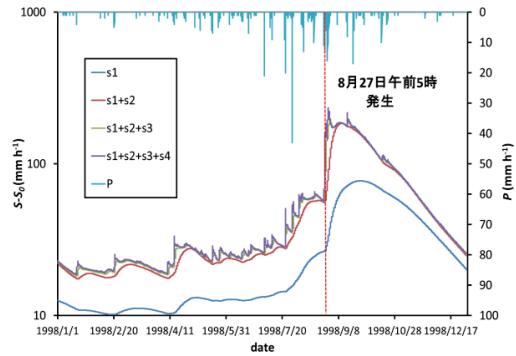


図 4 貯留量推定結果

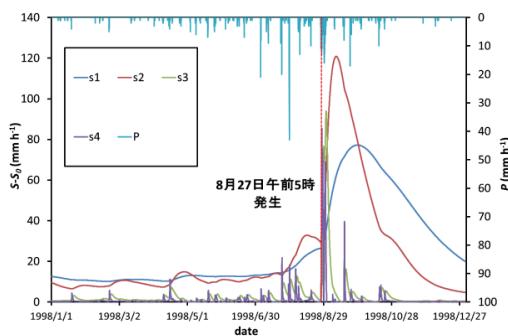


図 5 成分別の貯留量推定結果

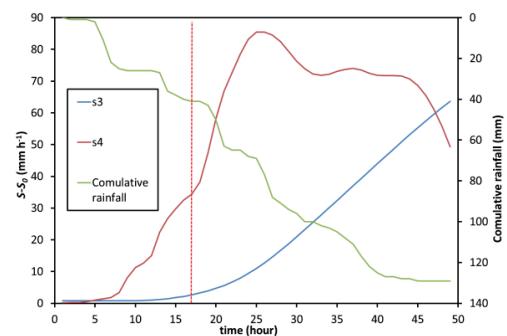


図 6 積算雨量との関係

3.2 山形県鶴岡市の赤川流域 (2007 年 6 月 27 日未明に発生)

また、上のグラフは 2007 年に山形県鶴岡市で発生した土砂災害のときの赤川の観測データをもとに作成したものである。グラフの全体的な特徴として、日本列島の日本海側に位置していることから、降雪量が多いため、冬季の流量と貯留量が多いことが挙げられる。そのため、それぞれのピークが雪解け後の 4~5 月にあることが読み取れる(図 7)。今回の土砂災害はまだ雪解けによる流量が多い状態が続いているところに、大雨が降ったという状況である。雨量が極端に多いわけではないにも関わらず、土砂災害が発生している(図 8)ことからも地下の水の量が多い状態であったことが考えられる。

図 9 からは中間流である S2 の成分の変動が特に激しいのが特徴であることと各成分も土砂災害の発生時がピークではないことが明らかである。さらに図 10 からは雨が強くなるとほぼ同時に発生しており、降り始めからおよそ 10 時間までは S4 が、それ以降は S3 が積算雨量と同期しており、発生後もともにしばらくの間増加し続けていることが分かる。

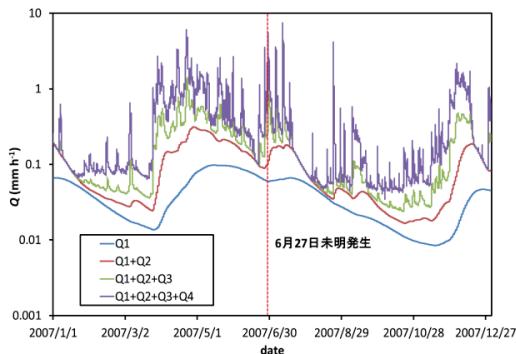


図 7 成分分離結果

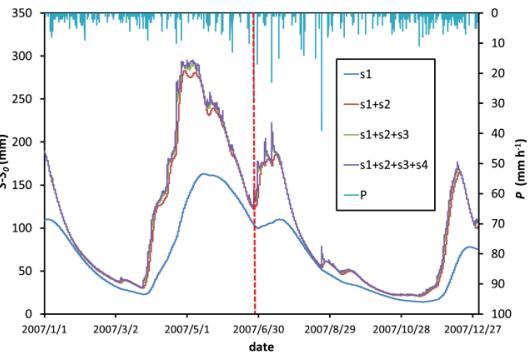


図 8 貯留量推定結果

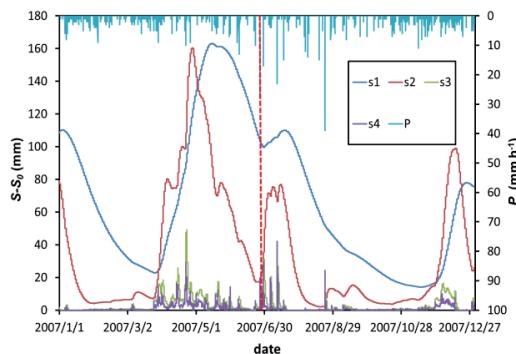


図 9 成分別の貯留量推定結果

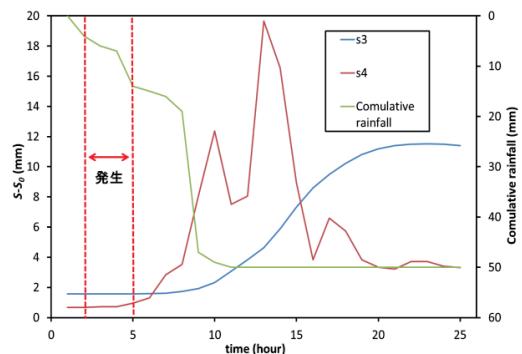


図 10 積算雨量との関係

4. まとめ

土砂災害は地震や火山と異なり、何時にどこで発生したのかを正確に観測することが難しいのが大きな問題であり、それゆえに、発生を予測することはさらに難しいことである。これまでの研究ではタンクモデルを元にした土壤雨量指数が一般的であり、そこから土砂災害の発生の危険性を算出しているが、パラメータの決定が困難であることに加えて、未だに、人的の被害が全国で多数出ていることから十分であるとはいえない。そこで、今回、地下水を成分分離によって表面流、中間流、基底流にわけて、貯留量を推定するという過去に例のない手法によって、土砂災害という現象の把握のためのアプローチを試みた。

結果を踏まえたうえで、考察を行うと、土砂災害の発生には貯留量の急激な変化、特に、表面流と中間流の急激な増加が関係していることがいえる。必ずしも全成分の貯留量の和が多いときに発生するのではなく、その増加の傾きが急な場合に発生する傾向にある。特に、断続的に雨が降り続いた後に、激しい雨が降ると、たとえ少しの雨でも、発生することがある。近年では、所謂ゲリラ豪雨と呼ばれる短期間に猛烈な雨が降る現象が全国各地で、多発していることから、梅雨の時期や夏から秋にかけて断続的に雨が降る時期はより土砂災害の発生の危険性が高まっていることが明らかである。

今回用いた成分分離のメリットは解析のためのパラメータの決定がタンクモデルに比べて容易であることと、ハイドログラフによってその河川流域の特徴が読み取れることにある。タンクモデルでは雨量データの他にも、傾きや透水係数などの様々な要素を組み込むために多くのパラメータの決定が必要となるが、成分分離の場合にはそれらの要素はすべて流量データに含まれていると仮定したうえで、解析を行っているため、流出特性という現象の把握という観点からすると非常に優れているといえる。

今後の課題としては、土砂災害の発生流域の解析をより多くの地点で行うことと、結果に対して、今回の表面流と中間流だけではなく、また、さまざまな異なったアプローチによって新たな気付きがあれば良いと考えている。

参考文献

- Hino, M., Hasebe, M. (1984) Identification and prediction of nonlinear hydrologic systems by the filter-separation autoregressive (AR) method: Extension to hourly hydrologic data, *Journal of Hydrology*, 68, 181-210. DOI: 10.1016/0022-1694(84)90211-7.
- Kirchner, J. W. (2009) Catchments as simple dynamical systems: Catchment characterization, rainfall-modeling, and doing hydrology backward, *Water Resource Research*, 45, W02429, DOI: 29/2008WR006912.
- Kobayashi, S., Yokoo, Y. (2013) Estimating watershed-scale storage changes from hourly discharge data in mountainous humid watersheds: toward a new way of dominant process modeling, *Hydrological Research Letters*, 7, 97-103, DOI: 10.3178/hrl.7.97.
- 千葉宇彦、横尾善之(2015) 流域スケールの雨水貯留量推定法の理論的修正とその効果、土木学会論文集 B1 (水工学) , Vol.71, No.4, I_289-I_294.

裏磐梯毘沙門沼の集水域における降雨流出機構に関する研究

菅原 悅（福島大学・共生システム理工学類）
横尾善之（福島大学・共生システム理工学類）

1. はじめに

裏磐梯五色沼湖沼群は1888年の磐梯山噴火によって、川に土石流が降りせき止められたり、噴火の影響でできた窪地に降雨が溜まったりすることによって形成された。そのため、裏磐梯五色沼は特異な水質によりこれまで様々な研究が行われてきた。裏磐梯毘沙門沼では水質に関する研究は多いが、流出機構に関する研究は少ない。水量に関して渡辺・横尾（2013）が水収支式を用いた裏磐梯五色沼湖沼群の毘沙門沼の地下水水量の推定の研究を行い、藤元・横尾（2015）では毘沙門沼の流量や各成分量、平均滞留時間、千葉・横尾（2015）の貯留量推定方法にならい貯留量推定を行った。千葉・横尾（2015）の手法では水収支式にある未知数の蒸発散量を考慮するため流量の過減部の夜間無降雨の時間を流量とし貯留量の推定を行ったが、毘沙門沼では季節ごとによって流量のピークの時間が違うため正確な貯留量の推定ができていない。そこで本研究ではそれらを考慮した貯留量の推定を行うとともに毘沙門沼の流动体を把握することを目的とする。

2. 方法

本研究は毘沙門沼の流入地点および流出地点において、毎月の表流水量を電磁流速計によって現地観測するとともに、自記水位計(応用地質、S&DL mini 5 m レンジ)を設置して水位の連続観測を行った。毘沙門沼の流入地点と流出地点は図1に示す。また、観測データから算出した流量と水位を用いて水位流量($H-Q$)曲線式を累乗近似と指數近似により作成した。

$$Q=aH^n \quad (1)$$

$$Q=ae^{nH} \quad (2)$$

ここで Q ：流量[m³/s]、 H ：水位[m]、 a 、 n はパラメータ、 e は自然対数の底である。求めた水位流量($H-Q$)曲線式に毎時の計測した水位を代入することにより毎時の流量を算出した。

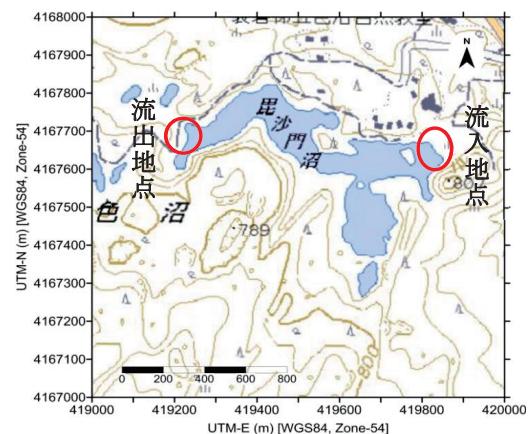


図1 毘沙門沼の地図と流入地点、流出地点

次に、求めた流量を日野・長谷部 (1985)のフィルタ一分離法を用いることで成分分離し、各成分量を求めた。成分分離では、まず流量の遅減部分をいくつかに分け、その傾きの逆数である T_c を求める。この T_c を式(3)に代入し数値フィルター $\omega(k)$ を求める。 $Q(k)$ を(4)式に代入することで各成分量が求められる。

$$\omega(k) = \begin{cases} c_0 \exp\left(-\frac{c_1 k}{2}\right) \frac{1}{\sqrt{\frac{c_1^2}{4} - c_1 k}} \sinh\left(\sqrt{\frac{c_1^2}{4} - c_1 k}\right) & (\tau \geq 0) \\ 0 & (\tau < 0) \end{cases} \quad (3)$$

$$Q'(t) = a \sum \omega(k) Q(t-k) \quad (4)$$

さらに、分離した各流量に Kirchner (2009)の手法を適用することで貯留量を算出した。Kirchner (2009)の手法では、まず流量 Q が貯留量 S の関数とし、(5)式で表す。式(5)の両辺を S で微分することで(6)を得る。式(6)に水収支式(7)を代入することで式(8)を得る。式(8)は降水量 P と蒸発散量 ET が Q より十分小さいという条件下式(9)のように近似できる。遅減部分の流量 Q の変化 dQ/dt を式(10)のように表現し、これを積分して式(11)を得る。この式(11)の積分計算を実施することで式(12)を得て、流量の各成分に関する貯留量 $S-S_0$ (S_0 は積分定数)を求める。ここで、(12)式は非線形である一方、成分分離で採用した日野・長谷部 (1985)のフィルタ一分離法は貯留量 S と流量 Q は線形の関係にあることを仮定しているため論理的不整合が生じる。この問題は千葉・横尾 (2015)にならない、両者が線形関係になるように、 b を1に変更した式(13)を用いて雨水貯留量を推定した。

$$Q=f(S) \quad (5)$$

$$\frac{dQ}{dS}=g(Q) \quad (6)$$

$$\frac{dS}{dt}=P-ET-Q \quad (7)$$

$$g(Q)=\frac{dQ}{dS}=\frac{dQ/dt}{dS/dt}=\frac{dQ/dt}{P-ET-Q} \quad (8)$$

$$g(Q)=\frac{dQ}{dS}=\frac{-dQ/dt}{Q} \quad (9)$$

$$-\frac{dQ}{dt}=aQ^b \quad (10)$$

$$\int dS = \int \frac{dQ}{g(Q)} = \int \frac{1}{a} Q^{1-b} dQ \quad (11)$$

$$S-S_0=-\frac{1}{a} \frac{1}{2-b} Q^{2-b} \quad (12)$$

$$S-S_0=\frac{1}{a} Q \quad (13)$$

なお、対象流域の集水面積は小さく、流入水量データには季節によって異なる日周期変動を内在していたため、毎日の流量がピークを迎える時刻を週毎に特定し、その±6時間 Kirchner (2009)の蒸発散量を無視できる時間に相当するとし、この時間の流量データを用いて雨水貯留量を算出した。

3. 結果

3. 1 水位流量($H-Q$)曲線式

求めた水位流量($H-Q$)曲線式を式(14), (15), (16), (17)にそれぞれ示す。流出口では、毎年融雪の時期になると堰操作を行っており、人工的に水位が操作されているので毎年水位流量曲線を変更させる必要があり、2012年10月から実測を行っているので、流出口に関しては4つの $H-Q$ 曲線が求められた。2012年10月～2013年3月までを式(14), 2013年4月～2014年3月までを式(15), 2014年4月～3月までを式(16), 2015年4月～現在を式(17)に示した。また、流入口の $H-Q$ 曲線式は式(18)に示した。

$$Q=0.0491e^{4.3915H} \quad (14)$$

$$Q=0.0155e^{8.331H} \quad (15)$$

$$Q=0.546e^{5.0947H} \quad (16)$$

$$Q=0.4625H^{0.0654} \quad (17)$$

$$Q=9.5272H^{2.4884} \quad (18)$$

ここで Q : 流量, H : 水位, e : 自然対数の底である。

3. 2 流量について

図2に毘沙門沼の水収支の年間値を示す。図2を見ると、降雪期になると降水量の減少により流入量、流出量どちらも徐々に減少していることが確認できる。また、2月初旬から3月中旬にかけては流入量と流出量の差がほとんどなくなり、融雪期になると積もった雪が溶け出し流量が大きく増加するのが確認できる。夏季になると台風などの影響により集中豪雨が発生し、急激な流量の増加により普段の2倍から3倍にまで増加しているのが確認できる。1年を通してみてみると、融雪期や集中豪雨時以外の時期では流入量流出量とともに大きな変化は確認できなかった。

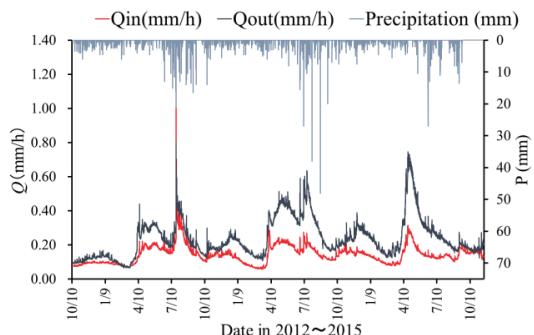


図2 毘沙門沼に流入する表流水の変動

3. 3 成分分離結果

図3に毘沙門沼の成分分離結果を示す。毘沙門沼の流入水は4つの成分に分離することができた。図3を見ると、表面流ほど降雨に対して敏感な反応をし、降雨が多い時期ほど表面流の割合が高くなっていることが読み取れる。また、中間流も降雨や融雪に対して反応はしているが、表面流ほど敏感ではなく緩やかな反応を示している。地下水は安定しており降雨が少ない時期では、表面流や中間流の割合が少ないのでに対して地下水の割合が非常に高いことが分かった。また、地下水は年間を通してほぼ一定の値を保っていることが分かった。

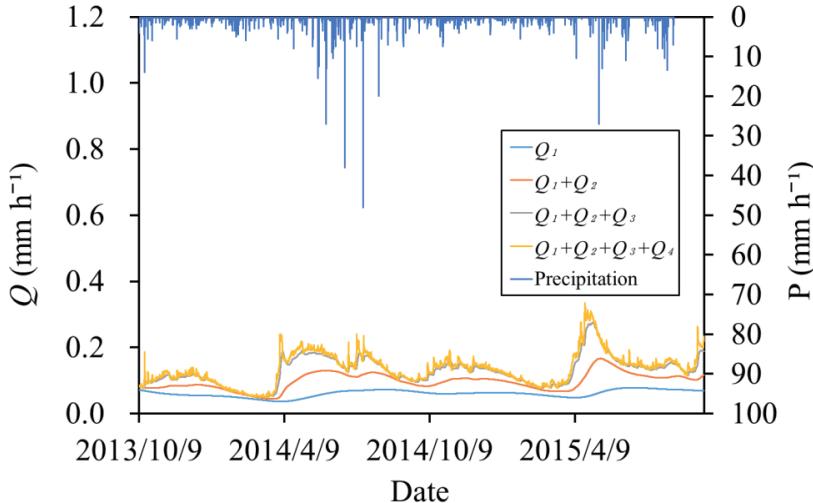


図3 成分分離結果

3. 4 貯留量

図4に毘沙門沼集水域の貯留量を示す。この図から、毘沙門沼集水域の貯留量は地下水に依存していることがわかる。また、地表に近い成分ほど貯留量には影響が少ないことが読み取れ、 Q_4 成分つまり $S_1 + S_2 + S_3 + S_4$ では貯留量にはほとんど影響がない。これらのことから、毘沙門沼の貯留量は透減率の低い、2つの地下成分で説明することができるといえる。また、降水が多い夏季などの時期は若干ではあるが Q_2 、 Q_3 成分の貯留量積算値である $S_1 + S_2$ 、 $S_1 + S_2 + S_3$ に対して貯留量が反応していることが読み取れる。貯

留量のピークは降水が多くなる夏季で 700 mm 程度になる。この時期から貯留量は徐々に減少し始め、降雪を境に急激な減少を示す。融雪の直前に貯留量は最小の 320 mm 程度になり、融

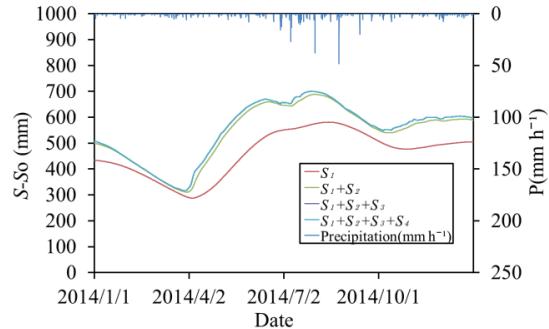


図4 毘沙門沼貯留量

雪の始まりとともに急激に貯留量は増加していることが分かる。年間の貯留量の平均値は 500 mm 程度である。

3. 5 流量の日周期の季節変動を考慮した貯留量の推定

図 5 に流量の日周期の季節変動を考慮した場合の毘沙門沼の貯留量を示す。Kirchner (2009) の夜間無降雨の条件下で貯留量を算出した場合と比較すると変わっていないように見えるが、詳しく見ると若干ではあるが減少していた。全貯留量を比較した図を図 6 に示す。それぞれの成分の流量の平均値で比較をすると Q_1 , Q_2 , Q_3 成分の積算値 S_1 , S_1+S_2 , $S_1+S_2+S_3$ では Kirchner (2009) のものより減少している。貯留量の寄与として高い成分は Q_1 , Q_2 成分の S_1 , S_1+S_2 であるため貯留量が減少したと考えられる。

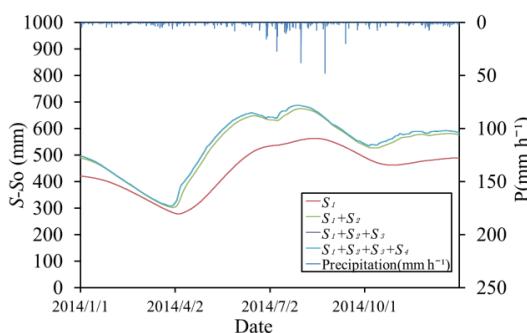


図 5 流量の日周期の季節変動を考慮した毘沙門沼貯留量

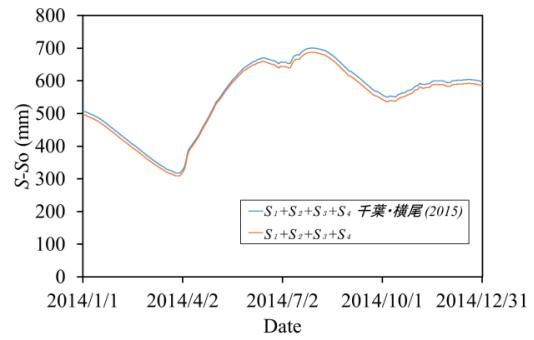


図 6 全貯留量の比較

4.まとめ

裏磐梯毘沙門沼への流入水量の長期モニタリングを行い、集水域内における雨水の貯留・流出過程の推定に取り組んだ。日野・長谷部 (1985)のフィルターフィルタ分離法によって流入表流水データをその透減特性によって分離した結果、集水域内の主要な貯留・流出過程は 4 つあることが判明した。さらに、Kobayashi and Yokoo (2013)および千葉・横尾 (2015)にならい、Kirchner (2009) の手法によって主要な 4 成分それぞれの雨水貯留量を推定した結果、透減率が小さい 2 つの流量成分に関する貯留量で流域内の雨水貯留量変動が説明できることが分かった。また、流量の日周期の季節変動を考慮し、貯留量推定に用いる流量データの時間帯を変化させることにより、藤元・横尾 (2015)よりも正確な貯留量を算出することができたと考えられる。これにより、貯留量の推定結果が若干ながら減少した。これは蒸発散量の影響をより正確に見積もることができたためと考えられるが、定かではない。今後はその原因の追究に取り組み、雨水の貯留・流出過程のさらなる解明に取り組む予定である。

謝辞

本研究は福島大学共生システム理工学研究科プロジェクト研究「遷移途中にある自然環境を自然遺産として良好に保全するための研究モデルの策定-磐梯朝日国立公園の人間-自然環境系（生物多様性の保全）に関する研究-」[文部科学省特別経費（プロジェクト）採択事業]，科学研究費補助金（若手研究 B, 24760388），東北大学災害科学国際研究所「特定プロジェクト研究（B-18）」，国立大学改革強化推進事業「環境放射能の動態と影響を解明する先端研究拠点の整備」の成果である。気象データには気象庁のデータを利用した。ここに謝意を表す。

参考文献

- Kirchner, J. W. (2009) Catchments as simple dynamical systems: Catchment characterization, rainfall-runoff modeling, and doing hydrology backward, *Water Resour. Res.*, 45, W02429. DOI: 10.1029/2008WR006912.
- Kobayashi, S. and Yokoo, Y. (2013) Estimating watershed-scale storage changes from hourly discharge data in mountainous humid watersheds: toward a new way of dominant process modeling, *Hydrol. Res. Lett.*, 7, 97-103. DOI: 10.3178/hrl.7.97.
- 千葉宇彦・横尾善之 (2015) 流域スケールの雨水貯留量推定法の理論的修正とその効果, 土木学会論文集 B1(水工学), 71(4), I_289-I_294.
- 日野幹雄・長谷部正彦 (1985) 水文流出解析—FORTRAN と BASIC による, 森北出版, 84-93.
- 福島大学大学院共生システム理工学研究科研究プロジェクト型実践教育推進センター自然共生・再生プロジェクト部・裏磐梯の湖沼環境を考える会議 (2012) 裏磐梯五色沼湖沼群の環境調査中間報告書・裏磐梯五色沼湖沼群の環境の環境調査報告書, 72p.
- 藤元大季・横尾善之 (2015) 裏磐梯毘沙門沼の上流域における雨水の貯留・流出過程の推定, 東北地域灾害科学研究, 51, 201-206.

裏磐梯毘沙門沼集水域における降雨流出機構と水質変動の関係

福島大学共生システム理工学類 皆川 光樹
福島大学共生システム理工学類 横尾 善之

1. はじめに

五色沼湖沼群は 1888 年の会津磐梯山の噴火により形成された。五色沼湖沼群は大小様々な湖沼で形成されており、國井ら (2012)の報告よれば、五色沼湖沼群の水系は銅沼→緑沼→瑠璃沼→青沼→弁天沼へ続く銅沼系と呼ばれる水系と、もうせん沼→弥六沼→父沼・母沼→柳沼→石倉沼と続く柳沼系と呼ばれる水系が竜沼で合流し、竜沼→深泥沼→毘沙門沼へ続く竜沼系となり長瀬川へと水が流れているとしている。また、毘沙門沼に流れる途中で赤沼からの流入もあると示唆している。五色沼湖沼群の水質は金属成分を多く含む硫酸酸性の水や磐梯山の深層地下水などから構成されており、毘沙門沼や弁天沼、青沼ではケイ酸アルミニウムの微細粒子によって、美しい青色が見られる。「裏磐梯五色沼湖沼群の環境調査中間報告書」(福島大学大学院共生システム理工学研究科研究プロジェクト型実践教育推進センター自然共生・再生プロジェクト部・裏磐梯の湖沼環境を考える会議, 2012)において、裏磐梯五色沼湖沼群における外来植物の侵入や水色の変化が指摘されている。水環境変化を理解するためには水がどのように流れているか、つまり流出過程を知ることが重要である。水の色の変化に関連すると考えられる裏磐梯五色沼湖沼群の流出機構については、三浦ら (2014)が融雪期における流出機構の研究を行い、藤元・横尾 (2015)は年間を通じた流出機構の研究を行っている。また、廣瀬・横尾 (2015)は、水質の観測データと流量を 4 成分に成分分離した結果を比較・解析し、降雨に対して反応が遅い 2 つの流量成分を説明できる水質を発見した。しかし、降雨に対して反応が早い 2 つの流量成分を説明できる水質項目を見つけることができていない。そこで本研究は、降雨に対して応答が早い 2 つの流量成分を説明できる水質項目を見つけ、毘沙門沼の降雨流出機構を解明することを目的としている。

2. 方法

2.1 調査地点

本研究は福島県裏磐梯地域五色沼湖沼群の 1 つである毘沙門沼の流入口で調査を行った(図-1)。

2.2 調査器具

平成 25 年 4 月 9 日から自記水質計 (ワイエスアイ・ナノテック社, EXO-2) を設置し、毎時の水質 (イオン以外) を測定した。また、平成 26 年 6 月 25 日より同様の自己水質計を用いてイオンの測定

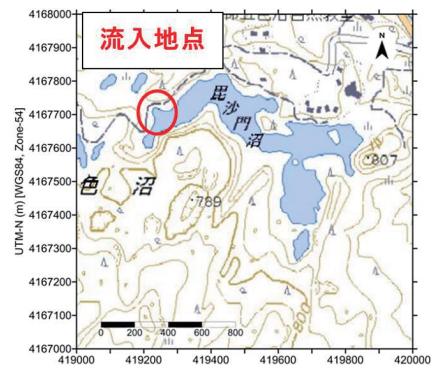


図 1 毘沙門沼の調査地点

*Relationships between changes of dominant rainfall-runoff components and water quality indices in the watershed of the Bishamon pond Ura-Bandai, Japan by Kouki Minakawa and Yoshiyuki Yokoo

も行った。現在計測している水質項目は、水温、pH、電気伝導度(EC)、総溶解固体分(TDS)、濁度、蛍光溶存有機物(fDOM)、酸化還元電位(ORP)、溶存酸素量(DO)、塩化物イオン、硝酸イオンがある。

2.3 解析方法

毘沙門沼の水質と流量を時系列変化で両者の関係を調べた。また、流量に関しては菅原・横尾(2016)が行った日野・長谷部(1984)を参考にしたフィルターフラッシュ法を用いての流量を成分分離した結果と、計測している各水質成分を比較し、重回帰分析を行った。



図-2 自己水位計

(ワイエスアイ・ナノテック株式会社,
EXO-2)



図-3 調査地点の様子

3. 結果

3.1 水質のモニタリング結果

水質成分のモニタリング結果を図4、図5に示す。水温は、8月が最高点で2月～3月が最低点となり、気温と同様の変動を示すことが分かった。TDSは4月をピークとする変動があり、流量の増減に伴う関係性が見られた。

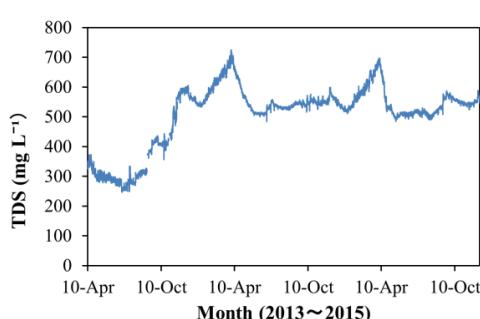


図4 TDS のモニタリング結果

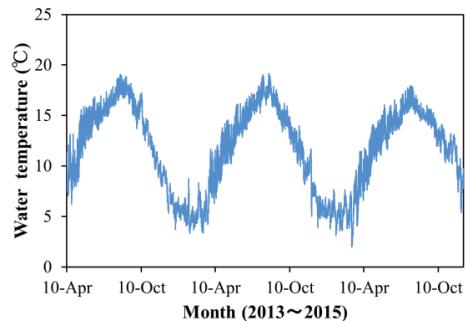


図5 水温のモニタリング結果

3.2 フィルタ一分離法を用いた成分分離結果

菅原・横尾(2016)の流量を成分分離した結果を図6、図7に示す。フィルタ一分離法を用いて成分分離した結果、毘沙門沼の流入水は4つに成分分離することができ、降雨に対して応答が遅い流量成分が Q_1 であり、逆に降雨に対して応答が早い流量成分が Q_4 であり、その中間の流量成分が Q_2 と Q_3 である。図7の比較的降雨に対して反応が早い成分の Q_3 成分は降雨に反応し、融雪にも敏感に反応していることが分かった。

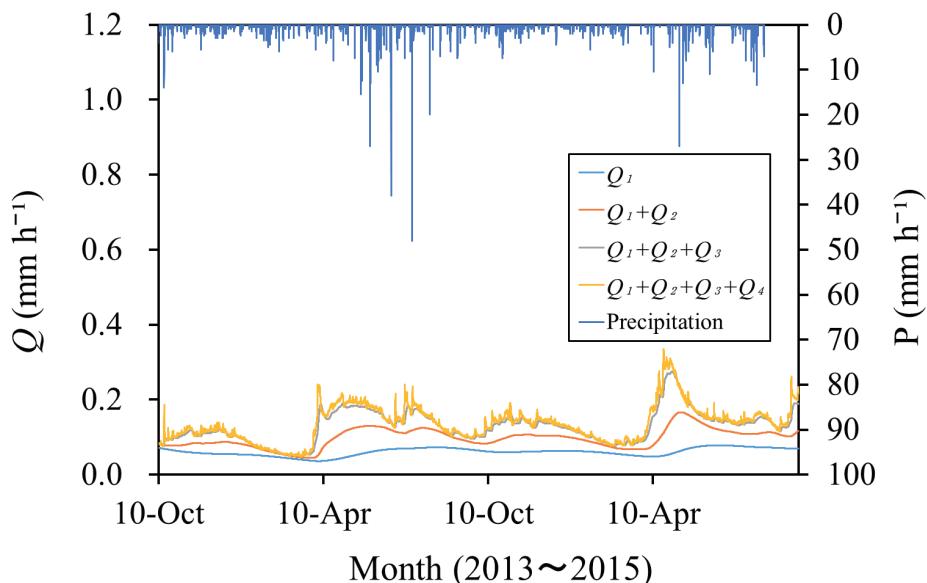


図6 フィルタ一分離法を用いた成分分離結果

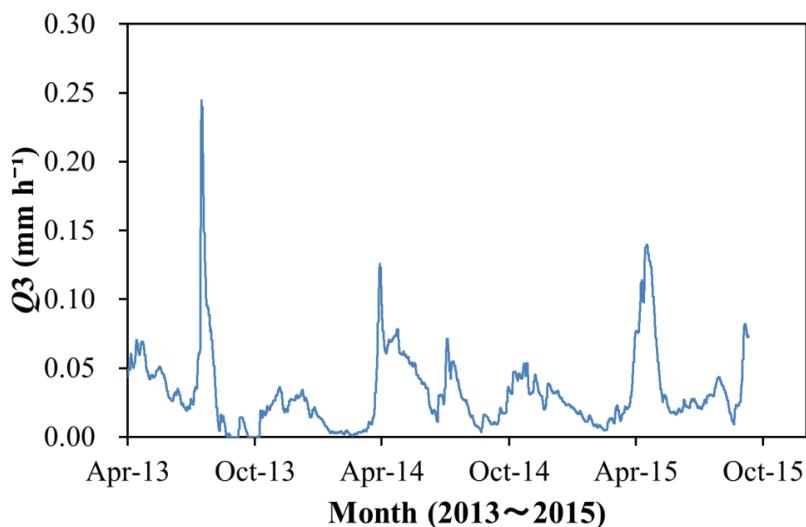


図7 Q_3 成分の結果

3.3 水質データと Q_3 の関係

水温と Q_3 の関係と TDS と Q_3 の関係を図 8, 図 9, 図 10, 図 11 に示し, 2つの水質成分と Q_3 成分との相関係数を表 1 に示す。TDS と Q_3 成分の関係は, 融雪期 2つのピークにおいて正の相関を表していることが分かり, 水温と Q_3 成分の関係は, TDS と異なり負の相関であることが分かった。

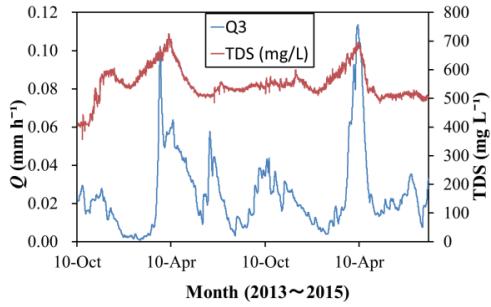


図 8 TDS と Q_3 の時系列変化

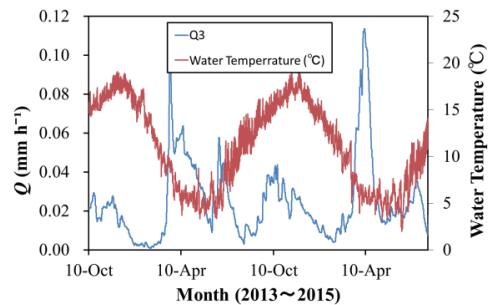


図 9 水温と Q_3 の時系列変化

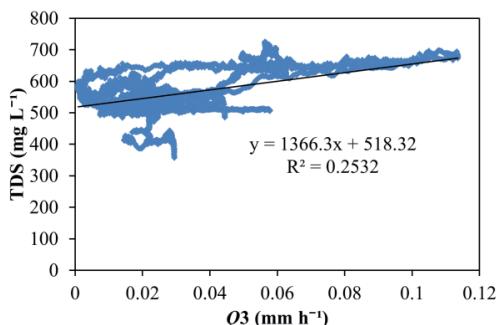


図 10 TDS と Q_3 の相関図

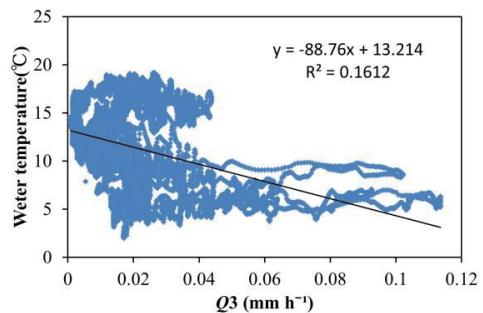


図 11 水温と Q_3 の相関図

表 1 各水質と Q_3 の関係

	Q_3
TDS	0.50317
Water temperature	-0.40152

3.4 重回帰分析の結果

重回帰分析を行った結果を図 12 に示す。 Q_3 が実測値であり, Q'_3 が重回帰分析で求めた値である。これらの実測値と重回帰分析で求めた結果から Q_3 成分は, 水温と TDS の 2 つの水質で説明できる可能性がある。しかし, 実測値と重回帰分析で求めた値を比べてみると 4 月から 6 月にかけてのピークは, 似た変動を再現することができたが, 2013 年の 7 月から 2015 年の 3 月までの変動を細かく再現することができていない。したがって, Q_3 を説明するのには, まだ不十分である。この点は, 非線形の重回帰分析を用いることで改善できる可能性があると考えられ, それによって残差である Q_4 がより正確に水質データから計算できると期待できる。

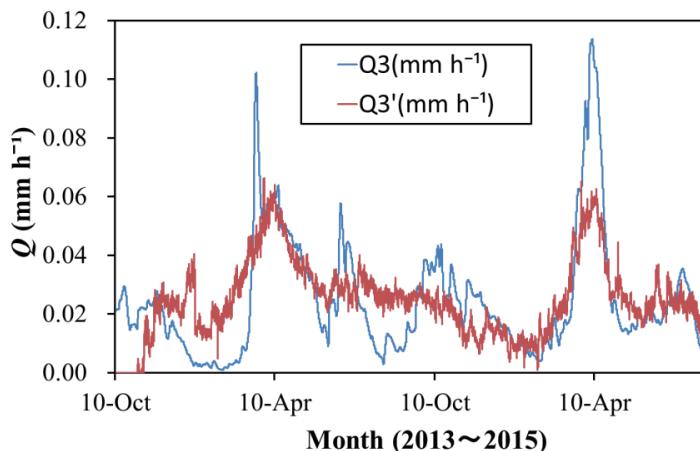


図 12 実測値のモデル式の比較

4. まとめ

廣瀬・横尾（2015）と同様に、 Q_1 は水温と、 Q_2 はECと相関があることを確認できていたため、本研究は Q_3 と水質の関係性を模索するために重回帰分析を行った。その結果、 Q_3 は水温とTDSの2つの水質で説明できる可能性があることが分かった。また Q_4 成分に関しては、降雨に対する応答が早く変動幅も大きいために、水質と Q_4 の関係を見つけることができていないが、水質データから Q_1 から Q_3 を推定した後の残差として Q_4 は推定できる。しかし毘沙門沼に水が流入するまでの流出機構を理解するためには、降雨に対する応答が早い成分である Q_3 、 Q_4 をさらによく説明できる水質を見つけることも重要であると考える。例えば、相関係数のみに着目するのではなく、相関図をさらに解析することでより正確に Q_3 、 Q_4 成分を説明できる水質を見つけることが期待できるが、この点は今後の課題である。

謝辞

本研究は福島大学共生システム理工学研究科プロジェクト研究「遷移途中にある自然環境を自然遺産として良好に保全するための研究モデルの策定-磐梯朝日国立公園の人間-自然環境系(生物多様性の保全)に関する研究-」[文部科学省特別経費(プロジェクト)採択事業]、科学研究費補助金(若手研究B, 24760388)、科学研究所補助金(基盤研究B, 22360192)、JST/CREST「安全で持続可能な水利用のための放射性物質移流拡散シミュレータの開発」、東北大学災害科学国際研究所「特定プロジェクト研究(B-18)」の成果である。気象データには気象庁のデータを利用した。本調査研究は、ワイエスアイ・ナノテック株式会社の小菅将史様、津金産業有限会社、環境省東北地方環境事務所、福島県庁の皆様にご支援いただいた。ここに謝意を表す。

参考文献

國井芳彦・渡邊稔・佐久間智彦(2012) 裏磐梯五色沼湖沼群の湖水の化学的な成分に関する調査結果(第2報), 磐梯朝日遷移プロジェクト 裏磐梯五色沼湖沼群の環境調査報告書,

26-35.

菅原惇・皆川光樹・藤元大季・廣瀬将也・横尾善之 (2015) 裏磐梯毘沙門沼集水域の主要な降雨の貯留・流出過程と水質変動の関係、裏磐梯朝日遷移プロジェクト、裏磐梯五色沼湖沼群の環境調査報告書、96-104.

菅原惇・横尾善之 (2016) 裏磐梯毘沙門沼の集水域における降雨流出機構に関する研究、東北地域災害科学研究、第 52 卷、(印刷中) .

日野幹雄・長谷部正彦 (1985) 水文流出解析—FORTRAN と BASIC による、森北出版、254p.

廣瀬将也、横尾善之 (2015) 裏磐梯毘沙門沼への流入表流水の起源推定に向けた水質データ解析、東北地域災害科学研究、第 51 卷、207-212.

藤元大季、横尾善之 (2015) 裏磐梯毘沙門沼の上流域における雨水の貯留・流出過程の推定、東北地域災害科学研究、第 51 卷、201-206.

三浦淳・渡辺泰世・横尾善之・藪崎志穂 (2014) 裏磐梯毘沙門沼における融雪期の流入表流水量と水質の関係、東北地域災害科学研究、第 50 卷、245-250.

東北地方の流域における降雨流出機構のスケール依存性

福島大学共生システム理工学類 加藤 光
福島大学共生システム理工学類 横尾 善之

1.はじめに

降雨流出機構における「スケール問題」は1995年に広く注目されて以来、20年経過した現在でも未解決のままである。「スケール問題」を包括的に取りまとめた Kalma & Sivapalan (1995) は、河川流量などの水文量の空間的ばらつきが流域面積の増加と伴って減少することを示す「空間代表性」と、時空間スケールの変化に伴って主要な降雨流出機構が変化することを示す「空間スケール依存性」の2つで構成していると報告している。「空間代表性」に関する研究は多く存在しており、Woods *et al.* (1995) では空間代表性が発現するのは流域面積が 1 km^2 程度であるとしている。しかし、何が変化することで空間代表性が発現するのかについて未解決のままである。「空間スケール依存性」に関してはほとんど研究もされていない。本研究は河川流量の観測データのみから流域内の主要な降雨流出プロセスを特定できる成分分離手法を用いてスケールに応じて変化する降雨流出機構を客観的に把握し、空間スケール依存性の発現要因の解明を目指す。

2.方法

2.1 対象流域および使用データ

本研究は東北地方の第一級河川 13 流域を対象としている。図-1 は対象流域の観測点を示している。流域面積の大きさを比較したいためとれる範囲で大きさが異なる流域面積の観測所を選定し、国土交通省の水文水質データベースから時間流量データ取得した。時間流量データは単位を mm h^{-1} と変換して使用した。

2.2 成分分離

本研究では、流量を日野・長谷部(1985)が提案した手法を用いて成分分離した。流量の成分分離では、まず図-2 のように片対数表示にした流量の遞減部分を傾きの異なる複数の直線部で表現した。直線の傾きが一番小さく表現された範囲の流量データを抽出し、指近似を行った。指近似で得られる式



図-1 対象流域の観測点位置

*Scale dependency of rainfall-runoff processes in the watersheds of the Tohoku region, Japan by Akira Kato and Yoshiyuki Yokoo

は式(1)のようになる。式(1)で得られた遅減係数 a の値を式(2)に代入することでその流量の遅減部分の時定数 T_c を算出した。時定数 T_c の決定の際には、菅野・横尾 (2015)を用いた。具体的には、算出した時定数 T_c を \log_5 でとり四捨五入して整数化した値が菅野・横尾 (2015)で定められた境界値 0.5, 1.5, 2.5, 3.5, 4.5, 5.5 のどの値の間に位置するか確認してから時定数 T_c を決定した。

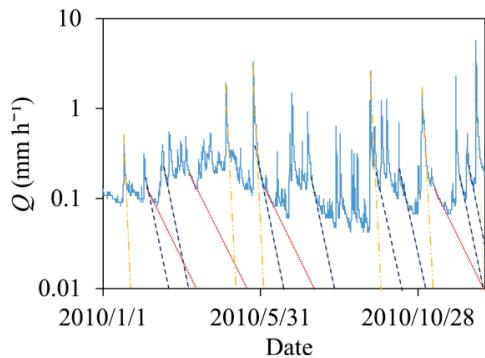


図-2 直線で表した各流量遅減部（線種の違いで遅減特性の違いを表現している）

$$Q(t) = Q_0 \exp(-at) \quad (1)$$

$$T_c = 1/a \quad (2)$$

算出した T_c を用いて式(3), (4)よりパラメータ c_0 , c_1 を求めた。

$$c_0 = (2.1/T_c)^2 \quad (3)$$

$$c_1 = 2.1^2/T_c \quad (4)$$

求めた c_0 , c_1 を式(5)に代入し数値フィルター $\omega(\tau)$ を求めた。

$$\omega(\tau) = \begin{cases} \frac{c_0}{\sqrt{\frac{c_1^2}{4} - c_0}} \exp\left(-\frac{c_1}{2}\tau\right) \sinh\left(\tau\sqrt{\frac{c_1^2}{4} - c_0}\right) & (\tau \geq 0) \\ 0 & (\tau < 0) \end{cases} \quad (5)$$

求めた数値フィルター $\omega(\tau)$ を式(6)に代入し流出成分 Q' を分離した。式(6)の α は重り係数であり, $0.1 \leq \alpha \leq 1$ の範囲で求めた流出成分 Q' と分離前の流量 Q が重ならないように α の値を調整した。

$$Q'(t) = \alpha \sum \omega(\tau) Q(t - \tau) \quad (6)$$

成分分離後は、全体の流量から分離して求めた流量成分を引いて算出した残流量を用いて、次に傾きが小さい遅減部分から時定数 T_c を求めて成分分離をした。なお、次の流量成分の時定数 T_c の決定する際には、同じ成分を取らないように $\log_5 T_c$ の値が前回と同じ境界値の間に位置

しないようにした。

3. 結果

対象流域の詳細は表-1に示す。本研究は表-1の13流域を菅野・横尾(2015)で定めた時定数 T_c の範囲で成分分離した。具体的には、 $\log_5 T_c$ の値の0.5, 1.5, 2.5, 3.5, 4.5, 5.5を降雨流出機構の境界値と定めて、その境界値の間が降雨流出機構の各プロセスとして成分分離して、流域面積と発現する降雨流出機構の関係について比較を行った。図-3から図-6は対象流域の成分分離結果の一部であり、図-3と図-4は流域面積が小さい流域、図-5と図-6は流域面積が大きい流域である。小さい流域では5成分に分離でき、大きい流域では6成分に分離できた。図-7は各流域の発現した降雨流出機構結果である。縦軸の $\log_5 T_c$ は値が小さいほど流出が早いプロセス、値が大きいほど流出が遅いプロセスに相当する。

表-1 対象流域の詳細

流域名	観測所	流域面積(km ²)
岩木川	五所川原	1740.00
高瀬川	上野	344.20
馬淵川	櫛引橋	1858.00
北上川	諫訪前	7509.50
鳴瀬川	野田橋	707.00
名取川	湯元	130.00
雄物川	雄物川橋	1240.00
子吉川	明法	472.00
米代川	十二所	1167.40
最上川	糠野目	359.00
赤川	浜中	695.10
阿武隈川	阿久津	1865.20
阿賀野川	小谷	868.00

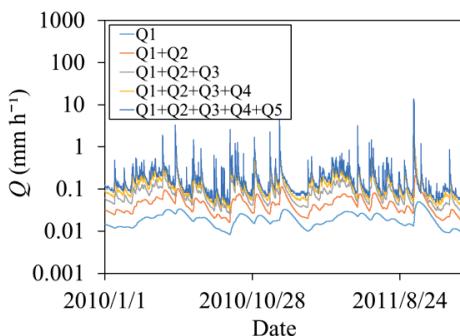


図-3 名取川の成分分離結果

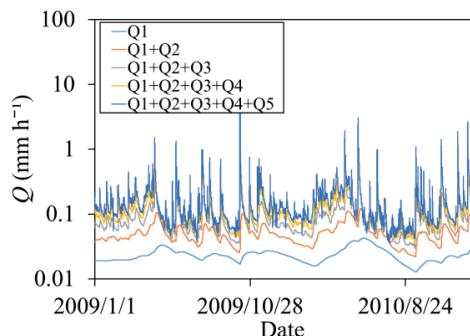


図-4 鳴瀬川の成分分離結果

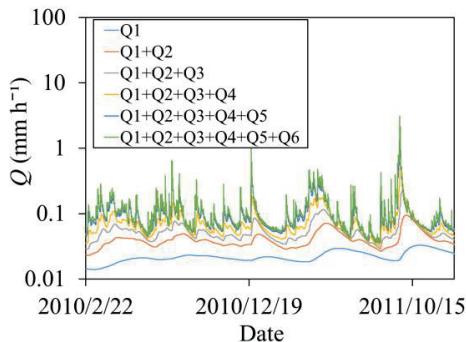


図-5 馬淵川の成分分離結果

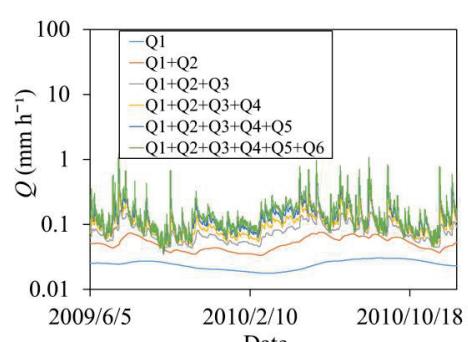


図-6 北上川の成分分離結果

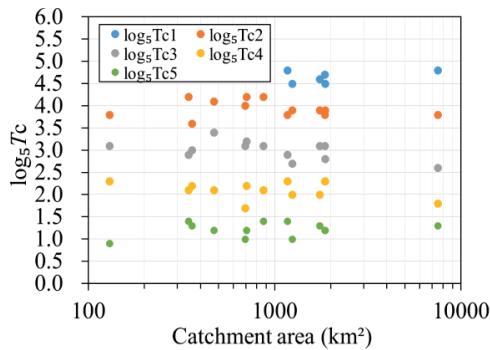


図-7 流域面積と発現するプロセス数の関係

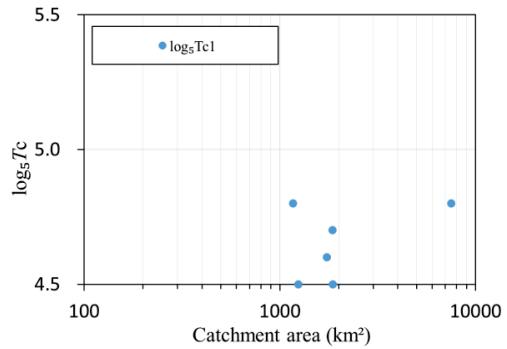
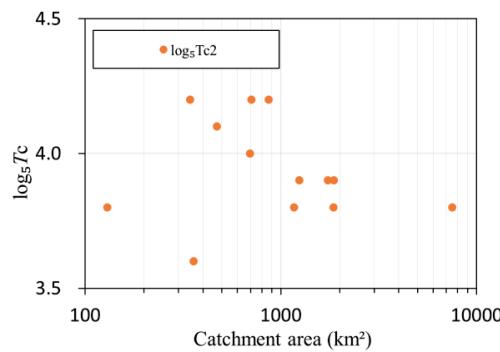
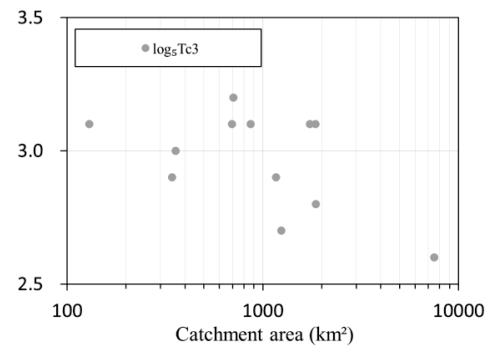
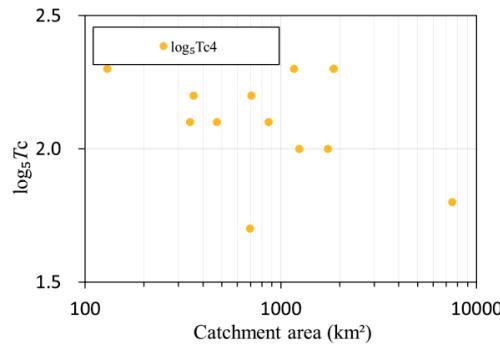
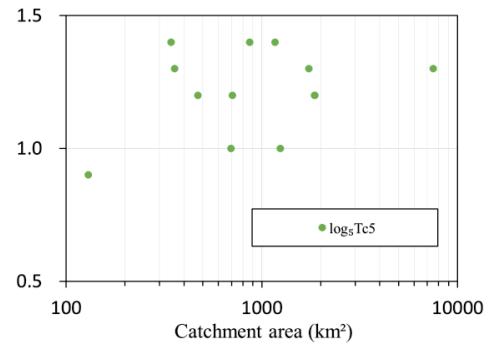
図-8 各流域の T_{c1} の値図-9 各流域の T_{c2} の値図-10 各流域の T_{c3} の値図-11 各流域の T_{c4} の値図-12 各流域の T_{c5} の値

図-7より、流域面積の増加に伴って流域内に存在するプロセス数が変化しているのがわかる。具体的には、 $\log_5 T_{c1}$ から $\log_5 T_{c4}$ の比較的速い流出プロセスは対象流域すべてに発現しているが、遅い流出プロセスである $\log_5 T_{c5}$ は流域面積が約 1000 km^2 以上の対象流域にしか発現していない。このことから、プロセス数は流域面積に依存している可能性があることがわかる。図-8から図-12は図-7の各プロセスの時定数 T_c をそれぞれ単体で見たものである。どのプロセスの T_c も

流域面積の増加に伴って値が変化している傾向は見られなかった。

4. 考察

Kalma & Sivapalan (1995)が報告した降雨流出機構における「スケール問題」についての既存研究は数多くある。例えば、Woods *et al.* (1995)は河川流量データを用いて空間代表性を検討し、代表要素面積(REA)は 1 km² 程度になると示している。他にも、Gomi *et al.* (2006)は有機物生産量を用いて、Asano & Uchida (2010)はシリカ濃度を用いて同様の報告をしている。しかし、これらの既存研究は流域面積と物質量を対象としたものばかりであり、本研究のように時空間スケールを対象にしているものは Blöschl & Sivapalan (1995)以外報告されていなく、ここに本研究の新規性があると考える。

本研究は、東北地方の第一級河川の流量データのみから主要な降雨流出機構を特定できる日野・長谷部 (1985)の成分分離を利用して空間スケール依存性の発現要因を解明に取り組んだ。成果として流域面積の増加に伴って主要な降雨流出機構のプロセス数の変化を確認することができた。日野・長谷部 (1982)では、対象流域の流出特性の相違は流域面積の違いもあるがそれ以上に流域を構成している地質地形構造の違いによるものと推察している。しかし、図-6の結果を見る限り、主要な降雨流出機構の変化には流域面積も大きな要因になっている可能性があると考える。

本研究の結果は、対象流域の面積が最小で 130 km²、最大で 7509.5 km² の間の成果である。このような結果が、流域面積 100 km² 以下及び 10000 km² 以上の流域でも同様な結果を得られれば、20 年間経過して初めて Blöschl & Sivapalan (1995)の妥当性を議論できるようになると考える。また、流域面積を決定するだけで降雨流出モデル構築に必要な主要なプロセス数やパラメータの値を決定できるようになると考える。

5. 結論

本研究は、河川流用の観測データのみから主要な降雨流出機構を逆推定できる日野・長谷部 (1985)の成分分離を利用して空間スケール依存性の発現要因を解明することを目指した。結果として流域面積の増加に伴って主要な降雨流出機構のプロセス数の変化を確認することができた。しかし、空間スケール依存性の発現要因を解明には至らなかった。今後は、本研究で解析していない流域面積の河川を解析し、同様の結果が得られるか確認したうえで、発現要因を検討する必要があると考える。

参考文献

- Blöschl, G., Grayson, R.B., and Sivapalan, M. (1995) On the representative elementary area (REA) concept and its utility for distributed rainfall-runoff modelling, *Hydrological Processes*, 9, 313-330
- Sivapalan, M. and Kalma, J.D. (1995), *Scale issues in hydrological modelling*, John Wiley and Sons, Chichester, UK, 489p.
- Gomi, T., Sidle, R.C., and Richardson, J.S. (2006) Understanding processes and downstream linkages of headwater systems, *BioScience*, 52(10), 905-916.

- Woods, R. and Sivapalan, M. (1995) Investigating the representative elementary area concept: an approach based on field data, *Hydrological Process*, 9, 291-312.
- Asano, Y. and Uchida, T. (2010) Is representative elementary area defined by a simple mixing of variable small streams in headwater catchments?, *Hydrological Processes*, 24, 666-671.
- 菅野裕嗣・横尾善之 (2015) 降雨流出過程における主要プロセス数の推定, 東北地域災害科学研究, 51, 195-200.
- 日野幹雄・長谷部正彦 (1982) フィルター分離 AR 法による非線形流出系の同定と予測 (時間単位), 土木学会論文報告書, 324/II-8, 83-94.
- 日野幹雄・長谷部正彦 (1985) 水文流出解析, 森北出版, 254p.

猪苗代湖の pH の簡易推定モデルの構築とその応用

福島大学共生システム理工学類 蓮沼 遼
福島大学共生システム理工学類 横尾善之

1. はじめに

猪苗代湖は長瀬川上流の桧原湖、小野川湖、秋元湖と湖周辺を起源とする中性の河川水と、酸川上流に位置する硫黄川の強酸性の河川水が長瀬川に流入し、湖水は硫酸酸性の栄養状態となっている（長林ら、2009）。そのため 1990 年代前半まで猪苗代湖は pH5.0 程度の酸性状態の湖であった。湖水の水質は化学的酸素要求量 (COD) の値が低く、COD の値を比較した公共用水域（湖沼）の水質ランキングで平成 14 年から平成 17 年まで 4 年間連続で水質日本一になるなど猪苗代湖は国内でも有数の水質の良い湖沼として知られてきた。しかし最近の 20 年間に猪苗代湖の pH が上昇し、平成 5 年からは湖岸付近で黒色浮遊物の発生が報告され始めた。また、湖岸に打ち上げられる大量の水生植物なども見られている。酸性湖特有の自然の浄化機能が低下し猪苗代湖の中性化が進むと、化学的・生物学的な環境変化が水質を悪化させることが懸念されている。長林ら（2009）は pH 推定式を提案・利用してこれまでの pH 上昇の原因を検討した。菊地ら（2010）は湖水の硫酸イオン、鉄、マンガン、アルミニウムなどの溶存成分濃度の低下が pH の上昇に関係していると考えた。酢谷ら（2013）では安達太良山から湧水する硫酸酸性水の硫酸イオン濃度の将来動向が推定され、将来安達太良山内部の温度が低下すれば硫酸イオン濃度は再び増加する可能性があると考えられた。猪苗代湖水や流入河川水、周辺水域において様々な研究・調査がなされてきた。しかし、現時点では猪苗代湖湖水の pH の将来動向を検討する研究事例がない。本研究では、主要流入河川である長瀬川からの水と硫酸イオンの流入を考慮した猪苗代湖の水収支と硫酸イオン収支を計算し、それを基に pH の簡易推定モデルを作成した。また簡易推定モデルを用いて湖水の将来シナリオの分析を行った。

2. 方法

2.1 使用データの収集

図-1 に猪苗代湖流域の概要図を示す。本研究では、猪苗代湖における pH の簡易推定式の構築と将来動向の解析のため、福島県水質年報、福島県環境セン



図-1 猪苗代湖概要図

*Developing a simple model for estimating pH of the lake Inawashiro and its application by Ryo Hasunuma and Yoshiyuki Yokoo

ター、猪苗代湖水環境保全対策調査報書より 1975 年から 2014 年までのデータを収集し解析に用いた。

2.2 水収支の算出

本研究では水収支式は長林ら (2009)の式(1)より、猪苗代湖の流入量と湖面への直接降雨から流出量を引いた値を水収支として月単位で算出した。この時、水温成層期による混合層の変化を表すため、7月から11月までを表層から20mまで混合しているとし、12月から6月までを表層から50mまで混合しているとして計算を行った。

$$\frac{dV}{dt} = Q_{\text{in}} + RA_s - Q_{\text{out}} \quad (1)$$

2.3 硫酸イオン収支の算出

算出した水収支と長林ら (2009)の式(2)より硫酸イオン濃度を求めた。流入硫酸イオン濃度および酸性雨負荷量は一定値を与えて計算している。

$$\frac{dVS}{dt} = Q_{\text{Nin}} S_{\text{in}} + L_R - Q_{\text{out}} S \quad (2)$$

3. 結果

3.1 水収支計算結果

水収支式の計算結果を図-2に示す。水収支の推移を見ると長期的な平均値はゼロであるため、本モデルは猪苗代湖の水収支を適切に計算できていることが分かる。1998年に降雨の影響により増減が激しくなっている。

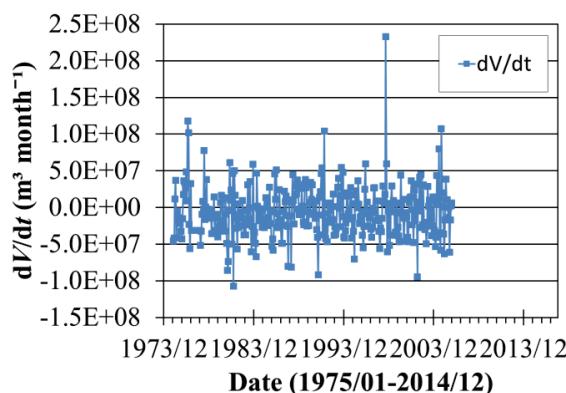


図-2 水収支式の計算結果

3.2 硫酸イオン収支計算結果及びpH推定式の検討

福島県の観測データに基づいて猪苗代湖におけるpHと硫酸イオン濃度の関係より、pHの推定式を求めた。1975年から2012年までの湖心表層(0.5m)における硫酸イオン濃度(mg/L)とpHのグラフを作成し、累乗近似を行った。硫酸イオン濃度とpHのグラフを図-3に示す。累乗近似で得られる式は式(3)のようになり、これを推定式として用いた。式(2)より硫酸イオン収支の計算値を式(3)に代入することでpHの値を算出した。湖心表層における実測値と本研究で推定されたpHの値と長林ら(2009)の式を用い推定された値を比較した結果を図-4に示す。

$$pH = 374.23 (\text{SO}_4^{2-})^{-1.218} \quad (3)$$

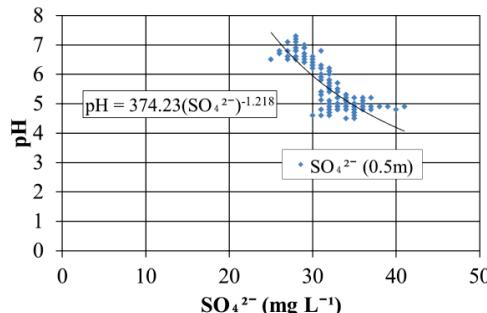


図-3 pHと硫酸イオン濃度の関係

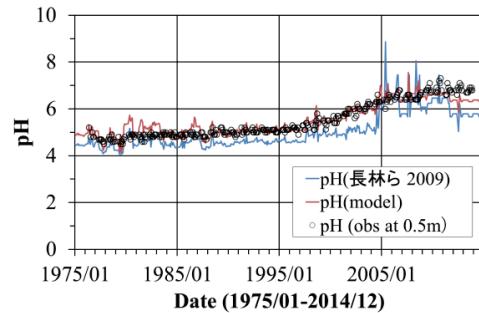


図-4 pHの実測値と計算結果の比較

本モデルは硫酸イオンのみを考慮して計算したが、長林ら(2009)よりも実測値に近づいていることが分かる。また、硫酸イオン濃度とpHの関係を比較した結果を図-5に示す。

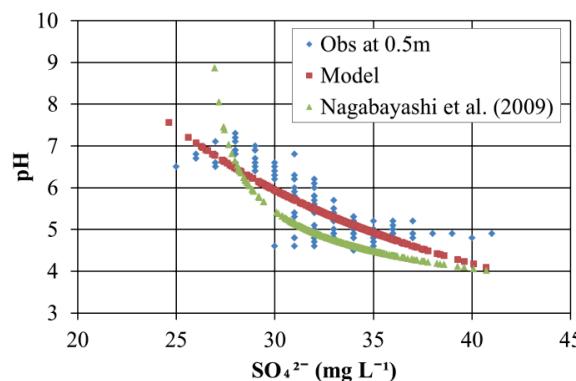


図-5 pHと硫酸イオン濃度の関係の比較

3.3 pH シナリオの分析

福島県による過去の硫酸イオン濃度の観測データからグラフを作成し、指数近似を行った。指数近似で得られた式は、減少傾向にある 1975 年から 2012 年までの観測データからは式(4)のように、増加傾向に見られる 2005 年から 2012 年の観測データからは式(5)のように表せた。これらの式(4)と式(5)を時間経過による硫酸イオン濃度の推定式とし、式(3)に代入し pH の推定値を算出する。

$$\text{SO}_4^{2-} = 36.745e^{-0.0006t} \quad (4)$$

$$\text{SO}_4^{2-} = 27.087e^{0.0006t} \quad (5)$$

観測データのグラフを図-6、図-7 に示し、推定値の計算結果を図-8、図-9 に示す。これまでの傾向が続いて硫酸イオン濃度が減少傾向であるとすると、それに伴って pH の値は上昇し続けると推定された。また、2005 年から 2012 年の観測データより増加傾向であるとすると、pH の値は再び酸性化する可能性があると考えられる。

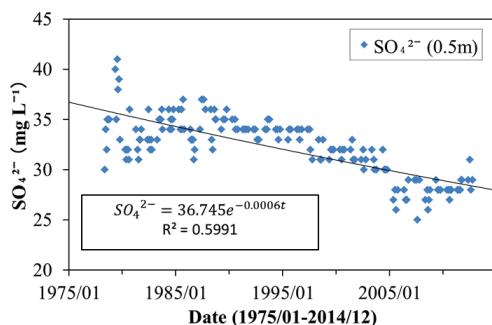


図-6 SO_4^{2-} の観測値

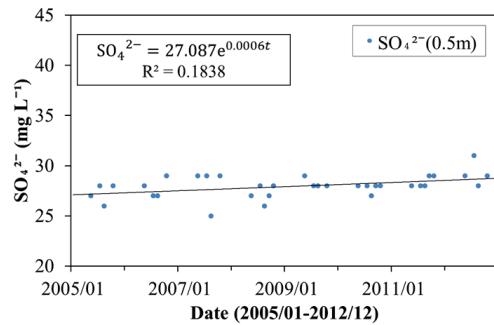


図-7 増加傾向の SO_4^{2-} の観測値

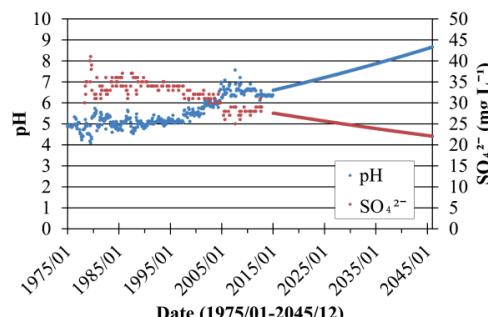


図-8 減少傾向の SO_4^{2-} と pH 推定値

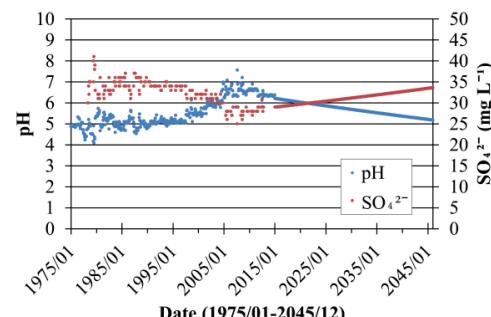


図-9 増加傾向の SO_4^{2-} と pH の推定値

4. 考察

本研究と長林ら (2009) の結果では pH の急激な上昇に対し似た傾向の変動は示しているが観測データと差異が生じているのが分かる。これは、図-5 から長林ら (2009) の推定式では硫酸イオン濃度に対し pH の反応が急なのに対し、本研究では観測データに沿うような反応が見られる。このことが違いに影響を及ぼしていると考えられる。また硫酸イオン濃度が 26.5 (mg/L) より低い値になってしまふと長林ら (2009) では計算値が負になり pH が計算不可能となる。本研究の pH 推定モデルでは季節変動について考慮していない。より正確な推定モデルを検討するためには、水収支、流入イオンの変動を生物学的、化学的、降雪等の環境変化の要因を加味したモデルを検討する必要がある。

今後 30 年間の pH のシナリオを硫酸イオン濃度の時間経過による変動を推定し pH を算出したが、この結果の正確性について検討する必要がある。現時点で将来動向についての研究事例は酢谷ら (2013) で安達太良山からの硫酸酸性水の硫酸イオン濃度の将来動向について検討され、安達太良山の内部温度の低下が見られれば硫酸イオン濃度は再び上昇する可能性があると考えられた。それに伴って猪苗代湖に流入する硫酸イオン濃度が増加し、本研究の図-9 に示すような変動を見せる可能性があると考えられる。蓄積されたデータを基に湖内の pH の将来シナリオを推定した点に本研究の意義があるのではないかと考えている。

5. 結論

本研究は猪苗代湖水の pH の簡易的な推定式の構築をすることと、pH 推定式を用いた将来シナリオを分析することを目的として、長林ら (2009) で提案・利用された長瀬川と猪苗代湖における水収支式と硫酸イオン収支式を用いて pH の推定を行った。得られた結果を以下にまとめる。

- ① 猪苗代湖における 1975 年から 2014 年までの福島県による観測データの硫酸イオン濃度と pH の関係から、硫酸イオン濃度に対する湖の pH の推定式を得た。
- ② 本研究では pH の推定を 40 年間で検討することができた。pH の推定式による計算値は長林ら (2009) の結果より実測値に近づいた。
- ③ 猪苗代湖湖心表層 (0.5 m) の観測データより、硫酸イオン濃度の時間経過による硫酸イオン濃度の推定式を得て、それを用いて今後 30 年の pH の将来動向を推定した。

今後は、硫酸イオン濃度の変化だけでなく、水収支の変化が pH の変動にどのように影響するのか検討する予定である。

謝辞

本研究の実施にあたり福島県生活環境部水・大気環境課、福島県環境センターが所有する貴重なデータを活用させて頂きました。ここに謝意を示す。

参考文献

- 長林久夫・平山和雄・山田泰正 (2009) 猪苗代湖における pH の長期的推移に関する検討、水工学論文集、第 53 卷、pp.1327-1332.

菊池宗光・佐藤政寿 (2010) 猪苗代湖における水質の中性化について, 全国環境研会誌 35(1), pp.33-38.

福島県 (2007) 福島県水質年報/平成 19 年度, 福島県生活環境部, 316p.ほか

渡邊稔・國井芳彦・渡辺俊次 (2012), 流入河川が猪苗代湖に及ぼす影響について, 全国環境研会誌 37(3), pp.159-165.

酢谷大輔・加藤善盛・内海真生・杉浦則夫 (2013) 安達太良山から湧出する硫酸酸性水の硫酸イオン濃度の将来動向推定, 土木学会論文集 G(環境) Vol.69(7), pp.III_265-274.

東北地方における県別・月別の林野火災発生数の推定に関する検討

福島大学共生システム理工学類 菅野 隼也
福島大学共生システム理工学類 横尾 善之

1. はじめに

現在、日本では年間約2,000件程度の林野火災が発生し、その焼損面積は約1,000ha、損失額は年間約5億円であることが総務省消防庁の資料(2005)から読み取れる。この資料には、林野火災の発生件数についての県別・月別の詳細なデータが記載されている。また、既往研究から林野火災の発生には、気象的要因、地理的要因、人為的要因があることが分かっている。本研究では、東北地方における林野火災の発生件数についてのデータと気象や地理などの統計情報との関係を調べ、林野火災の発生数を県別・月別に推定する簡単なモデルを作成すること目的にしている。

2. 方法

林野火災発生数の気象的要因、地理的要因、人為的要因を調べ、林野火災発生数との関係性が予想されるものをモデルに組み込む変数の候補に挙げ、それらのデータと林野火災発生数との相関を取る。それらの中から相関が高く、林野火災の発生数との関係が予想される変数に絞り込んでモデルを構築する。また、本研究では林野火災発生数を森林面積当たりの林野火災発生数にする。

2.1 林野火災発生数の気象的要因の分析

気象的要因については、気象庁(2011)の平年値データに収録されている気象データとの関係を調べた。使用した気象データは各県の県庁所在地のデータを対象とし、象観測地点名は北から、青森、盛岡、秋田、仙台、山形、福島である。気象庁の平年値データに収録されているデータは多岐にわたるが、全観測地点のデータが揃っていて、林野火災発生数との関係が予想されるものとして、相対湿度、風速、雪日数のデータを利用した。その中でも、既往研究から、林野火災発生数との関係が予想されるものとして、相対湿度と風速を取り上げ、各県の月別の林野火災発生数との相関をとった。

2.2 林野火災発生数の地理的要因の分析

地理的要因については、各県の地理的特性を総務省統計局の日本統計年鑑(総務省統計局、2016)のデータから利用し、相関をとった。利用したデータは、2010年人口、2010年人口密度、山地、勾配(0~3°、3~8°、8~15°、15~20°、20~30°、30°以上に区分)の面積である。

*Estimating monthly forest fire occurrences in the Tohoku region, Japan by Junya Kanno & Yokoo Yoshiyuki

2.3 林野火災発生数の人为的要因の分析

総務省消防庁の資料(2005)より、平成 11~15 年に発生した林野火災の主な発生原因について「各年ともたき火による火災が最も多く概ね 4 分の 1 を占め、続いてたばこ、放火(放火の疑い)、火入れ、火遊びの順になっている。(H12 及び H13 年は放火より火入れのほうが多い)」と報告している。なお、平成 11~15 年の 5 年間の各発生原因の割合はたき火が 26.3%、たばこが 14.9%、放火(放火の疑い)が 12.3%、火入れが 11.7%、火遊びが 5.4%、その他が 14.4%、不明・調査中が 15.1% である。よって、日本の林野火災は、その発生原因が明確になっている人為的要因だけで 70.6% になる。そこで、それらの人為的要因が行われている数が読み取れる統計データがあるか調べた。

また、林野火災の発生原因には人間の林野における活動が関係していることから、人間が林野で行う施設に関するデータを収録している総務省統計局の日本統計年鑑(総務省統計局、2016)のデータを使用した。この資料には、平成 20 年 10 月 1 日時点の都道府県別のスポーツ施設数が取りまとめられている。対象となる施設は、陸上競技場、野球・ソフトボール場、球技場、多目的運動広場、水泳プール、体育館、柔道場、剣道場、柔剣道場、バレーボール場、庭球場、バスケットボール場、すもう場、弓道場、トレーニング場、ダンス場、ゴルフ場、ゴルフ練習場、ゲートボール・クロッキー場、キャンプ場、冒険遊具コース、その他である。これらの中で、林野火災と関係する可能性があるキャンプ場を取り上げ、林野火災発生数との相関を取った。

3. 結果

3.1 林野火災発生数に関する気象的要因

各県の林野火災発生数と相対湿度および風速の相関関係の結果は、以下の図 1~12 である。相対湿度との相関については、東北地方の全てにおいて比較的高い負の相関が見られた。また、平均風速については、秋田を除く 5 県で正の相関がみられ、岩手県、宮城県、山形県、福島県の相関は比較的高い相関が見られた。よって、今回モデルに組み込む気象的要因は相対湿度と平均風速にした。

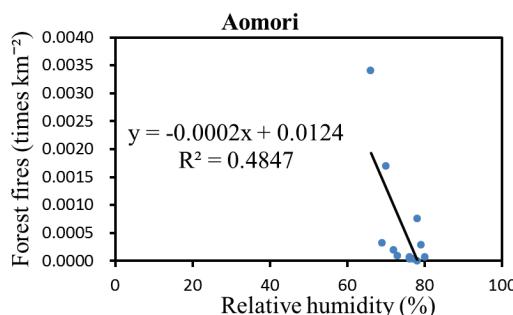


図 1 青森県の月別の林野火災発生件数と相対湿度の相関

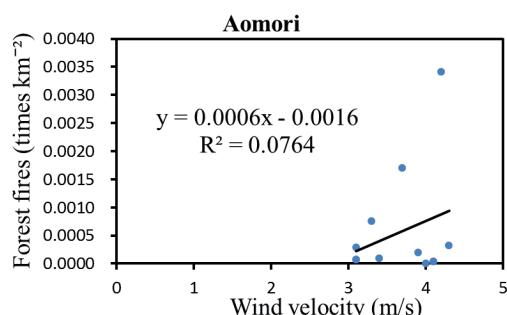


図 2 青森県の月別の林野火災発生件数と風速の相関

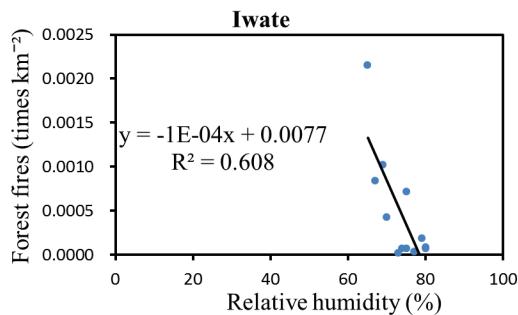


図 3 岩手県の月別の林野火災発生件数と相対湿度の相関

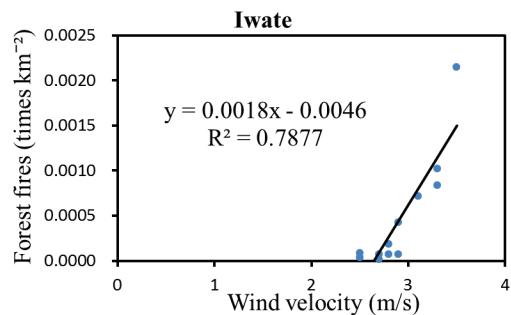


図 4 岩手県の月別の林野火災発生件数と風速の相関

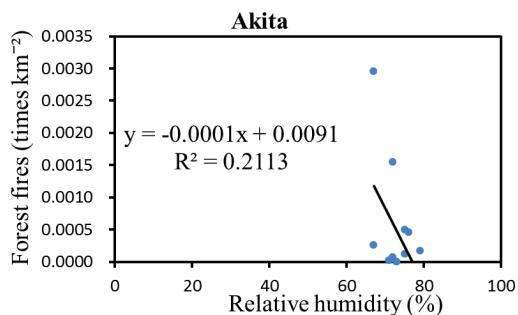


図 5 秋田県の月別の林野火災発生件数と相対湿度の相関

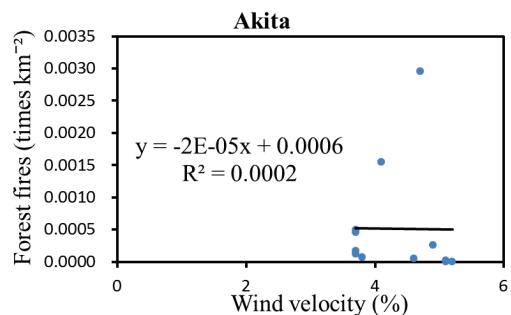


図 6 秋田県の月別の林野火災発生件数と風速の相関

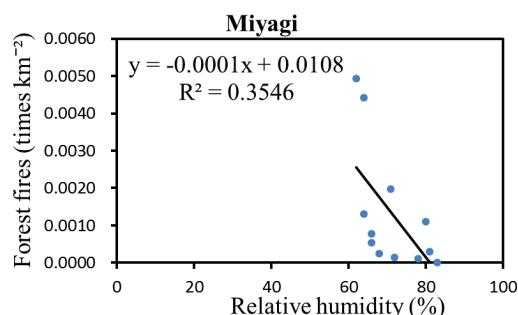


図 7 宮城県の月別の林野火災発生件数と相対湿度の相関

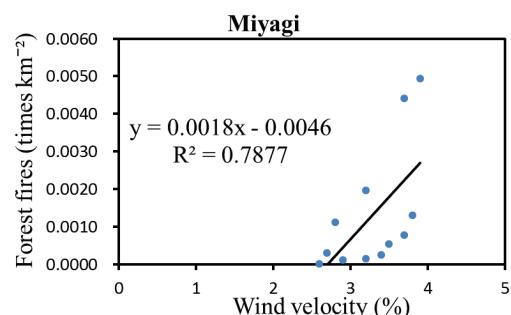


図 8 宮城県の月別の林野火災発生件数と風速の相関

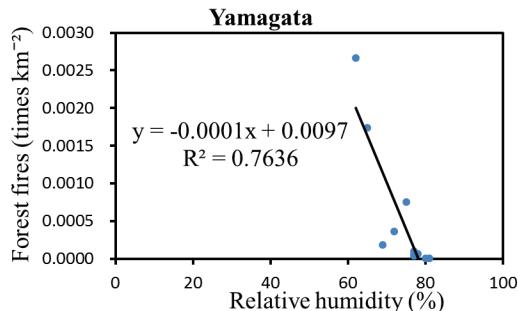


図 9 山形県の月別の林野火災発生件数と相対湿度の相関

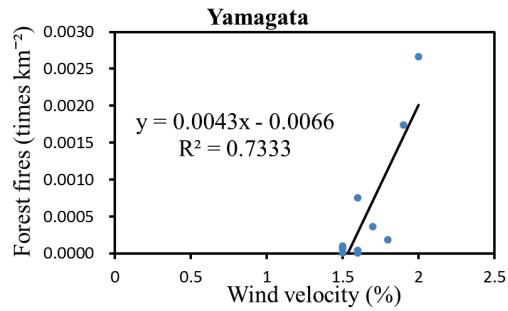


図 10 山形県の月別の林野火災発生件数と風速の相関

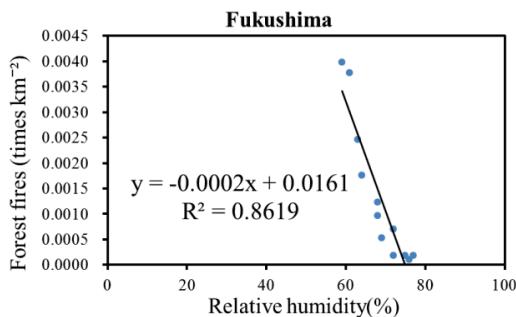


図 11 福島県の月別の林野火災発生件数と相対湿度の相関

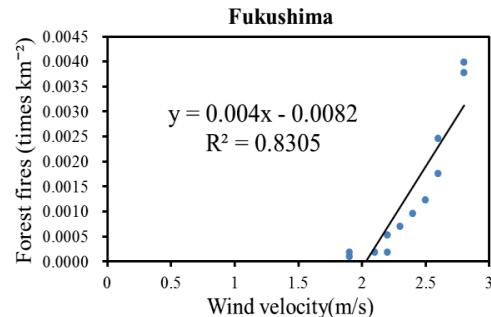


図 12 福島県の月別の林野火災発生件数と風速の相関

3.2 林野火災発生数に関する地理的原因

県別の林野火災発生数と総務省統計局の日本統計年鑑(総務省統計局, 2016)にまとめられている地理的特性との相関を調べたところ、相関が高く、林野火災発生数の要因になりそうなデータは見つからなかったため、地理的原因をモデルに組み込むことは不要とした。

3.3 林野火災発生数に関する人為的原因

林野火災の人為的原因としてはたき火、たばこ、放火(放火の疑いも含む)、火入れ、火遊びなどがあるが、それらが行われた数を県別・月別に把握して統計資料にとりまとめることは難しく、統計データが存在しないため、人為的原因をモデルに組み込むことは不要とした。

キャンプ場と林野火災発生数の相関も、それほど高いものとは言えずモデルに組み込むことは不要とした。

3.4 林野火災発生数の推定モデル

各月の相対湿度、各月の平均風速の2つを説明変数、森林面積当たりの林野火災発生件数を

目的変数とし、エクセルを用いて重回帰分析を行うことにより以下の式(1)をモデルとして構築した。

$$N_f = \begin{cases} aH_r + b \cdot W_v + c(N_f > 0) \\ 0 \quad (N_f \leq 0) \end{cases} \quad (1)$$

ここで、 N_f 、 H_r 、 W_v はそれぞれ森林面積当たりの林野火災発生数、各月の相対湿度、各月の平均風速である。また、 a 、 b 、 c は県別に最適化するパラメータである。

このモデルによる推定グラフの結果は、以下の図13~18であり、概ね良好に推定できていることがわかる。しかし、秋田県、宮城県の推定精度が比較的低いため、本モデルに組み込まれていない地理的要因や人為的要因などの新たなデータがモデルの改良には必要となる可能性がある。そのためには、総務省消防庁が報告している林野火災発生の直接的な要因である、たき火、たばこ、放火(および放火の疑い)、火入れ、火入れ、火遊びの件数に関する統計データや、それらが実際に行われている件数を間接的に表現するような統計データを見つけ、人為的要因としてモデルに組み込む必要があると考える。地理的要因としては、植生や土壤水分などのデータを追加するとよい可能性はある。

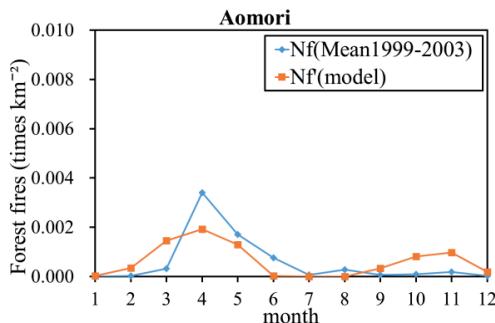


図13 青森県の1999~2003年の平均林野火災発生数と推定結果

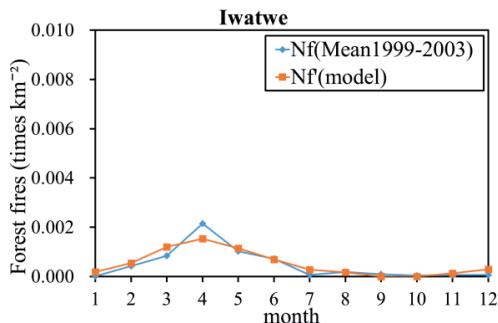


図14 岩手県の1999~2003年の平均林野火災発生数と推定結果

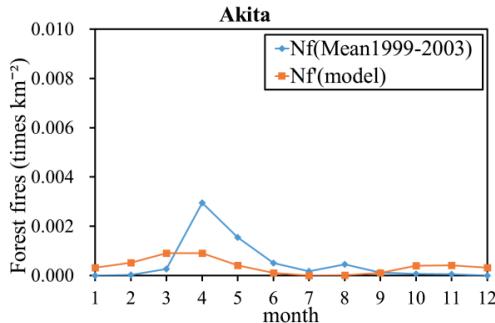


図15 秋田県の1999~2003年の平均林野火災発生数と推定結果

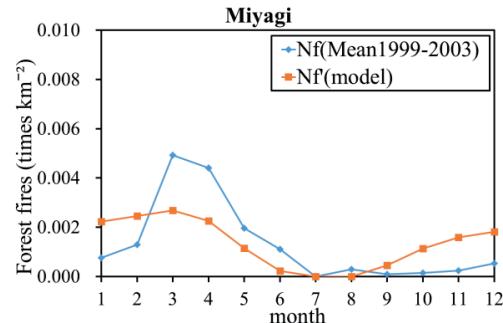


図16 宮城県の1999~2003年の平均林野火災発生数と推定結果

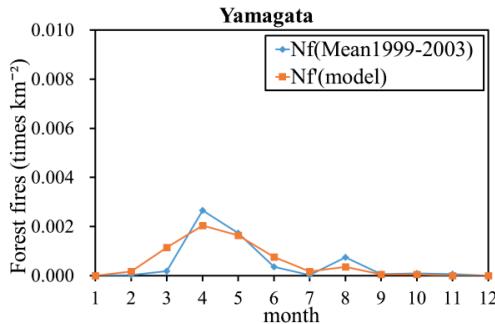


図17 山形県の1999~2003年の平均
林野火災発生数と推定結果

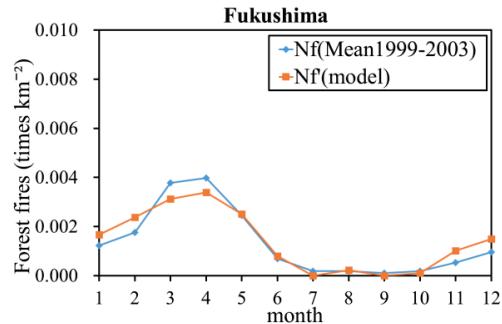


図18 福島県の1999~2003年の平均
林野火災発生数と推定結果

4. 考察

今回作成したモデルに気象的要因として、相対湿度および平均風速を利用している点については、既往研究においてその有用性が確認されているので問題ないと考える。

また、本研究と寒河江・佐々木(1984)を比較すると、説明変数の数に違いがある。本研究は、寒河江・佐々木(1984)より説明変数が少なく、比較的簡易なモデルとなっている。しかし、本研究のモデルの再現度には限界があり、実際の発生件数と大きな差が生じている部分もある。そこで、寒河江・佐々木(1984)によると、林野火災発生の気象的要因は、地域によって異なっているとしているため、地域によってはモデルに組み込む要因を変えたり、組み込む要因の数を増やしたりしていくことも必要ではないかと考える。

参考文献

- 総務省消防庁 (2005) 林野火災の有効な低減方策検討会報告書(平成16年度), 3-24.
- 気象庁 (2011) 平年値データ(統計期間 1981~2010年),
<http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php>
- 総務省統計局 (2016) 第65回 日本統計年鑑, 第1章, 21-23, 第26章, 774-775,
<http://www.stat.go.jp/data/nenkan/01.htm>
- 独立行政法人 消防研究所 (2004) 林野火災の発生危険度と拡大を予測するシステムの開発に関する研究報告, 第3章, 22-26.
- 寒河江幸平・佐々木弘明 (1984) 林野火災出火件数の重回帰分析, 消防研究所報告, 第57号, 67-71.
- 佐々木弘明・笹原邦夫 (1982) 林野火災の出火率とその湿度依存性, 日本国火災学会誌, 第32号, 37-40.
- 亀井幸次郎 (1957) 火災時における強風の性状に関する実証的研究(第1報), 日本国火災学会論文集, 第7巻, 第1号, 29-32.
- 近藤純正 (1985) 東北地方の大規模林野火災時の異常強風, 日本国火災学会誌, 第23号, 23-35.

関東・東北豪雨災害速報 福島県南会津町 桧沢川の被害報告

福島大学共生システム理工学類 川越 清樹
福島大学共生システム理工学類 今泉 直也

1. はじめに

2015年9月7日未明に発生した台風第18号は、日本列島の南海上を北上して愛知県知多半島に上陸した後に日本海へ進み21時に温帯低気圧となった。その一方で、日本の東海上を北上していた台風第17号も列島付近に分布していた。台風18号起因の熱帯低気圧と台風17号の2つの低気圧が日本列島周辺に分布し、気圧の谷が形成された。太平洋海上に分布した台風17号は、東北地方南部から関東北部の周の大気下層へ、温かく湿った空気を継続的流入させた。また、このエリアの上空では、気圧の谷への東側の強い南風が生じた。これらの大気状態から、台風第18号のアウターバンドから変わった幅100~200kmの南北に伸びた降雨域の中に多数の線状降水帯が近接して発生した。この線状降水帯は、9月9日から11日にかけて関東地方から東北地方への大雨を生じさせた(平成27年9月関東・東北豪雨)。

線状降水帯より関東・東北地方に多降雨が認められたが、特に多降雨領域となったのが、栃木県山間部から福島県南会津町山間部、福島県の阿武隈高地周辺から宮城県で南北に延びた2つの領域である。9月7日から9月11日までに観測された総降水量を確認すると、栃木県日光市今市で647.5mm、宮城県丸森町筆甫で536.0mmなど、栃木県山間部から福島県南会津町山間部で最大約600mm、福島県の阿武隈高地周辺から宮城県で最大約500mmの降雨量が認められている。おおよそ9月の月降水量平年値の2倍を超える大雨が記録されている(図1 参照)。これらの地域では観測史上の降雨量極値更新が認められており、茨城県常総市における洪水等の甚大な被害が認められた。

福島県各地でも平成27年9月関東・東北豪雨に伴い多くの水害被害が認められ、死亡者を出すことはなかったものの、多大な社会的支障をきたす損傷が生じている。本書では、関東・東北豪雨災害に関する速報の報告として、福島県に生じた災害調査結果の概況を示すとともに、

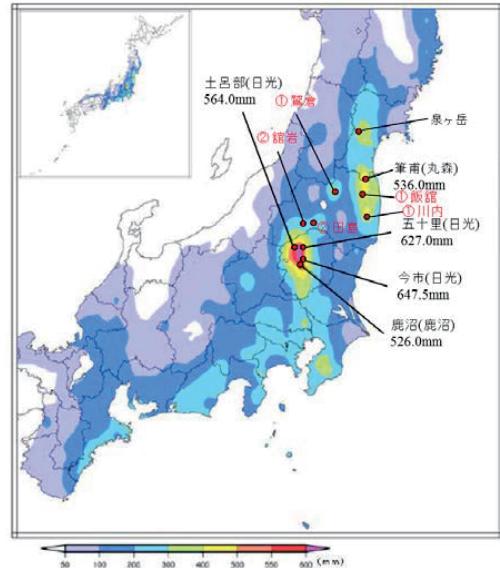


図1 期間降雨量マップ
(9/7 0:00～9/12 0:00)

※「気象庁：報道発表 平成27年9月9日から11日に
関東地方及び東北地方で発生した豪雨の命名について」¹⁾
を追加加工した資料

特に特徴的な被害を示した桧沢川に着目した追加調査結果と考察を示した。

2. 福島県の被害調査結果

福島県危機管理部災害対策課の報告によれば²⁾、平成 27 年 9 月関東・東北豪雨による人的被害はなく、住宅で全壊 2 棟、一部破損が 6 棟の被害が認められている。いずれも阿武隈高地に分布する田村市、伊達市等で斜面崩壊に伴い生じた被害であることが報告されている。また、床上浸水、道路損壊の被害報告は多く記録されており、線状降水帯により多降雨の認められた市町村での被害報告がなされている。福島で多降雨の生じた地域の AMeDAS 降水観測所の累積降雨量推移を図 2 にまとめる。累積降雨量は栃木県山間部から福島県南会津町山間部の降水帯で約 200~300mm、福島県の阿武隈高地周辺から宮城県の降水帯で約 400~500mm であり、栃木県と宮城県の多降水帯の AMeDAS 降雨観測値よりも小さな範囲で示されている。また、相対的に時間変化に対する累積降雨量増加も緩やかである。この結果は、線状降水帯中で最大降雨の発生した降雨量増加の認められた領域より空間的に外れたことを示唆している。

以下より、災害発生の区域を、栃木県山間部から福島県南会津町山間部の降水帯のエリアについて「南会津エリア」、福島県の阿武隈高地周辺から宮城県の降水帯のエリアについて「県北エリア」と呼称し、福島県内の被害の調査結果を示す。

2.1 南会津エリア

南会津エリアでは阿賀野川水系に位置する「桧沢川」、「館岩川」で洪水氾濫による被害が認められ、住宅、社会基盤施設の損傷が確認された。2つの河川は隣接した同水系の流域であるものの、桧沢川は「阿賀川(大川)」、館岩川は「只見川」に合流する。阿賀野川上流を2分させる異なる大流域に注がれたため、この豪雨による出水は流域内で分散された形となった。降雨帶の空間的な変化によっては、いずれかの河川に現況以上の集中した出水が生じた可能性もあるため、洪水発生の最悪のシナリオは回避された可能性も示唆される。

① 桧沢川

桧沢川における被害概況平面図を図 3 に示す。本河川において構造物として大きな被害が認められた箇所は、会津町立桧沢小・中学校上流域の上流域(約 1km)の比較的に延長の久戸沢合流部の久戸沢橋直下流における堤防破堤(写真 1 参照)、および、それよりも約 1.5km 上流の大豆渡地区で国道 289 号と接続する高橋橋の落橋(写真 2 参照)である。なお、桧沢川は、阿賀川

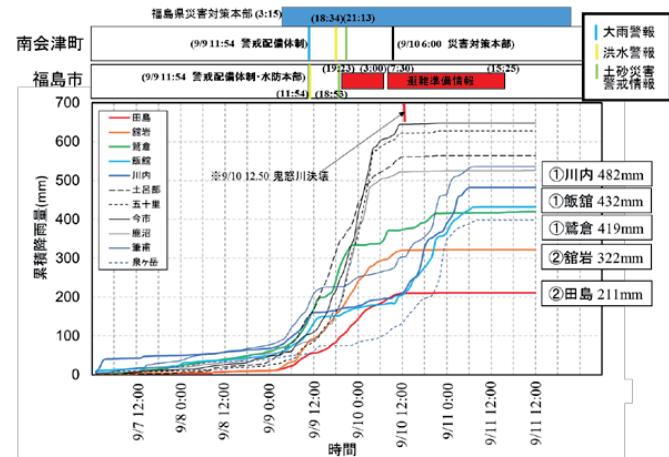


図 2 主たる AMeDAS の累積降雨量と情報
(9/7 0:00~9/12 0:00)

と合流するまで大局的に西一東方向へ流下する河川だが、200から300m ピッチで蛇行し、所々の河道幅が不均一で狭窄部を含む。その蛇行、および狭窄部にて洪水が部分的に認められている(図3中の桧沢川 1~5)。以下、調査エリアは桧沢川 1~5 で詳細を記載する。

久戸沢橋付近の破堤では、堤高差約 4m の堤防で生じた。破堤延長は約 150m である。堤内の直近の土地利用は水田であり流木などの漂流物が散乱するが、氾濫規模は水田内にとどまり、人家の密集する地域までは至っていない。なお、久戸沢橋には多量の流木の蓄積されていること、

橋を基点に複数の流向きの波及を示唆する水稻の傾き、漂流物痕跡から、流木に伴う河積閉塞が越流侵食を促し、破堤に影響した可能性が示唆される。

高橋橋では、落橋が認められるが、河川の左岸側(国道 289 号側)は深く浸食された形跡が残されている。一方で右岸側(集落側)は浸食の程度が相対的に小さい状況となる。当該地域は河川の曲度小さいものの、比較的に長距離の蛇行エリアの流末であること、上流域に氾濫した集落(桧沢川 4)を含むこと、比較的に流路幅がせまいこと等より負荷力の高まるポイントと推測される。そのため、漂流物の閉塞もあり落橋した可能性が示唆される。なお、直下流には橋梁部材片が転倒しているのが確認された。被災当時は当該橋梁の工事も進められていたことも示されており、漂流物により閉塞しやすい条件も備わっていた可能性も考えられる。

② 館岩川

館岩川における被害概況平面図を図4に示す。館岩川において構造物として大きな被害の認められた箇所は、国道 352 号(伊南一会津高尾区間)の南会津町新田原地区の道路崩落(路面長で約 100m)である(9月 10 日 2:00 通行止め 写真3 参照)。この被災により、高杖原地区で 833 人(教育旅行の茨城県の中学生約 230 人含む)が一時的に孤立した。当該区間は阿賀野川水系支川の館岩川の左岸側に位置しており、河川増水により浸食されたことが崩落の原因である。なお、館岩川は、砂防指定区域であり出水に伴う大量な土砂生産量を促してきた履歴と急峻な河床勾配を呈する地形地質状況をなしている。また、河川全体は大局的に東一北西方向へまわりこむように流下するが、狭窄部を含んだ蛇行した河川形状をなしている。被災箇所は、急勾配河床を呈する狭窄部から開放された北東から南西に大きく屈曲した部分に広い面を成しているが、大雨出水より狭窄部から土石を混流させながら甚大な流量が流れ込ませ著しい浸食を生じさせ



図3 桧沢川被害概況平面図



写真1 桧沢川破堤状況



写真2 高橋橋落橋状況

たと推測する。

その他、流域内で浸水による被災の大きかった地域は、西根川直上の南会津町たのせ地区である。当該地区は館岩川において屈曲延長の長い流末部に位置し、平地と河道の比高差は相対的に浅い地区である。被災地区の直上には、たのせ故郷橋が存在し、多くの流木が認められ(写真4参照)。橋を基点に山側からまわりこんで氾濫した形跡も認められた。

2.2 県北エリア

県北エリアでは福島県で特に降雨量の多く認められた阿武隈高地内での被害が集中し、先の住宅地の斜面崩壊に伴う全壊、一部損壊が示されている。こうした住宅被害以外に社会に大きなインパクトを与えた被害が、阿武隈川水系石田川、新田川水系飯渡川でも認められた(図5参照)。以下にこれらの調査結果を報告する。

① 石田川

石田川右岸に位置する伊達市靈山石田地区の国道115号(福島一相馬区間)では、道路崩落(路面長で約60m)による通行止めが生じた(9月10日21:00 写真5参照)。当該区間の被害は、痕跡より河川増水により浸食されたことが崩落の原因となる。河川と接する一連の区間は比高約3mの護岸工が整備されているが、路面崩落した部分は、すべて流出している。なお、河道を確認すると当該区間は特に蛇行エリアである。国道はこの蛇行を遮るように



図4 館岩川被害概況平面図



写真3 国道352号道路崩落



写真4 たのせ故郷橋



図5 県北エリア被害概況平面図



写真5 国道115号被害



写真6 フレコンパック散乱

供用されている。被災形跡から、道路と直行する形状で移動形跡のない均質な石積の擁壁も認められ、盛土部分が河川増水による浸食に伴い流出した可能性が高い。なお、周辺の建物浸水痕跡より、当該地域の浸水深さは 20cm であり、国道決壊脇の限られた建物までの波及したものと見積もられる。当該国道は、福島一相馬間の基幹道路であり交通面において一時的な甚大な被害を生じさせた。

② 飯渡川

飯櫃川では、現在除染の勧められる飯館村で河川増水に伴い仮置きの汚染土フレコンパックの流出が環境省より報告された。なお、こうした状況の被害報告以外にも、洪水していないエリア(写真 6 参照)の仮置場でもパックの散乱が多く確認され、流出の現象は河川周辺の増水に特化したものではないと推測される。当概エリアでは、時間雨量 42.5mm(AMeDAS 観測所：飯館)が記録され、連続的な強雨も認められた。また、散乱したポイントは比較的に急な地形勾配をもつポイントで多く認められている。異常な表流水の影響も示唆されるため、フレコンパックの配置については、地形等の条件も踏まえた配置の検討が必要であろう。

3. 檜沢川追跡調査と結果

平成 27 年 9 月関東・東北豪雨において福島県で発生した甚大な被害の特徴として、「山間部における洪水」に関わったものであることが挙げられる。大流域の水源を含む最上流域の蛇行した形狀をなす河川で洪水氾濫が生じており、直接的な人的被害が認められなかったものの、河道付近の社会基盤施設、資産に被害が及んだ。この中で、豪雨に伴う出水を更に複雑化させたものが流木の存在である。流木が河川を通じて流下し、橋梁部で堆積し、河道からのオーバーフローを促した。また、橋梁部での閉塞は橋梁そのものを破損させている。山間部に発生した豪雨の場合、こうした被害は多く認められており、福島県只見川流域で発生した平成 23 年新潟・福島豪雨でも流木に関連した落橋や被害拡大化が認められている³⁾。こうした流木に関与した被害増幅の傾向を把握するための基礎資料にするために、流木の生産源、流木の状況を桧沢川流域内で追跡調査した。

3.1 流木の生産源分析

流木の生産源分析は、衛星画像 Landsat8-ETM の 2015 年 5 月 2 日(被災前)、2015 年 11 月 16 日(被災後)のデータを用い NDVI(正規化植生指標)、NDSI(正規化土壤指標)を求めて、比較することで土地被覆変化領域を空間的に明らかにさせる試みを行った。空間道程から山岳地域であれば斜面崩壊、河川沿いであれば河川浸食と現象を解

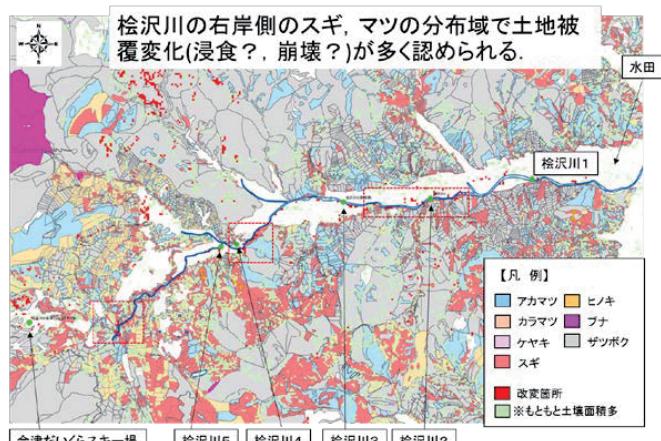


図 6 衛星画像判読と植生マップの比較検討図

明することができる。また、福島県の整備した植生マップとの比較により生産された樹種の傾向を明らかにすることを取り組んだ。

衛星画像により判読した土地被覆変化領域の結果は図 6 に示すとおりである。土地被覆変化の認められた領域は概ね河道付近に集中しており、斜面崩壊よりも河川浸食により生じた可能性を示唆する結果が得られた。また、土地被覆変化した領域については大部分がスギ、一部、マツが分布していることが明らかにされた。調査より、橋梁に付近で確認された大木は、スギ、マツであったため、現地の状況と一致した結果が得られている。

3.2 流木の樹齢分析

衛星画像判読結果より流木としてスギ、マツによる大木が河川浸食より多く認められた結果が示された。引き続き流木の特徴を把握するため樹齢を、流木サンプリングの年輪より明らかにした。結果として、流域下部に位置する大川ダムでは 70 年(樹種; マツ)、全体的に 30~40 年の樹齢の流木(樹種:スギ)が分布することを明らかにした(図 7 参照)。流木の樹齢は、想定以上に古く昭和 40 年代のものが多く存在する。ただし、時代的に人工林の植樹に関わるものである可能性がある。

4. まとめ

平成 27 年 9 月関東・東北豪雨において福島県で発生した甚大な被害の特徴として、「山間部における洪水」が挙げられ、流木の影響や、かつての想定してきた出水規模を超過する現象の発生などの知見を得た。気候変動より見積もられる豪雨発生も視野に入れて河道付近の森林状況も含めた流域管理を検討する必要性が明らかにされた。

参考文献

- 1) 国土交通省国土地理院：平成 27 年 9 月 9 日から 11 日に関東地方及び東北地方で発生した豪雨の命名について、http://www.jma.go.jp/jma/press/1509/18f/20150918_gouumeimeい.html, Site viewed: 14/01/2016.
- 2) 福島県：平成 27 年 9 月 9 日 大雨・洪水警報による被害状況即報 (第 18 報 ; 最終報) , <http://bosai.pref.fukushima.jp/saigaig/pdf/2015/DmgPdf00000000000178100018.pdf>, Site viewed: 14/01/2016.
- 3) 川越清樹・中村光宏・江坂悠里：2011 年新潟福島豪雨による水害特徴、東北地域災害科学的研究, Vol.48, pp. 179-184, 2012.

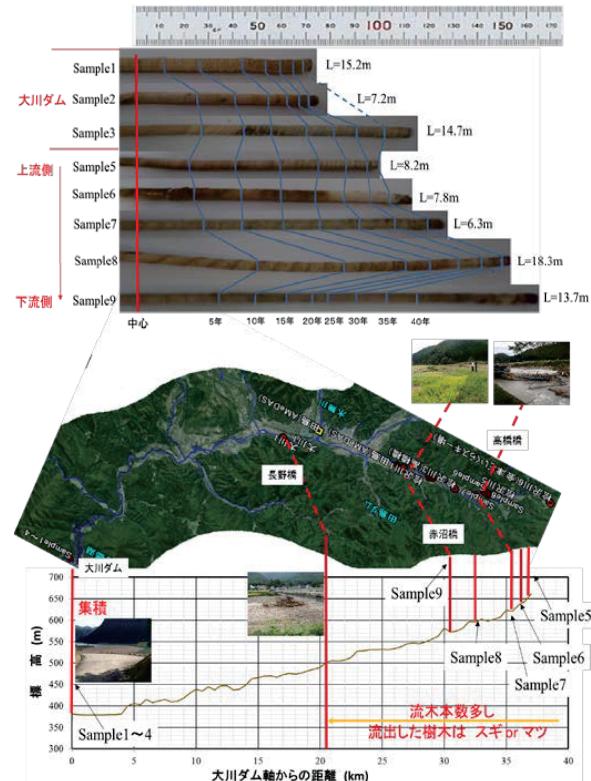


図 7 衛星画像判読と植生マップの比較検討図

古地図・地図履歴を用いた水域時空間情報マップの開発

福島大学共生システム理工学類
福島大学大学院共生システム理工学研究科
福島大学共生システム理工学類
折笠 和生
伊藤 圭祐
川越 清樹

1. はじめに

気候システムの温暖化に伴う強雨発生、東北地方太平洋沖地震に関わる地形変化(地盤沈下、斜面崩壊)、および復旧、復興に伴う人為的な土地被覆改変(除染に伴う表土除去等)等に示される環境動態に変化を及ぼす事象が福島県沿岸域では数多く認められている。今後の社会環境の発展と自然環境の保全を目指すためには、①地域の特徴を求めるここと、②環境変化の支配要因を明らかにすること、③支配要因の空間的な推移を見積もることで、環境動態を予測することに取り組む必要がある。また、①から③の結果を基に環境動態を予見し、自然と社会に過剰な負荷をかけない適応策を講じることが望まれる。③の時空間的推移の見積もりには将来像を推計したデータを中心に解析することが必要になるものの、①地域特徴と②環境変化の支配要因の解明には、「今までの履歴を検証し、分析していく」ことも重要な懸案事項であり、過去の時空間的動態を明確に理解できるデータを整備することが望ましい。特に、今までの履歴を①、②の段階で空間的に明示できれば具体的な「適応」までの誘導を議論することができるため、「望まれる将来像」までの汎用性の期待できる効果的なデータになりうる。こうした可能性を含むデータを整備するため、研究機関や行政機関は「地質図」、「土壤分類図」、「地形図」、「森林分類図」、「植生図」が挙げられる。ただし、これらのデータは単種類、単年の情報を示し蓄積したものであり、単独な地図を比較することで変化の状況を求ることは可能と考えるが、各々を関連付けて「災害影響」や「環境影響」を見積もるために、熟練した技術と高度な学術的な知能を要する。また、地域における「災害影響」や「環境影響」を見積もり将来の「問題」と「適応」を検討するためには、一部の学識者や技術者、行政担当者のみが取り組むだけではなく、地域に居住する住民の視点も含めて総合的に議論してゆくアプローチも必要である。そのため、時系列的な環境動態と周辺環境の位置づけを議論できる簡易な情報ソースと包括的な情報の備わった空間データを構築させていくことも望まれる。

以上の背景より本研究では、「古地図・地図履歴を用いた水域時空間情報マップの開発」を試みた。今までの社会発展への恩恵とともに被害も与えてきた「水」の蓄積する「水域」に焦点をあて、「過去ー現在」の推移を包括的に理解できる空間情報を開発することを進めた。「水環境変化、および変化に関わる総合空間情報を包括的に理解できる」、「幅広い年齢層に理解できる」ことを踏まえて検討をしている。なお、検討対象とした時間スケールは100~200年としている。この理由として、過去の地図情報の最古がおよそ200年程度の歴史であることも影

響するが、現在、水域に関連付けられる関心度の高い環境問題である放射性物質(半減期考慮)、温暖化(数値気候モデルでの将来予測が100年のスケールであることも挙げられる。

こうした検討マップの類似例としては、近年の甚大災害をうけて地方自治体で積極的に開発を進めている「ハザードマップ、および防災マップ」や国土交通省国土地理院の整備した「治水地形類図」¹⁾が挙げられる。しかしながら、これらはいずれも災害リスクに特化した空間情報である。これに対し開発を進めるマップは広義の「水に関連する環境」を捉えるためのものであり、水災害だけでなく、水資源や発展的に生態環境の将来像を見積もるための基盤空間情報整備を意識する。例えば現在まで水域と陸域の境界履歴を検証することで、流域内の土砂生産、土砂堆積しやすい領域が空間的に可視化できるが、こうした情報は①湖沼への土砂収支を誘導させるため水源としての有効貯水量を予測可能にさせる(水資源)、②植生状況よりハビダットになりうる領域を予測可能にさせる(生態系)。こうした視点から、一意の治水だけでなく、利水、生態も総合的に分析できる「流域一環の水マネジメント」の効果的なツールとしての汎用が期待できるものである。こうした事例の情報への発展に向けた基礎情報整備を本研究では取り組んだ。

2. 解析方法、およびデータセット

データセットとして、1821年に伊能忠敬より整備された伊能図(現在よりも約200年前)、1908年に国土地理院の発行5万分の1地形図(現在よりも約100年前)、1948年に米軍が撮影した空中写真(現在よりも約50年前)、および最新に取得された国土数値情報の2006年に情報取得されたC23-06_07-g_Coastlineによるシェイプファイルデータ²⁾を利用した。これらのデータをArcview 10によるGISソフトウェアに呼び込み、水域の境界である海岸線、および河口位置の比較を行った。伊能図に関しては、既に高橋、田中らにより比較された先行研究³⁾もあり、研究の実績が存在している。なお、先行研究で対象とした地域は、松川浦も含まれており、一部重複している。ただし、本研究では、福島県沿岸全域を包括的に捉えた試みを進めており、海岸や河口の相対的な変化を捉える上で新たな知見が得られる可能性もある。

こうした地図情報、空中写真および数値情報を重複させるためには、固定点となるデータが必要となる。そこで、立ち入り禁止区域を除く福島沿岸域で現地踏査を実施し、海岸に



図1 福島県沿岸域露頭マップ

接する露頭位置を抽出した。露頭においても岩盤の侵食に伴う変化が予測されるが、相対的に安定しているため、本研究では露頭を固定点として設定している(図1参照)。

これらの地図情報、空中写真および数値情報に基づいた水域境界を比較したが、ここでは河口域の空間毎に「現況との水域前進・後退の距離差」、「現況をとの水域前進・後退の面積差」を求めた。

3. 解析結果

図2はgoogle earthに伊能図の解析結果を反映させたものである。以下に「現況との水域前進・後退の距離差」、「現況をとの水域前進・後退の面積差」を示す。

(1) 距離差

比較検討した結果を図3に示す。

この距離差の測定はポイントを重視した結果である。この結果から時代変化に応じた変化量の差が明瞭に認められることが明らかにされており、約200年前差の伊能図との大きな差が現在に近づくにつれて収束している傾向が把握できる。特に顕著な差異の生じているエリアが、南相馬市、浪江町であり、続いている北の北部と南部である。そもそもこれらに挙げられたエリアは沖積平野が分布していることからも、地層が未固結の土壤であるため土壤侵食の影響が大きかったことが影響している可能性が高い。対して福島県沿岸の中央部に位置する双葉町から楢葉町は相対的には安定している。なお、変化の大きいエリアは現況比較して水位が後退していたことが示されている。この要因としては、土砂生産が現状よりも活発でなかった可能性と、その一方で河川からの出水量が大きかったために川幅が広く海洋に土砂が流出しやすかった可能性の双方が考えられる。しかしながら、各市町村の地史や現行の植生マップを参考にしても土砂の生産を規制しうる阿武隈高地の森林は、現状ほど多く分布している状態でなかったことが明らかにされている。そのため、現状より土砂生産が活発でなかった可能性は低いと推測される。今後、植生樹齢の把握と、隣県の海岸線の状況とも比較して、推測の検証を行わなければならない。また、水域後退の大きかった請戸川と他の河川の流域状況を比較することも検証につながる方策とも考えられる。



図2 検討結果図

また、福島沿岸域全体の現況との水域前進・後退の距離差(沿岸全体平均)を比較すると、伊能図で-104.91m、国土地理院の発行5万分の1地形図で-75.97m、米軍空中写真で+8.97になることが明らかにされた。この結果は約100~200年前よりも現在は陸地前進していること、約50年前よりも現在は陸地後退していることを示している。50年前の当時は、まだ温暖化影響も生じていない時期であるため、森林植栽やダム等の土砂流出を規制する地表面の改変に伴い土砂生産が抑制された可能性が高い。

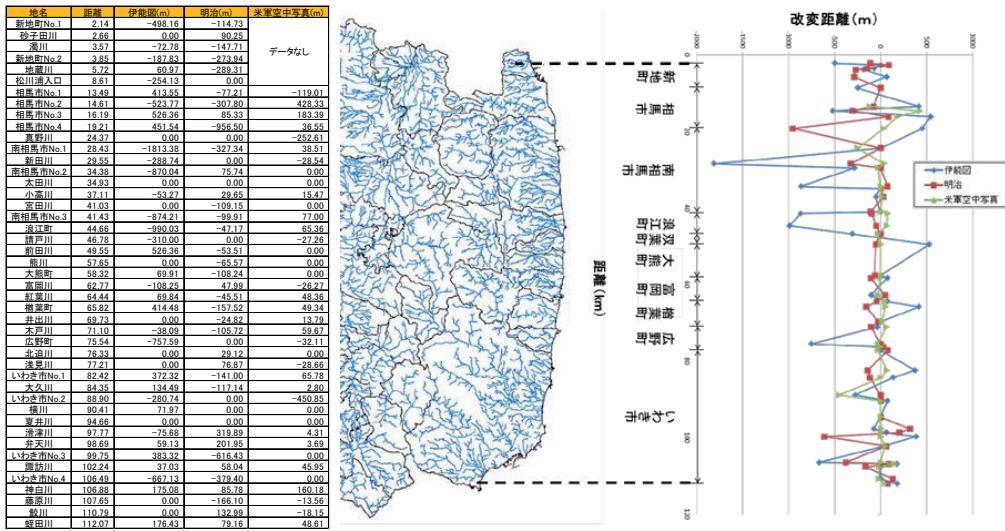


図3 現況との水域前進・後退の距離差マップ

(2) 面積差

比較検討した結果を図4に示す。

この測定はポイント間(ポイント間の中心を境界)を区分して求めた結果である。面積差も距離差と同様にこの結果から時代変化に応じた変化量の差が明瞭に認められることが明らかにされており、約200年前差の伊能図との大きな差が現在に近づくにつれて収束している傾向が把握できる。ただし、面的な評価により、100年前の水域境界も相応に変化が大きい状態にあったことが図より見てとれる。こうした変化は河口以外の地形改変も行われていた可能性が示唆される。特に顕著な差異の生じているエリアとして、南相馬市が挙げられるが、全般的に南相馬のエリアは現況よりも陸域後退していたことが明らかにされた。こうした現状を踏まえれば、地形的な見地から相対的に福島沿岸域の中で南相馬市の周辺は水の影響を受けやすい状況にあることが理解できる。そのため、津波はもとより、高潮や洪水等により被害が受けやすいものと推測される。

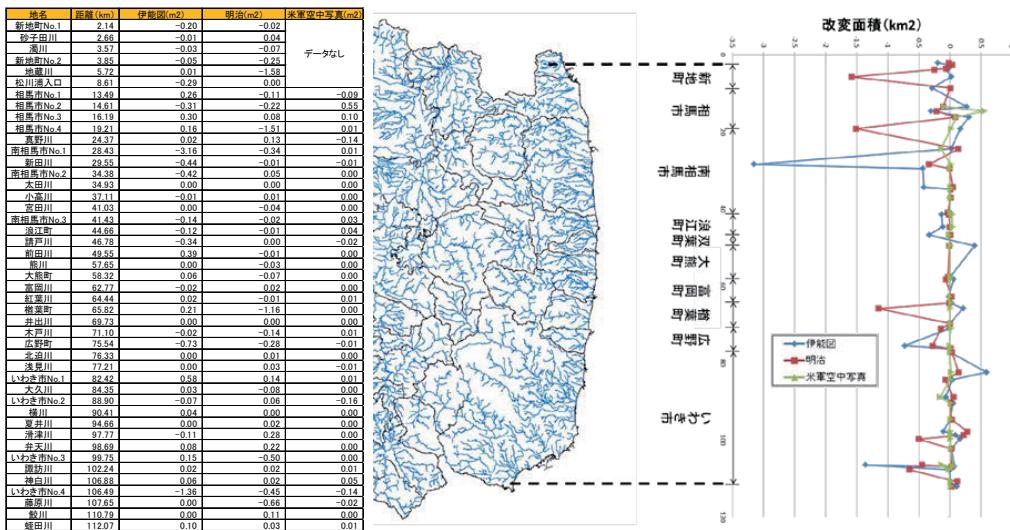


図4 現況との水域前進・後退の面積差マップ

4. まとめ

今までの社会発展への恩恵とともに被害も与えてきた「水」の蓄積する「水域」に焦点をあて、過去ー現在の推移を包括的に理解できる空間情報を開発することを目的に古地図・地図履歴を用いた水域時空間情報マップの開発を試みた。現在よりも約200年前に製図された伊能図、現在よりも約100年前に製図された国土地理院の発行5万分の1地形図、現在よりも約50年前に撮影された米軍空中写真と、最新の国土数値情報を基に水域の変化を比較することで、地形の変遷を距離と面積で定量化した。

その結果、時代変化に応じた変化量の差が明瞭に認められることが明らかにされ、約200年前差の伊能図との大きな差が現在に近づくにつれて収束している傾向が把握できた。特に顕著な差異の生じているエリアが、南相馬市、浪江町であり、続いていわきの北部と南部であることが求められた。また、福島沿岸域全体の現況との水域前進・後退の距離差(沿岸全体平均)を比較すると、伊能図で-104.91m、国土地理院の発行5万分の1地形図で-75.97m、米軍空中写真で+8.97になることが明らかにされた。本取り組みにより「流域一環の水マネジメント」の効果的なツールとしての基礎情報が整備された一方で、水域の境界が変化するプロセスを解明するためには情報も不足するため、植生樹齢の把握と、隣県の海岸線の状況とも比較した検証も進めなければならない。また、水域後退の大きかった請戸川と他の河川の流域状況を比較することも検証につながる方策とも考えられる。

また、過去の沿岸域の福島県水害データが既に整備されているため⁴⁾、このデータとの比較も行う意向である。

謝 辞 :

本研究は、平成27年度公益財団法人福島県学術教育振興財団助成対象事業「古地図から最新空間情報を統合化した水域環境遷移マップの開発」の研究助成で行われた。ここに記して謝意を示す次第である。

参考文献

- 1) 国土交通省国土地理院：治水地形類図，http://www.gsi.go.jp/bousaichiri/fc_index.html, Site viewed: 14/01/2016.
- 2) 国土交通省国土政策局国土情報課：国土数値情報ダウンロードサービス，<http://nlftp.mlit.go.jp/ksj/>, Site viewed: 14/01/2016.
- 3) 高橋元気・田中仁・松富英夫・泉典洋：古地図を用いた長期海浜変形の評価，土木学会海洋開発論文集, Vol. 22, pp.451-456, 2006.
- 4) 江坂悠里・渡辺麻子・川越清樹：道路情報を用いた福島県沿岸域における災害適応策の検討，地球環境シンポジウム講演集, No.20, pp.187-192, 2012.

阿武隈川流域内の森林の蒸発散による河川流出への影響評価*

日本大学工学部土木工学科 橋本 佑紀
日本大学工学部土木工学科 朝岡 良浩

1. はじめに

森林の表面に付着した水や土壤内の水は蒸発散によって大気中に戻る。地表水が大気中に戻ることにより河川への流出量が変化する。蒸発散量が多いと流出量の減少によって使用できる水資源が減少する。本研究では、正規化植生指標¹⁾(NDVI: Normalized Difference Vegetation Index)を用いて、流域水収支の観点から森林の蒸発散による河川流出への影響を評価する。

2. 対象地域および対象期間

本研究では、一級河川阿武隈川流域内の須賀川流量観測所(阿武隈川本川、流域面積 910.2km²、標高 229m)、西川流量観測所(釈迦堂川、流域面積 275.8km²、標高 231m)、光大寺流量観測所(大滝根川、流域面積 180.0km²、標高 347m)の流域を対象とする。阿武隈川は福島県西白河郡西郷村旭岳を水源とし、大滝根川、荒川、摺上川等の支流を合わせて、福島県中通り地方を北流し阿武隈川渓谷の狭窄部を経て宮城县に入り、白石川等の支川を合わせて太平洋に注ぐ一級河川である²⁾。須賀川流量観測所の流域は白河、石川、玉川アメダス観測所の気象データを使用した。西川流量観測所の流域は長沼アメダス観測所の気象データを使用した。光大寺流量観測所の流域は船引アメダス観測所の気象データを使用した。流量データは水文・水質データベース³⁾より取得した。須賀川流域は2009～2012年の4年間を対象期間とした。西川流域は2006, 2007, 2010, 2011年の4年間を対象期間とした。光大寺流域は2003, 2004, 2008, 2009年の4年間を対象期間とした。流量、気象データの欠測日が年間15日以内の年を対象期間とした。

3. 研究方法

3.1 流域内の年間水収支の評価

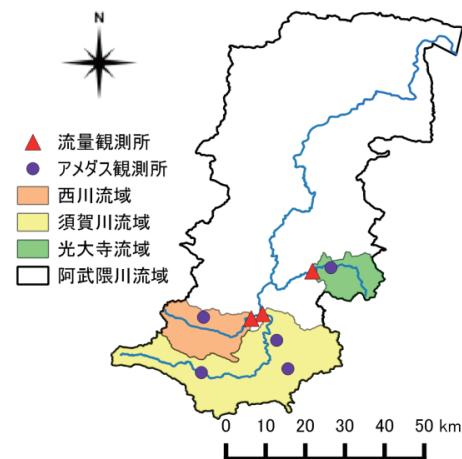


図-1 阿武隈川流域

* Impact assessment of evapotranspiration on river runoff in the Abukuma River basin by Yuki Hashimoto and Yoshihiro Asaoka

流域内の年間水収支は式(1)を用いて表すことができる。

$$R = P - E \cdots (1)$$

ここで、 R :河川流量(m^3)、 P :降水量(m^3)、 E :実蒸発散量(m^3)である。実蒸発散量は流量データと降水データを用いて式(1)より算出した。また流出率 F は次式で表すことができる。

$$F = \frac{R}{P} \cdots (2)$$

次に式(3)に示す Hamon の式を用いて可能蒸発散量を算出した。

$$E_H = 0.14Do^2Pt \cdots (3)$$

ここで、 E_H :可能蒸発散量(mm/d)、 D_0 :可照時間(12hour/day を 1 とした値)、 Pt :平均気温($^\circ\text{C}$)に対する飽和絶対湿度(g/m^3)である。蒸発効率 β は式(1)、(3)より次式で表す。

$$\beta = \frac{E}{E_H} \cdots (4)$$

3.2 NDVI

NDVI は、人工衛星 SPOT4 に搭載されている VEGETATION センサーの近赤外の波長帯($0.61\sim0.68\mu\text{m}$)と可視域赤の波長帯($0.79\sim0.89\mu\text{m}$)の反射率のデータを用いて式(5)より算出する。SPOT4 の空間分解能は約 1km である。解析には月最大値の合成データを使用した。

$$NDVI = \frac{(NIR-RED)}{(NIR+RED)} \cdots (5)$$

ここで、 NIR :近赤外の反射率、 RED :可視域赤の反射率である。阿武隈川流域の 2012 年 1~12 月の月最大値の NDVI を図-2 に示す。3 流域に共通して月最大値の NDVI は 12~3 月に 0.3~0.5 の値を取り、5 月以降は 0.6 以上となり 7~9 月の期間に最大となる。

4. 各流域の水収支

各流域の降水量、流出率、実蒸発散量、蒸発効率、年平均 NDVI を表-1、2、3 に示す。表-1 より須賀川流域では、流出率と年平均 NDVI は各年ほぼ一定であり、降水量の増加に伴い実蒸発散量、蒸発効率は増加した。表-2 より西川流域では、NDVI は各年ほぼ一定であり、降水量の増加に伴い実蒸発散量、蒸発効率は増加した。表-3 より光大寺流域では、NDVI は各年ほぼ一定であり、降水量の増加に伴い実蒸発散量、蒸発効率は増加した。各流域において蒸発

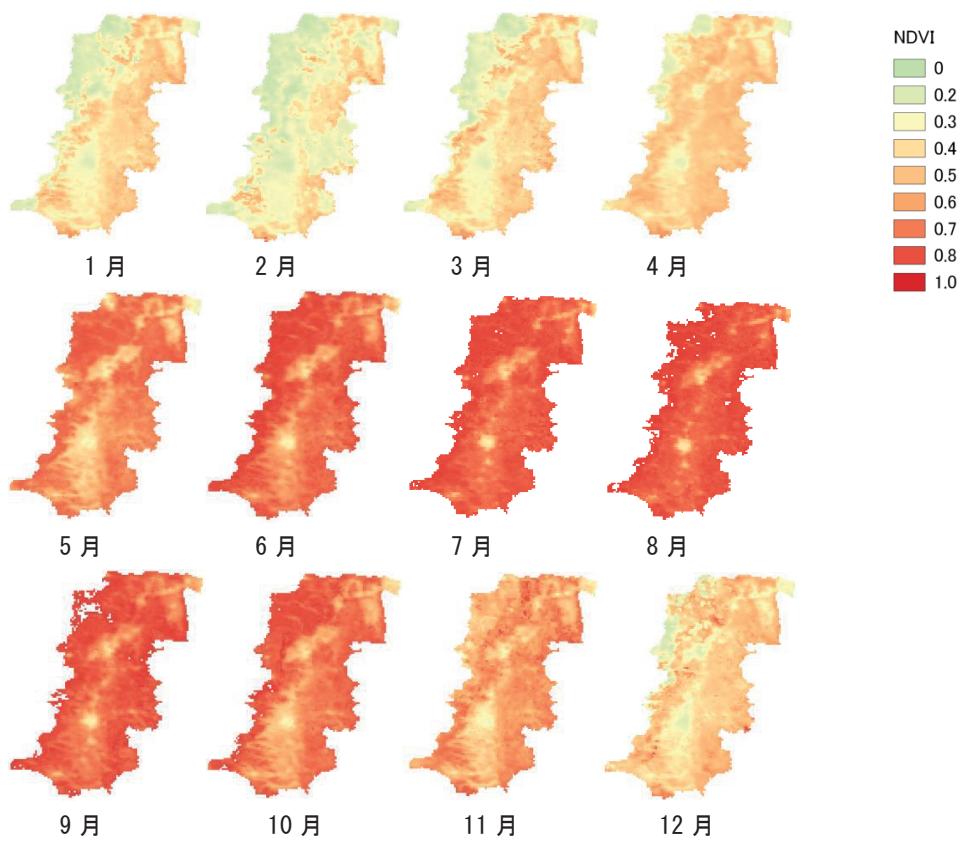


図-2 月最大値 NDVI (2012 年)

表-1 須賀川流域の水収支

年	P (m)	F	E (m)	β	年平均 NDVI
2009	1.282	0.67	0.421	0.60	0.60
2010	1.574	0.67	0.525	0.71	0.61
2011	1.237	0.66	0.424	0.59	0.60
2012	1.165	0.66	0.395	0.55	0.58

表-2 西川流域の水収支

年	P (m)	F	E (m)	β	年平均 NDVI
2006	1.695	0.65	0.596	0.91	0.59
2007	1.323	0.67	0.438	0.65	0.63
2010	1.680	0.70	0.504	0.72	0.62
2011	1.314	0.75	0.333	0.49	0.61

表-3 光大寺流域の水収支

年	P (m)	F	E (m)	β	年平均 NDVI
2003	1.140	0.64	0.413	0.69	0.59
2004	1.541	0.54	0.707	1.09	0.62
2008	1.044	0.63	0.384	0.62	0.63
2009	1.109	0.57	0.477	0.76	0.64

効率と降水量は概ね正の相関がある。

5. 結果および考察

須賀川流域における年間降水量と蒸発効率が最も高い 2010 年の月降水量と月平均 NDVI を図-3 に示す。7 月に 240mm, 9 月に 300mm の降水があり、いずれの月も NDVI が 0.75 以上であった。同様に西川流域における年間降水量と蒸発効率が最も高い 2006 年の月降水量と月平均 NDVI を図-4 に示す。7 月に 320mm, 9 月に 260mm, 10 月に 250mm の降水があり、7 月の NDVI は 0.7 以上、9 月は 0.8、10 月は 0.65 以上であった。同様に光大寺流域における年間降水量と蒸発効率が最も高い 2004 年の月降水量と月平均 NDVI を図-5 に示す。5 月に 170mm, 7 月に 330mm, 10 月に 420mm の降水があり、5 月の NDVI は 0.7 以上、7 月は 0.75 以上、10 月は 0.75 以上であった。いずれの流域も NDVI が高く、降水量の多い月が蒸発効率の増加に起因していると考えられる。

図-6 に流出率と蒸発効率の関係を示す。須賀川流域では流出率は一定であったが、西川、光大寺流域では負の相関があった。図-7 に蒸発効率と降水量の関係を示す。各流域ともに正の相関を示した。図-8 に蒸発効率と NDVI の関係を示す。須賀川流域では正の相関を示し、西川、光大寺流域では負の相関を示した。

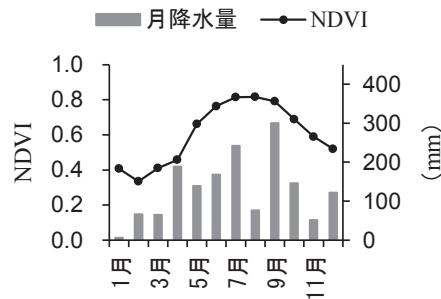


図-3 月降水量と月平均 NDVI
(須賀川流域, 2010 年)

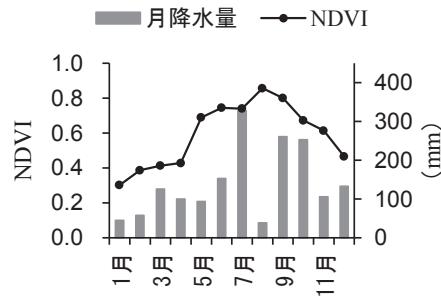


図-4 月降水量と月平均 NDVI
(西川流域, 2006 年)

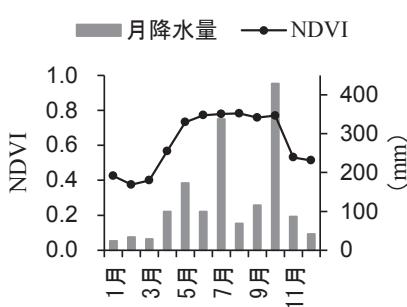


図-5 月降水量と月平均 NDVI
(光大寺流域, 2004 年)

以上の傾向を踏まえ、蒸発効率を目的変数とする重回帰分析の結果(表-4)を示す。降水量と NDVI を説明変数とする。重相関係数は各流域ともと高い値を示した。降水量の偏回帰係数は各流域ともに正の値を示し、NDVI の偏回帰係数は須賀川、光大寺流域は正の値となり、西川流域は負の値を示した。

5. まとめ

本研究では、一級河川阿武隈川上流域を対象として、水収支の観点から森林域の蒸発散が河川流出に及ぼす影響を評価した。植生活動には SPOT 衛星の VEGETATION センサーから得られる NDVI の月最大値合成したデータを使用した。須賀川流域では、年間の流出率がほぼ一定であったが、西川、光大寺流域では蒸発効率の増加によって流出率は減少する傾向を示した。各流域において蒸発効率は降水量と正の相関を示し、植生活動の影響を受けることが明らかになった。

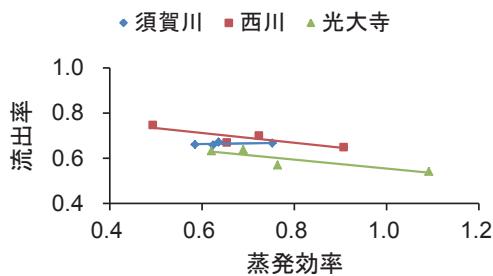


図-6 流出率と蒸発効率

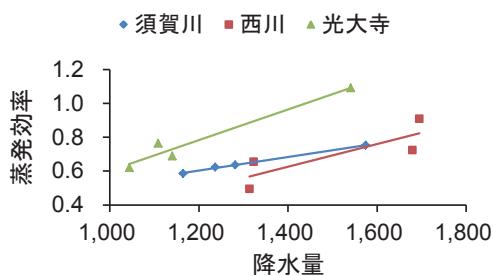


図-7 蒸発効率と降水量

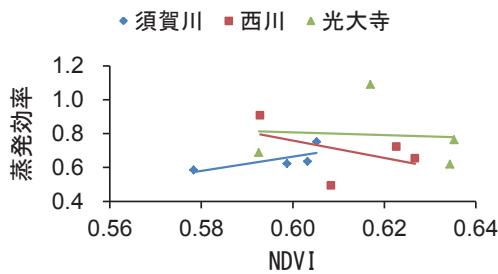


図-8 蒸発効率と NDVI

表-4 蒸発効率の重回帰分析の結果

	偏回帰係数		切片	重相関係数
	降水量	NDVI		
須賀川	0.00038	0.34	-0.06	1.00
西川	0.00062	-1.84	0.89	0.85
光大寺	0.00093	1.53	-1.29	0.99

参考文献

- 1) P. Maisongrande, B. Duchemin and G. Dedieu (2004):VEGETATION/SPOT: an operational mission for the Earth monitoring;presentation of new standard products, International Journal of Remote Sensing, Vol.25 (1), pp. 9-14.
- 2) 国土交通省, 水管理・国土保全:
http://www.mlit.go.jp/river/toukei_chousa/kasen/jiten/nihon_kawa/82020/82020-1.html
- 3) 国土交通省, 水文・水質データベース:<http://1.river.go.jp/>

水害調査方法の標準化に向けて -家屋被害分類-*

呉 修一 東北大学災害科学国際研究所
八木澤順治 埼玉大学大学院理工学研究科
大槻順朗, 永野博之, 二瓶泰雄 東京理科大学理工学部

1. はじめに

H27年9月に発生した関東・東北豪雨災害による利根川水系鬼怒川や鳴瀬川水系渋井川の堤防決壊被害は記憶に新しい。近年、全国各地でこのような洪水氾濫の水害が多発し、被害状況を明らかにするための水害調査が数多く行われている。しかし、水害調査方法が標準化されていないことに加え、得られた調査結果のデータベースが整備されていないため、個々の水害の比較が十分に行えないのが現状である。土木学会水工学委員会水害対策検討小委員会水害調査WG(著者ら)では、このような状況を改善するため、水害調査方法の標準化を取り組んでいる。

2. 研究の目的

全国各地で洪水氾濫等による水害後に、多くの緊急・本格災害調査が行われているが、統一的な調査方法やそのデータベースは整備されていない。本研究では、水害後の調査方法の共通化・標準化を図ると共に、得られた調査結果のデータベースを構築することを目的とする。これにより、洪水氾濫による水害調査方法の確立・統一化が可能となる。さらに、調査結果のデータベース化を図ることで、従来検討が困難であった個々の水害の比較・検討が可能となる。

3. 研究の内容

本研究は、①水害調査法の標準化、②データベースの構築、③それらのマニュアル化と公開を行う。①では、調査項目として、痕跡水深・水位、家屋被害、堤防被害、の3つを主な対象とし、従来の調査方法や調査項目を整理して問題点を浮き彫りにするとともに、必要情報の選定を行なう。②では、取得データを簡易に地図中に表示可能にするため、観測データに緯度経度や写真・動画データを含め表計算ソフト(Excel等)に取りまとめ、それをGoogle Earth等で閲覧できる形式とする。さらに、③調査方法やデータベース利用方法をマニュアル化し、インターネットでの公開を通じて、行政、民間、大学等の研究者・技術者の使用と調査結果の蓄積を促進する。本研究の有効性は、調査手法およびデータベースの標準フォーマットを提供する事で、様々な団体の多くの方が、効率的かつ有効な水害調査が実施可能となる事である。これにより、1) 個々の河川水害の直接的な比較が容易になる、2) 今後の防災関連河川整備事業の推進に向け実用的な情報が提供される、3) 新たな防災研究の発展(例えば、新たな数値計算モデルの検証や新たな水害リスク指標の構築など)に向か、有効なデータが整備される等の成果が期待される。上記の水害調査WGでは3項目について検討しているが、本論文では洪水氾濫に伴う家屋被害分類の標準化に着目して報告する。

*Toward standardization of on-site surveys of river flood disasters : damage classification of residential houses, Shuichi Kure, Junji Yagisawa, Kazuaki Otsuki, Hiroyuki Nagano, and Yasuo Nihei

4. 既往研究における家屋被害分類

土砂災害には即時避難が重要であるが、河川の氾濫や洪水など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。重要な点は洪水流に伴い、家屋の流失や大規模損壊が生じる危険性があるような家屋では、家屋に留まることは非常に危険であるという点である。つまり、洪水ハザードマップに示されている浸水深に加えて、家屋流失の危険度を表す新たな指標（例えば、家屋倒壊ゾーンなど）を公表・定量評価する事が重要となる。これにより、家屋流失の危険性のある家屋では即時に避難を実施する事が推奨されるし、流失の危険性が殆どない家屋では、自宅に待機したほうが被害の生じる可能性が低く、これらを判断する際に非常に有益な情報となりえる。これらの判断を正確に行うためには洪水氾濫が生じた事例で、家屋の被害状況をしっかりと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。

既往研究では家屋の洪水被害分類に関して、河田・中川（1983）は、①流失、②全壊に 2 分類し、流速の二乗と水深の積で表される流体力指標が、津波の場合と同じく家屋の流失・全壊と相関性があることを確認している。佐藤ら（1989）は、①板目、畳、壁以外の被害が認められない、②家屋に若干の被害があるものの、住居可能な状態である、③住居不可能なほど大きな被害を受けているものに 3 分類することで、流体力と家屋被害とは密接な関係にあり、流体力指標の最大値が $1.5 \text{ m}^3/\text{s}^2$ 以上となると被害が始め、 $2.5 \text{ m}^3/\text{s}^2$ を超えると居住不可能となる家屋が出現することを明らかにした。鈴木ら（2005）は、①全壊・流失、大破（壁および柱の大部分以上が壊れ、あるいは失われている）、②中破（柱は残っている。壁の大部分は破壊されている）、③小破（窓等は破壊されても、壁の大部分は残っている）、④浸水のみ（浸水が判断されるが、壁・柱・窓に損壊は見当たらない）に 4 分類し、洪水の流体力評価を試みている。

津波による家屋被害の

研究では、成田・越村（2015）は普遍的な津波被害関数を構築するため国土交通省都市局（2011）の現地調査による被害の 7 段階（D1：流失、D2：全壊 1、D3：全壊 2、D4：大規模半壊、D5：半壊、D6：一部損壊、D7：被害無し）の分類を流失（D1）と残存（D2-D7）に再分類し利用している。これは流失という建物被害は、津波の浸水深よりも流速や波力が支配的であり、津波の流体力学的特性や建物の耐久性能などを最も反映するという考えに基づいている。

区分	全壊 (流失)	全壊 (再利用困難)※1	全壊 (1 階天井以上浸水)
主な建物 状況	基礎だけ残して、建物が完全に 流されている	主要構造が損壊しており補修に より元通りに再使用することが 困難	1 階天井以上浸水しており、大 規模修繕等による再使用も可能
サンプル 写真			
棟数※2	92,509 棟	34,048 棟	9,438 棟
区分	大規模半壊	半壊 (床上浸水)	建物被災状況 (イメージ)
主な建物 状況	床から概ね 1m 以上（天井未満） 浸水している	床から概ね 1m 未満の床上浸水 (一部補修により再利用可能)	
サンプル 写真			
棟数※2	39,062 棟	43,145 棟	
区分	一部損壊 (床下浸水)	棟数合計	
主な建物 状況	床下の泥を取り除けば再利用可 能		
サンプル 写真		被災建物総計	うち全壊
棟数※2	21,483 棟	239,685 棟	135,995 棟

図-1 国土交通省都市局の東日本大震災時の家屋被害 7 分類

5. 既存の家屋被害分類調査票

既存の家屋被害分類調査票の代表的なものとして、国土交通省都市局(2011)が東日本大震災の津波被害を対象として作成したものと、田中・重川(2011)がH23年新潟・福島豪雨の只見町被害を対象として作成した調査票が挙げられる。これらの調査票は、災害後の保険請求等の被害認定業務支援を目的としているため詳細な分類が行われている。以下にそれぞれの概要を記す。

国土交通省都市局は、図-1に示すよう被害を7段階に分類することで津波における損壊状況調査を行っている。本調査票を用い、東日本大震災時の津波による家屋被害状況を詳細に調べた。しかしながら、現地緊急水害調査の観点で考えた場合D2:全壊(再利用困難)とD3全壊(1階天井以上浸水)の判断が難しいとの、大規模半壊と半壊の相違が床上浸水深に基づいており外観から判断するのが難しいと考えられる。

田中・重川(2011)は、図-2に示す分類を用いH23年新潟・福島豪雨での只見町の家屋被害調査認定票を作成し調査を実施した。過去の事例の比較から水害における建物被害認定調査では、建物への床上浸水深および外壁の損傷程度が被害程度決定の主要な指標であることを明らかにした。しかしながら、図-2に示すよう 大規模半壊二つと半壊の判断が、床上浸水深と土砂の流入有無で判断されており、緊急水害調査で家屋内部を調査することが厳しい状況ではこれらの分類を詳細に実施することは難しいと考えられる。

以上のように、既存の分類は被害認定業務支援を目的としているため、詳細な床上浸水深等に基づいている。しかしながら緊急水害調査で家屋内に入り詳細な床上浸水深を計測するのは困難である。よって本研究で提案する家屋被害分類は外観の損傷程度から判断できる簡易なものが必要となる。また水工学分野で洪水氾濫後に必要な情報は、1) 水平避難すべきか垂直避難すべきかの境界、2) 洪水氾濫・洗掘計算、流体力評価での比較情報である。よって、洗掘の有無も考慮した大規模半壊と半壊の差の明確化が重要となる。

6. 本研究で提案する洪水被害分類

本研究で提案する家屋被害の分類(案)は、①流失(基礎無し)、②流失(基礎有り)、③全壊、④大規模半壊(損壊大)、⑤半壊(損壊小)、⑥浸水のみ、の6分類とする。この分類は、調査後に実施する洪水氾濫計算

住家被害認定調査票		調査票 番号	調査した住家の被災度が分かるように記入	
調査日	平成 年 月 日		記載状況	
1 被害度	1 ~ 7	4		
2 住 宅	□通常ある「居住のために使用されている」	5 立会者		
3 床下深	床上 [cm] 、 床下 [cm]			
		住家流失 倒 塌 土砂埋没	全壊	<input type="checkbox"/>
		激しい外部損傷 大きな傾き1/20 修復不可能な状態 2階床まで浸水	全壊	<input type="checkbox"/>
		床上浸水 1.8m以上 ※軒屋を越える浸水	大規模半壊	<input type="checkbox"/>
		床上浸水 1.0m以上 + 建物内に大量の 土砂流入30cm以上	大規模半壊	<input type="checkbox"/>
		床上浸水 1.8m未満	半壊	<input type="checkbox"/>
		床上浸水 床板から10cm未満	一部損壊	<input type="checkbox"/>
		床下浸水	一部損壊	<input type="checkbox"/>
平成23年8月10日調査				
福島県只見町				

図-2 田中・重川(2011)の只見町洪水被害認定調査票

および流体力の評価の際に検証用に利用するものであり、地盤の洗掘状況なども考慮する。大規模半壊以上が命を守るためにには水平避難が必要だったという判断基準であり、半壊以下は垂直避難で十分対応可能なものであったと判断する。上記の分類を実際の水害調査時に、家の目視つまり外壁の損傷程度で分類できるように整理する。これは、水害調査現場で床上浸水深等を詳細に計測するのは困難な場合が多いためである。以下に各分類の詳細を示す。また分類の参考情報として浸水深の目安も記載する。

① 流失（基礎無し）

- ・概要：流失（基礎無し）は、家屋の流失が氾濫水の抗力や浮力に伴う家屋本体と基礎部分の倒伏のみではなく、家屋周辺地盤の激しい洗掘による基礎の流失に伴い生じたものである。外観の損害状況と浸水深の目安は以下となる。
- ・損害状況：建物および基礎が流失。家屋周辺地盤の激しい洗掘。
- ・浸水深の目安：1階天井以上の浸水が想像される。

② 流失（基礎有り）

- ・概要：流失（基礎有り）は、家屋の流失が氾濫水の抗力や浮力に伴う家屋本体と基礎部分の倒伏で生じたものである。外観の損害状況と浸水深の目安は以下となる。
- ・損害状況：建物は流失するが基礎部分は残存。
- ・浸水深の目安：1階天井以上の浸水が想像される。

③ 全壊

- ・概要：全壊は、家屋が氾濫水の抗力により非常に大きな損壊を受け大規模修繕なしに再居住が不可な状況である。外観の損害状況と浸水深の目安は以下となる。また、鬼怒川水害調査等で撮影された全壊例の写真を図-3に示す。

- ・損害状況：建物の傾斜。主要構造の破損。大規模修繕なしに再居住不可。
- ・浸水深の目安：1階天井までの浸水。



図-3 全壊の一例 (大槻順朗撮影: 2015年9月15日)

④ 大規模半壊（損壊大）

・概要：大規模半壊は、家屋が氾濫水の抗力により大きな損壊（外観に穴等）を受ける、もしくは家屋周辺地盤に洗堀が確認されるような状況である。流失・全壊の恐れがあり垂直避難では生命の危険があったような状況である。外観の損害状況と浸水深の目安は以下となる。また、鬼怒川水害後に撮影された大規模半壊例の写真を図-4に示す。図-4の一部に示されるように、家屋自体の被害は少ないが洗掘が大きく流失の危険が高かったと想定される場合は、本研究の分類では大規模半壊と分類される。

・損害状況：家屋周辺地盤に洗堀あり、もしくは外観に穴等の大きな損壊あり。修繕により居住可。

・浸水深の目安：床上1m以上の浸水。

⑤ 半壊（損壊小）

・概要：半壊は、家屋が氾濫水の抗力により小さな損壊（へこみや亀裂程度）を受けた状況である。床上浸水しているが流失・全壊の恐れはなく垂直避難の対応で十分であったような状況である。外観の損害状況と浸水深の目安は以下となる。また、山形水害調査で撮影された半壊例の写真を図-5に示す。

・損害状況：家屋周辺地盤に大きな洗堀の形跡なし。外観にへこみや亀裂程度の小さな損壊。修繕なしで居住可。

・浸水深の目安：床上1m未満の浸水

⑥ 浸水のみ

・概要：浸水のみは、浸水しているが外観に損壊がない状況である。外観の損害状況と浸水深の目安は以下となる。



図-4 大規模半壊の一例 （大槻順朗撮影：2015年9月15日）



図-5 半壊の一例 （吳修一撮影：2013年7月21日）

- ・損害状況：浸水のみ、外観に損壊なし
- ・浸水深の目安：床下浸水

7. まとめ

本研究では、洪水災害後の緊急水害調査時に使用する家屋被害分類（案）を提案した。本分類（案）は、①流失（基礎無し）、②流失（基礎有り）、③全壊、④大規模半壊（損壊大）、⑤半壊（損壊小）、⑥浸水のみ、の6分類で構成されている。本分類の位置づけは、災害後の保険請求等の被害認定業務支援を目的とした詳細な分類（国土交通省都市局（2011）や田中・重川（2011））と空撮画像からの簡易な家屋被害分類手法（例えば、越村・萱場（2010））の中間の位置づけと考えられるものであり、緊急水害調査時に現地で簡易かつ洗掘等の重要な因子を組み込んだ調査分類となっている。本分類中の大規模半壊以上が命を守るために水平避難が必要だったという判断基準であり、半壊以下は垂直避難で十分対応可能なものであったと判断する指標となっている。

今後は、上記分類の調査票の雛形および調査マニュアルを作成し、土木学会等を通じて公表する予定である。また、本調査分類（案）は2016年1月15日現在の検討段階時点のものであり、今後学会等を通じて発表する分類と異なる可能性がある点に注意されたい。

謝辞：

本研究は、公益財団法人河川財団の河川整備基金の助成を受け実施された。末尾ながらここに記して謝意を表する。

参考文献：

- 河田恵昭・中川一（1983），三隅川の洪水灾害 -洪水氾濫と家屋の被害-, 京都大学防災研究所年報，第 27 号，B-2, pp.179-196.
- 佐藤智・今村文彦・首藤伸夫（1989），洪水氾濫の数値計算および家屋被害について -8610 号台風による吉田川の場合-, 水理講演会論文集, Vol.33, pp.331-336.
- 鈴木進吾・越村俊一・原田賢治・岡本学・福留邦洋・菅野志保・河田恵昭（2005），2004 年 7 月新潟豪雨水害の災害調査による家屋被害閑数の構築，水工学論文集, Vol.49, pp.439-444.
- 成田裕也・越村俊一（2015），津波被害の地域特性に基づく津波被害閑数の類型化，土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 71, No. 2, I_331—I_336.
- 国土交通省都市局（2011），東日本大震災からの津波被災市街地復興手法検討調査, <http://www.mlit.go.jp/toshi/toshi-hukkou-arkaibu.html>
- 田中聰・重川希志衣（2011），水害における建物被害認定調査の実際—H22 年小山町水害, 東日本大震災, H23 年新潟・福島豪雨災害-, 地域安全学会概要集, No.29, pp.105-106.
- 越村俊一・萱場真太郎（2010），1993 年北海道南西沖地震津波の家屋被害の再考—津波被害閑数の構築に向けて—, 日本地震工学会論文集 第 10 卷, 第 3 号, pp.87-101.

H27年東北豪雨に伴う渋井川の洪水氾濫計算*

東北大学工学部 杉井伸之
 東北大学災害科学国際研究所 呉 修一
 東北大学災害科学国際研究所 有働恵子

1. はじめに

H27年9月9日から11日にかけて、台風17号、18号の豪雨の影響で鳴瀬川水系渋井川の堤防決壊に伴う洪水氾濫が大崎市古川西荒井地区で生じ、住宅の床上・床下浸水や農地の冠水などの大きな被害が生じた。土木学会の平成27年9月鳴瀬川水系渋井川豪雨災害調査報告¹⁾によると、渋井川と多田川の合流部の背水効果により、渋井川の水位が上昇し堤防が浸透破壊したものと推測されている¹⁾。本洪水氾濫による建物の大破や流出等の甚大な被害は生じなかった。しかし今後本洪水よりも大きい洪水が起り、氾濫による被害が出る可能性を検討する事は極めて重要である。

本研究では渋井川の洪水再現計算を実施することで洪水氾濫メカニズムを評価するとともに、可能最大洪水を評価することを目的とする。

2. 研究手法

鳴瀬川は宮城県の中北部に位置しており、本研究の対象流域は鳴瀬川(下中の目～三本木橋)、多田川、渋井川、名蓋川、渋川である。渋井川、名蓋川、渋川は一級河川鳴瀬川水系多田川の支流であり、流域面積はそれぞれ約16.1 km²、20.5 km²、32.4 km²である。西荒井地区は水田、建物用地が土地利用の大部分を占め、勾配がほとんど無い平坦な地区である。渋井川洪水によって生じた破堤地点は3ヶ所あり渋井川多田川合流部よりそれぞれ200 m、600 m、1400 mであり決壊幅は40 m、15 m、17 mであった。

可能最大洪水とは物理的に起こり得る最大流量の洪水の事である。可能最大洪水の算定については角屋・永井²⁾による手法を利用する。これは、過去の降水データに基づいて、地点雨量の継続時間別の最大値であるDD式や、集水面積の大きさや降雨分布を踏まえたDAD式を整理し、その包絡線をもとに、合理式と関係付け、ピーク流量の式形を誘導し、観測値を利用して係数を決定したものである。



図-1 対象流域

*Flood Inundation Simulation of Shibui River on September, 2015, Nobuyuki Sugii, Shuichi Kure, and Keiko Udo

本手法は気候変動の影響を考慮できてはいないが、可能最大洪水を容易に算定できる利点を持つため、本研究で用いる事にした。

本研究で試用する角屋・永井（1979）による最大洪水比流量包絡式を以下に示す。

$$q = KA^{-0.06} \exp(-0.04A^{0.45}) \quad (1)$$

ここに、 q ：洪水比流量[m³/sec/km²]、 A ：流域面積[km²]、 K ：地域係数である。ここで、対象流域における地域係数は 26 である。

3. 降雨流出・洪水氾濫モデルと本論文で使用したデータ

本研究で使用する洪水氾濫計算には、降雨流出計算、河道部の洪水追跡計算、氾濫域における洪水氾濫計算の 3 つのモジュールが存在する。対象出水は、2011 年 9 月 20 日から 23 日までの出水データを用いキャリブレーションを行い、2015 年 9 月 10 日から 13 日までの洪水に適用する。これは 2015 年の出水データには渋井川観測水位データが存在しないため、モデルの流域パラメータを 2011 年出水データでキャリブレーションする必要があったためである。

(1) 降雨流出計算

降雨流出計算は流域雨量を入力値とし、Kinematic Wave³⁾ 法に基づき降雨流出量を算定した。運動則(1)と連続式(2)を単位幅流量について整理し、相似則を用いると流出高に関する常微分方程式(3)が導出できる。

$$v = \alpha h^m, \quad q = \alpha h^{m+1} \quad (2)$$

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

$$\frac{dq_*(t)}{dt} = a_0 q_*(t)^\beta (r(t) - q_*(t)) \quad (4)$$

$$\alpha = \frac{k_s i}{D^{\gamma-1} w^\gamma} \quad (5), \quad \beta = \frac{m}{m+1} \quad (6), \quad a = (m+1)\alpha^{\frac{1}{m+1}} \quad (7), \quad a_0 = (m+1)\alpha^{\frac{1}{m+1}} L^{\frac{-1}{m+1}} \quad (8)$$

ここに、 v ：断面平均流速[mm/h]、 h ：水深[mm]、 q ：単位幅流量[mm²/h]、 r ：有効降雨強度[mm/h]、 q_* ：流出高[mm/h]、 α 、 m ：流出パラメータ、 D ：表層土層厚[mm]、 k_s ：飽和透水係数[cm/s]、 L ：斜面長[m]、 w ：有効空隙率、 γ ：土壤の透水性を表す無次元パラメータ、 i ：斜面勾配である。

入力降雨は気象庁解析雨量を用いる。

(2) 河道部の洪水追跡計算

降雨流出量を各河川への横流入量とし、一次元不定流計算を行い、水位、流量を算定した。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_1 \quad (9)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(uQ)}{\partial t} = gA \frac{\partial(h+z)}{\partial x} - \frac{gn^2 |Q|Q}{R^{4/3} A} \quad (10)$$

ここに, A :断面積, g :重力加速度, Q :流量, n :河道部のマニングの粗度係数, q_I :横流入量, u :流速, R :径深, h :水深である. この計算においては, 河川横断面は渋井川, 多田川, 鳴瀬川を用い, 初期条件として全河川水深 0.005 m, 境界条件として渋井川, 名蓋川, 渋川での降雨流出量, 觀測水位を多田川上流端, 鳴瀬川上下流端に与えた.

(3)洪水氾濫計算

二次元不定流計算を行い, 堤内地における氾濫流の流速や水深を算定した.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = 0 \quad (11)$$

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{gp \sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 - h^2} - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h \tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial x} (h \tau_{xy}) \right] = 0 \quad (12)$$

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{gq \sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 - h^2} - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial y} (h \tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial y} (h \tau_{xy}) \right] = 0 \quad (13)$$

ここに, τ :底面せん断応力, p :流量フラックス, C :粗度係数, ρ :水の密度, ζ :水位, h :水深である. この計算では 10m×10m の計算格子を設定し, 対象流域付近の 10m メッシュ標高データを与えた. 算定した流速, 水深から氾濫流が家屋に与える力である流体力を(14)式で算定する.

$$F = \frac{1}{2} C_D u^2 h \quad (14)$$

ここで, F :単位幅抗力 [kg/s²], C_D :抗力係数 1.0, ρ :水の密度 [1000kg/m³], u :流速 [m/s], d :水深 [m] である.

4. 計算結果

(1)2011 年洪水イベントの計算結果

2011 年降雨流出・洪水追跡計算結果を図-2 に示す. 図-2 は 2011 年イベントの渋井川若木橋地点における渋井川解析雨量と計算流量の時系列である. 降雨のピーク時間は 21 日 21 時ころでありそれに伴って流量もピークに達している. 降雨流出計算を渋井川, 名蓋川, 渋川においてそれぞれ行い, 得られる流出量を境界条件として洪水追跡計算に組み込んで計算を実行している. 本

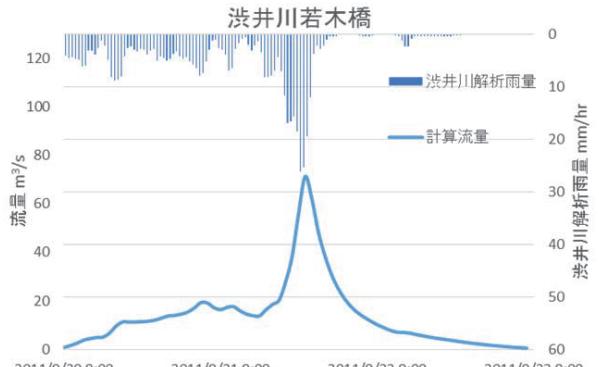


図-2 2011 年時の渋井川若木橋地点における渋井川解析雨量と計算流量の時間変化

計算に用いた流域パラメータを 2015 年時の洪水氾濫計算に適用させた。

(2) 2015 年洪水イベントの計算結果

2015 年降雨流出計算・洪水追跡計算結果を図-3 に示す。図-3 は 2015 年イベントの渋井川若木橋地点における渋井川解析雨量と計算流量の時間変化である。降雨は 11 日 0 時ころから強くなり、午前 3 時ころにピークをむかえた。流出量のピーク時間は 11 日午前 3 時、ピーク流量は $114 \text{ m}^3/\text{s}$

となり計算流量が大きく算定されている。これはモデルキャリブレーションが不十分なことを示唆しており今後大きく改善する必要がある。

(3) 洪水氾濫計算

2015 年 9 月 10 日 6:00 から 12 日 12:00 までの計算を行い各格子の最大値を抽出したものが、図-4 であり、渋井川周辺の洪水氾濫における最大流速、最大水深、最大流体力の計算結果を示している。流速に関して、0 から 0.3 m/s の値が、水深は 0 から 1.5 m の値が、流体力は 0 から 50 N/m が広く分布する計算結果となった。越村、萱場⁴⁾によると、家屋壁面に作用する単位幅あたりの抗

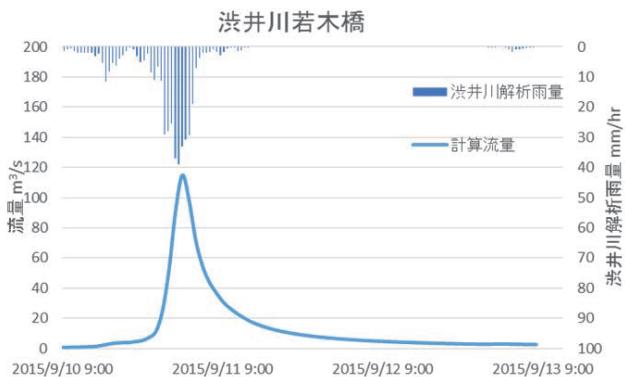


図-3 2015 年時の渋井川若木橋地点における渋井川
解析雨量と計算流量の時間変化

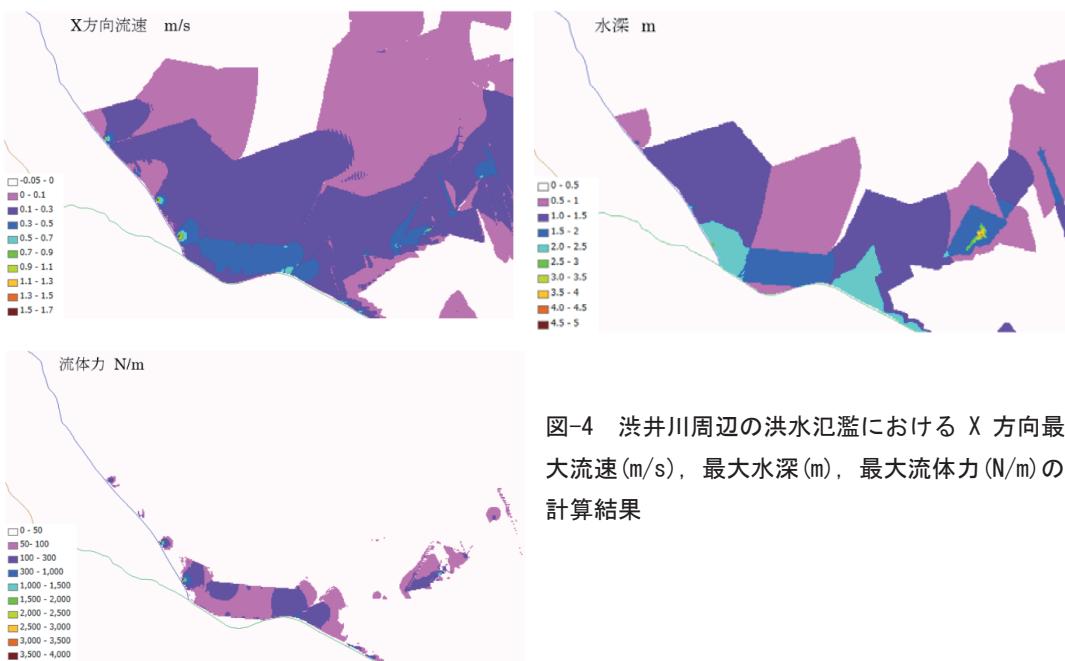


図-4 渋井川周辺の洪水氾濫における X 方向最大流速(m/s)、最大水深(m)、最大流体力(N/m)の計算結果

力は 20 kN/m が大破以上の閾値になるとされており、本計算での流体力の最大値は破堤地点付近で 4 kN/m と閾値よりも小さい結果となつたことから、再現計算では家屋の流出が生じるほどの流体力は発生していないことが確認できた。

(4) 可能最大洪水

図-5 は可能最大洪水の計算結果である。各河川のピーク流量は渋井川 $308 \text{ m}^3/\text{s}$ 、名蓋川 $380 \text{ m}^3/\text{s}$ 、渋川 $564 \text{ m}^3/\text{s}$ 、多田川 $1722 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、図-5 は可能最大洪水における渋井川若木橋地点における水位の時間変化の図である。計算水位が堤防高を越えていることから、可能最大洪水の場合は越流してしまうという結果となった。しかしながらキャリブレーションが不十分なモデルを使用しても検証であり、今後更なる検証が必要不可欠である。

5. まとめ

以下、本論文より得られた主要な結論を列挙する。

- 1) 2015 年渋井川洪水に降雨流出・洪水氾濫モデルを適用することで洪水再現計算を行うことが出来た。
- 2) 洪水氾濫流の流体力最大値は破堤地点付近で 4 kN/m と既往研究で示された閾値よりも小さい結果となつたことから、再現計算の状況では家屋の流出が見られないことが確認できた。
- 3) 渋井川流域における可能最大洪水を算定した。洪水追跡計算で得られた水位が堤防高を越えており、可能最大洪水の場合では越流するという結果が得られた。

しかしながら上記結果は未だにモデルパラメータのキャリブレーションと検証が不十分な状況で計算されており今後改善し検証の上、再度検討する必要がある点に注意されたい。

謝辞 :

本研究は、科学研究費助成事業（若手研究(B)、課題番号：15K18120）の助成を受け実施された。本豪雨災害に関して、大崎市、宮城県、国土交通省東北地方整備局、土木学会水工学委員会水害対策小委員会、土木学会水害調査団（団長：田中仁教授）に大変多くの貴重な情報を頂いた。東北大災害科学国際研究所災害ポテンシャル研究分野真野明名譽教授、佐藤幸氏には、堤防決壊メカニズムに関して多くの助言を頂くとともに、数値計算補助やデータの整理等でご尽力頂いた。末尾ながらここに記して謝意を表する。

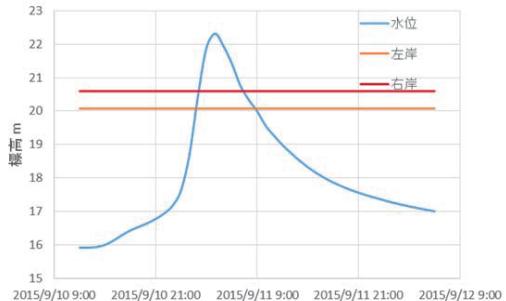


図-5 可能最大洪水の計算結果

参考文献 :

- 1)呉・森口・馬淵・堀合・小森・渡辺・松林 平成 27 年 9 月渋井川・渋川・名蓋川・大江川豪雨災害調査報告（第 2 報），2015 年 11 月 8 日
http://donko.civil.tohoku.ac.jp/FieldSurvey20150910/PDF/ShibuiRiver_ver2.pdf
- 2)角屋睦, 永井明博 : 洪水比流量曲線へのアプローチ,
京都大学防災研究所年報, Vol. 22B-2, pp. 1-14, 1979
- 3)呉・山田 表面流の発生機構を考慮した斜面多層降雨流出計算手法に関する研究
土木学会論文集, 第 49 卷, 2005 年 2 月
- 4)越村・萱場 1993 年北海道南西地区沖地震津波の家屋被害の再考 - 津波被害関数の構築に向けて
- 日本地震工学会論文集 第 10 卷, 第 3 号, 2010

平成27年9月関東・東北豪雨出水による河口地形変化とその後の回復*

東北大大学院工学研究科 田中 仁
 東北大大学院工学研究科 三戸部佑太
 東北大大学院工学研究科 Vo Cong Hoang

1. はじめに

平成27年9月の10日から11日に発生した豪雨により関東地方では鬼怒川の破堤が生じ、周辺地域に大きな被害が発生した。また、東北地方においても鳴瀬川水系渋井川における破堤による洪水氾濫をはじめ、大きな被災をもたらした。今時の出水時には既往最大洪水位を記録した箇所も見られ、このような既往最大規模の出水は流域内に大きな洪水被害をもたらしたのみならず、流域最下流の河口部において大きな地形変化を生じさせた。東北地方の河川河口部においては、その地形形状に2011年東日本大震災津波のインパクトが未だに残存する箇所が多く見られる^{1), 2), 3)}。このため、大規模出水による河口地形変化およびその後の回復過程は、震災前のそれと大きく異なるものと考えられる。本研究では、津波インパクトの残る宮城県の河川を対象に平成27年9月豪雨出水による河口地形変化とその後の回復過程について報告する。

2. 研究対象

本研究においては二級河川・七北田川および一級河川・名取川を対象とした。河口地形の概要を図-1に示す。いずれの河口においても東日本大震災津波来襲時には津波の河川遡上、河川堤防から堤内地への津波の越流、さらには大きな地形変化が見られた。その後、津波対策として河川堤防のかさ上げ、導流堤の改修などの災害復旧工事がなされている。

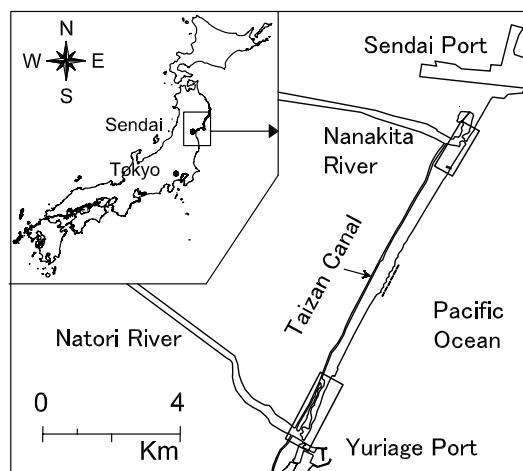


図-1 研究対象河川の概要

* Estuarine morphological changes due to the 2015 Kanto-Tohoku Heavy Rainfall and their subsequent recovery, Hitoshi Tanaka, Yuta Mitobe and Vo Cong Hoang



図-2 洪水前の七北田川河口（2015年9月3日）



図-3 洪水時の七北田川河口（2015年9月11日）
((株)テクノシステム、パシフィックコンサルタント提供)



図-4 洪水後の七北田川河口（2015年9月19日）



図-5 洪水後の七北田川河口（2015年9月22日）

3. 七北田川の地形変化と回復

図-2は豪雨災害発生直前の2015年9月3日に撮影された七北田川河口地形を示している。東日本大震災津波後に建設された右岸海岸堤防や、かさ上げ工事中の右岸河川堤防が認められる。また、以前は砂面下に埋没することの多かった右岸河口導流堤に代わり、天端高さ2.7mの構造物がすでに竣工している。図-3は洪水時の河口の様子をUAVにより撮影したものである。図-2に認められた右岸河口砂州が完全にフラッシュされている。また、水位の上昇により左岸導流堤先端付近で蒲生干潟と海域が連結している。

図-4、図-5は洪水後の七北田川河口地形変化を示す。図-4では河口左右岸ともに河道内における二次碎波が認められ、導流堤沿いの沿い波により河口内に砂が押し込まれている。それから3日後に撮影された図-5では左岸導流堤沿いに押し込まれた堆積地形が氷面上まで発達している。田中⁴⁾によれば、七北田川河口右岸砂州は洪水後約2週間程度で完全に回復するとの報告がなされているが、その報告に比べ右岸河口砂州回復に遅延が認められる。

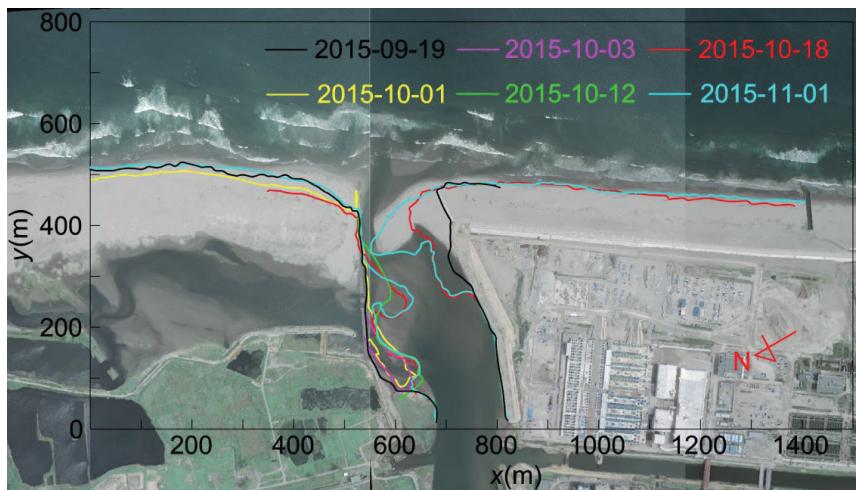


図-6 七北田川河口地形の回復過程（背景の空中写真は2015年9月3日撮影）



図-7 七北田川河口地形の回復（2015年10月18日）

その後10月に入り、図-6に示すように左岸導流堤沿いの堆積地形はさらに河口内に押し込まれつつ発達した。10月18日の時点では、左岸導流堤に沿った大規模堆砂により蒲生干潟通水部の閉塞している。同時に右岸砂州の成長も見られるが、図-2に認められたほどの砂州の延伸はまだ見られない。図-7は10月18日の河口部斜め写真である。左岸導流堤沿いの砂の押し込みが著しい。図-6の汀線形状に潮位補正はなされていないものの、左岸導流堤先端部左側の汀線の後退が認められ、この部分の海浜砂が既設導流堤を越えて河口内に流入して河道左岸に沿った堆積をもたらしたものと考えられる。図-8は11月1日の空中写真であり、河口内への砂州の押し込みと、砂の供給源である左右岸の汀線の後退が認められる。特に、右岸汀線は導流堤先端まで後退しており、洪水前の図-2の状況と大きく異なっている。

現在、宮城県により左岸導流堤についても天端高さ2.6mまでかさ上げする計画がなされている⁵⁾。これにより、今後、河口左

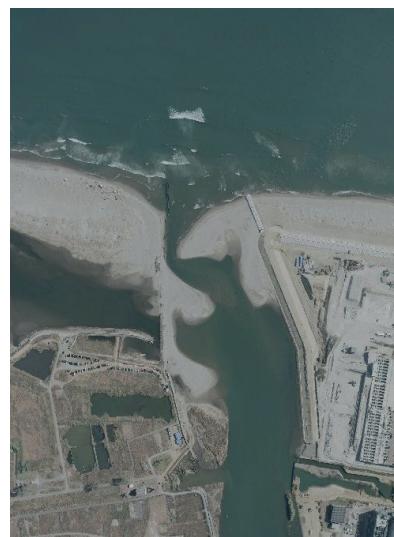


図-8 七北田川河口地形の回復（2015年11月1日）

岸への砂の押し込みは抑制されたものと推測される。さらに、七北田川左岸導流堤から仙台港南防波堤に至る約 2km の砂浜の両端が固定されることにより、この砂浜の安定化が図られると期待される。一方で、現汀線まで左右岸の導流堤が完成することにより、特に右岸導流堤先端を回り込んで河口砂州形成に寄与することの出来る沿岸漂砂量が減少することから、洪水後の河口砂州回復過程が田中⁴⁾の報告にあるような津波以前の形態と異なるであろうことに注意する必要がある。河口導流堤建設後に、河口内に侵入する波浪により河口砂州が河川上流側に移動した事例は最上川⁶⁾、子吉川⁷⁾などでも報告されており、七北田川においても今後これらの事例と類似の河口砂州形態を示すものと予想される。

その後、12月12日には再び蒲生干潟から七北田川への流水が確認されている⁸⁾。さらに、蒲生干潟の水質改善を目的として、七北田川本川と蒲生干潟を結ぶ水路の掘削がなされた。図-9は12月23日の開削工事の状況を示している。

4. 名取川の地形変化と回復

洪水前後の名取川河口を図-10、図-11に示す。名取川河口においては津波後に左岸砂浜が後退し、中導流堤と左岸海浜が分離した状態が続いた⁹⁾。その後、徐々に河口部への砂の回帰が進んだ²⁾（図-10）が、今次の洪水により堆積砂がフラッシュされた。洪水発生直前に河口部では浚渫工事が行われ、浚渫砂が河口左



図-9 蒲生干潟通水部の掘削（2015年12月23日）



図-10 洪水前の名取川河口
(2015年9月3日)



図-11 洪水時の名取川河口（2015年9月11日）
(仙台河川国道事務所提供)



図-12 名取川河口砂州フラッシュ
(1986年8月5日, 仙台河川国道事務所提供)



図-13 名取川河口砂州フラッシュ
(1989年8月7日, 仙台河川国道事務所提供)

岸に仮置きされていた。また、図-11に見られるように、左岸砂丘においては海岸堤防の建設が進められている。この海岸堤防先端部より本川寄りの砂丘部において三箇所の決壊が生じている。左岸砂丘は2011年の津波により一度大規模にフラッシュされ、その後に砂の回帰により形成されたものであり、頂部高さが2m程度であることから、洪水位の上昇により容易に砂丘頂部に越流が生じて決壊した。

東日本大震災津波来襲前の名取川河口砂州は、左岸砂州を越えるほどの洪水発生時に幅約100mにわたって河口砂州がフラッシュされ、その後、一ヶ月から一ヶ月半程度の期間でもとの地形に回復していた¹⁰⁾。図-12、図-13に1980年代に観察された名取川河口砂州のフラッシュ状況を示す。図-12、図-13から得られる名取川河口の水際を、図-11の洪水時の水際線、さらには2011年東日本大震災津波直後の汀線とともに図-14に示している。まず、津波直後には左岸砂丘がフラッシュされ、砂丘の一部が島状に残存した。その後、全体的に後退した位置で滑らかな汀線が形成された。図-14によれば津波前後において約140mの汀線後退が認められる。この汀線後退により、前述のように左岸砂州が中導流堤に付着することはなくなった。



図-14 名取川河口の汀線（背景の空中写真は2015年9月11日撮影）

今次の洪水により河口左岸に仮置きされた浚渫砂の一部が数十 m の幅で侵食された。洪水後の河口部の水際線は、図に示した 1980 年代のそれを河川上流方向に汀線後退分だけシフトしたものに酷似しており、津波のもたらしたインパクトが現在の洪水フラッシュ地形に反映されていることが理解される。

5. おわりに

本論文においては、平成 27 年 9 月に発生した関東・東北豪雨による七北田川および名取川における河口地形変化とその後の回復過程について報告した。これらの河口部では 2011 年東日本大震災津波のインパクトが依然残存している。このため、洪水後の最終的な回復地形は津波前のそれと異なっているものと考えられ、今後もモニタリングが重要である。

謝辞：本研究を行うに際して、国土交通省東北地方整備局仙台河川国道事務所、宮城県土木部河川課、(株)テクノシステム、パシフィックコンサルタンツ(株)より貴重な現地資料の提供を受けた。また、本調査は土木学会水工学委員会 H27 年関東・東北豪雨災害調査団東北グループ、および土木学会東北支部 H27 年東北水害調査団としての活動の一環として実施されたものである。ここに記して深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) 平尾隆太郎・田中 仁・梅田 信・Nguyen Xuan Tinh・Eko Pradjoko・真野 明・有働恵子: 東日本大震災津波後の河口地形変化の特徴と問題点、土木学会論文集 B1 (水工学) , Vol.68, No.4, pp.I_1735-I_1740, 2012.
- 2) 盧 敏・三戸部佑太・田中 仁: 東日本大震災津波後の名取川河口地形変化と課題、土木学会論文集 B2 (海岸工学) , Vol. B2-70, pp. I_511-I_515, 2014.
- 3) 盧 敏・田中 仁・三戸部佑太: 東日本大震災津波による鳴瀬川河口地形変化とその回復過程に関する研究、土木学会論文集 B2 (海岸工学) , Vol.71, No.2, I_655-I_660, 2015.
- 4) 田中 仁: 七北田川において観測された中小河川特有の河口現象、土木学会論文集, 第 509 号/II-30, pp.169-181, 1995.
- 5) 宮城県土木部: 七北田川災害復旧事業について, 21p, 2015.
- 6) 前川勝朗: 第 9 章 最上川, 日本の河口 (澤本正樹・真野 明・田中 仁編著), 古今書院, pp.83-93, 2010.
- 7) 前川勝朗・大久保博・掃部闇徹: 導流堤施工に伴う子吉川河口付近の地形変化、農業土木学会誌, Vol.67, No.12, pp.1299-1305, 1999.
- 8) 佐藤賢治: 再びつながった潟湖と七北田川、仙台市科学館蒲生調査レポート、速報版, No.100, 2015.
- 9) Tanaka, H., Tinh, N.X., Umeda, M., Hirao, R., Pradjoko, E., Mano, A. and Udo, K.: Coastal and estuarine morphology changes induced by the 2011 Great East Japan Earthquake Tsunami, Coastal Engineering Journal, Vol.54, No.1, 25p, 2012. doi: 10.1142/S057856341250010
- 10) 渡辺一也・田中 仁: 第 12 章 名取川, 日本の河口 (澤本正樹・真野 明・田中 仁編著), 古今書院, pp.115-122, 2010.

人工衛星と確率密度関数を用いた日本全域の積雪期間の評価*

日本大学工学部土木工学科 齋藤 翼
日本大学工学部土木工学科 朝岡 良浩

1. はじめに

積雪は農業用水や工業用水など水資源として多く利用され、また冷熱源や観光資源としても利用されている。しかし利点だけではなく、災害を引き起こす側面も持ち合わせており、交通障害や家屋倒壊、落雪による事故も毎年多発している。また豪雪による被害や、小雪による代掻き期の流量減少など問題点も多い。日本は国土の約50%が豪雪地帯に指定されており、その中でも約20%が特別豪雪地帯指定を受けている¹⁾。これらの地域でも同様に融解水を重要な水資源として扱っている。このように日本は雪と深い関係があり、豪雪域における積雪の多寡について適切な対策を講じるために、多雪年・小雪年といった極端な積雪年における積雪期間を把握することが重要である。本研究は、第1に積雪期間の極値の推定に適した確率密度関数について検討する。第2に日本全域の積雪期間を確率密度関数を用いて推定し、多雪年と小雪年における消雪旬の極値マップの作成を目的とする。

2. 対象地域

本研究では AMeDAS(Automated Meteorological Data Acquisition System)観測点の積雪深データを用いて消雪日の確率密度関数を構築し、極値の再現性について検討した。確率密度関数を作成した観測点は、一定以上の観測年数が必要であることから、30年以上の積雪深を観測している AMeDAS とし、観測点は99である(図1)。また、衛星データと AMeDAS で時間分解能が異なるため AMeDAS の積雪深データを旬単位とするデータに変換して確率密度関数を構築した。

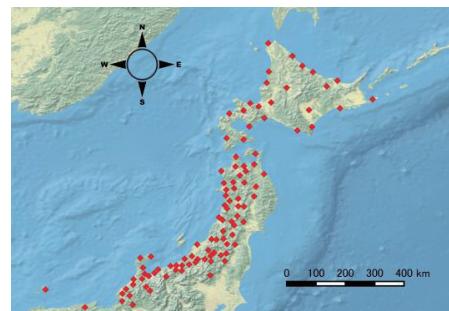


図1 使用した AMeDAS 地点の分布
(N=99)

3. 衛星データ

衛星データによる日本全域の積雪期間の再現には SPOT4(Satellite Pour l' Observation de la Terre)を用いた。観測期間は1999年~2013年、空間解像度は約1kmである。他の人工衛星と比較して観測幅が広く回帰日数が1日であることから日本全域の積雪期間の推定に適している。また、雲の影響を最小限に抑えるために10日を1旬とするコンポジットデータを使用した。本研究では SPOT4 の VEGETATION センサーが観測している赤(0.61~0.68μm)の反射率、近赤外

*Evaluation of snow cover duration over Japan derived from satellite remote sensing and probability density function by Tsubasa Saito and Yoshihiro Asaoka

(0.78~0.89μm)の反射率、中間赤外(1.58~1.75μm)の反射率を使用した。水平分解能は約 1km である。

4. 研究手法

4.1 確率密度関数の推定方法

本研究で積雪期間極値の推定について検討した確率密度関数は正規分布とグンベル分布である。再現性の評価には SLSC(Standard Least Squares Criterion)を用い、以下の式(1), (2)で表せる。SLSC は値が 0 に近いほど適合度が高いといえる。

$$\text{SLSC} = \frac{\sqrt{\sum_i \varepsilon(i)^2 / n}}{|y_{0.9} - y_{0.1}|} \quad (1)$$

$$\varepsilon(i)^2 = (y(i) - y(i)^*)^2 \quad (2)$$

ここで y は reduced variate であり、多くの確率分布に対して次式(3)で表せる。

$$y(i) = \frac{x(i) - c}{\alpha} \quad (3)$$

ここで a, c はそれぞれ尺度母数、位置母数である。なお式(1)中の y_T のように y にサフィックスが付いている場合、 T は非超過確率を意味する。

本研究では全 99 地点の AMeDAS に対して式(1)をそれぞれ当てはめ、正規分布とグンベル分布の SLSC を比較し、最適な確率密度関数を推定した。正規分布は式(4)、グンベル分布は式(5)でそれぞれ表せる。

$$f(x) = \frac{1}{a\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-c}{a}\right)^2\right\} \quad (4)$$

$$f(x) = \frac{1}{a} \exp\left\{-\frac{x-c}{a} - \exp\left(-\frac{x-c}{a}\right)\right\} \quad (5)$$

4.2 積雪判別指標

衛星データを用いた積雪判別に、斎藤・山崎(1999)にならい積雪判別指標 S_3 を用いた²⁾。 S_3 は以下の式(6)で表される。

$$S_3 = \frac{\text{band3(band2-band4)}}{(\text{band3+band2})(\text{band3+band4})} \quad (6)$$

ここで、band2：赤の反射率、band3：近赤外の反射率、band4：中間赤外の反射率である。

本研究では Shimamura et al., 1999 に倣い³⁾、 S_3 の値が 0.05 以上なら積雪、0.05 未満なら無積雪と判別した。

4.3 積雪期間の抽出

1999 年~2013 年の 10 日を 1 旬としたコンポジットデータを用いて、各グリッドに式(4)を当てはめ積雪の有無を判別した。各年 1 月 1 日から 8 月 31 日までの計 36 旬の積雪判別を行い、各グリッドにおいて積雪から無積雪になる旬を抽出した。日本全域 1920×1680 グリッドを対象として計 15 年分の積雪期間マップを作成した。

5. 結果

5.1 確率密度関数

全99地点のAMeDAS観測点に式(1)を代入して各確率密度関数に対するSLSCを求め、適合度を評価した。図3はAMeDASの日単位の観測値を確率密度関数に当てはめたSLSCである。またSPOTのデータは10日を1旬とするコンポジットデータのため、AMeDASの日データを旬データに変換してSLSCを求めた(図4)。日単位・旬単位のSLSCの平均をそれぞれ表1に示す。双方のSLSCで正規分布がグンベル分布より値が小さくなつたため、正規分布の適合度が高いといえる。また日単位から旬単位に変換しても結果に大きな差は現れず、正規分布の適合度が高いことより、積雪期間の極値を推定する確率密度関数として、正規分布が適していると判断した。

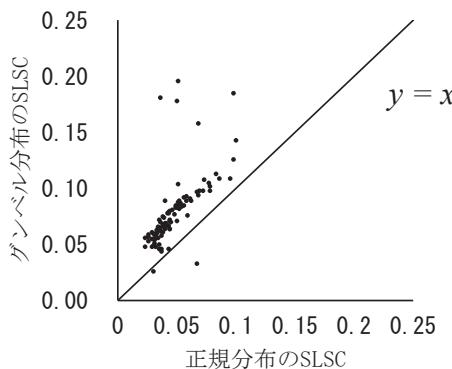


図3 正規分布・グンベル分布のSLSCの比較
(日単位)

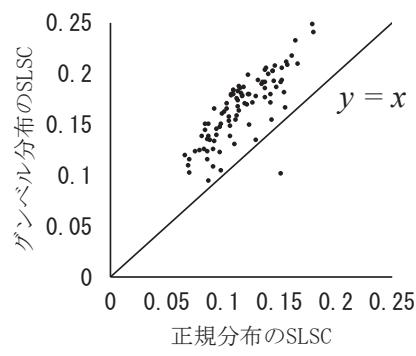


図4 正規分布・グンベル分布のSLSCの比較
(旬単位)

表1 AMeDAS観測点のSLSCの平均

確率密度関数	日単位	旬単位
正規分布	0.05	0.12
グンベル分布	0.08	0.17

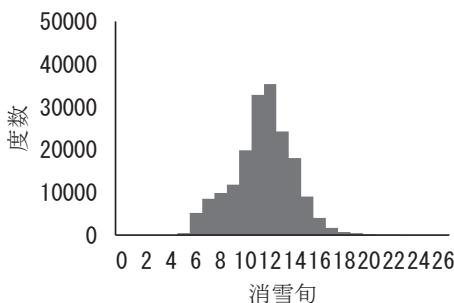


図5 消雪旬の平均値の度数分布

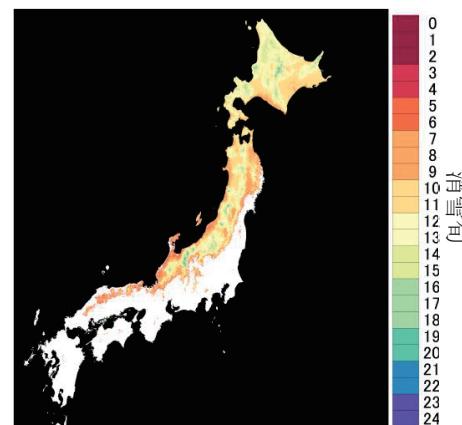


図6 消雪旬の平均値
(1999～2013年)

5.2 積雪期間

5.2.1 衛星データによる積雪期間の抽出

図5に1999～2013年の15年分の消雪旬の平均値の度数分布図を示す。また図6に15年間の消雪旬の平均値を示す。これらの図では消雪旬を1月1日からの旬数で示している。図5より対象メッシュ内の平均値は11旬であり、61%は消雪旬が10～13旬となった。東北および北海道ではほとんどのグリッドで9旬以上の積雪が確認できた。また17旬以上のグリッドが4%ほど存在し、これらは石狩山地などの山岳域に分布していた。

5.2.2 確率密度関数の適用

衛星データから抽出した各年の消雪旬が3旬以下はデータ無しとし、15年分のデータのうち13年以上のデータがあるグリッドを対象とした。確率密度関数を作成するにあたり式(4)の尺度母数 a 、位置母数 c を各グリッドで求めた。

$$f(x) = \frac{1}{100} \times \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}x^2\right) \quad (5)$$

式(5)より超過確率・非超過確率が0.1となる x の値をそれぞれ求めた。 x は標準正規分布の値であるため、式(6)を用いて一般正規分布の変数 x' に変換した。

$$x' = ax + c \quad (6)$$

超過確率が0.1となる x' の値を再現確率10年の多雪年の消雪旬、同様に非超過確率が0.1となる x' の値を再現確率10年の小雪年の消雪旬とした。それぞれの度数分布を図7、図8に示す。また図9に推定値から作成したマップを示す。再現期間10年の多雪年の対象メッシュ内の平均値は13旬、72%は消雪旬が12～15旬となった。また17旬以上のグリッドが9%ほど存在した。消雪旬の平均値と比較すると5%増加している。再現期間10年の小雪日の対象メッシュ内の平均値は9旬、64%は消雪旬が9～12旬となった。また4旬以下のグリッドが10%ほど存在した。これらは北緯37度以下に多く分布した。消雪旬の平均値では4旬以下が確認できなかつたため10%増加した。再現期間10年の多雪年と小雪年、消雪旬の平均をそれぞれ比較すると平均値は約3旬の差が生じた。

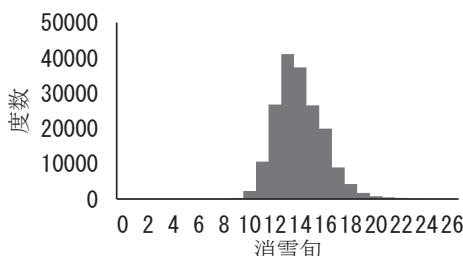


図7 多雪年の消雪旬の度数分布
(再現期間 10 年)

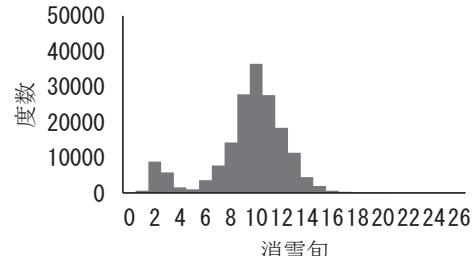


図8 小雪年の消雪旬の度数分布
(再現期間 10 年)

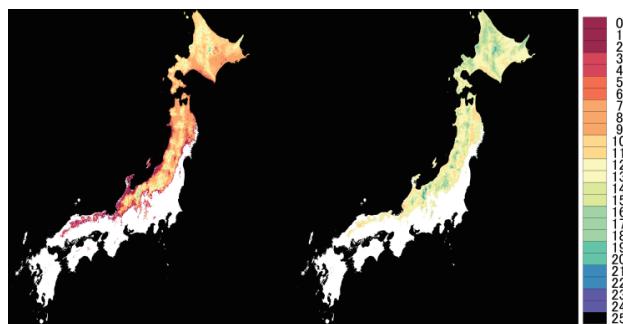


図 9 確率密度関数から推定した消雪旬

左：再現期間 10 年(小雪年)、右：再現期間 10 年(多雪年)

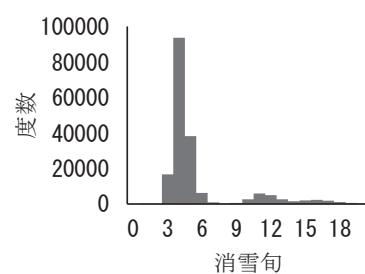


図 10 多雪・小雪の差の度数分布

5.3 再現期間 10 年の消雪旬

5.3.1 多雪年・小雪年における消雪旬の差と緯度の関係

本研究で求めた 10 年に 1 回の多雪年・小雪年の消雪旬の差を対象地域全域で求めた。度数分布を図 10 に示す。差の頻度に度数のピークが 2 つあることが確認できる。本研究では頻度が多く集まる差が 9 旬以下を対象にして差のマップを作成した(図 11)。北緯 40 度以上の地域の約 90% は差が 4 旬以下である。また 7 旬以上のメッシュのうち約 70% が北緯 37 度以下に集中している。図 12 に多雪年・小雪年の差と緯度の関係を示した。図中のプロットは各差の緯度の平均を表し、標準偏差をエラーバーで表した。図 12 より差が大きくなるにつれて緯度の平均が下がっていることが分かる。図 11、図 12 より緯度が下がるにつれて差が大きくなる傾向にあるといえる。

5.3.2 多雪年・小雪年における消雪旬の差と標高の関係

5.3.1 で求めた多雪年・小雪年の消雪旬の差と消雪旬の平均の関係を図 13 に、多雪年・小雪年の消雪旬の差と標高の関係を図 14 に示す。いずれの図もプロットは平均を表し、エラーバーは標準偏差を表している。

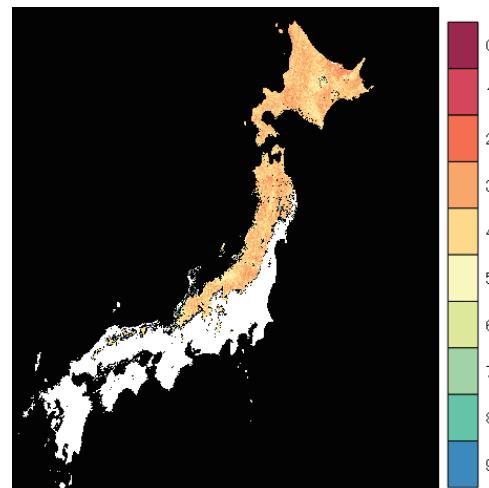


図 11 多雪年の消雪旬と小雪年の消雪旬の差

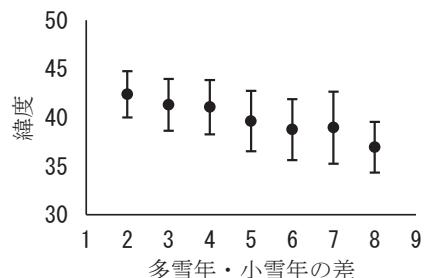


図 12 多雪年と小雪年の消雪旬の差と緯度の関係

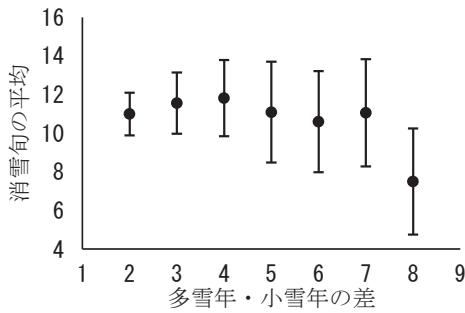


図 13 多雪年・小雪年の差と消雪旬の平均
(バーは標準偏差を示す)

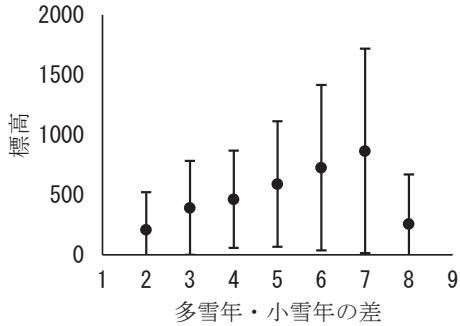


図 14 多雪年・小雪年の差と標高
(バーは標準偏差を示す)

図 13 より差が大きくなるにつれ消雪旬の平均の標準偏差が大きくなっていることが確認できる。これは低緯度の消雪旬の変動が大きいことが影響すると考えられる。図 14 より差が大きくなるにつれ平均と標準偏差のどちらも大きくなっていることが確認できる。これは差が大きいところが低緯度の標高が低いところと、山岳域などの標高が高いところに別れているために標準偏差が大きくなったと考えられる。

6. おわりに

本研究は人工衛星データと確率密度関数を用いて再現期間 10 年の消雪日マップを作成した。また再現期間 10 年の多雪年・小雪年における消雪旬の差と緯度、標高および消雪旬の平均との関係について検討した。本研究で得られた成果は、極端な積雪条件の対策に有益であると考えられる。今後の衛星データの蓄積に伴い、人工衛星データを用いた積雪期間の極値推定について検証することが課題である。

参考文献

- 1) 国土交通省(2012): 豪雪地帯対策基本計画.
- 2) 斎藤篤思・山崎剛(1999): 積雪のある森林域における分光反射特性と植生・積雪指標, 水文・水資源学会誌, Vol. 12, No. 1, pp. 28-38.
- 3) Shimamura Y, Izumi T and Matsuyama H (2006): Evaluation of a useful method to identify snow-covered areas under vegetation – comparisons among a newly proposed snow index, normalized difference snow index, and visible reflectance, International Journal Remote Sensing, Vol. 27, No. 21, pp. 4867–4884.

阿賀野川流域における積雪分布の長期変動*

日本大学工学部土木工学科 佐藤 豪
日本大学工学部土木工学科 朝岡 良浩

1. はじめに

IPCC 第5次評価報告書によると、北半球高緯度において積雪面積の減少が報告されている。北半球中緯度に位置する日本の阿賀野川流域は温帯気候に属し、世界でも有数の豪雪地帯である。積雪は豊富な水資源として生活用水、かんがい用水、水力発電などに利用されている。

温帯の豪雪域における積雪量の長期変動を評価した研究事例は少なく、気候変動の影響検出および積雪を有効活用するうえで重要である。本研究では積雪水量推定モデルを用いて阿賀野川流域の積雪分布を推定し、長期変動について評価することを目的とする。

2. 河川流域の概要

研究対象地域は一級河川阿賀野川流域である。阿賀野川は栃木・福島県境の荒海山（標高1,580m）に源を発し、山間部を北流し、会津盆地を貫流した後、猪苗代湖から流下する日橋川等の支川や阿賀野川水系最大の支川である只見川を合わせて、新潟県に入る。以後五泉市馬下より新潟平野に出て、新潟市松浜において日本海に注ぐ一級河川である。猪苗代湖からは安積疏水によって郡山盆地へ導水されている。流域の概要を表1に示す。流域は、新潟県、福島県、群馬県にまたがり、新潟市や会津若松市など9市13町6村からなる。流域の土地利用は山地等が約87%，水田や畠地等の農地が約10%，住宅等の市街地が約3%となっている。

3. データセット

本研究で解析に使用した標高データ、流域界データは国土数値情報を使用した。阿賀野川流域の日平均気温分布、日水蒸気圧分布、日降水量分布は地域気象観測 AMeDAS(Automated Meteorological Data Acquisition System)の気温デ

表1 阿賀野川流域の概要¹⁾

項目	諸元
流域面積	7,710km ²
水路延長	210km
流域内人口	約59万人
支川数	248
流域関係都県	新潟県、福島県、群馬県

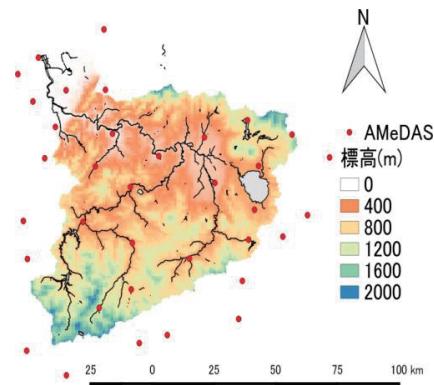


図1 AMeDAS 観測点

*Long term change in snow water equivalence distribution in the Agano River basin by Takeshi Sato and Yoshihiro Asaoka

ータ，降水量データ，水蒸気圧データを用いて作成した。使用した AMeDAS 観測点(図 1)は流域内 19 地点を含む合計 37 地点である。

4. 積雪水量分布の推定

4.1 積雪水量分布

研究対象地域は阿賀野川流域(流域面積 7,710km²)である。積雪水量は流域内の各グリッドに式(1)を適用して推定した。

$$\frac{d(SWE)}{dt} = SF - Melt \quad (1)$$

ここで，SWE は積雪水量(mm)，SF は日降雪量(mm/day)，Melt は日融雪量(mm/day)，dt は計算時間間隔(1 日)である。グリッドの空間解像度は dx=1km とした。計算期間は 1985 年から 2015 年の 30 年間とし，各年の 10 月 1 日から翌年 7 月 31 日まで計算した。

4.2 日平均気温分布

日平均気温分布は，流域内の各グリッドに AMeDAS の気温の日単位観測データと気温減率及び，式(2)に示す重み付距離平均法を用いて空間補完した。気温減率は標準大気を仮定して 0.6°C/100m とした。

4.3 日降雪量分布

流域内の各グリッドに AMeDAS の降水量の日単位のデータと重み付距離平均法，式(2)を用いて降水量を求めた。

$$Pr = (1 + Csf(z - elv_{obs}))Pr_{obs} \quad (2)$$

ここで，Pr はグリッドの降水量(mm/day)，Pr_{obs} は AMeDAS 観測点の降水量(mm/day)，Csf は標高の変化に対する降水量の変化を示す補正係数で，Csf=0.001(m⁻¹)である²⁾。z はグリッドの標高(m)，elv_{obs} は AMeDAS 観測点の標高(m)である。式(3)に示す降水形態判別式³⁾を用いて各グリッドの降水量を降雨と降雪に分け，日降雪量(mm/day)を推定した。

$$s = \begin{cases} 1 - 0.5\exp(-2.2(1.1 - TW)^{1.3}), & TW < 1.1^\circ\text{C} \\ 0.5\exp(-2.2(TW - 1.1)^{1.3}), & TW \geq 1.1^\circ\text{C} \end{cases} \quad (3)$$

ここで，s は降水量に対する降雪量の割合，TW は湿球温度である。

4.4 融雪量分布

融雪量は流域内の各グリッドに融雪量は式(4)に示す Degree-day 法⁴⁾を適用して推定した。

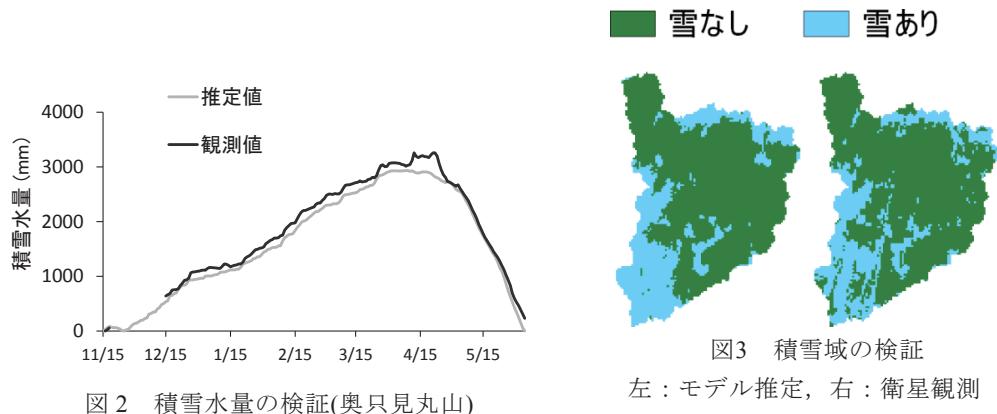
$$Melt = k \times Ta \quad (4)$$

ここで，Melt は融雪量(mm/day)，k は融雪係数，Ta は日平均気温(°C/day)である。

5. 結果

5.1 計算結果の検証

奥只見丸山の積雪重量計による積雪水量の実測値⁵⁾とモデルによる推定値を比較した(図2)。積雪の季節による変動をモデルによる推定値は表せており、最大値の相対誤差は10%、積雪期間の平均誤差(MAE)は114mm/dayであった。積雪量の空間分布の検証として衛星画像から抽出した積雪域⁶⁾とモデルから推定した積雪域を比較した。図3に2014年5月5日の結果を示す。積雪の有無の一一致率は80%以上と概ね良好な精度であった。以上より、今回使用した積雪水量推定モデルは本研究において、一定の精度があるといえる。



5.2 積雪水量の長期変動

年最大流域積雪水量の長期変動を図4に示す。また、流域内 AMeDAS(12地点)の冬季(12月、1月、2月)の降水量と平均気温ならびに流域積雪水量を表3に示す。対象期間の後半(2001~2015

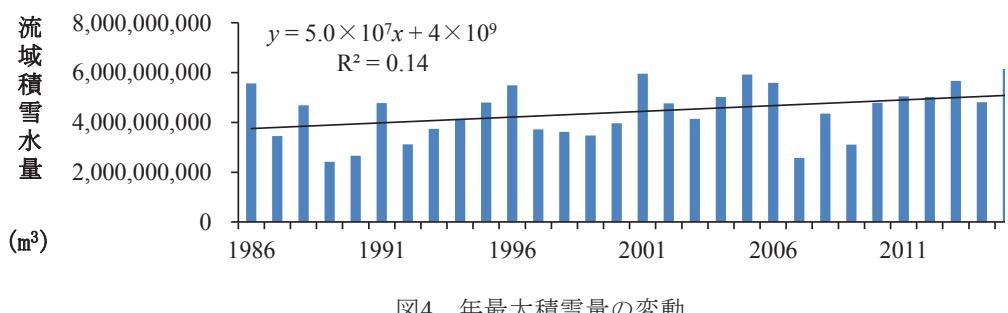


表3 冬季(12~2月)の観測気温・降水量と推定流域積雪水量の平均値

期間	気温 (°C)	標準偏差 (°C)	降水量 (mm)	標準偏差 (mm)	流域積雪水量 (m³)	標準偏差 (m³)
1985~2015	-0.84	0.80	1930.1	295.5	4.41×10^9	1.06×10^9
1985~2000	-0.71	0.79	1569.0	284.1	3.97×10^9	0.94×10^9
2001~2015	-0.97	0.79	2026.4	274.5	4.85×10^9	1.01×10^9

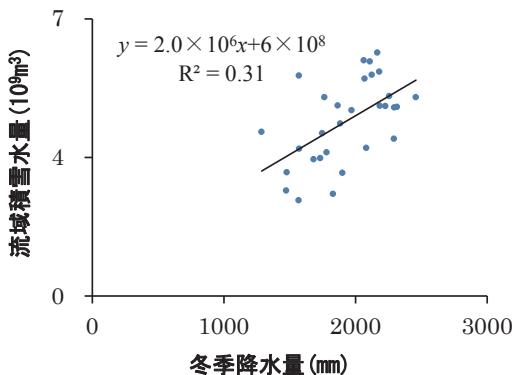


図 5 流域積雪水量と冬季降水量

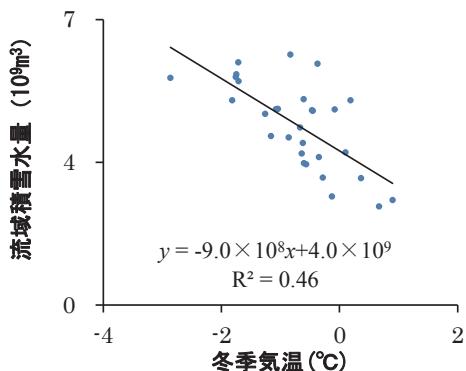


図 6 流域積雪水量と冬季気温

表 4 流域積雪水量・融雪量の統計値

	最大流域 積雪水量(m^3)	堆積基準 日数(*)	融雪基準 日数(*)	3月流域 融雪量(m^3)	4月流域 融雪量(m^3)	5月流域 融雪量(m^3)
上位 6 年	5.81×10^9	105	201	1.07×10^9	2.29×10^9	1.94×10^9
中位 18 年	4.46×10^9	112	193	1.18×10^9	2.56×10^9	1.06×10^9
下位 6 年	2.89×10^9	105	181	1.12×10^9	2.07×10^9	4.53×10^8

(*)10月1日からの日数を示す。

年)は前半(1985~2000年)と比較して気温は僅かに低く、降水量は僅かに増加している。流域の積雪量は長期的に僅かな増加傾向を示し、年較差は大きい。図5に流域積雪水量と冬季降水量の関係を示す、冬季の降水量が多いと流域積雪水量が増加する。図6に流域積雪水量と冬季気温の関係を示す。気温が低い年の積雪は多く、気温が高い年の積雪は減少する。降水量と気温に相関関係は見られなかった。

5.3 多雪年・小雪年の統計値

年最大流域積雪水量を指標として、対象期間30年間を上位6年(2015年、2001年、2005年、2013年、2006年、1986年)、中位18年、下位6年(1989年、2007年、1990年、2009年、1992年、1987年)に分類した統計値を表4に示す。上位6年の年最大流域積雪水量は中位18年の130%、下位6年の年最大流域積雪水量は中位18年の65%であった。本研究では堆積基準日数は各年10月1日から年最大流域積雪水量の50%に到達するまでの日数とした。同様に融雪基準日数は各年10月1日から年積算流域融雪量の50%に到達するまでの日数とした。図7に堆積基準日と融雪基準日の設定方法を示す。表4から堆積基準日数は上位6年と下位6年でほぼ等しく、中位18年より短縮(早期化)している。融雪基準日数においては、年間最大流域積雪水量の多い年は、融雪期間が長期化することから5月の流域融雪量が増加する。図8に上位6年の流域積雪水量を、図9に下位6年の流域積雪水量を示す。上位6年では3月頃に最大値に達するが、

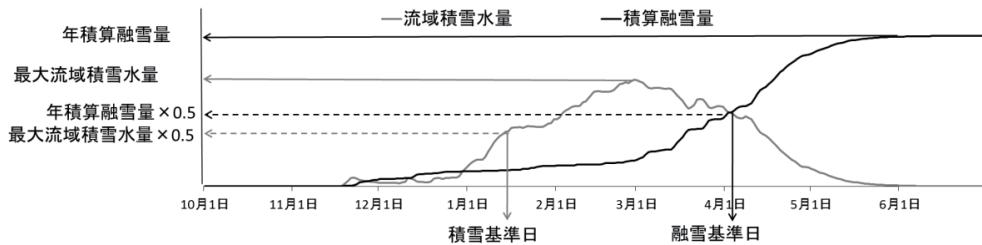


図 7 堆積基準日と融雪基準日

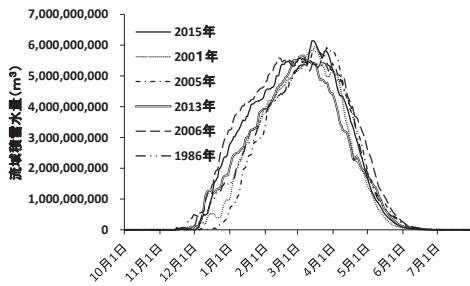


図 8 上位 6 年流域積雪水量

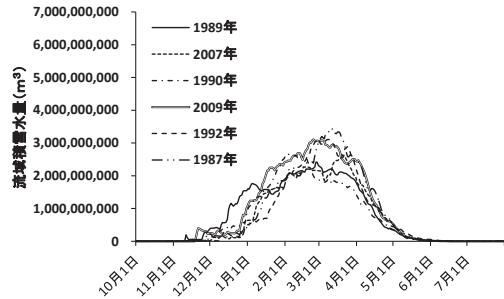


図 9 下位 6 年流域積雪水量

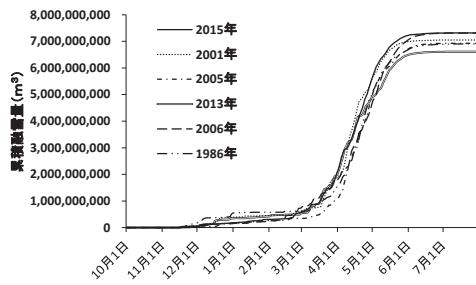


図 10 上位 6 年積算融雪量

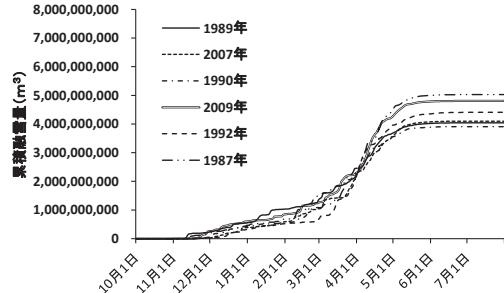


図 11 下位 6 年積算融雪量

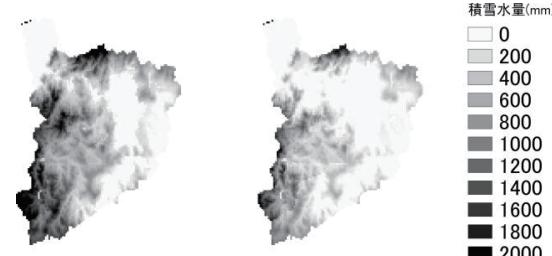


図 12 積雪水量分布図

左 : 2015/4/5 右 : 1987/4/5

下位 6 年では 1 月頃から増減を繰り返している。上位 6 年では下位 6 年の 2 倍近く積雪がある。図 10 に上位 6 年の積算融雪水量、図 11 に下位 6 年の積算融雪水量を示す。下位 6 年は上位 6 年よりも早期に融雪が始まり、融雪基準日数は 20 日ほど早い。図 12 に年最大流域積雪水量の上位 6 年の中で最大である 2015 年の 4 月 5 日と、年最大流域積雪水量が下位 6 年の中で最大(30 年の内 25 番目)である 1987 年の 4 月 5 日の流域積雪水量分布図を示す。日本海に近い山岳域において積雪水量の差が明確に異なる。一方で新潟平野や会津盆地などの地域では明確な違いは見られない。

5. おわりに

本研究では、積雪水量推定モデルを用いて阿賀野川流域を対象として 1985 年から 2015 年までの積雪水量と融雪量を推定した。これにより、年積雪水量は長期的に僅かな増加傾向を示し、さらに年較差が大きいことを明らかにした。融雪基準日数は多雪年と小雪年で約 20 日の変動があった。今後は多雪年および小雪年といった極端気候等における水資源運用について検討する必要がある。

謝辞

本研究で利用した積雪重量計の観測データは国立研究開発法人 防災科学技術研究所から提供して頂きました。ここに記して謝意を示します。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局,阿賀野川水系の流域及び河川の概要（案）,平成 19 年 7 月 11 日.
- 2) Yoshihiro Asaoka and Yuji Kominami (2012) : Spatial snowfall distribution in mountainous areas estimated with a snow model and satellite remote sensing, Hydrological Research Letters, Vol.6, pp. 1-6.
- 3) Yamazaki, T. (2001): A one-dimensional land surface model adaptable to intensely cold regions and its applications in Eastern Siberia. J. Meteor. Soc. Japan, 79, 1107-1118.
- 4) Yoshihiro ASAOKA, Yuji KOMINAMI (2013): Incorporation of satellite-derived snow-cover area in spatial snowmelt modeling for a large area: determination of a gridded degree-day factor, Annals of Glaciology, Vol.54(62), pp.205-213.
- 5) Yamaguchi Satoru; Abe Osamu; Nakai Sento; Sato Atsushi(2011): Recent fluctuations of meteorological and snow conditions in Japanese mountains, Annals of Glaciology. Vol. 52, No. 58, pp. 209-215.
- 6) 斎藤 翼・朝岡良浩：人工衛星と確率密度関数を用いた日本全域の積雪期間の評価,東北地域災害研究, 投稿中.

積雪寒冷地の木造住宅の強風被害予測に関する研究

－小屋組接合部の耐力評価－*

東北大学工学部建築・社会環境工学科 吉田早智子
 東北大学大学院工学研究科 今野大輔
 京都大学防災研究所 ガヴァンスキ江梨
 東北大学大学院工学研究科 植松康

1. はじめに

台風や竜巻などの強風による建物被害は屋根部において多く、既往の木造住宅等の強風被害事例では、屋根葺き材だけではなく野地板や小屋組の被害も多い¹⁾。また、北海道、東北地方などの積雪寒冷地では、住宅の設計時において積雪や地震に比べて強風に対する配慮が十分ではないと考えられる^{2) 3)}。具体的には、雨戸が無い住宅が多いため飛散物等による開口部の被害が起きやすいことなどが挙げられる。また、開口部の破壊は強風が室内に吹き込み内圧が上昇することで屋根部において大きな構造被害に結びつくと考えられている²⁾。そのため、1991年の台風19号による東北地方の強風被害、2004年の台風18号による北海道の強風被害(図1)、2006年11月に佐呂間町で発生した竜巻被害などにおいて小屋組の被害が多く報告されている^{4) 5)}。また、このとき小屋組の被害の多くは垂木接合部にみられている。このような背景から、積雪寒冷地の小屋組の被害を低減するための対策を行うことが必要である。

小屋組の被害を低減させるためには、小屋組の強風被害予測モデルを確立する必要がある。その結果から適切な耐風性能が確保できるように設計や修繕を行うことで被害を最小限に留めることができると考えられる。このような確率モデルを確立するためには、小屋組の耐力のモデルと小屋組に作用する外力のモデルを確立する必要がある。植松ら⁶⁾は、耐力のモデルを過去の強風時の風速記録と被害率に基づいて推定しているが、この手法は積雪寒冷地の個々の建物の建築様式に対応させたものではない。そこで、本研究では実物大耐力試験の結果に基づいて、耐力のモデル化を行う。垂木接合部の耐力試験に関しては、喜々津・河合の研究⁷⁾がある



図1 小屋組の被害

が、その試験条件は1パターンにとどまっており、積雪寒冷地の住宅の特徴に対応した各種の垂木接合部の耐力を包括的に評価できるとは言い難く、様々な接合部パターンに対応した小屋組の耐力モデルの確立が必要であると考えられる。以上より、本研究の目的を小屋組の強風被害予測のための、実物大耐力試験の結果に基づいた耐力モデルの提案とする。

* Development of a stochastic model for predicting wind-induced damage to wooden houses in snowy cold region : Experiment on wind resistance of roof frame joints by Sachiko Yoshida, Daisuke Konno, Eri Gavanski, Yasushi Uematsu

2. 試験概要

既往の研究よれば積雪寒冷地の大半の地域で勾配屋根が用いられており、用いられている屋根勾配は様々である⁸⁾。したがって、本試験では屋根勾配など様々なパラメータを考慮し実物大耐力試験を行い、耐力に及ぼすそれらのパラメータの影響を検討する。

本試験では、木造軸組工法で建てられた住宅の垂木軒桁接合部を再現した試験体を用いて引張載荷を行う。試験目的は主に以下の2点であり、これらは本研究で最終的に目標としている強風被害予測モデルにおける耐力評価の一要素となる。具体的な検討課題は以下のようである。

- (1) 強風被害予測のための、垂木接合部耐力の統計値の取得
- (2) 屋根勾配、載荷速度、位置決めの釘の有無、垂木の支持間隔、軒桁の材種による耐力への影響の検証

2.1 試験体

試験体はハウスメーカーの方から伺った最も一般的な材料、工法を選択し作成した。試験体の概要を図2に示す。なお、接合部については、Zマーク表示金物規格のひねり金物ST-12による接合とした。垂木については断面寸法を60×45 mm、長さを540 mm、材種をスギとした。軒桁については断面寸法を105×105 mm、長さを300 mm、材種をスギ、またはベイマツとした。表1に試験体一覧を示す。試験においては、屋根勾配、載荷速度、垂木の位置を合わせるために打つ位置決めの釘の有無、垂木の支持間隔、軒桁の材種の5つをパラメータとする。屋根勾配の影響は3.5-2P、2.5-2P、6-2Pを比較することで、また載荷速度の影響は3.5-2P、3.5-8P、3.5-32Pを比較することで検討できる。なお、3.5-2CNは喜々津らの行った試験⁷⁾で用いたパラメータとすべて同じにすることで、本実験の妥当性検討を行うことを目的として加えた。また最後の3.5-2Cは、それ以外の試験をすべて行った結果、位置決めの釘の有無が垂木接合部耐力に与える影響が大きいと推察されたため、位置決めの釘の有無の影響を検することを目的として加えた。試験体数は各20体であり、各条件間で平均寸法、平均含水率、平均密度が概ね等しくなるように設定した。さらに、木材は木の根に近い部分(元)と梢に近い部分(末)では、性質が異なるため、各条件間で偏りがないように注意して試験体の作成を行った。

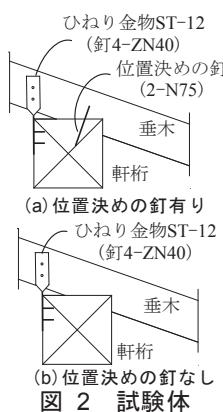


表1 試験体一覧

試験記号	屋根勾配	載荷速度 (kN/min)	位置決めの釘	支持間隔 (垂木)	材種 (軒桁)	試験体数
3.5-2P	3.5寸 (19.3°)					
2.5-2P	2.5寸 (14.0°)	2				
6-2P	6寸 (31.0°)		有	300	ベイマツ	
3.5-8P		8				
3.5-32P	3.5寸	32				
3.5-2CN	(19.3°)	2	無	400	スギ	
3.5-2C			有			

2.2 試験方法

本試験は、(公財)日本住宅・木材技術センター発行の「木造建築物用接合金物認定事業における接合金物試験法規格(Zマーク表示金物)」⁹⁾の中の「垂木一軒桁金物の試験方法」を参考に行った。実際の風荷重は垂木に対して垂直に作用することから、本試験では図3のように試験体を傾けて垂木に垂直に力を作用させた。また、安全性を考慮し加力が最大荷重に達した後、最大荷重の10%にまで低下するまで加力することとした。

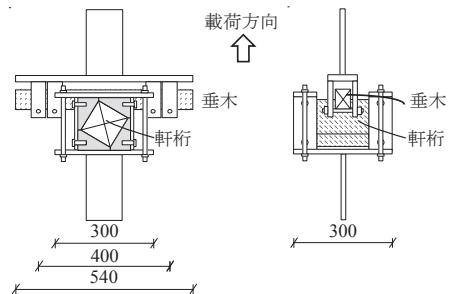


図3 載荷方法

3. 試験結果

各条件下でなされた20体の試験結果について最大荷重の平均値、標準偏差、変動係数、最大荷重、最小荷重を表2に示す。

破壊性状は図4に示すように、垂木の割れ、垂木に取り付けてあるひねり金物の釘の引き抜け、軒桁の割れ、軒桁に取り付けてあるひねり金物の釘の引き抜けの4種類に分類される。

表2 試験結果の統計値

試験記号	平均値	標準偏差	変動係数	最大荷重	最小荷重
3.5-2P	2.94 (kN)	0.48 (kN)	0.16	4.18 (kN)	2.10 (kN)
2.5-2P	3.60 (kN)	0.51 (kN)	0.14	4.46 (kN)	2.77 (kN)
6-2P	3.12 (kN)	0.53 (kN)	0.17	3.98 (kN)	2.01 (kN)
3.5-8P	3.40 (kN)	0.47 (kN)	0.14	4.37 (kN)	2.52 (kN)
3.5-32P	3.29 (kN)	0.33 (kN)	0.10	4.01 (kN)	2.54 (kN)
3.5-2CN	2.44 (kN)	0.37 (kN)	0.15	3.11 (kN)	1.83 (kN)
3.5-2C	3.17 (kN)	0.41 (kN)	0.13	3.94 (kN)	2.59 (kN)



図4 破壊性状の分類

3.1 試験の妥当性検討

最大荷重を昇順に並べ、Thomas法(式(1.1))を用いてそれぞれの最大荷重に対する非超過確率を計算した結果、累積分布関数、破壊確率を図5に示す。

$$F = \frac{i}{N+1} \quad (1.1)$$

ここで、 F : 破壊確率、 i : 昇順に並べたものの順位、 N : 総数

試験体数は、本研究では 20 体であるのに対し、喜々津らの研究⁷⁾では 6 体であったため、図 5 に示したそれぞれの最大荷重の累積分布関数には多少の差がみられたと考えられる。そこで、2 つの分布が同じ分布から得られたものであるという帰無仮説に対して、コルモゴロフ・スミルノフ検定により検証したところ、信頼区間 95%において、その帰無仮説は採択されることが分かった。以上より、本試験は、既往の研究と同様に評価できるといえる。

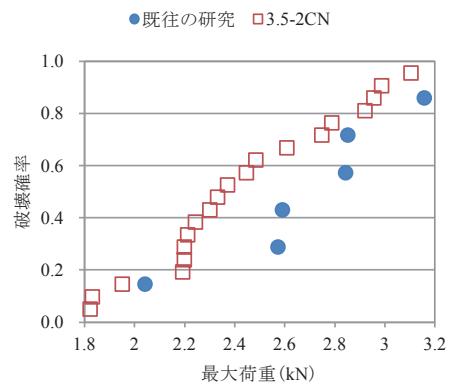


図 5 最大荷重の累積分布関数

3.2 破壊性状

表 3 に、各条件に対する破壊性状と破壊性状ごとの最大荷重の平均値を示す。これより、破壊性状のほとんどが垂木の割れ、垂木の釘の引き抜けであったことが分かる。また、どの条件においても最大荷重の平均値は、破壊性状が垂木の割れである試験体よりも垂木の釘の引き抜けである試験体の方が大きい。

各条件の特徴をみると、屋根勾配が 2.5 寸である 2.5-2P と位置決めの釘が打たれていない 3.5-2CN は、破壊性状として垂木の釘の引き抜けが特に多い。これは、2.5-2P においては低勾配であるため釘の打たれる位置が垂木の上の方になり、割れが起きにくくなるためと推察される。3.5-2CN においては、それ以外の試験体との違いとして、位置決めの釘が打たれていないため、接合部の固定度が低く垂木の回転がしやすいため付加曲げモーメントがかかりやすいうことなどが考えられるが、なぜ破壊性状として垂木の釘の引き抜けが多くみられたのかは不明であった。また、破壊性状として軒桁の割れ、軒桁の釘の引き抜けがみられた 3.5-2CN と 3.5-2C は、いずれも軒桁の材種がスギであった。また、3.5-2CN と 3.5-2C の軒桁の平均密度は、材種が異なるため他の条件よりも小さい値を示していた。木材の力学的特性として一般に密度と各種強度はほぼ比例関係にあることが分かっている¹⁰⁾。したがって、3.5-2CN と 3.5-2C は他の条件よりも軒桁の各種強度が小さいため、破壊性状として軒桁の割れ、軒桁の釘の引き抜けがみられたと考えられる。

表 3 各試験における破壊性状の分類と平均最大荷重

試験記号	垂木の割れ	釘の引き抜け		軒桁の割れ	釘の引き抜け
		垂木	軒桁		
3.5-2P	20体				
	2.94 (kN)				
2.5-2P		10体			
		3.42 (kN)	3.79 (kN)		
6-2P	20体				
	3.12 (kN)				
3.5-8P		3体			
		3.36 (kN)	3.61 (kN)		
3.5-32P	19体	1体			
	3.28 (kN)	3.54 (kN)			
3.5-2CN	7体	12体		1体	
	2.33 (kN)	2.45 (kN)		2.92 (kN)	
3.5-2C	17体	1体	1体	1体	
	3.12 (kN)	3.47 (kN)	3.44 (kN)	3.30 (kN)	

3.3 各パラメータの影響

各パラメータの中でも特に影響がみられた屋根勾配、位置決めの釘の影響について以下に示す。

3.3.1 屋根勾配の影響

屋根勾配の影響を検するために 3.5-2P(3.5 寸:19.3°), 2.5-2P(2.5 寸:14.0°), 6-2P(6 寸:31.0°) の結果を比較する。これらの試験体では屋根勾配以外のパラメータはすべて同じである。**表 2** より、最大荷重の平均値は 2.5-2P, 6-2P, 3.5-2P の順に大きいことが分かる。特に、2.5-2P は特に大きな値を示している。次に、**3.1 節**と同じ方法を用いて、最大荷重の平均値の累積分布関数を**図 6(a)**に示す。このとき、3.5-2P と 6-2P, 6-2P と 2.5-2P(垂木の割れ), 2.5-2P(垂木の割れ)と 2.5-2P(釘の引き抜け(垂木))の組み合わせについては、信頼区間 95% のコルモゴロフ・スマルノフ検定によって同じ分布であるという帰無仮説が採択された。2.5-2P(釘の引き抜け(垂木))と屋根勾配が異なる条件の組み合わせでは採択されなかつたが、これは屋根勾配が低勾配である場合においては破壊性状が変化することによると考えられる。しかし、少なくとも今回の結果からは屋根勾配 3.5 寸と 6 寸に対して屋根勾配が耐力値に与える明確な影響は認められない。

3.3.2 位置決めの釘の影響

位置決めの釘の影響を検するために 3.5-2CN(釘なし)と 3.5-2C(釘あり)の結果を比較する。これらの試験体では位置決めの釘以外のパラメータはすべて同じである。**表 2** より、最大荷重の平均値は 3.5-2C の方が、3.5-2CN より大きいことが分かる。これら 2 つの最大荷重の平均値の違いは顕著であり、位置決めの釘の有無が垂木軒桁接合部の耐力に及ぼす影響は大きいと考えられる。次に、**3.1 節**と同じ方法を用いて、最大荷重の平均の累積分布関数を**図 6 (b)**に示す。このとき、3.5-2CN(垂木の割れ)と 2.5-2C(垂木の割れ), 3.5-2CN(釘の引き抜け(垂木))と 2.5-2C(垂木の割れ)については、信頼区間 95% のコルモゴロフ・スマルノフ検定によって同じ分布であるという帰無仮説が棄却された。つまり、位置決めの釘の有無は耐力値に有意の影響を及ぼすと判断できる。

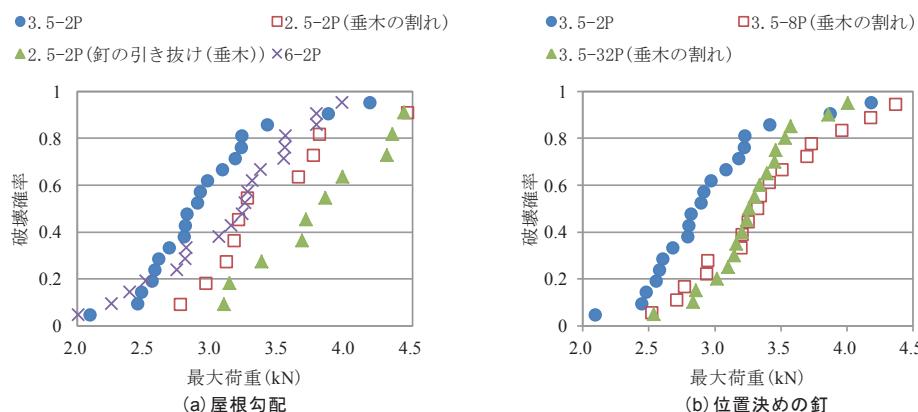


図 6 最大荷重の累積分布関数

4. 確率分布の算定

小屋組の耐力モデルを構築するために、試験で得られた耐力データがどのような確率分布に適合できるかを検する。既往の木材に関する研究¹¹⁾において確率分布として正規分布、対数正規分布、ワイブル分布の適合性を検討していることから、本研究においてもこれら3つの確率分布の適合性を検証する。表4に正規分布、対数正規分布、ワイブル分布に当てはめたときの対数尤度を示し、表中の網掛けしたものが最も適合性の良い確率分布である。対数尤度は、確率分布との適合性を表す指標であり、数値が大きいほど、その確率分布との適合性が良いとされている。表4より、多くの条件で対数正規分布の適合性が最も良いことが分かる。また、2.5-2P(釘の引き抜け(垂木))、6-2P、

3.5-32P(垂木の割れ)、3.5-2CN(釘の引き抜け(垂木))においては、異なる分布間の結果に有意な差が得られなかつたため、喜々津らの研究⁷⁾において、小屋組の耐力の確率分布として用いられている対数正規分布に近似することとする。以上より、小屋組の耐力モデルの確率分布としては概ね対数正規分布を用いることができると考えられるが、破壊性状に変化がある場合は、考慮が必要であるといえる。

表4 各条件の対数尤度

	3.5-2P	2.5-2P	2.5-2P
		垂木の割れ	釘の引き抜け
正規分布	-13.61	-6.81	-6.53
対数正規分布	-12.61	-6.36	-6.62
ワイブル分布	-15.28	-7.61	-6.45
	6-2P	3.5-8P	3.5-32P
		垂木の割れ	垂木の割れ
正規分布	-15.56	-12.25	-6.32
対数正規分布	-16.54	-11.98	-6.43
ワイブル分布	-14.94	-12.97	-7.20
	3.5-2CN	3.5-2CN	3.5-2C
	垂木の割れ	釘の引き抜け	垂木の割れ
正規分布	-1.59	-5.72	-10.25
対数正規分布	-1.12	-5.92	-9.95
ワイブル分布	-2.39	-5.69	-10.72

5. まとめ

実物大耐力試験を行い、小屋組の耐力データを得た。試験の結果から、屋根勾配などのパラメータの影響の検証を行った。また、小屋組の耐力の確率分布としては、概ね対数正規分布を用いることができる事が明らかになった。今後は、小屋組に作用する外力についても算定を行い小屋組の強風被害予測を行う予定である。

参考文献

- 日本建築学会: 2004年の強風被害とその教訓—強風被害が残したもの—, 2006.
- 植松康ら: 自治体および消防署における住宅の強風被害調査の実態と建築工学的観点からの提案, 日本風工学会誌, pp.57-64, 2000.
- 堤拓哉ら: 2006年11月7日北海道佐呂間町で発生した竜巻による建物被害—被害調査に基づく積雪寒冷地の建物被害特性—, 日本風工学会論文集, pp.75-83, 2009.
- 植松康ら: 青森県および秋田県における台風9119号による建物被害, 日本風工学会誌, pp.35-47, 1992.
- 高橋章弘ら: 2006年11月7日に北海道佐呂間町で発生した竜巻による被害: その1建築物の被害状況(都市防災・竜巻被害, 講演研究論文・計画技術報告), 日本建築学会北海道支部研究報告集, pp.179-184, 2007.
- 植松康ら: 東北地方における台風と住宅の強風被害予測モデルに関する研究, 日本建築学会構造系論文集, pp.27-32, 1999.
- 喜々津仁密, 河合直人: 構成部材の引張載荷試験に基づく木造小屋組の耐風性能評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, pp.2181-2188, 2009.
- 千葉隆弘ら: 積雪地域の都市部における木造住宅の屋根雪処理別の地震対策について, 日本雪工学会誌, pp.327-335, 2007.
- (公財)日本住宅・木材技術センター: 木造建築物用接合金物認定事業における接合金物試験法規格(Zマーク表示金物), 2015.
- 三橋博三ら: 「建築材料学」共立出版, 2007.
- 飯島泰男: 構造用木材の強度性能評価法の標準化, 木材学会誌 Vol.53 No.2, pp.63-71, 2007.

アンデス地域における熱帯氷河の縮小を考慮した流出解析*

日本大学工学部土木工学科 舟木 翔太
 日本大学工学部土木工学科 朝岡 良浩
 東京工業大学大学院総合理工学研究科 木内 豪

1. はじめに

南米ボリビアの首都圏(図-1)は、上流域に分布する熱帯氷河の融解水を水資源として利用している。一方、熱帯氷河は気温変化に敏感に反応するため、近年の地球温暖化に伴う急速な氷河の縮小や消滅が報告されている¹⁾。氷河の急速な縮小や消滅は、水資源の枯渇を惹起するため、将来にわたり安定した水資源確保を行なうための対策を講じる必要がある。このため現在までに氷河変動やダム流量の観測²⁾³⁾あるいは、氷河融解・流出モデル⁴⁾⁵⁾が開発されてきた。本研究の目的は、さまざまな氷河面積を考慮した流出解析を行い、流出に対する氷河融解の寄与について評価することである。

2. 対象集水域

本研究は首都圏から北西に30km離れたトゥニ貯水池(標高4437m)の集水域(面積約90km²)(図-2)を対象とした。トゥニ貯水池は首都圏の浄水場へ送水しており、首都圏の水需要の約30%を賄っている。また、トゥニ貯水池の下流では雨水吐きからの越流水を灌漑用水として利用している。トゥニ貯水池は3河川が流入しており、大きく3つの集水域に分けることができる。トゥニ貯水池へ自然流入するトゥニ川集水域(面積約15km²)と、雨季に導水管から貯水池に人工流入するコンドリリ川集水域(面積約20km²)とワイナポトシ西川集水域(面積約40km²)である。

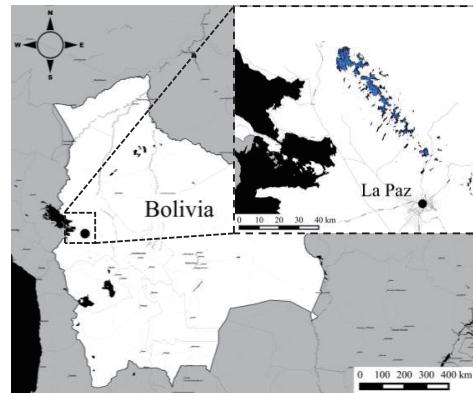


図-1 ボリビア多民族国と首都ラパス

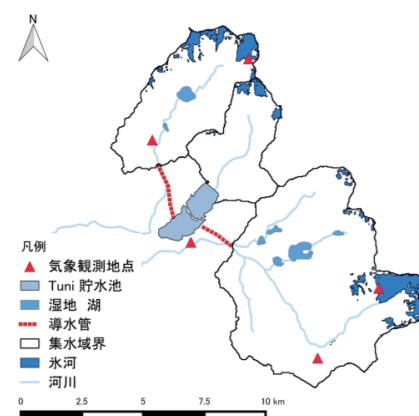


図-2 トゥニ貯水池集水域の概要

*Sensitivity analysis of runoff with tropical glaciers decline in the Andes by Shota Funaki, Yoshihiro Asaoka and Tsuyoshi Kinouchi

3. データセット

3.1 Landsat 衛星画像

本研究はLandsat5号およびLandsat8号のTMセンサ、OLIセンサによる衛星画像データ(水平分解能 30m)を1986年～2015年の4年代の氷河面積算定に用いた。また、これらの衛星画像はアメリカ地質調査所(USGS: United States Geological Survey)が運用するLandsatLook Viewer⁶⁾より入手した。

3.1.1 幾何補正

リモートセンシングにより得られた衛星画像には、地球の回転や衛星自身の移動により幾何学的な歪が生じる。この歪を除去し正確な地理座標を得るために多項式変換による幾何補正(図-3)を行なった。基準画像としてGoogle Mapsを選定し、対象領域を囲むように地上基準点(GCP: Ground Control Point)を設定した。

3.2 DEMデータ

氷河面積の高度分布作成に用いた数値標高モデル(DEM: Digital Elevation Model)データは、全球3次元地形データ(ASTER GDEM: Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer Global Digital Elevation Model)のバージョン2である。ASTER GDEMの水平分解能はLandsat TMおよびOLI画像と同じ30mである。

3.3 気象データ

氷河融解・流出モデルに入力する気象データは、トゥニ貯水池集水域内の5箇所の観測所である。氷河域のMHG(5150m)とMCG(4930m)、非氷河域のMH1(4736m)、MT1(4472m)、MC1(4490m)である。降雨、風速、相対湿度、気温、日射量、気圧を観測している。本研究は2011年7月から2013年7月までに観測されたデータを用いた。

4. 氷河融解・流出量の推定手法

氷河面積の高度分布と気象データを氷河融解・流出モデルに入力し、トゥニ貯水池の各集水域を対象として流出解析を行なった。氷河面積と高度分布の4ケースに、氷河の融解が発生しないと想定したケースを加えた計5ケース(表-1)の流出解析を行なった。モデルに入力する気象データは全ケース共通して2011年7月1日から2013年7月1日の観測データを使用した。

4.1 氷河融解・流出モデル GRM

本研究は氷河融解・流出量を推定するために氷河融解・流出モデル GRM(Glacier Runoff Model)⁴⁾をトゥニ貯水池の各集水域に適用した。このモデルは氷河面積の高度分布と気象データを入力し、標高100m毎に氷河融解、降雨および降雪による流出量を推定する。

4.2 各集水域の氷河面積と高度分布

人工衛星 LANDSAT5 および8から観測された画像データ(水平分解能 30m)を用いて氷河域

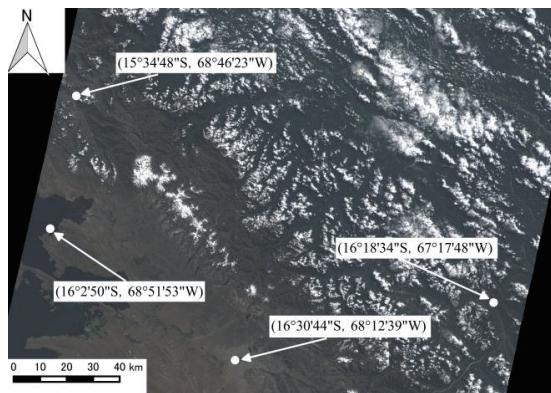


図-3 地上基準点(GCP)の配置

表-1 トゥニ貯水池集水域の氷河面積と流出解析の概要

実験ケース	Huyna Potosi West 氷河の面積変化率*	Tuni 氷河の面積変化率*	Condoriri 氷河の面積変化率*	入力気象データ
1 (2014年相当)	1 (2.5 km ²)	1 (0.6 km ²)	1 (1.9 km ²)	2011年～2013年
2 (2003年相当)	1.2 (2.9 km ²)	1.5 (0.9 km ²)	1.1 (2.1 km ²)	2011年～2013年
3 (1992年相当)	1.4 (3.5 km ²)	2.2 (1.3 km ²)	1.3 (2.5 km ²)	2011年～2013年
4 (1987年相当)	1.9 (4.8 km ²)	2.6 (1.5 km ²)	1.2 (2.3 km ²)	2011年～2013年
5 (氷河なし)	0	0	0	2011年～2013年

* 2014 年の氷河面積を基準 ()内は氷河面積

を抽出した。また氷河域を標高データと重ね合わせ氷河面積の高度分布を算定した。氷河域の抽出には、 NDSI (Normalized Difference Snow Index)⁷⁾を用いた。これを、 3 つの集水域で氷河面積の異なる 4 つの年代(1987 年, 1992 年, 2003 年, 2014 年)で行なった。

氷河域を抽出するため式(1)で示される正規化積雪指数(NDSI: Normalized Difference Snow Index)⁷⁾を使用した。

$$NDSI = \frac{Red - MIR}{Red + MIR} \quad (1)$$

ここで Red は赤色域(0.63～0.69μm)の反射率, MIR は中間赤外域(1.55～1.75μm)の反射率である。NDSI 値は-1.0～1.0 の値を示す。本研究では NDSI に閾値を設けて、氷河域と非氷河域を判別した。閾値は、NDSI を 0.5～0.8 まで 0.05 刻みで変化させ、氷河域を抽出した Landsat 画像を作成し、陸域観測技術衛星だいち(ALOS: Advanced Land Observing Satellite) のトゥルーカラーライア像(水平分解能 15m)と GIS 上で重ね合わせることにより、氷河の先端部のアウトラインが最も一致する NDSI 値(=0.65)とした。

算定した氷河面積(表-1)と標高データから 100m 每の高度分布(図-4)を作成した。

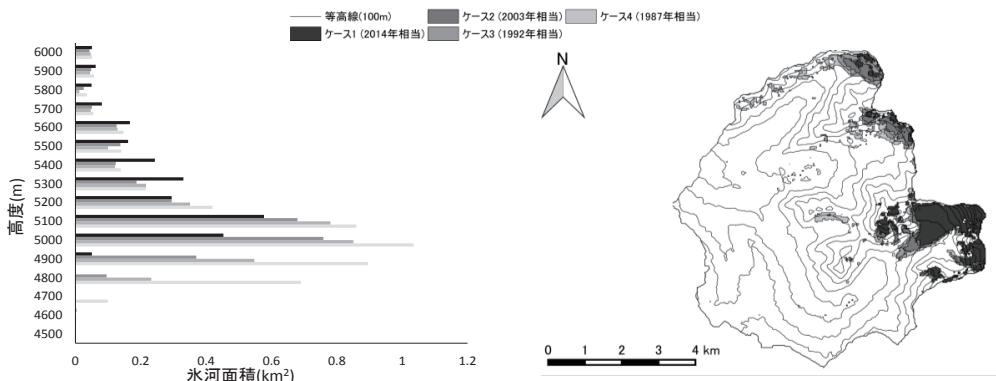


図-4 ワイナポトシ川集水域の高度分布(左)と氷河面積変化(右)

5. 結果および考察

5.1 氷河融解・流出量

トウニ貯水池集水域における流出量の再現計算の結果を図-5に示す。本研究では各流域からの流出量を合計し、トウニ貯水池集水域の流出量とした。氷河面積を仮定した流出量と、氷河融解が発生しないと仮定した流出量の差分をとり、氷河融解による流出量を算出した。ケース1(2104年相当)の年間の流出に対して氷河融解の寄与率は4.5%であった。同様に、ケース2(2003年相当)、ケース3(1992年相当)、ケース4(1987年相当)は18%, 28%, 42%の寄与率となった。氷河融解水の寄与は乾季の終わりから雨季の始まりの約4ヶ月間(9月～12月)に集中し、ケース1(2104年相当)では21%，ケース2(2003年相当)では43%，ケース3(1992年相当)では54%，ケース4(1987年相当)では65%を占める。

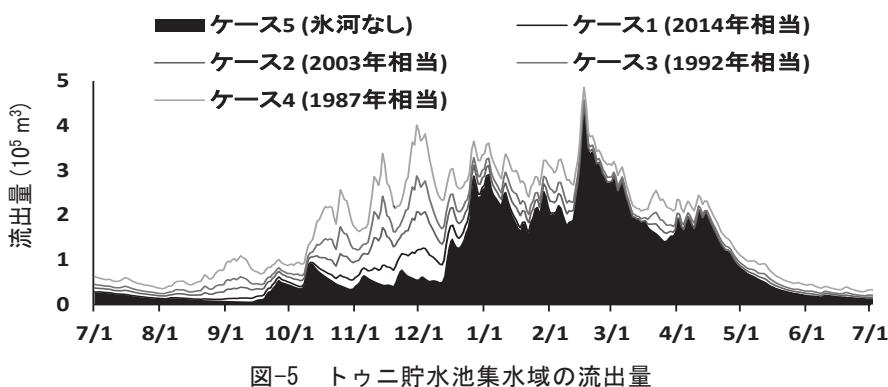


図-5 トウニ貯水池集水域の流出量

5.1.1 トウニ貯水池集水域の総流出量の内訳

トウニ貯水池集水域の総流出量の内訳を図-6に示す。全集水域合計の氷河融解による流出量の寄与率はケース4(1987年相当)では42%であったのに対して、ケース1(2014年相当)では5%となった。この結果、ケース1(2014年相当)では、トウニ貯水池は流出量の95%を雨季の降水に依存していることが示された。

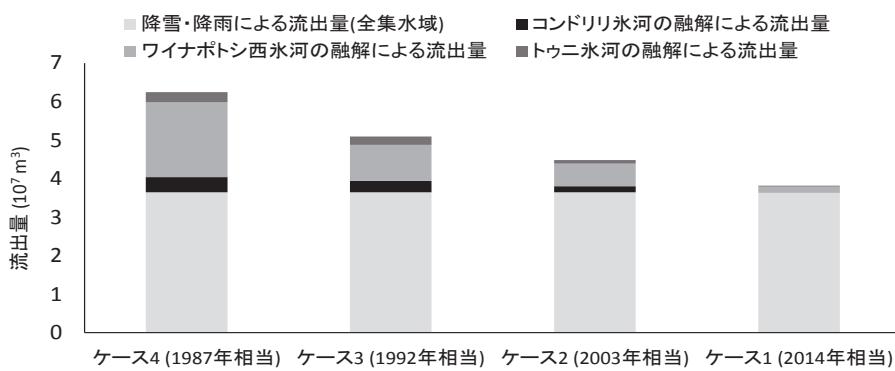


図-6 トウニ貯水池集水域の総流出量の内訳

5.1.2 各集水域の総流出量に対する氷河融解量の寄与率

図-7に各集水域の総流出量に対する氷河融解量の寄与率を示す。ケース4(1987年相当)に対してケース1(2014年相当)は寄与率がワイナポトシ川集水域で46%低下、トウニ川集水域で26%低下、コンドリリ川集水域で21%低下していることが示された。寄与率がワイナポトシ川集水域で最も低下した要因として、氷河面積の減少が考えられる。ケース4(1987年相当)に対してケース1(2014年相当)は氷河面積がワイナポトシ西氷河で 2.4km^2 減少、トウニ氷河で 0.9km^2 減少、コンドリリ氷河で 0.5km^2 減少し、ワイナポトシ川集水域の氷河面積の減少が最も大きい。このことが、ワイナポトシ川集水域の寄与率が最も低下した要因と考えられる。

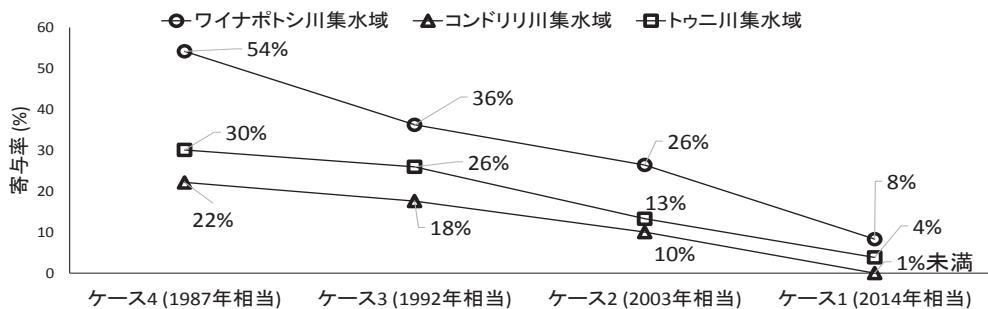


図-7 各集水域の総流出量に対する氷河融解量の寄与率

5.1.3 氷河融解による流出量と氷河面積

図-8に氷河融解による流出量と氷河面積の関係を示す。氷河融解による流出量と氷河面積から求めた回帰直線はトウニ氷河とワイナポトシ西氷河で決定係数が0.9以上、コンドリリ氷河が0.7以上となった。このことから概ね線形関係と言える。回帰直線の傾き、すなわち、氷河面積の減少に対する氷河融解による流出量の減少はワイナポトシ西氷河がもっとも大きく、次にコンドリリ氷河、トウニ氷河の順となった。この結果、氷河融解による流出量に対して氷河面積の感度が大きいのはワイナポトシ西氷河、コンドリリ氷河、トウニ氷河の順となった。1987年から2014年における氷河面積の減少がコンドリリ氷河に比べ、トウニ氷河のほうが大きい。これに対して、氷河面積に対する感度はトウニ氷河に比べ、コンドリリ氷河のほうが大きい。これは消耗域に概当する標高4900m未満の氷河面積の減少がトウニ氷河に比べ、コンドリリ氷河のほうが大きく、消耗域の面積減少が影響していると考えられる。

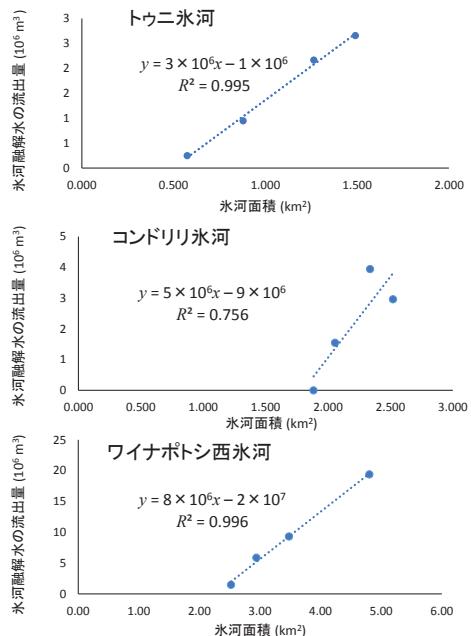


図-8 氷河融解による流出量と氷河面積

6. まとめ

本研究は熱帯氷河が分布するトゥニ貯水池の集水域に氷河融解・流出モデルを適用し、年間の流出量に対する融解量の寄与を氷河面積に応じて評価した。氷河面積 $8.7\text{km}^2 \sim 4.9\text{km}^2$ の変化に対して流出量は 38% 減少、氷河融解水の寄与率は 65%～21% の変化が示された。さらに、氷河面積と流出量は概ね線形関係にあり、氷河融解による流出量に対して氷河面積の感度が大きいのはワイナポトシ西氷河、コンドリリ氷河、トゥニ氷河の順となった。今後は、氷河融解・流出量の推定結果を用いてトゥニ貯水池の水資源運用の評価を行なう。

謝辞: 本研究の一部は科学研究費補助金（15H06642、代表：朝岡良浩）の助成を受けた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) Kairi Morizawa, Yoshihiro Asaoka, So Kazama, Luminda Niroshana Gunawardhana, (2013) : Temporal glacier area changes correlated with the El Niño/La Niña Southern Oscillation using satellite imagery, Hydrological Research Letters, Vol. 7, No. 2, p.18-22.
- 2) Tong Liu, Tsuyoshi Kinouchi, Fabiola Ledezma, (2013) : Characterization of recent glacier decline in the Cordillera Real by LANDSAT, ALOS, and ASTER data, Remote Sensing of Environment, Vol.137, pp.158-172.
- 3) Andres Calizaya Terceros, Gustavo AyalaT., Nilo A. Lima Q., Hernando Quisbert S. : ESTRATEGIA PARA LA CONCERTACION Y SOSTENIBILIDAD DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA CIUDAD DE EL ALTO
- 4) T. Kinouchi, T. Liu, J. Mendoza, and Y. Asaoka, (2013) : Modeling glacier melt and runoff in a high-altitude headwater catchment in the Cordillera Real, Andes, Hydrology and Earth System Science Discussions, Vol.10, pp.13093–13144.
- 5) Tong LIU, Tsuyoshi KINOUCHI, (2012) : WATER BALANCE OF GLACIERIZED CATCHMENTS IN TROPICS : A CASE STUDY IN BOLIVIAN ANDES, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B1 (Hydraulic Engineering), Vol.68, No.4, I_247-I_252.
- 6) USGS : LandsatLook Viewer, <http://landsatlook.usgs.gov/>
- 7) Dozier, J., (1989) : Spectral signature of alpine snow cover from the landsat thematic mapper, Remote Sensing of Environment, 28, pp.9-22.

水源貯水池における将来の藻類増殖ポテンシャルの評価*

東北大学 工学部 清水 大輔
 東北大学 大学院工学研究科 梅田 信
 東北大学 大学院工学研究科 澤本 ヤス野

1. はじめに

ダム湖は日本における水道水源のほぼ半分を担っている。また、年間取水量に対するダムの依存率は年々増加しており、昭和50年には約22%であったが、平成25年度には約47%まで増加している¹⁾。また、ダム湖の水質悪化は上水道利用に影響を与えることが予想されるため、水の安定供給にはダム湖が欠かせないことがわかる。また水源貯水池であるダム湖は河川とは違い閉鎖的な空間であるため、水質汚濁や富栄養化が進行しやすく、改善しにくいという問題がある。そのため、水質悪化が起こり得る原因を検討し、予測していく必要がある。

本研究では富栄養化現象を引き起こす原因の一つである水温上昇に関わる温暖化現象に着目し、日本国内の多数のダム湖を対象にして水質変化の予測、展望を行った。

2. 研究方法の概要

本研究では、梅田・落合²⁾が選定したダム湖を検討対象とした。対象としたダムの地理的分布を図-1に示す。対象ダム選定の際に留意した点は次の通りである。まずダム湖の水質悪化の影響を受けやすいのは、上水道への利用であると考えられるため、利用目的に上水道があるダム湖に限定した。また、温暖化での気温上昇による影響の現れ方に、地域的な傾向があると予想されるため、可能な限り広い分布からダムを選択した。

各ダム湖を対象とした水温解析には、鉛直一次元の水温解析モデルを用いた。予測計算の際に、将来の気候条件を予測する全球気候モデル(GCM)の出力結果に関しては MIROC3.2, MRI-CGCM2.3.2, GFDL-CM2.1, HadGem の四つの結果を参照し、それぞれの気温と日射量の月別データを用いた。今回の研究は将来に関する予測であるため、不確実性が多く、複数のパターンで検討する必要があると考えたため、これらの出力結果を用いた。また、濃度シナリオは RCP8.5, RCP4.5, RCP2.6 の三条件とした。これは数字が大きいほど炭素排出量は多くなり、気候を変化させる力である放射強制力が強いことを意味している。解析対象期間は 1981~2000 年(現在), 2031~2050 年(中未来), 2081~2100 年(遠未来)の三期間とした。さらに富栄養化現象に対する適応策として湖内対策である曝気循環の有無についての予測も実施した。

水温の解析結果をアオコの発生という水質的な評価に結び付けるために、表層水温が 20°C を超える年間日数及び表層水温勾配が 0.5°C/m を超える年間日数という指標を用いた。この年間日数という指標を用いた理由は、アオコの代表的な原因種である藍藻類は高水温環境で多く発生する傾向が高いことと、表層水温勾配が 0.5°C/m 以上の時にアオコの発生などにより水質障害が発生する可能性が指摘されていることからである³⁾。これと、流入河川のリン濃度の情報を組み合わせ、経験式を作成し、湖内の表層クロロフィル a 濃度を評価した。その際将来期間に対する流入総リン濃度

*Evaluation of future algal growth potential in water resources reservoirs, by Daisuke Shimizu, Makoto Umeda, and Yasuno Sawamoto

については、各ダム湖の流域環境変化が無く、流入河川の水質は実測値から変化しないものと仮定した。つまり本研究では、気候変動による気象条件の変化による日数の増加、すなわち湖内水温環境の変化から、藻類増殖への影響を評価する検討を行った。年間で表層水温が20°C以上かつ表層水温勾配が0.5°C/m以上になる日数N(日/年)、流入河川の年平均TP濃度P(mg/l)を説明変数、表層の年平均Chl-a濃度C_a(μg/l)を目的変数とし、重回帰分析を行った。これにより

$$C_a = 8.2 \times 10^{-2}N + 1.8 \times 10^2P + 0.28 \quad (1)$$

以上の式が得られた²⁾。図-2にChl-a濃度の実測値と計算値の比較を示す。決定係数は0.63で、多少のバラつきがあるものの、この二変数でクロロフィルa濃度を概ね表現できたと判断した。



図-1 対象ダムの地理的分布

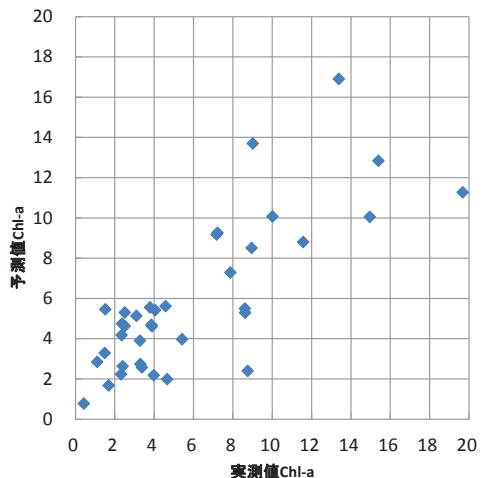


図-2 年平均表層Chl-a濃度の実測値と計算値²⁾

3. 結果

貯水池内の水温計算結果および(1)式を用いて、それぞれのダムにおける各期間における年平均表層クロロフィル濃度を評価した。予測結果のうち例として、MIROCの出力結果を用いて、適応策を考慮した結果を図-3に示す。濃度シナリオは三ケース(RCP8.5, RCP4.5, RCP2.6)である。また、得られた年平均Chl-a濃度に対して、2.5μg/l未満で貧栄養湖、2.5μg/l以上8.0μg/l未満で中栄養湖、8.0μg/l以上で富栄養湖と分類した⁴⁾。濃度シナリオの違いは、栄養度分類にとっての予測評価に対しては大きな差を生まなかった。

地域的な将来変化傾向を考察するため、選定した37ダムを東日本と西日本に分類した。ここで東日本とは北海道、東北、関東、北陸、中部の五つの地域で、西日本は近畿、中国、四国、九州、沖縄の五つの地域とした。図-4に各GCMの出力を用いて算出した年平均気温と、本研究の解析から予測した年平均表層Chl-a濃度の関係を示す。図中には、記号を分けて東西の地域別での平均値を示しており、また、四つのGCM、三つのシナリオの区分も表記した。さらに、図-4左図は適応策無し、右図は適応策として曝気循環を考慮した場合を示している。

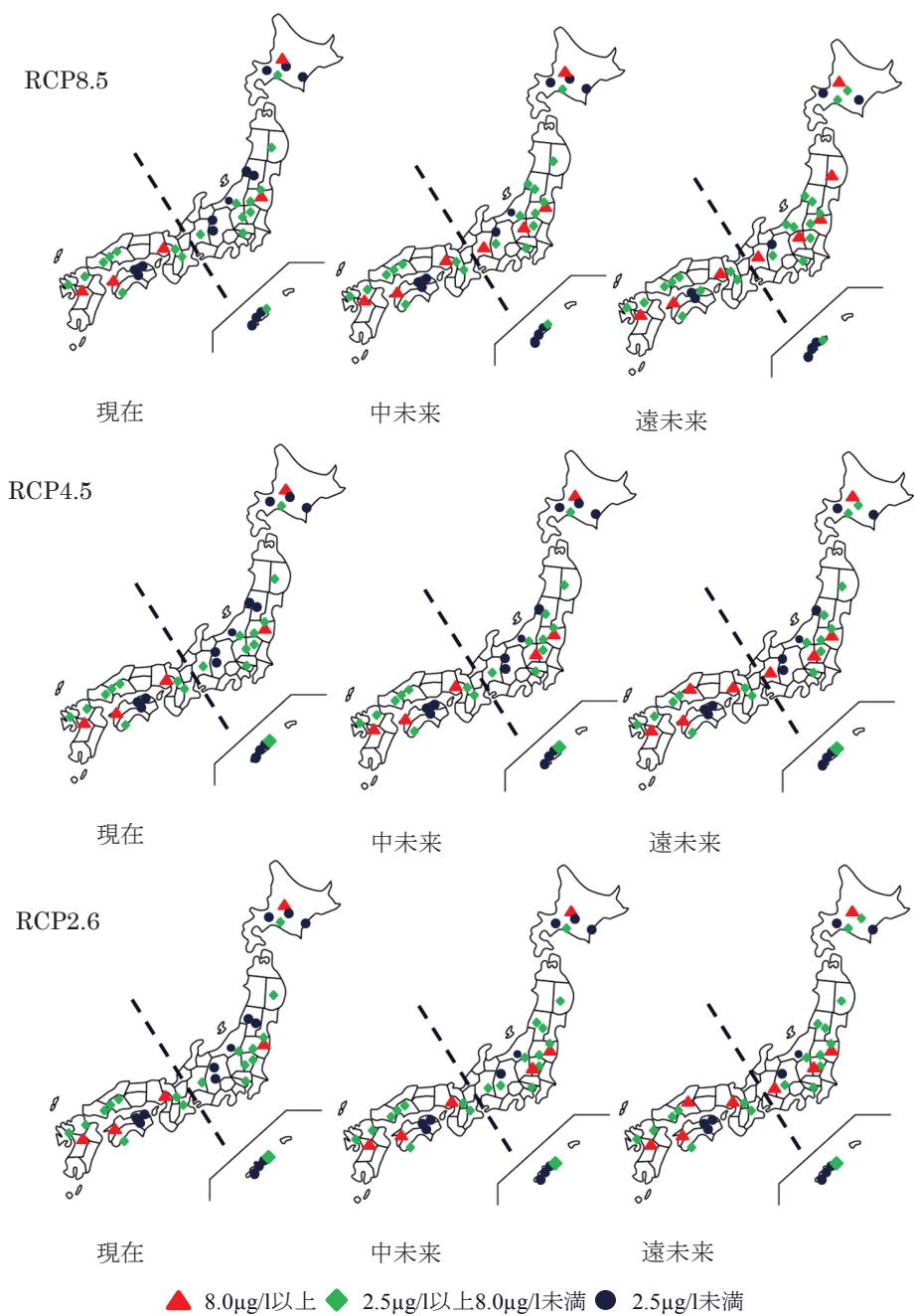


図-3 各ダム湖における Chl-a 濃度の予測結果

(GCM として MIROC の出力, 適応策有り。

上から RCP8.5, RCP4.5, RCP2.6 の場合)

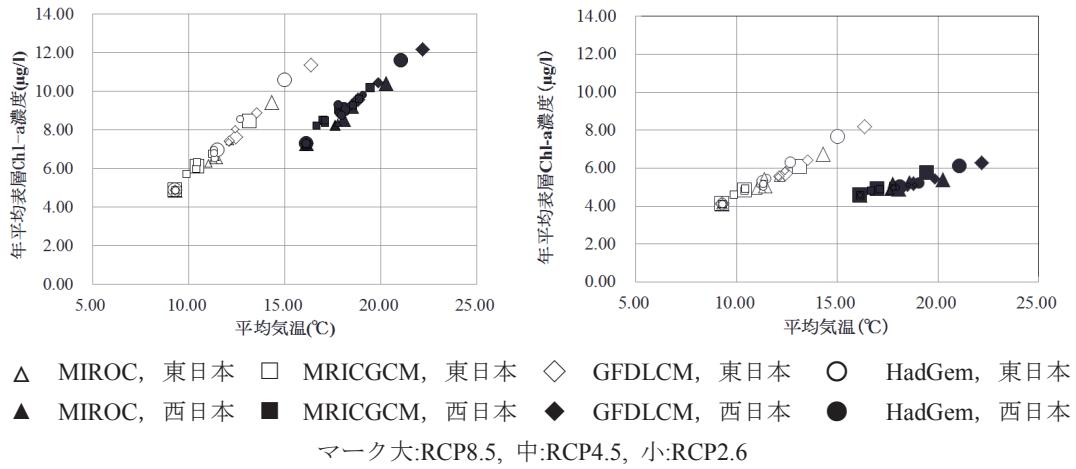


図4 予測結果によるChl-a濃度と気温の関係(左図:適応策無、右図:適応策有)

4. おわりに

本研究では国内37のダム湖を対象として、GCMの出力結果を用いて現在および中未来と遠未来におけるダム湖の鉛直水温分布を計算した。この解析結果をアオコの発生という水質的な評価に結び付けるために、表層水温が20°Cを超える年間日数及び表層水温勾配が0.5°C/mを超える年間日数という指標を用いた。この日数と、現状の各ダムにおける流入河川の総リン濃度を用いて、年平均の表層Chl-a濃度の経験式を作成し、この式を用いて将来の年平均の表層Chl-a濃度を推定した。将来の気温の予測にバラつきがあるため、Chl-a濃度の予測にもバラつきがでると考えられる。またそのバラつきにも東西で違いが見られ、東日本におけるバラつきの方が大きいことがわかった。

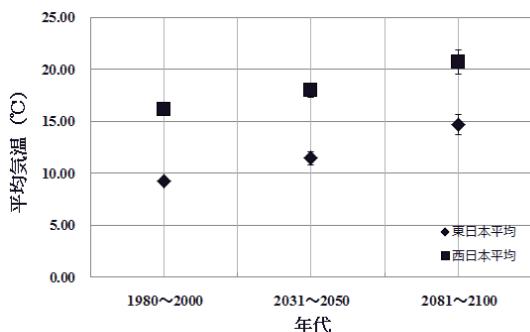


図-5 予測年代別のダム地点年平均気温

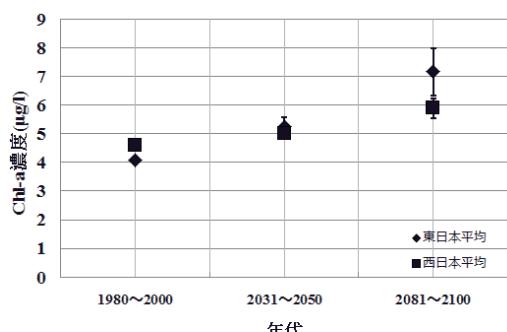


図-6 予測年代別の年平均 Chl-a 濃度

参考文献

- 1)日本水道局:水道水源の種別(平成 25 年度)
- 2)梅田信・落合雄太:気候変動による国内のダム湖水質への影響評価, 土木学会論文集 G (環境), Vol.68, No.5, I_127-I_135, 2012.
- 3)Nagayoshi, G., Umeda M., Izumi Y and Okano M.: A study on the operation of an aeration desertification system as a measure for controlling algal bloom and musty odors, International Conference on Large Dams, Barcelona, pp.265-288, 2006.
- 4)OECD: Eutrophication of waters monitoring, assessment and control, 1982.

郡山市街の区画情報を用いた氾濫解析シミュレーションの改善*

日本大学工学部土木工学科	小澤 恒太
日本大学工学部土木工学科	朝岡 良浩
日本大学工学部土木工学科	長林 久夫
日本大学工学部土木工学科	手塚 公裕

1. はじめに

近年日本では、都市の進展や集中豪雨の増加に伴い都市域での内水氾濫による被害が問題となっている。福島県郡山市においても昭和61年～平成25年の27年間で15回の浸水に見舞われ、平成22年7月6日には郡山駅前を中心床上62戸、床下141戸の浸水被害が発生¹⁾した。また、上記の原因以外に郡山市街では汚水と雨水が同じ管で処理される合流式下水道が採用されており、浸水時には汚水が地表面に溢れ、衛生面での被害も深刻化する。対策として郡山市では駅前を流れる既設3号幹線（図1）に増補管が整備された。このため時間雨量35mm対応から50mm対応に改善された。また現在、分散型貯留施設の検討¹⁾が行われおり、効果を検証する手法として氾濫解析シミュレーションは有効である。これまでに下水道管及び地表面の流れについては水理学に基づいた数値解析手法が提案されてきたが、雨水の下水管流入については流出係数を用いて推定することが多い²⁾。そのため、貯留施設の効果を検討するためには詳細な区画分類とそれに応じた流出係数の設定が必要である。本研究では、郡山市街地（図2）を対象として氾濫解析シミュレーション³⁾に土地利用・建物利用情報を導入し、詳細に流出係数を設定することにより氾濫解析モデルの改良を目的とする。



図1 既設3号幹線



図2 研究対象地域

* Improvement of inundation analysis simulation using information on city planning in the Koriyama city by Kota Kozawa Yoshihiro Asaoka, Hisao Nagabayashi and Masahiro Tezuka

2. 研究手法及びデータセット

2.1 確率雨量推定

本研究では、郡山市の氾濫解析シミュレーションを行うにあたって、今後さまざまな雨量での解析を行う必要がある。そのため式(1)に示すGEV(一般化極値)分布を用いて、AMeDAS郡山の確率雨量を推定した。

$$F(x) = \exp\left[-\left(1 - \frac{k(x-c)}{a}\right)^{\frac{1}{k}}\right] \quad (1)$$

ここで、 x は雨量データ(mm)、 a は尺度母数、 c は位置母数、 k は形状母数であり、確率分布の特徴を表す parameter である。雨量データは郡山駅から約 6km 離れた郊外のレジャー施設に設置されている AMeDAS 郡山の 1976 ~2014 年の 39 年間のデータを使用した。本研究では、平成 22 年 7 月 6 日に発生した浸水は 4 時間の集中的な豪雨によるものであったことから、4 時間雨量を解析する。また、郡山市街地の合同庁舎に設置されている麓山観測所の確率雨量は、1998~2014 年の 17 年間のデータから作成した年最大 4 時間雨量と AMeDAS 郡山の年最大 4 時間雨量の回帰式から推定した。図 3 に郡山市 2 地点の 4 時間確率雨量を示す。

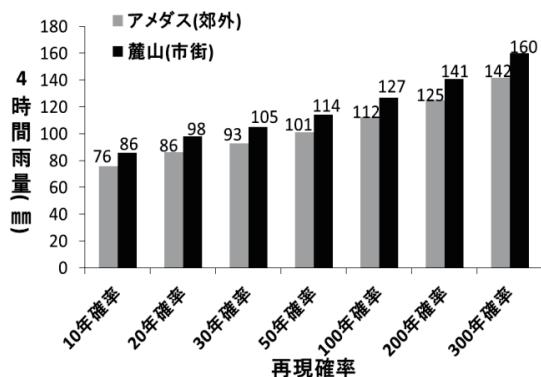


図 3 郡山市の確率雨量

2.2 泛濫解析シミュレーション

本研究では郡山市街地を対象として解析シミュレーションの改善を行った。解析に必要とされる地域モデルは筒井ら³⁾が作成したデータセットを主に用いた。土地利用データ(図 4)、下水道管網及び管渠の情報が示されている郡山市の下水道データ(図 5)、過去の現地調査で得た集水枠のデータを使用した。標高データは 1mDEM(2010 年 7 月計測: アジア航測(株))を使用した。道路・区画とともに流出係数を設け、降雨は一定の割合で下水管に流入する。下水

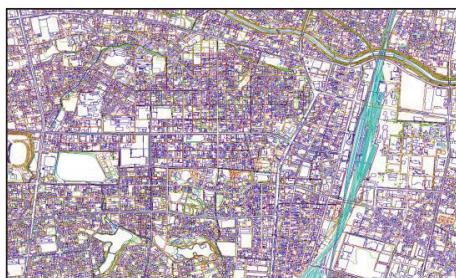


図 4 土地利用データ³⁾

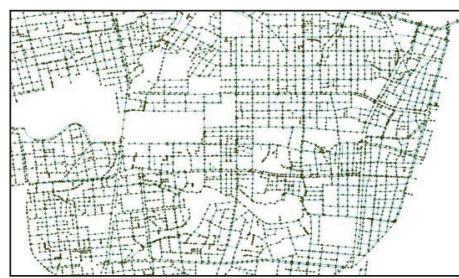


図 5 下水道管網データ³⁾

管の流量解析には一次元不定流解析、地表面氾濫水の解析には二次元不定流解析を行う。従来の手法では上記の手法と異なり、下水管への流入量を算出する際、道路においては流出係数を設定せず、2次元不定流解析による下水管への流量を仮定していた。平成22年7月6日に郡山市街地で発生した集中豪雨に対して流出係数を0.85に設定することにより、当時の浸水状況を再現できることが確認されている。しかし分散型貯留施設は建物毎に設置する方式であり、シミュレーションで効果を検討する場合、区画毎の詳細な情報が必要とされる。そのため上記のモデルに新たに区画毎に詳細に情報を与えることが必要である。

3. 地表面モデルの改良

対象地域の降雨の流入を詳細に設定するため郡山市の都市計画データを用いて土地利用、建物利用の判別コードを作成した。判別コードを表1に示す。さらに土地利用コードの宅地は建物利用コードが付与される。以上の土地利用コード、建物利用コードに応じた流出係数を設定できるモデルに改良した。区画内

表1 判別コード

コード	土地利用	建物利用
1	道路用地	木造(屋根あり)
2	宅地(舗装)	非木造(屋根なし)
3	宅地(未舗装)	マンション
4	平面駐車場	商業ビル
5	空き地	立体駐車場

を土地利用ポリゴンに分割しコードを付与したモデルを図6に示す。区画内の濃い灰色のポリゴンが建物、薄い灰色のポリゴンが空地・駐車場を表している。



図6 改善後の地域モデル

4. 沼澤シミュレーションの条件設定

従来のモデル（図 7）では道路にのみマンホール・集水枠などを配置し、下水管に流入する設定としていたが、改善後のモデルは区画内の空地・駐車場・建物にも新たに下水管に流入するノードを設けた。図 6 の矢印は各ポリゴン内において降雨が流入する場所を示している。本研究では、詳細にポリゴンを分割し、土地利用・建物利用の情報を与えたことにより、道路の流入設定を二次元不定流解析から流出係数法に変更することが可能となった。区画内においても土地利用ポリゴン毎の流出係数の設定が可能となった。建物ポリゴンに関しては土地利用コードの



図 7 改善前のモデル

宅地（舗装）・宅地（未舗装）に建物利用コードを付与し、これに基づいて、建物ポリゴンの地盤高をかさ上げした。設定として、2階以下の建物ポリゴンの地盤高を20cmかさ上げ、3階以上の建物ポリゴンの地盤を50cmかさ上げ設定し、床上浸水と床下浸水の判定の基準とした。設定した土地利用、建物利用に関する情報を沼澤解析モデルに組み込み、2010年7月6日の集中豪雨（4時間101mm）の10分雨量のデータを用いてシミュレーションを実施した。流出係数は道路、区画ともに0.85、粗度係数は道路0.025、区画0.04とした。土地利用・建物利用情報の導入の効果を検討するために従来のシミュレーション結果と比較した。従来のシミュレーション設定は上述のとおり、道路に流出係数を設けず、二次元不定流解析を行った。また区画内には建物情報を用いず、一定の流出係数としている。

5. 沼澤シミュレーション結果

改善後のシミュレーション結果を図8、改善前のシミュレーション結果を図9に示す。2ケースの結果を比較すると従来のモデルは沼澤水が対象地域全体に広がっているのが確認できる。しかし改善後のモデルでは建物のかさ上げ効果によって沼澤が遮られ、建物をよけて沼澤水が流れている。そのため、従来の結果では沼澤域は広く浸水深は浅い場所が多く見られるが、改善後のモデルは沼澤域が狭くなっているが空地や駐車場などの建物がない場所に流れ込むため浸水高が高い個所が多く確認できる。図10に5分間隔の沼澤面積の変化を示す。ピーク時の沼澤面積を比較すると、改良後の面積は改善前に対して約30%少なく、かさ上げの効果が大きいことが分かる。また改良後のモデルは従来の手法と比較して19時40分～19時50分の10分間の沼澤面積の増加が小さい。流出係数法は二次元不定流解析と比較して、道路上の雨水の下水管への流入量が多いためと考えられる。



図 8 改善後シミュレーション結果

図 9 改善前シミュレーション結果

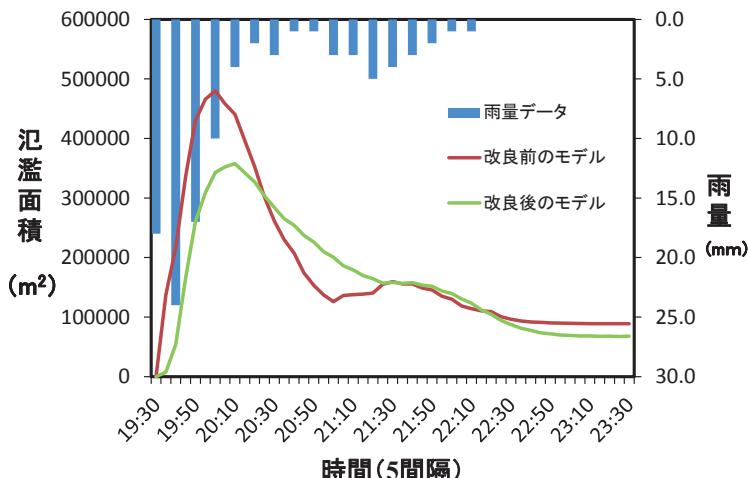


図 10 沈没面積の比較

4. おわりに

本研究では、郡山市街地を対象として、沈没解析シミュレーションに土地利用・建物利用の情報を導入して、流出係数を詳細に設定できるモデルを開発した。今後、過去の沈没・浸水の実績及び推定した確率雨量を基に各種係数の設定・検証を行い、分散型貯留施設の効果について検討する。

謝辞

本研究はシビルソフト開発株式会社および国立研究開発法人 国立環境研究所の支援を受けて実施された。また航空測量のデータはアジア航測株式会社、下水道関連資料は郡山市から提供を受けた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 郡山市(2014):郡山市グリラ豪雨対策 9年プランについて,
<https://www.city.koriyama.fukushima.jp/304000/9miri.html>
- 2) 戸田圭一・井上和也・村瀬賢・横尾英男 (2000) : 豪雨による都市域の洪水氾濫解析, 土木学会論文集, No.663/II-53, pp.1-10.
- 3) 筒井智大 (2015) : 2010 年 7 月 6 日の集中豪雨における郡山駅前の浸水解析と課題, 日本大学工学部土木工学科 卒業研究論文.

ベトナム・ハノイの浅い富栄養湖における水質環境計測*

東北大学 大学院工学研究科 梅田信

Thuyloi University Le Thi Thanh Thuy

Thuyloi University Nguyen Trung Viet

1. 序論

発展途上国の中において、近年のめざましい経済発展に伴い、種々の環境問題が顕在化しており、対策が必要とされている水域が多い。このような状況は、過去の日本においても、高度経済成長期に多くの公共用水域でひどい水質悪化が生じていた経験があり、それと類似した様相を呈しているとも言える。しかし、特に閉鎖性水域については、一度顕著に水質が悪化すると、環境の回復には時間が必要であることから、我が国でも数十年という長い時間を掛けて、徐々に改善されてきているところである。

このように、閉鎖性水域の水環境再生には、多大な労力と時間がかかることから、本来ならば予防的措置を行うことが望ましいところである。しかし、すでに問題が生じている水域に対処する場合、既存の経験を活かせば、最適な施策の検討のときだけではなく、環境回復までの長期的な経過の予測・展望を行うことが可能であると考えられる。また、このような技術が確立されれば、環境対策についての順応的管理におけるモニタリング調査の精度向上や、効率的な追加措置の検討が可能になると考えられる。

本研究の対象は、ベトナムの首都ハノイの市街地北部に位置する Tay 湖である。この湖は、市街地にあり、湖岸に沿って飲食街、高級ホテル、遊園地などが建ち並び、市民のレクリエーションおよび観光地として有名である。しかし、水環境の悪化は急速に進み、1990 年代には中栄養程度で十分に良好であった水質が、わずか 10 年ほどで過栄養レベルにまで至ってしまった (Luu et al. 2008)。行政や PFI 事業により、下水処理場建設などの対策が、現在進められつつある状況であるが、より精度の高い水環境解析技術を用いた対策の最適化や効果検討が望まれているところである。

本論文では、この湖に対して基礎的な水環境調査を実施し、湖内水質の概況を把握することができたので、その内容について報告する。

2. 研究対象地と現地観測方法

ベトナムの首都ハノイの市街地北側に位置する Tay 湖が、本研究の対象である(図-1)。この湖は、近くを流れる Hong 川の河跡湖として形成されたものである。したがって、最大水深で約 2m と浅い湖である。また Hong 川との交流も途切れており、大きな河川流入も無いことから、湖水の滞留時間も長い。そのため、湖のそもそもの諸元として富栄養化しやすい傾向を持っていると言える。

*Measurements of water quality in a shallow eutrophic lake in Hanoi, Vietnam by Makoto Umeda, Le Thi Thanh Thuy, and Nguyen Trung Viet

このような湖自体の水理学特性に加え、市街中心部にあるために、湖岸の際まで飲食街やホテルが密集しており、これらの施設からの雑排水が、未処理で垂れ流しされている。近年の経済発展も重なり、湖の環境悪化が、この十数年で急速に進行した。現在の水質状況は、クロロフィル *a* が約 $40 \mu\text{g/l}$ 、COD が約 20mg/l 程度 (Le et al. 2014) と、過栄養湖に区分されるほどの状態である。

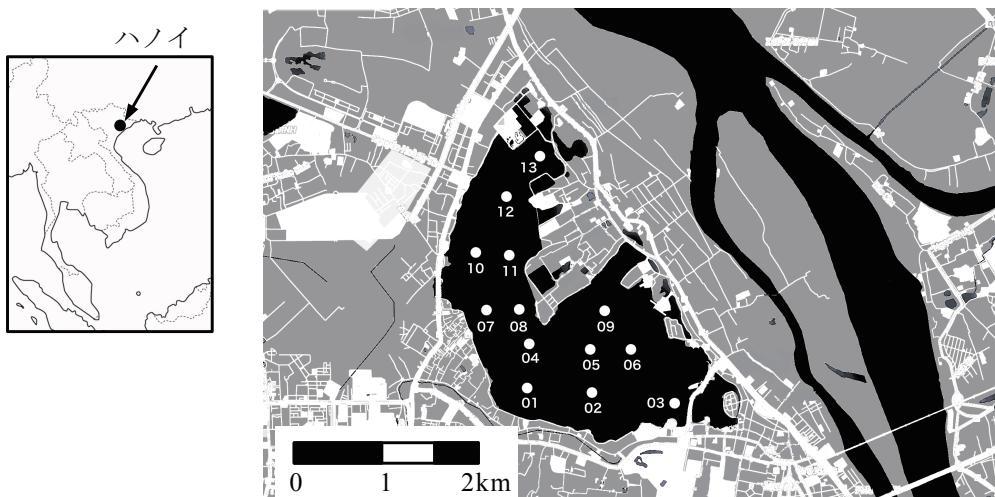


図-1 研究対象地の Tay 湖とその周辺 (Hong 川を含む)

黒色部分：水面、白色部分：道路、敷地等

図中央部が Tay 湖で、その中に調査地点を白丸で示した。

観測は 2014 年 9 月 25 日に実施した。観測は、湖内の多地点（図-1 に示した 13箇所）において、水温、クロロフィル *a*、濁度、DO の鉛直分布計測を行った。測定には、JFE アドバンテック社製 RINKO Profiler を用いた。また、表層水を採水し窒素、リン、TOC、DOC の測定を行った。

3. 観測結果

図-2 に全地点の水温と DO の観測結果を示す。湖内の水深は、最大で 2m（地点 06, 10）であったことから、非常に浅い湖であることが分かる。また本研究で設定した観測地点での深度分布からは、比較的平坦な湖底形状をしていると言える。

水温は、全地点の概ね全水深にわたって、約 30°C の一様な水温分布であった。DO は、主に上層において、10 から 15mg/l 程度の値を示しており、過飽和な状況であった。これは、後述するクロロフィル *a* 濃度の状況からも、高濃度に増殖した植物プランクトンの光合成によるものであると推測される。下層は、上層よりも低下している傾向が見られるが、多くの地点では飽和に近い溶存酸素濃度であった。ただし、湖北部の地点 12, 13 においては、貧酸素状態ではないものの、下層で約 4mg/l まで低下していた。

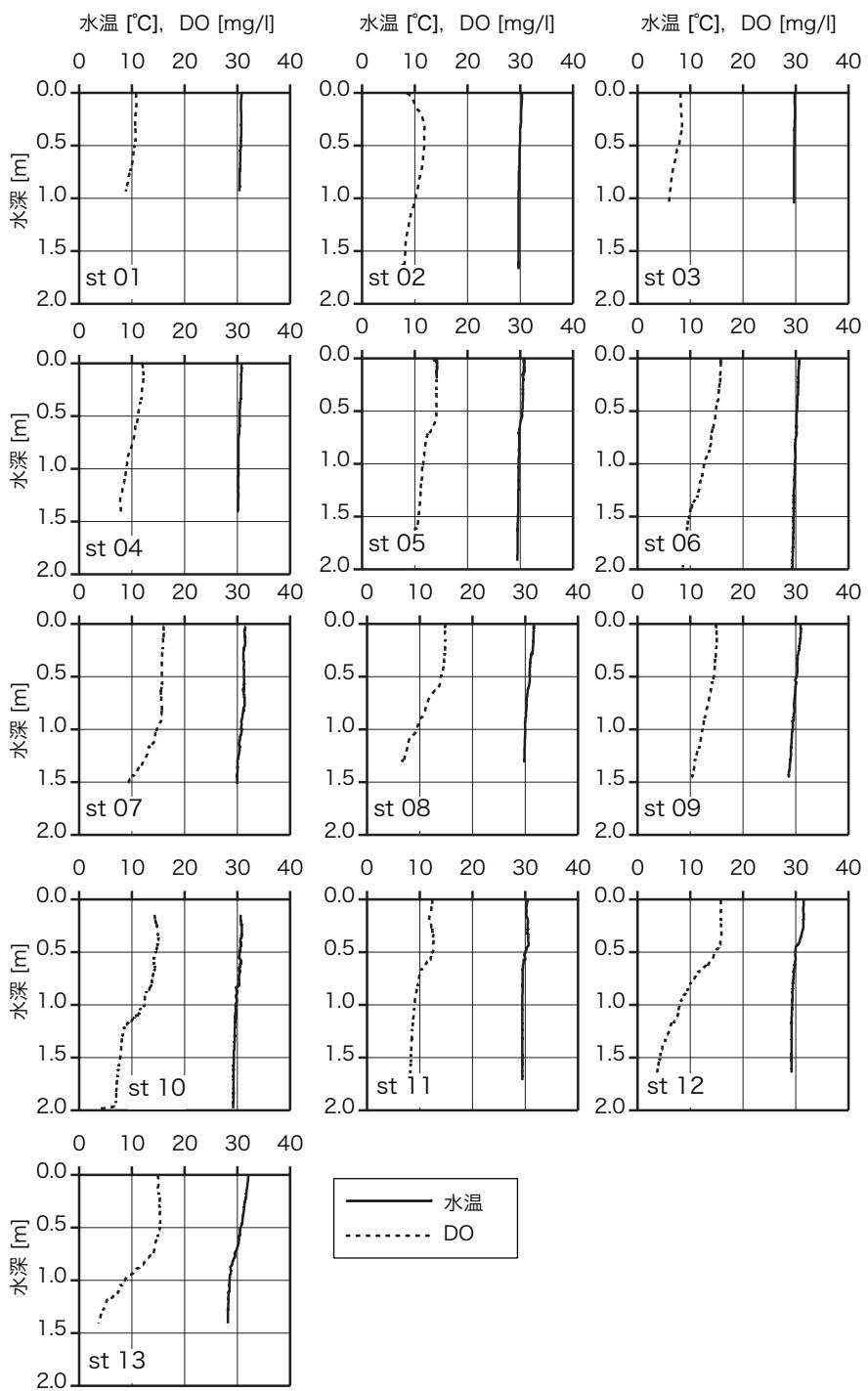


図-2 水温と DO の観測結果

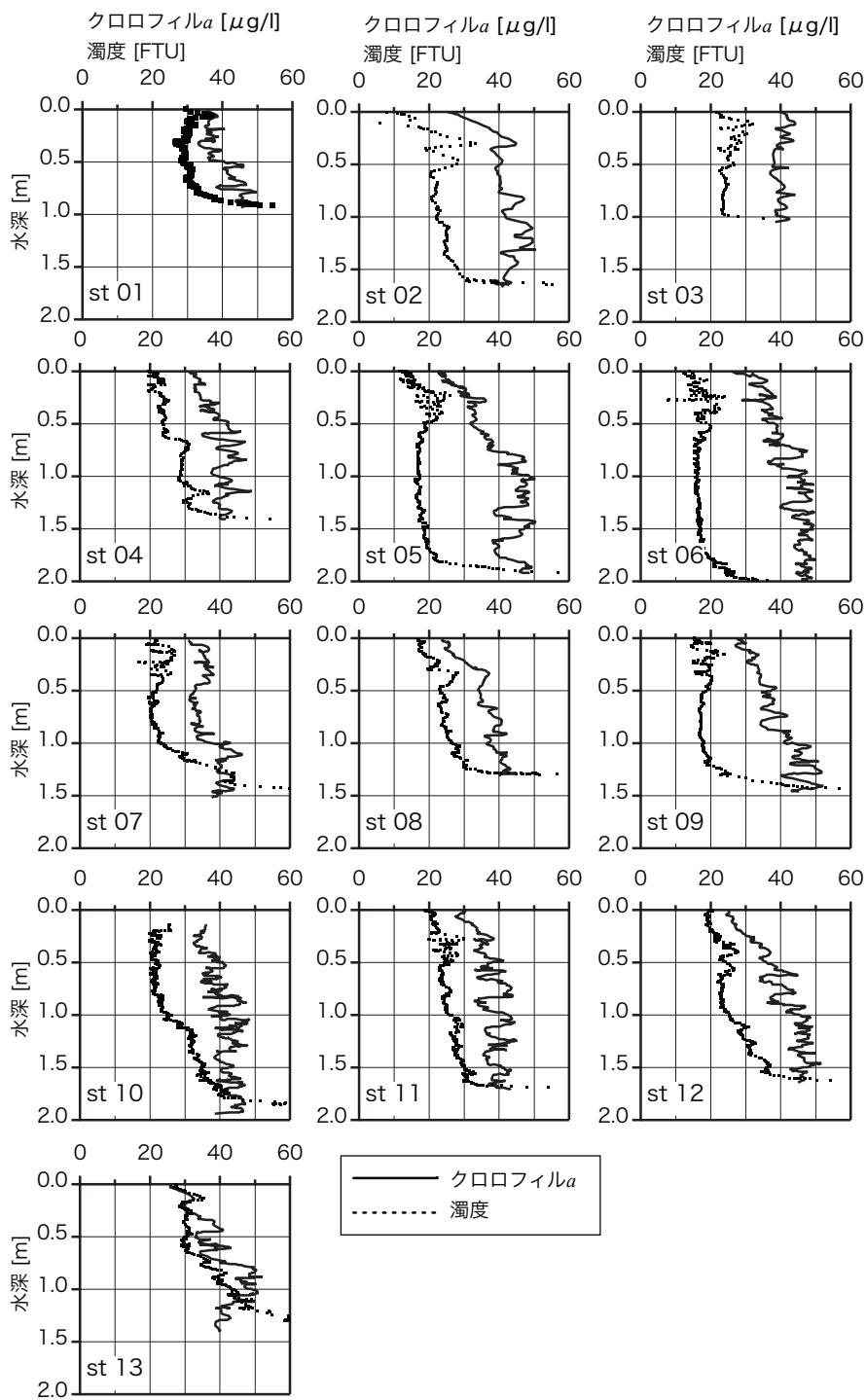


図-3 クロロフィルaと濁度の観測結果

図-3は、クロロフィルaと濁度の観測結果である。クロロフィルaについては、強光阻害のためと考えられるが、表層でやや低い値を示す。水深0.5m程度より下層においては、概ね40μg/l前後の値を呈している。観測した鉛直分布にランダムな変動が大きく見られるのは、群体化してフロック状になった藻類が浮遊していたため、その時々の藻類の浮遊状況によりセンサーが反応したためであろうと推測される。

濁度は、概ね20度以上を示している。目視における湖水は、緑色であったことから、この濁りの主な原因は浮遊している植物プランクトンであると考えられる。ただし、例えば地点10に見られるように、クロロフィルaは鉛直的に一様的な値を示しているのに対し、濁度は下層で高くなっているような地点もある。これは、植物プランクトン以外の湖水流動等の影響出ていると推測される。流量的には大きくないものの、湖の周辺から雑排水の流入が場所によりあるため、そのような水の到達が影響している可能性も考えられる。また、地点13は全層的に濁度が高い。これも、入り江状になった湖端部での流動環境などが影響していると推測される。

表-1に採水分析の結果を示す。無機態栄養塩については、採水作業上の都合により、全地点は計測できなかったが、計測下限値未満の結果となったところが多い。これは、植物プランクトンの増殖により利用され、無機態栄養塩が概ね枯渇するような状況になったと考えられる。しかし、無機態窒素に関して、硝酸態窒素(NO3-N)は測定した全地点で検出されなかつたのに対し、アンモニア態窒素(NH4-N)が複数地点で観測されている。またアンモニア態窒素濃度が最大濃度を示した地点03においては、亜硝酸態窒素(NO2-N)も検出されている。これらについては、湖周囲からの廃水流入による影響であると考えられる。

表-1 採水分析の結果

	TOC [mgC/l]	DOC [mgC/l]	NO3-N [mgN/l]	NO2-N [mgN/l]	NH4-N [mgN/l]	TN [mgN/l]	PO4-P [mgP/l]	TP [mgP/l]
ST01	12.69	5.14	<0.01	<0.01	<0.01	2.31	<0.01	0.105
ST02	12.56	-	-	-	-	2.682	-	0.166
ST03	11.48	4.16	<0.01	0.041	0.269	3.431	<0.01	0.228
ST04	12.37	-	-	-	-	2.610	-	0.177
ST05	12.57	4.66	<0.01	<0.01	<0.01	2.601	<0.01	0.179
ST06	12.15	-	-	-	-	2.579	-	0.173
ST07	12.94	-	-	-	-	2.586	-	0.172
ST08	12.28	4.95	<0.01	<0.01	0.030	2.358	<0.01	0.132
ST09	12.37	5.27	<0.01	<0.01	0.034	2.513	<0.01	0.164
ST10	13.21	-	-	-	-	2.533	-	0.169
ST11	12.88	-	-	-	-	2.655	-	0.180
ST12	13.25	4.69	<0.01	<0.01	0.036	2.558	<0.01	0.168
ST13	12.52	-	-	-	-	2.573	-	0.169

4. 結論

本研究では、人為的な富栄養化現象が顕著に発生しているベトナム国ハノイ市内のTay湖を

対象に、富栄養化現象の現状把握を実施するための基礎的な現地調査を実施した。浅い湖であることから、水温成層は見られなかった。クロロフィル *a* 濃度は概ね $40 \mu\text{g/l}$ と植物プランクトンの増殖が非常に顕著で、過栄養レベルであると言える。そのため、DO も過飽和になっていることが観測された。そのため、湖水の貧酸素化は見られなかつたが、一部の地点では、下層でやや低酸素傾向な状態が観測された。栄養塩環境については、総窒素、総リンはかなり高いレベルでやはり過栄養状態であると言えるような値であった。しかし、無機態栄養塩については概ね枯渇しており、植物プランクトンの増殖に利用されていると考えられる状態であった。

本研究の調査により、湖内の水質環境がある程度把握することができた。今後、水質改善のための対策検討へつなげていく必要がある。

5. 参考文献

- Le Thi Thanh Thuy, Hoang Thi Ngoc Anh, Nguyen Manh Duc, Nguyen Trung Viet, Hitoshi Tanaka
Study on water quality and hydrodynamics in West Lake, Hanoi by using mathematical model and field
investigations, Proceedings of 19th Congress 19th IAHR-APD Congress, 2014.
- Luu Lan-Huong, Bui Thi-Hoa, Do Van-Thanh, Nguyen Thi-Thanh-Nga The current state on water
quality, eutrophication and biodiversity of West Lake (Hanoi, Vietnam), 2008.

冬期日本海における波浪推算精度の検証*

五洋建設株式会社 琴浦 賀
東北大学 大学院工学研究科 田中 仁

1. はじめに

建設現場では雨や風による作業中止が発生するが、海洋工事ではそれに加えて波浪条件による作業中止も発生する。海中の潜水士のすぐ近傍に、クレーン船が数十トンのコンクリートブロックを吊り下ろすなどの作業を実施する海洋工事においては、船舶、吊り荷の動搖が施工安全性に直結する。そのため、これまでにも波浪観測結果¹⁾や波浪予報情報の入手に努めながら、これまでの経験を踏まえ、作業の可否判断を行ってきた。そのため、高精度の波浪予測により作業時刻の海象条件が把握できれば、作業可否判断に非常に有用である。最近では、波浪推算モデルの高度化が進んでおり、波浪推算モデルによる予測結果をリアルタイムに配信するシステムも構築され²⁾、作業可否判断に利用され始めている。しかし、これまでの波浪推算モデルに関する研究は高波浪に着目したものが多く、施工可否判断への適用に着目している事例は少ない^{3)~6)}。

そこで、本研究では施工可能日が少ないと考えられる冬季日本海を対象として、施工可否判断への適用を想定した波浪推算モデルの精度検証を実施することとした。

2. 波浪予測モデルの概要

本研究における波浪推算モデルは第三世代モデルである WAM を用い、表-1 の条件の下、図-1 に示す計算領域を対象に実施した。この計算領域は使用する風データである気象庁 GPV のひとつである GSMjp の領域と同じである。GSMjp は格子サイズが 20km、1 日 4 回のデータ配

表-1 WAM モデルのパラメータの設定

計算領域（緯度）	北緯 20°~50°
計算領域（経度）	東経 120°~150°
最小周波数	0.042Hz
周波数分割数	35
方向分割数	16
水深条件	深海
伝播計算時間刻み	300s
風データ時間間隔	3600s

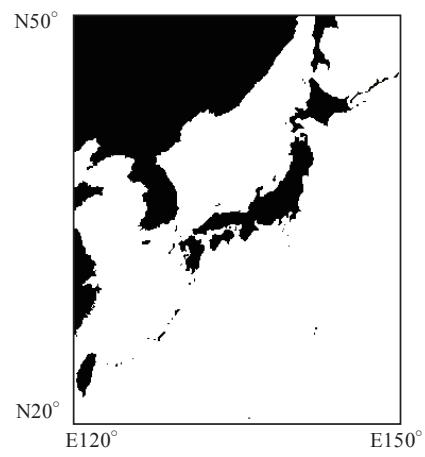


図-1 計算領域図

*Examination of wave prediction accuracy in the sea of Japan for winter season by Tsuyoshi Kotoura and Hitoshi Tanaka

信、最大 264 時間先までの予報を含んでいる気象関係の GPV である。気象庁からはこれ以外にも高頻度配信、細格子の LFM, MSM などが配信されているが、将来的に長期的な施工可否判断に適用することを目的としている本研究では予報時間が長い GSMjp を用いることにした。

図-2 は本波浪モデルのフローである。20km 格子で配信される GSMjp を 10km 格子に線形補間し、1 時間毎の風データを用いて 6 時間分の波浪推算計算を実施し、その時の波浪場を初期値として、次に配信された新しい風データを用いて波浪推算計算を実施する。このフローを繰り返すことで連続的な波浪推算結果が得られる。

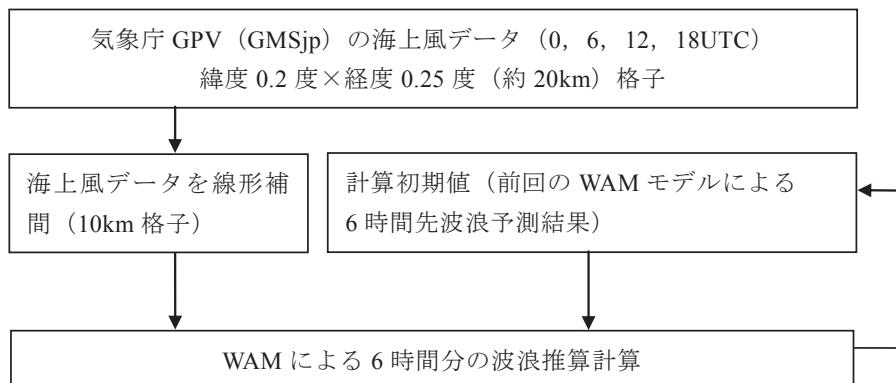


図-2 波浪予測モデルのフロー

3. 現地観測の概要

波浪推算モデルの検証は、新潟県上越市直江津港において海底設置型波高計により観測したデータを用いて実施した⁷⁾。観測期間は 2009 年 12 月 9 日～2010 年 1 月 8 日であり、表-2 は観測条件、図-3 は設置位置である。図-4 はその時に観測された有義波高、有義波周期の時系列を示しており、最大で有義波高 5m 前後の高波浪が来襲するなど静穏な海象は少なく、海洋工事の施工可否判断波高を 1.0m と設定すると、海洋工事が可能となる日は非常に少ない。

表-2 現地観測諸元

観測期間	2009 年 12 月 9 日 ～2010 年 1 月 8 日
水深	25m
観測モード	20 分連続観測
サンプリング間隔	0.5s
観測成分	4 成分 (水位、水圧、流速 (U, V))

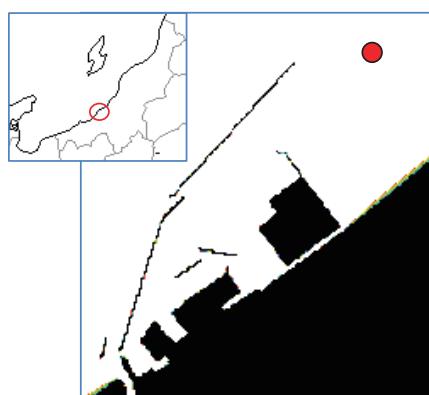


図-3 観測位置図

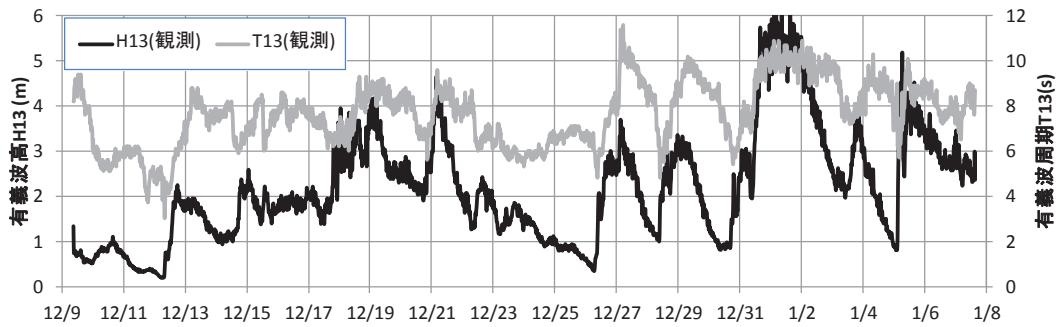


図-4 観測データ時系列

4. 波浪推算モデルの検証

WAM では方向スペクトルが計算されるため、有義波高、有義波周期については以下の式用いて算出した。

$$H_{1/3} = 4.004\sqrt{m_0}, \quad \text{ここで } m_0 = \int_0^{\infty} S(f) df$$

$$T_{1/3} = m_{-1}/m_0 \quad \text{ここで } m_{-1} = \int_0^{\infty} f^{-1} S(f) df$$

WAM を用いた波浪推算モデルによる結果と現地観測結果について時系列を図-5 に示した。波高的時系列を比較すると、高波浪のピークにおいては WAM が過小評価する傾向はあるものの、高波浪期間の前半の立ち上がりから後半の減少まで概ね対応している。また、波高 1.0m 以下の静穏な海象条件においても WAM の再現性は良い。

その一方で、周期の予測精度は波高の予測精度と比較すると低い。WAM は周期についてほとんどのケースで過小評価しており、高波浪期間で 1 秒程度、静穏期間では 2 秒程度過小評価していることが分かる。

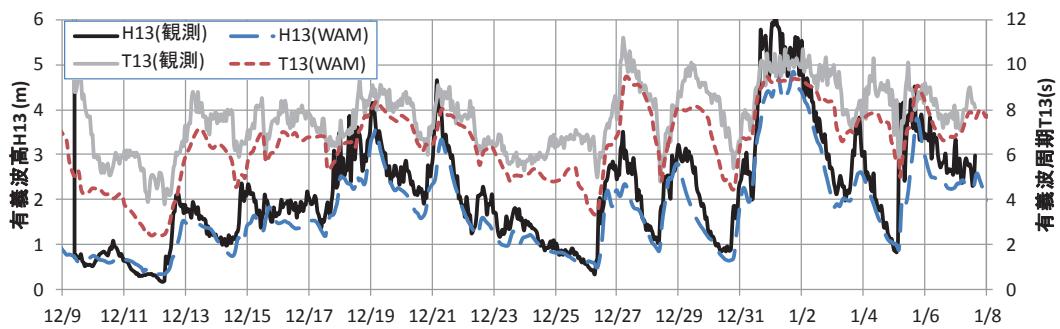


図-5 観測データと WAM の時系列

図-6は観測データとWAMの相関図である。波高の相関図を見るとWAMは2割程度過小評価しているものの、相関係数は非常に高い。周期については全体的に2秒程度以上の過小評価をしており、波高と比較すると相関係数は低い。

図-7は観測データ、WAMの有義波高、有義波周期の関係を示したものである。この図には波形勾配の線もあわせて描画している。このグラフを見ると、観測データは風波の限界波形勾配から、波形勾配の小さい条件 ($H_0/L_0=0.005$) の幅広い範囲において分布していることが分かる。その一方で、WAMは風波の限界波形勾配に近い波形勾配はあるものの、波形勾配の小さい条件についてはデータが存在しない。つまり、この領域の再現性の悪さが周期の予測精度の低下に起因していることが推察される。

この波形勾配が小さい条件は波高が1.0m以下であるため、海洋工事においては施工可能な条件となるが、周期に関しては予測精度が良くないことが予想される。海洋工事における船舶

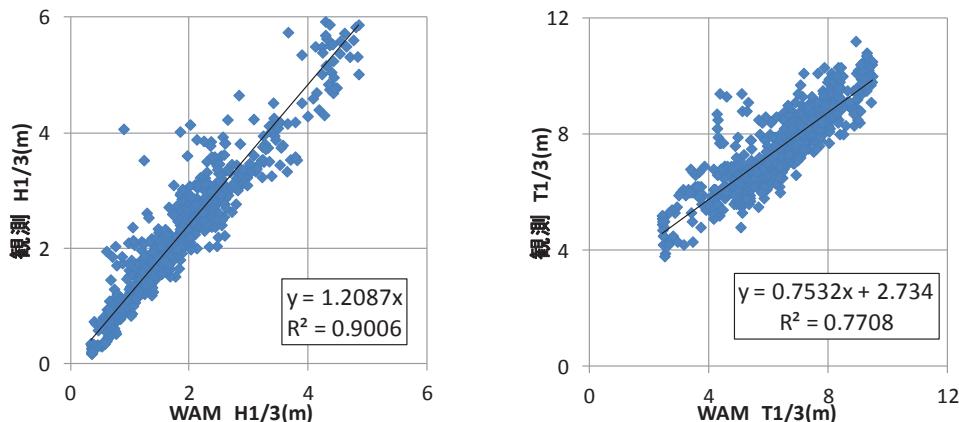


図-6 観測データとWAMの相関図

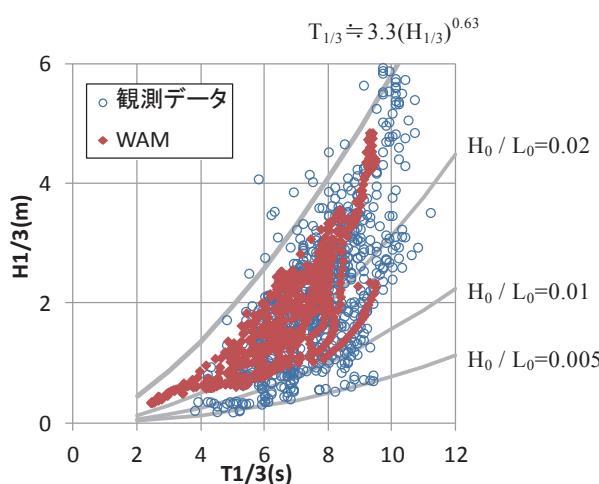


図-7 観測データとWAMの波高と周期の関係

や浮遊状態のケーソンの動搖は、浮体の固有周期にも起因するため、施工可否判断においては波高条件に加えて、周期条件が加わることも多い。現状の周期の予測精度では来襲する波浪が固有周期に一致するかどうかについて判断するのは難しいといえる。

5. 波浪推算モデルの精度低下要因検証

WAM は現地観測データと比較すると波高の予測精度は高いものの、特に低波浪時の周期の予測精度が低いことが確認された。この要因を検証するために、高波浪時と低波浪時の周波数スペクトルを比較した。図-8 には、高波浪の例として(1)12月19日0時、低波浪の例として(2)12月25日22時の観測データと WAM の周波数スペクトルについて比較を示している。なお、WAM の最小周波数を 0.0418Hz としているため、それより低周波数成分については評価できていない。

(1)12月19日0時の高波浪のデータについてはピーク周波数の位置とそのエネルギーについても良く対応しており、また、スペクトル形状についても高周波数、低周波数ともに良く対応しており、図-5 における有義波高、有義波周期ともに観測値とよく対応している。

その一方で、(2)12月25日22時の低波浪のデータについては WAM のピーク周波数が高周波数側にずれており、また、低周波側の形状は現地観測に近いものの、エネルギーについては過小評価している。また、高周波数側の形状については大きく異なっている。観測データではピーク周波数からほぼ一様にエネルギーが減少しているのに対し、WAM では 0.4Hz 程度にもピークが存在している。WAM のエネルギーは低周波数側で過小評価、高周波数側で過大評価しており、全体のエネルギーは現地観測と整合しているため波高はあってはいるものの、そのエネルギー分布が異なっているため、周期の精度は悪い結果となっていると考えられる。

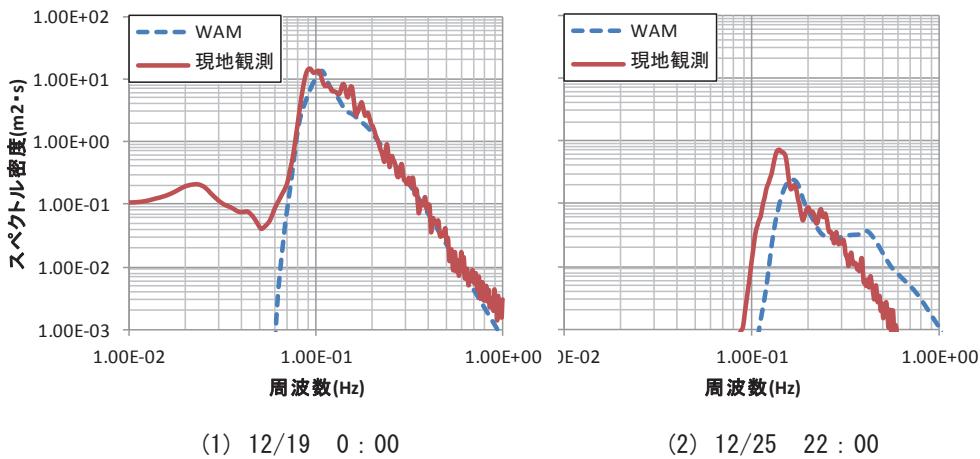


図-8 観測データと WAM の周波数スペクトルの比較

6. おわりに

海洋工事の施工可否判断に着目して、冬期日本海の WAM を用いた波浪推算精度について検証したところ、波高の予測精度は高いものの、周期は全般的に過小評価しており、精度は高くな

いことが確認された。また、波形勾配が小さい領域における予測精度の向上が必要であることが確認された。さらに、スペクトル形状の比較から、WAMでは、特に低波浪時において高周波数側に現地データには存在しないエネルギーが確認され、このエネルギー分布の相違が周期の予測精度低下の要因であることが推察された。したがって、低波浪時の予測精度向上はエネルギー分布の改善を図ることが今後の課題であると考えられる。

参考文献

- 1) 川口浩二, 猪股勉, 関克己, 藤木峻: 全国港湾海洋波浪観測年報 (NOWPHAS 2012), 港湾空港技術研究所資料, No.1282, 2014, 125p.
- 2) 江口一平, 岡田弘三, 中田琢志, 内田洋平, 崎田和彦, 宇都宮 好博: 沿岸気象海象情報配信システムの高度化, pp.61-66, 土木学会論文集B3 (海洋開発), 2014.
- 3) 森屋陽一, 琴浦毅, 関本恒浩: 日本海における波浪推算モデルを用いた海上・潜水作業可否の予測精度, 海洋開発論文集, 第26巻, pp.447-452, 2010.
- 4) 琴浦毅, 森屋陽一, 関本恒浩: 波浪推算の計算領域が海上作業可否の判定精度に及ぼす影響, 土木学会論文集B3 (海洋開発), Vol. 67, No. 2, pp.I_880-I_885, 2011.
- 5) 琴浦毅, 森屋陽一, 関本恒浩: 瀬戸内海における波浪推算モデルを用いた海上作業可否の判定精度, 土木学会論文集B3 (海洋開発), Vol. 68, No. 2, pp.I_959-I_964, 2012.
- 6) 琴浦毅, 片山 裕之: リーフ地形周辺の海上作業可否に着目した波浪予測モデルの検討, 土木学会論文集B3 (海洋開発) Vol. 71 (2015) No. 2 p. I_215-I_220.
- 7) 泉宮尊司, 小林雄一, 石橋邦彦, 関本恒浩, 高橋研也, 若松 厚, 石垣 順, 井上俊二, 干渉合成法を用いた長周期波の伝播・反射特性の解明および水位予測, 海岸工学論文集, 第66巻(1), pp. 176-180, 2010.

波浪データを使用した海上風推定手法に関する検討*

秋田大学工学資源学部

高橋 侑矢

秋田大学大学院工学資源研究科

渡辺 一也

1. はじめに

海洋の流動を研究する上で海上風は流れの情報と共に、重要な物理量の一つである。従来、海上風については、船舶やブイにより観測されてきた。他にも観測塔を利用する方法もあるが、多大な費用が掛かり、局所的な観測しかできないという問題点があった。近年では、衛星を利用した海上風推定が可能となり、風向・風速データを得ることが困難であった海域においても、空間的な風向・風速分布が観測可能となった。しかし、衛星を利用した海上風推定では空間・時間分解能が低く、構造物のある海域や沿岸域における推定は困難である場合が多い。そこで本研究では、波高・周期データを使用した海上風の推定を行う手法について検討した。さらに従来行われていた Toba の 3/2 乗則の係数の決定方法についても新しい決定法について検討した。

2. 研究方法

(1) データ観測地点

本研究では、新潟沖、第二海堡、アシカ島、神戸港、小松島、苅田、玄界灘の 7 地点において、NOWPHAS によって観測された波浪・海上風データを用いて海上風を推定する。観測地点について図-1 に示す。

(2) 使用データについて

本研究において使用したデータは、NOWPHAS により 2001 年 1 月 1 日から 2006 年 12 月 31 日までに 2 時間間隔で測定されたものである。海上風の推算の検討におい



図-1 観測地点

ては、データの整理より 2004 年 1 月 1 日から 2004 年 12 月 31 日までの 1 年間の波浪データ（波高、周期）、風データ（風速、風向）を使用した。推定結果との比較のために使用した海上風の風速と風向は同じ地点で行われているが、観測地点の高さは場所によって異なっているため、べき法則を用いて地上 10m における基準風速へと換算している。

最初に、各地点における波浪特性について整理した。ここでは一例として、7 地点の中で海上風推定手法により推定値の差の大きかった苅田における波浪特性を示す。図-2、図-3 に海上風特性、図-4、図-5 に波浪特性を示す。図-2、図-3 の海上風特性を見ると、風速 2~4m/s の海上風が多く観測され、西、南西からの風が卓越していることがわかる。

*Examination of ocean wind estimating technique using SMB method and Toba 3/2-power law by Yuya TAKAHASHI and Kazuya WATANABE

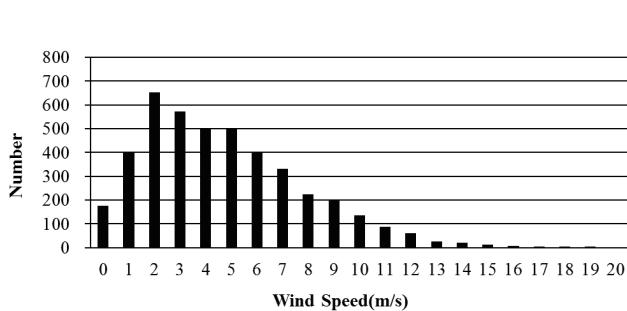


図-2 荚田における風速分布

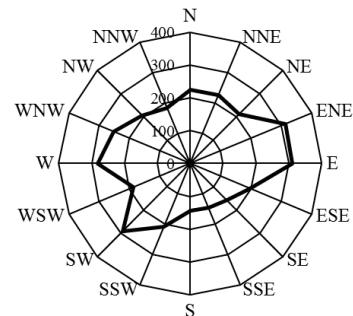


図-3 荚田における風向分布

波浪特性としては、図-4、図-5 から波高 1m 未満の波が 90%以上を占めており、2m 以上の波の観測は少なかったことが挙げられる。観測された最大波高は 3.36m、最低波高は 0.08m であった。周期については 2~4s のものが多く観測されていた。

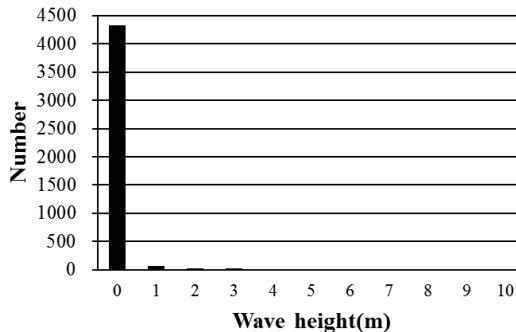


図-4 荚田における波高分布

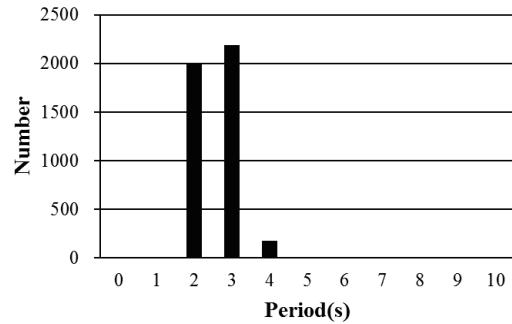


図-5 荚田における周期分布

(3)海上風の推定手法について

海上風を推定するために Huang ら¹⁾によって提案されている SMB 法を用いた。さらに、Toba の 3/2 乗則により海上風を推算した。使用した式を表-1 に示す。Toba の 3/2 乗則では、係数を決定する必要があり、従来の方法²⁾³⁾⁴⁾では最小二乗法により係数を決定していたが、この係数の値により、海上風推定の精度が著しく変化する可能性がある。そこで、本研究では係数の設定に関して、従来の方法だけではなく、新しい手法として平均二乗誤差（RMSE）を最小にする手法(以降、Method1 とする)の検討も行った。

表-1 波浪推算式

提案者	波浪推算式	各諸元
Huang	$\frac{gH_s}{U_{10}^2} = 0.26 \tanh \left[\left(\frac{1}{f_m U_{10}} \right)^{3/2} \frac{(3.5g)^{3/2}}{10^2} \right]$	g: 重力加速度 (m/s ²) H _s : 波高 (m) U ₁₀ : 海上10mの風速 (m/s) f _m : 波浪スペクトルのピーク周波数 (s)
Toba	$\frac{gH_{1/3}}{U_*^2} = B \left(\frac{gT_{1/3}}{U_*} \right)^{3/2}$	g: 重力加速度 (m/s ²) H _{1/3} : 有義波高 (m) U ₁₀ : 海上10mの風速 (m/s) T _{1/3} : 有義周期 (Hz) B: 係数

(4) Toba の 3/2 乗則の係数の決定について

Toba の 3/2 乗則の係数の決定にあたっては従来の最小二乗法によるものと図-6 に示されるように、B を 0 から 0.1 まで変化させた場合に推定値と実測値の RMSE の誤差が最小となるように B を決定したケースの 2 種類について検討した。

3. 結果の比較と考察

苅田における海上風の実測値と推定値の比較を図-7、図-8、図-9 に示す。Toba の 3/2 乗則で海上風を推定した図-7、図-8 を見ると推定値が実測値に近い値を示しており、適切に海上風を推定できていると考えられる。これらとは逆に、Huang の SMB 法で海上風を推定した図-4 を見ると推定値は実測値に比べて小さくなる傾向がみられた。

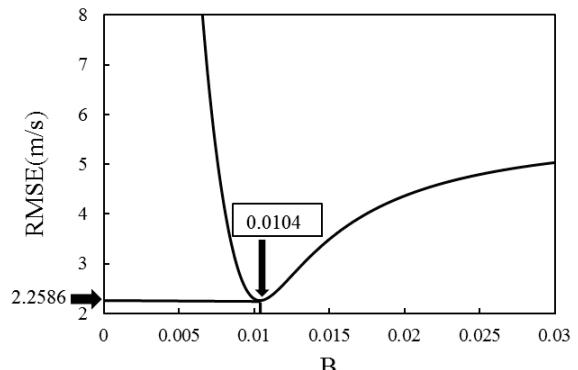


図-6 RMSE を使用した係数 B の決定（苅田）

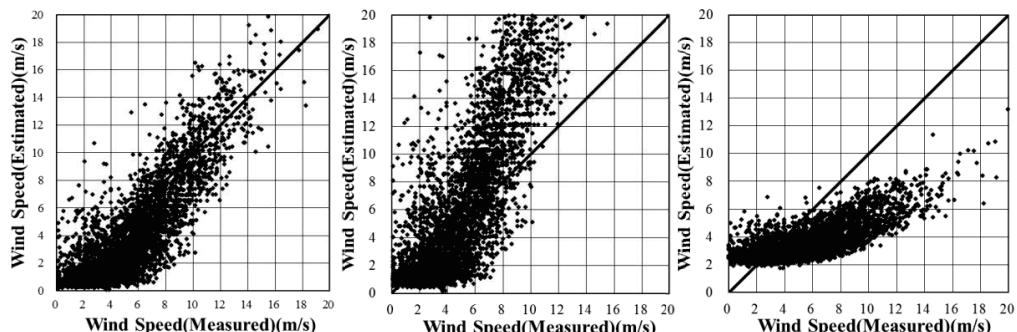


図-7 Toba3/2 乗則 (Method1) 図-8 Toba3/2 乗則(最小二乗法) 図-9 Huang の SMB 法

次に、苅田を除く各地点における実測値と推定値の比較を表-2 に示す。全体的な傾向として、Toba の 3/2 乗則の推定結果は推定値が実測値に近い値を示している。また Huang の SMB 法についても新潟沖、玄界灘については、比較的良好な推定結果を得られたが、新潟沖と玄界灘を除く他の地点では苅田と同じく推定値が実測値に比べて小さくなる傾向を示した。これらのことより、グラフからは Huang の SMB 法よりも Toba の 3/2 乗則の推定結果の方が海上風を精度良く推定できているということが分かる。

次に、各地点における実測値と推定値の相関係数を表-3、標準偏差を表-4 に示す。各地点の相関係数を見ると第二海堡を除く他の地点では、Toba の 3/2 乗則の方が Huang の SMB 法の相関係数よりも高い傾向を示した。第二海堡の相関係数では、Huang の SMB 法の相関係数の方が高いが、差は 0.02 と小さい。第二海堡の波浪特性は波高が 1m 以下の波が 90% 以上を占めており、3 秒の周期の波が卓越しているために Huang の SMB 法での推定値が低くまとまつたことで相関係数が高くなつたことが原因と考えられる。

表-2 各地点における実測値と推定値の結果

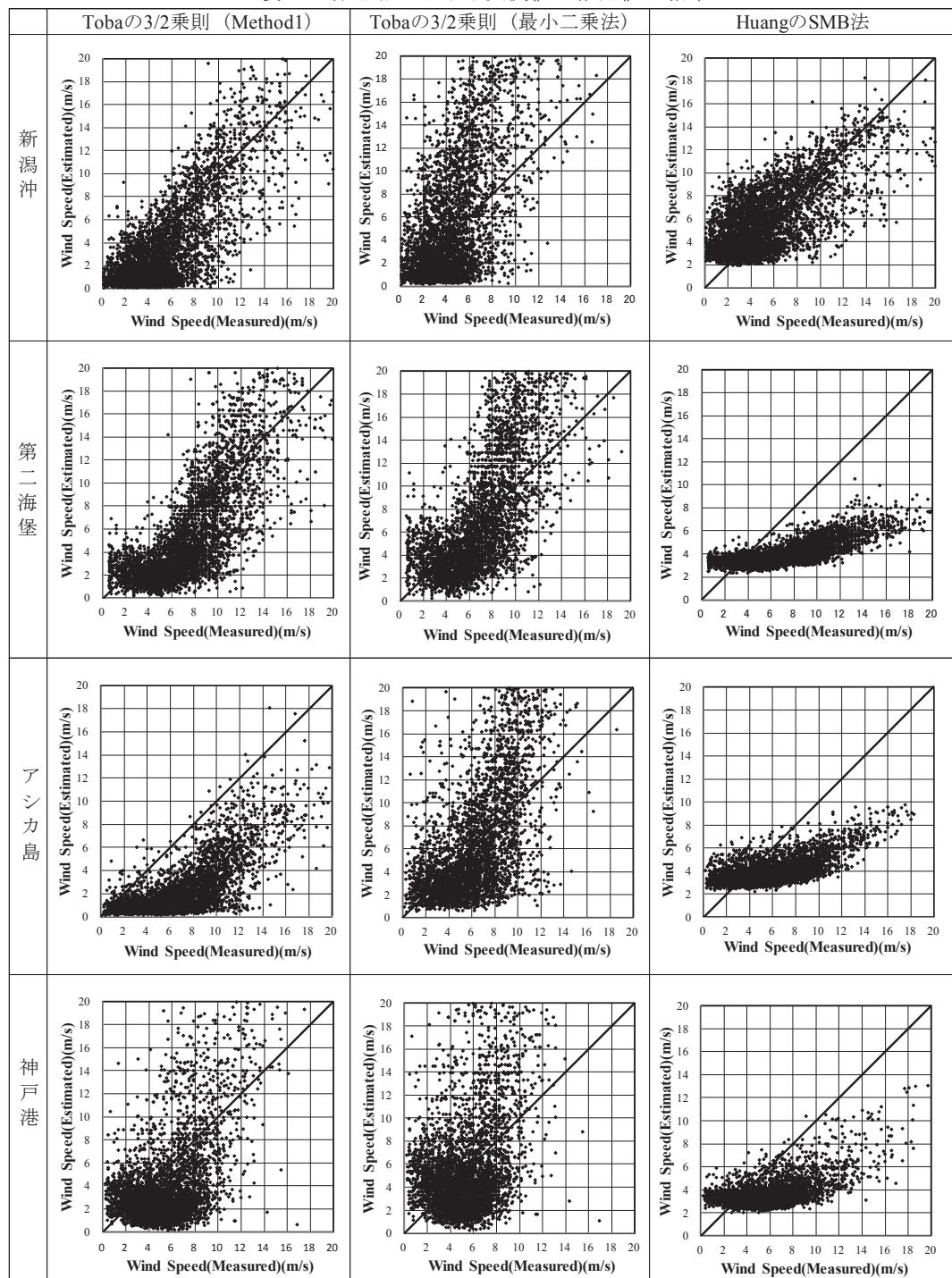


表-2 (continued) 各地点における実測値と推定値の結果

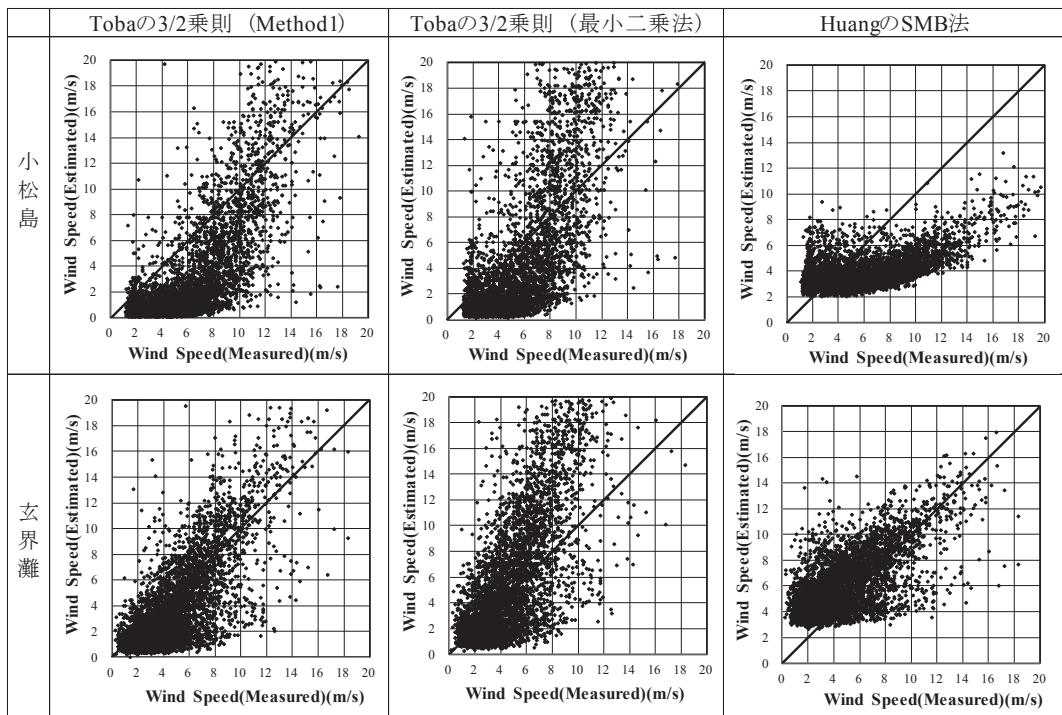


表-3 実測値と推定値間の相関係数

	新潟沖	第二海堡	アシカ島	神戸	小松島	玄界灘	苅田
Tobaの3/2乗則 (Method1)	0.79	0.71	0.67	0.62	0.79	0.75	0.85
Tobaの3/2乗則 (最小二乗法)	0.78	0.76	0.74	0.62	0.79	0.75	0.86
HuangのSMB法	0.69	0.78	0.66	0.58	0.63	0.66	0.79

表-4 実測値と推定値間の標準偏差

	新潟沖	第二海堡	アシカ島	神戸	小松島	玄界灘	苅田
Tobaの3/2乗則 (Method1)	4.1	4.5	2.6	5.2	4.9	3.8	3.8
Tobaの3/2乗則 (最小二乗法)	9.6	7.8	9.5	8.5	9.6	6.1	7.1
HuangのSMB法	2.9	1.1	1.4	1.2	1.5	2.4	1.4

Toba の 3/2 乗則の Method1 と最小二乗法で比較すると、第二海堡、アシカ島、苅田では最小二乗法の値の方が高く、それ以外の地点では同じ値となった。相関係数を考慮して評価を行う

と、最小二乗法の方が Method1 よりも精度良く推定できていると考えられるが、図-7、図-8、表-2 を合わせて考えると最小二乗法の方は推定値が実測値に比べて高くなる傾向があるため、一概に最小二乗法の方が精度良く推定できるとは言えない。そこで、表-4 の各地点における標準偏差について検討することとした。Toba の 3/2 乗則の Method1 と最小二乗法の標準偏差を比較すると、最小二乗法の値よりも Method1 の値の方が低い傾向を示している。これは、推定値が実測値よりも高くなる為、推定値にばらつきが生じたことで最小二乗法の値の方が、Method1 の値よりも高くなつたと考えられる。そのため、Toba の 3/2 乗則の Method1 と最小二乗法で比較すると、Method1 の方が精度良く海上風が推定できていると考えられる。しかし、Toba の 3/2 乗則の値よりも Huang の SMB 法の値の方が低い傾向があるため、標準偏差だけで評価を行うと Huang の SMB 法の方が精度良く海上風を推定できていると考えられるが、図-7、図-8、表-2 を合わせて考えるとこれは妥当であると言えない。これは、推定値が実測値に比べて小さくなる傾向があり、低くまとまつたことで標準偏差の値が Toba の 3/2 乗則の値よりも低くなつたためと考えられる。

4. 結論

本研究では、Huang らによって提案されている SMB 法、Toba の 3/2 乗則による Method1 と最小二乗法により波浪データから海上風の推定を行つた。Huang らによって提案されている SMB 法を用いて海上風の推定を行うと、観測地点によっては比較的良好な推定結果を得られたが、ほとんどの観測地点では推定値が実測値に比べて低くなることを示した。それに対し、Toba の 3/2 乗則を用いての推定では推定値が実測値に近い値を示した。特に、Method1 では全ての観測地点において、より良好な結果が得られた。相関係数、標準偏差を見ると Toba の 3/2 乗則の最小二乗法、Huang の SMB 法が精度良く海上風を推定できていると考えられるが、図-7、図-8、表-2 を合わせて考慮すると精度良く推定できているとは考えられない。そのため、実測値と推定値の比較図、相関係数、標準偏差を総合的に判断すると Toba の 3/2 乗則の Method1 が一番精度良く海上風を推定していると考えられる。

今後は、海洋短波レーダにより得られた波浪データを使用して、本手法を適用した面的な海上風の推定を行う予定である。

謝辞：本研究を行うにあたつて、国立研究開発法人港湾空港技術研究所から、貴重なデータを提供していただいた。ここに記し、謝辞を表する。

参考文献

- 1) Weimin Huang, Shicai Wu, Eric Gill, Member, IEEE, Biyang Wen, and Jiechang Hou : HF radar wave and wind measurement over the Eastern China Sea, IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing, Vol.40, No.9, 2002.
- 2) Ebuchi, N., Toba,Y., and Kawamura,H.: Statistical Study on the Local Equilibrium between Wind and Wind Waves by Using Data from Ocean Data Buoy Stations, Journal of Oceanography, Vol.48, pp.77 to 92,1992.
- 3) 後藤智明・小舟浩治・菊池政信・早川完治・手島道人：東京湾の波浪特性と閉鎖海域の波浪推算手法、海岸工学論文集、第 37 卷、pp.186-189,1990.
- 4) 後藤智明・末次広児・小舟浩治：海上風の抵抗則と風波の発達則、海岸工学論文集、第 37 卷、pp. 170-174,1990.

三沢海岸 2015 年地形変動特性

八戸工業大学工学部土木建築工学科 対馬央人、佐々木 幹夫

1. はじめに

三沢海岸では、三沢漁港防波堤の建設以来、その北側海岸において侵食が急激に進んでいた。三沢海岸の侵食を防ぎ砂浜を残すための対策としてヘッドランド工法が用いられている。ヘッドランド工周辺の海岸地形を定期的に調査することで、地形変動の傾向を把握でき、海岸の地形変動の特性を明らかにすることができます。また同時に、ヘッドランド工法の効果を確認することができる。本研究では、2015年4月から2016年1月までの汀線位置を調べることにより地形の変動特性を明らかにしてみる。

2. 現地観測

観測は、G P S、小型パソコンを一枚の板に固定してB 1～B 1 3 H L区間（14 km）を汀線に沿って歩き、汀線位置を2015年4月から2016年1月を対象期間において月に1度の割合で測定した。気象条件により観測実施日は左右されたがおおむね月1回の観測は実施できた。写真1に汀線位置を測定しているところを示した。汀線位置の測定は冬季や波が高い時は真の汀線位置より陸側に一定距離後退したところを汀線に平行に沿って移動し測定している。この日は陸側に20m後退したところを平行移動測定して作業終了後に内業で真の汀線位置に補正している。表1は今年度の観測日時と波の状況、汀線測定位置を示したものである。

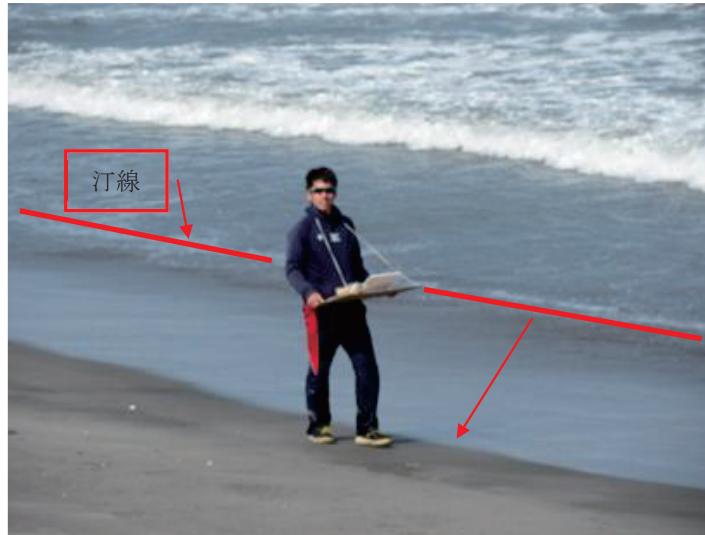


写真1 汀線観測 2015年4月21日

観測は波が穏やかで、雨の降らない日に実施することを原則とし、表にあるとおり波がやや高い日に観測を行なった月もあったが、通常通り観測を行なえた。表の汀線測定位置では、月ごとに実際に観測した測定位置を示した。これは先述したとおり、外業により後退させた汀線位置を、後に内業により真の汀線位置に補正している。

* Characteristics of shoreline in Misawa coast in 2015 by Hiroto Tsushima and Mikio Sasaki

表 1 2015 年観測日

回	対象月	実施日	碎波波高	波向き	波の状況	汀線測定位置
1回目	4月分	4月21日	1.5m	東	比較的静穏	後退20m
2回目	5月分	5月29日	1.5m	東	比較的静穏	後退35m
3回目	6月分	6月19日	1.5m	東	比較的静穏	後退20m
4回目	7月分	7月31日	1.0m	東	比較的静穏	後退20m
5回目	8月分	8月27日	2.0m	東	やや波高し	後退30m
6回目	9月分	9月16日	1.2m	東南東	比較的静穏	後退30m
7回目	10月分	10月15日	0.75m	東南東	静穏	後退25m
8回目	11月分	11月18日	2.0m	東南東	やや波高し	後退30m
9回目	12月分	12月5日	1.0m	東	比較的静穏	後退25m
10回目	1月分	12月24日	0.6m	東	静穏	後退20m

3. 三沢海岸における侵食対策と海岸の現況

三沢海岸では、三沢漁港の北側において、海岸侵食対策工としてヘッドランド工の建設が進められており、2015年3月時点で図に示すように13基中10基が計画通り堤長200m、設置間隔1kmで設置されており、残り3基のヘッドランドが延伸中となっている。これらのヘッドランドには南から北へ順にB 1、B 2、・・・、B 1 3 H Lと名前が付けられている。

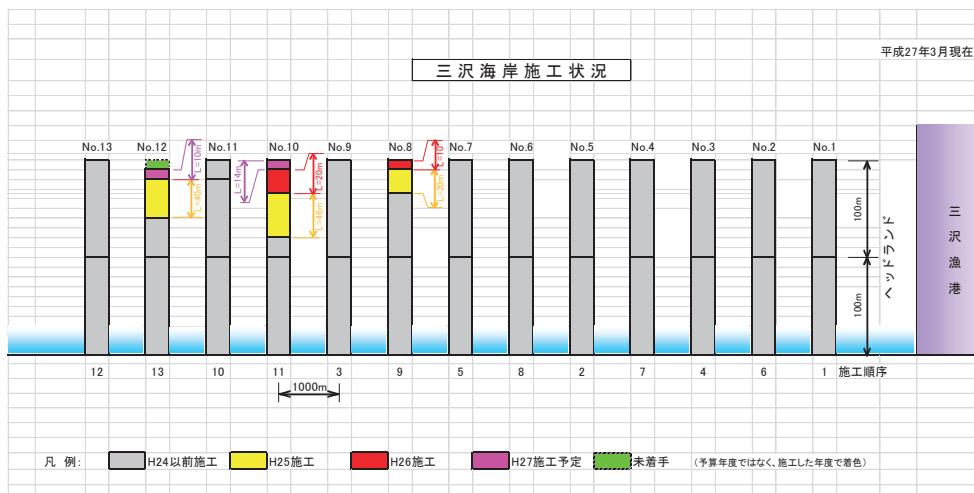


図1 三沢海岸ヘッドランド工設置状況 2015年3月
堤長200m、間隔1km、10基完成、3基延伸中

4. 地形変動特性

図2は2000年4月29日、2014年12月25日および2015年4月21日における汀線位置を示す。

図において点線は2000年4月29日の汀線位置を示し、細線は2014年12月25日の汀線で、太線は2015年4月21日の汀線を示している。図より、B6HLからB7HL海岸において2015年4月21日汀線が2014年12月25日汀線より前進しているが、2000年4月29日汀線と比べると南側で後退、北側では前進している。2000年4月29日汀線は南北に直線状の海岸となっているが、近年の汀線形状は円弧状を示し、この海岸でも海岸の安定化が進んでいると考えられる。一方、B7HLからB8HL海岸では、2000年4月29日、2014年12月25日の汀線位置より前進していることがわかる。汀線形状は円弧状を示し、この海岸でも海岸の安定化が進んでいると考えられる。

図3は2000年4月29日、2015年4月29日、および2015年11月18日のB6HLからB8HLの汀線位置を示す。細線は2015年4月21日汀線で、太線は2015年11月18日の汀線を示している。図より、B6HLからB7HL海岸において、2015年11月18日汀線（太線）が2015年4月、2000年4月汀線より全体的に後退していることがわかる。一方、B7HLからB8HL海岸では、2000年4月汀線と比べると南側で後退、北側では前進し、2015年4月汀線と比べると後退している。しかし、この後退は後述のように、海岸の侵食を意味するものではなく、年変動の範囲内の後退である。

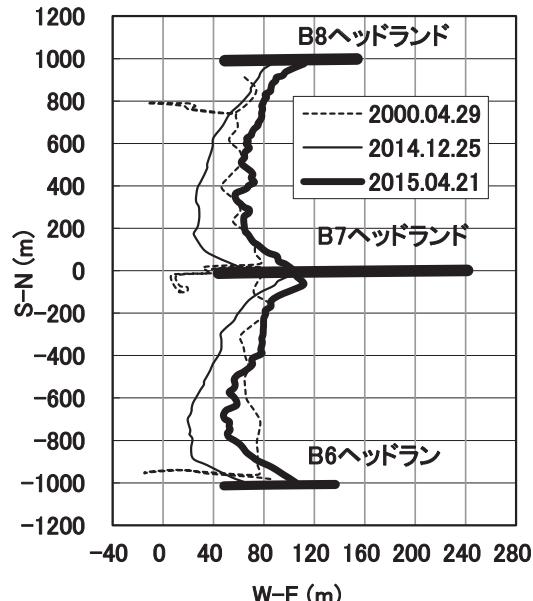


図2 汀線位置の比較 2000年4月29日、
2014年12月25日、2015年4月21日における

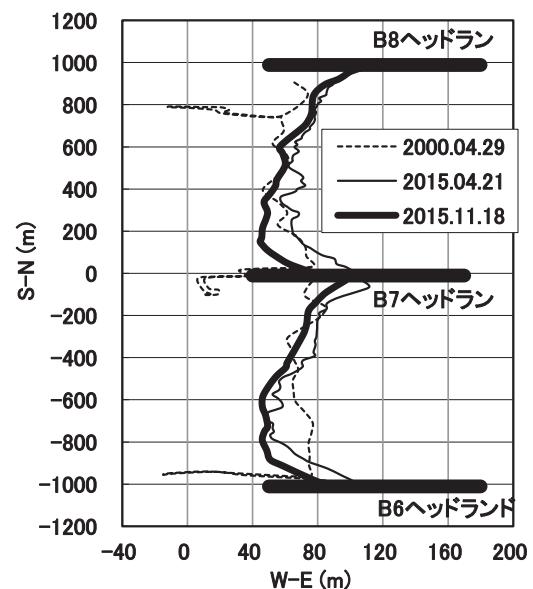


図3 汀線位置の比較 2000年4月29日、2015
年4月21日、2015年11月18日における汀線位

図4に2015年4月21日から12月24日までの各月の汀線位置を示した。どの月の汀線形状も円弧に近くなっているおり、ヘッドランドにより海岸が安定してきていることを示していると言える。年間の変動を見てみると、4月から月を重ねるごとに徐々に後退している。これは三沢海岸の汀線位置が4月～7月頃に前進、11月～1月頃に後退する傾向があるためである。

図5に2000年4月28日および2015年4月21日から2015年12月24日における汀線位置を示した。B1ヘッドランドは最初に建設されたヘッドランド工であり、この箇所の海岸侵食が対策開始当時最も深刻で対策が急がれていた。海岸の侵食は激しく進んでいたが、この海岸侵食もヘッドランド工の設置により止まり、砂浜は復元してきている。汀線形状はきれいな円弧状を示しており、海浜の安定化が進んでいることを示している。この海岸には県農林課の事業で海岸護岸が設置されているが護岸の傾斜は緩く、ヘッドランドにより捕捉されている漂砂を砂浜に留めている。写真2はB1HL北側の海岸護岸を示したものである。



写真2 B1HLから北側 (2015年4月21日)

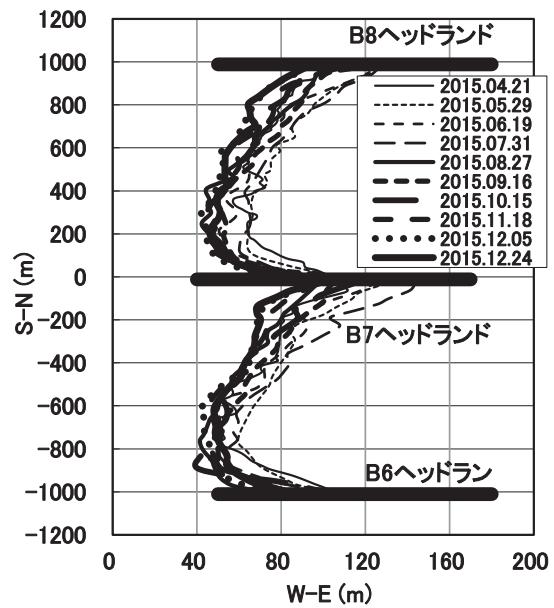


図4 2015年4月21日から12月24日における汀線位置

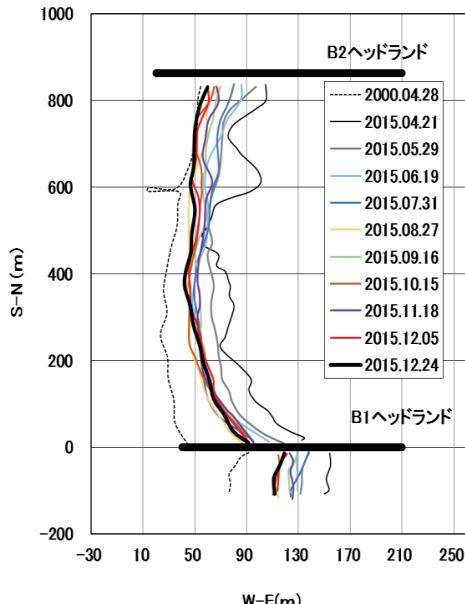


図5 2000年4月28日および2015年4月21日から2015年12月24日における汀線位置

図6に2015年4月21日から2015年12月24日までのB2HLからB4HL間の汀線位置を示した。B2HLからB3HLの汀線形状は円弧状であり、安定していることが図よりわかる。しかしB3HLからB4HL海岸では、B3HL北側で砂浜の安定化が見られない結果となった。これはB3～B4HL海岸に急傾斜で消波ブロックが置かれているためであり、これにより反射波が生じ、底質を浮遊させ、ヘッドランド工により留められている漂砂が沖へ移動させられており、ヘッドランド工の効果を消失させている。図6より、B3HLからB4HLの汀線位置は、B2HLからB3HLの汀線位置に比べてやや後退していることがわかる。この解決策として、B3HL北側にある急傾斜の消波ブロックを緩傾斜の護岸堤防に設置しなおすことで、地形変動の安定化が進むものと考えられる。写真3は2015年6月19日にB3HLとB4HLの中間から南側を撮影したものであり、写真中央に写っているものが消波ブロックである。

図7は2000年1月から2016年1月(2015年12月24日測定)までのB6HLからB7HL海岸の長期地形変動の様子であり、図8は2000年1月から2016年1月までのB7HLからB8HL海岸の長期地形変動の様子である。これらの図では平均汀線の位置を黒の実線で表し、移動平均を青の実線で表している。両図より汀線位置は月ごとに変動しているが、B6HLからB7HL海岸およびB7HLからB8HL海岸においては、2001年ころよりほぼ同位置の周りにあり、侵食ではなく、安定しているといえる。平均汀線に両図とも凹凸が見られるのは、前述のとおり三沢海岸の汀線位置が4月～7月頃に前進、11月～1月頃に後退する傾向があるためである。平均汀線位置は、上に凸部分(前進)が4月～7月頃であり、下に凹部分(後退)が11月～1月頃である。年間の地形変動の傾向は4月～7月頃に前進、11月～1月頃に後退し、この地形変動が1年ごとに繰り返されている。

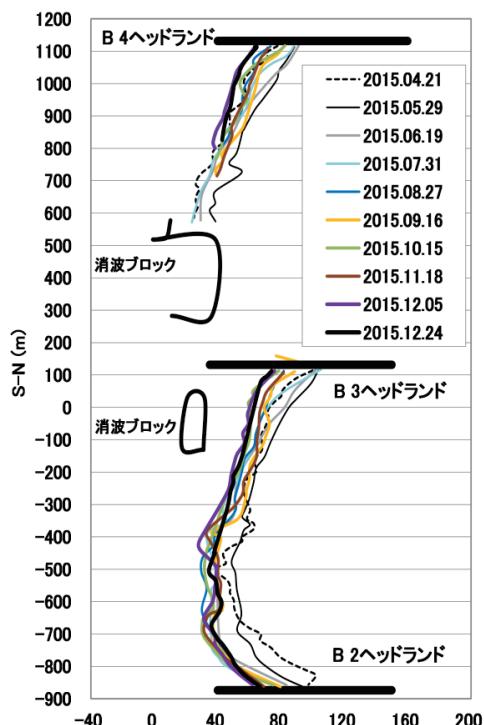


図6 2015年4月21日から2015年12月24日における汀線位置



写真3 B3HLとB4HLの中間から南側
(2015.06.19)

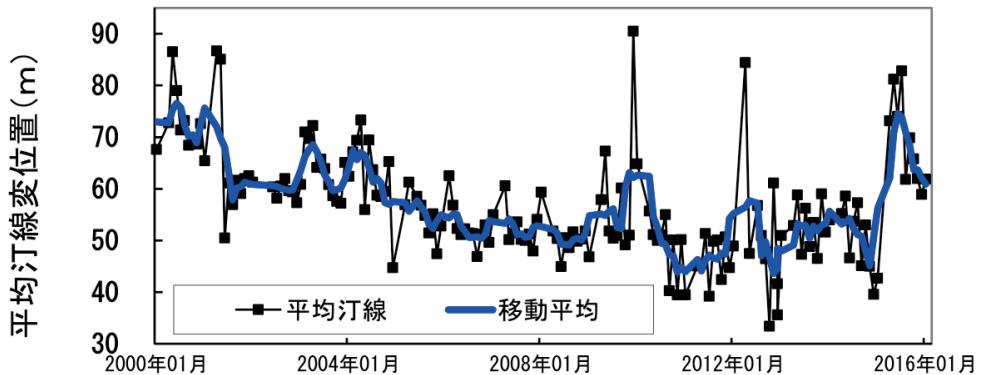


図 7 B 6～B 7HL 海岸平均汀線位置 2000 年1月～2016 年1月

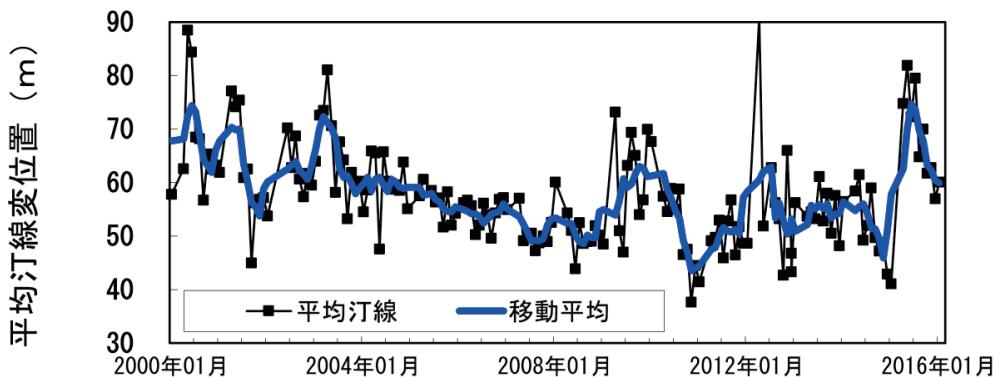


図 8 B 7～B 8HL 海岸平均汀線位置 2000 年1月～2016 年1月

5. 結論

本研究により以下のことを明らかにできた。(1) B 3～B 4 HL 海岸を除いた B 1～B 13 HL 海岸では、侵食は止まり海岸の安定化が認められる。(2) B 3～B 4 HL 海岸が安定化しないのは汀線近傍に設置されている急傾斜をなす消波ブロックのためである。緩傾斜の護岸堤防に設置しなおすことにより海浜の安定化が進むものと推定される。(3) 侵食対策を早く実施した海岸には円弧状の汀線形状が形成され、砂浜の安定化が進み、ヘッドランド工の効果が認められる。しかし、ヘッドランド工ができてまだ年月の短いヘッドランドもあるため、来年度も引き続き地形変動を調査する必要がある。

6. 謝辞

この調査は青森県上北地域県民局地域整備部（部長 伊藤文二）からの委託研究により実施したものである。ここに深甚なる敬意を表する。

参考文献 Sasaki M. (2014). Artificial headlands for Beach Erosion in Misawa Coast, Japan, Proceedings of the Indo-Japan Workshop on River mouths, Tidal Flats and Lagoons, 15-16 September 2014, IIT Madras, India, pp.31-40.

十三湖における遡上塩水の鉛直構造(その2)

八戸工業大学 鈴木 祥高・佐々木 幹夫、東北大学 田中仁・梅田信

1. はじめに

十三湖は岩木川の河口に位置し、岩木川は十三湖を通り湖口から日本海に流れている。十三湖の湖口を現地では水戸口と呼んでおり、水戸口への導流堤建設が始まったのが大正14年であり、完成は昭和22年である。この導流堤建設により、湖には定期的に海水が遡上するようになり、湖内の汽水湖環境は河口閉塞時の湖に比べると安定するようになってきている。湖に生息するシジミも自然産卵、自然繁殖するようになり、シジミは安定して獲れるようになっている。しかし、漁獲量は年変動を繰り返しており、汽水環境のどの変化がシジミ漁に影響を与えていたかについては未だに未解明といえる。そこで本研究では、湖における汽水環境特性を明らかにすることを最終的な研究目的とし、今年度は昨年度に続き、遡上塩水の現地観測を行い、遡上している塩水の鉛直構造を検討してみる。

2. 観測方法

観測は自記式の塩分計、流向流速計を用いて、7月中旬から9月中旬にかけて行った。図1に観測地点を示す。観測地点に流向流速計、塩分計を設置した。写真1に流向流速計と塩分計の固定状況を示す。(図1▼印) 流向流速計は底面から57cmの位置に設置した。設置は観測地点に船で行き船上よりロープに固定した塩分計を鉄パイプに縛り付けて固定した。写真2は計測器の設置状況を示す。塩分計の位置は湖の底より約15日間隔で30cm、60cm、90cm、120cmの位置に設置した。写真3は計測器設置完了後の様子を示す。左に塩分計、右に流向流速計を設置した。

3. 結果と考察

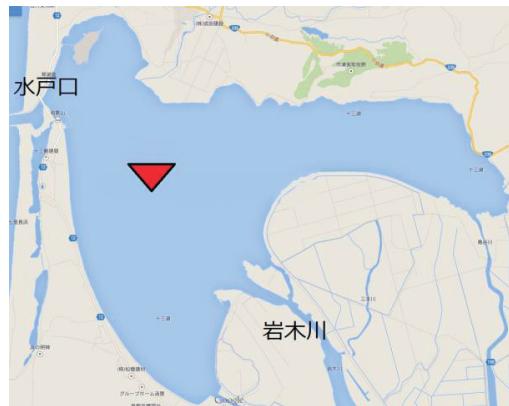


図1 塩分観測位置 (▼ 塩分水温計・流向流速計設置)



写真1 現地観測の状況

* Perpendicular structure of salt water moved into Lake Jusan (No2)by Y.Suzuki, M.Sasaki, H.Tanaka, and M.Umeda



写真2 計測器の設置状況

写真3 計測器設置完了後の様子
右側：流向流速計、左側：塩分計

3. 1 塩水遡上状況

図2に塩分の観測結果を示す。観測は7月28日から8月2日に湖底よりZ=60cmの位置で行っている。ここに、Zは底面から鉛直向上きにとった距離である。塩分は7月28日と29日には朝から上昇し、すぐに減少し、昼から夜にかけ濃度の低い時間が続いた。8月1日朝には塩水が上昇しすぐに減少したが、塩分は高い濃度が続いている。2日は午前中に再び上昇し、午後に上昇しているが濃度はやや低い。

図3に水戸口の順流と逆流を示す。流量がプラスのときは順流(湖から海へ)、マイナスのときは逆流を示す。28日には午前と午後に2回逆流が生じている。午前および午後の逆流は図2の塩分濃度が高くなっている観測にある時間差をおいて対応している。その他の日も同様に午前と午後に逆流が生じている。この逆流は図2の塩分濃度が高くなっている観測に対応している。水戸口の逆流は湖の中央付近まで塩水を遡上させており、海水の遡上は水戸口の流れで概略判断できる。7月28日および29日の午前の逆流は規模が小さいが図2、図3に示すように塩分濃度の変化は大規模であり、逆流の大きさと塩分濃度の大規模な変化は対応していない場合も見られる。

図4に水戸口の流量と岩木川の流量を示す。観測を始めた7月14日から流量は順流と逆流

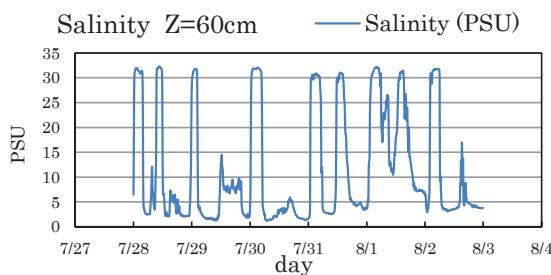


図2 塩分観測結果



図3 水戸口の順流と逆流

を繰り返していることがわかる。図4に示すように7月25日の午後から26日にかけ岩木川の流量が上昇している。このとき、水戸口では逆流が無くなっている。7月29日岩木川の流量が上昇しているが、水戸口では逆流が生じている。しかしほかの日と比べ逆流が小さいことが分かる。

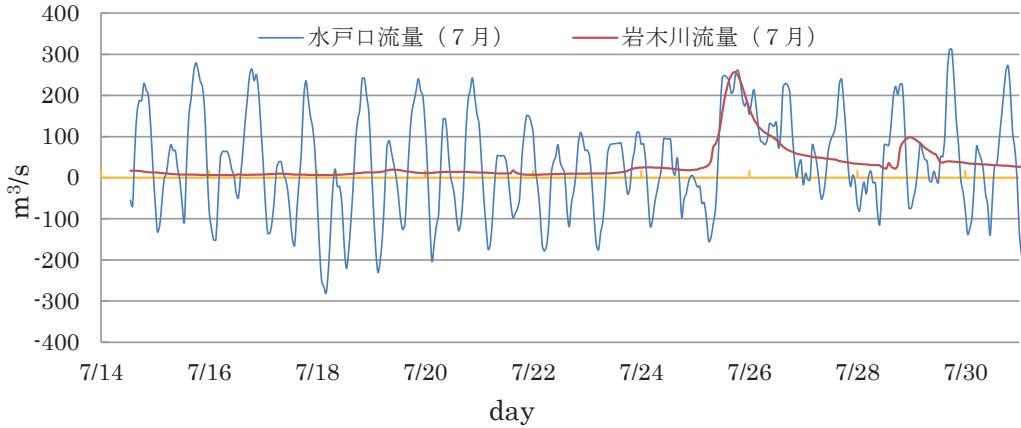


図4 水戸口の流量と岩木川の流量

3. 2 塩分濃度の予測

塩水の動きは塩分濃度の変化で推定される。塩分濃度は Sasaki, Tanaka & Umeda(2012)によれば以下のように与えられる。すなわち、逆流時には鉛直方向に分割した各層の塩分濃度 c は k 番目の層内において次式(2)で与えられる。

$$c_k = (C_{\max k} - C_{\min k}) \{1 - \exp(-\alpha_{1k} \xi_k)\} + C_{\min k} \quad (1) \quad c_k = C_{\min k} \text{ at } \xi_k = 0 \quad (2)$$

$$c_k = C_{\max k} \text{ at } \xi_k = \infty \quad (3) \quad \xi_k = \beta_{1k} \int |u_k| dt / l_o + \beta_{2k} x_k / l_o + l_{01k} / l_o \quad (4)$$

式(4)において、 t および x は時間、および流路に沿う陸から海へ向かって取られた座標、 u_k は流速、 l_0 は場の代表的な長さであり、ここでは $l_0 = 3600 \text{ m}$ としており、 β_1 および β_2 は任意の定数であり、逆流時に $\beta_1 = 1$ 、 $\beta_2 = 3$ 、順流時に $\beta_1 = 1$ 、 $\beta_2 = -3$ 、 L_{01} は逆流開始時の塩水フロントの位置に相当する距離である順流時には塩分濃度は次式(5)により与えられる。

$$c_k = (C_{pk} - C_{\min k}) \exp\{-\alpha_{2k} (\xi_k - \xi_{ok})\} + C_{\min k} \quad (5) \quad c_k = C_{pk} \text{ at } \xi_k = \xi_{ok} = \xi_k \Big|_{t=0} \quad (6)$$

$$c_k = C_{\min k} \text{ as } \xi_k = \infty \quad (7)$$

ここに、時間 t は順流開始時に 0 となる。また、式(5)において、 C_{pk} は順流開始時の塩分濃度である。式(1) および (5) より、逆流および順流時の塩分が計算される。

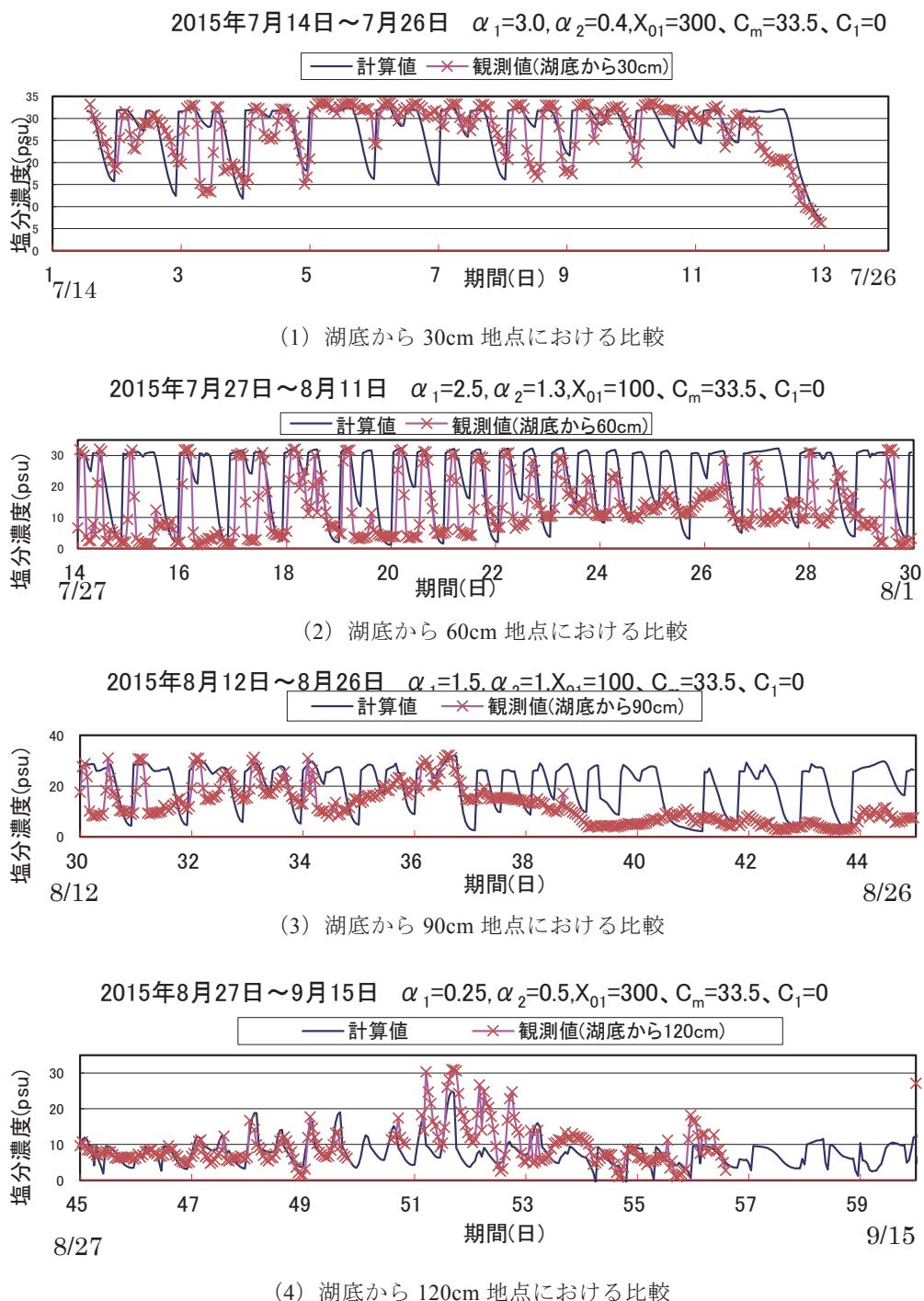


図 5 塩分濃度理論値と観測値の比較 2015 年 7 月 14 日～9 月 15 日

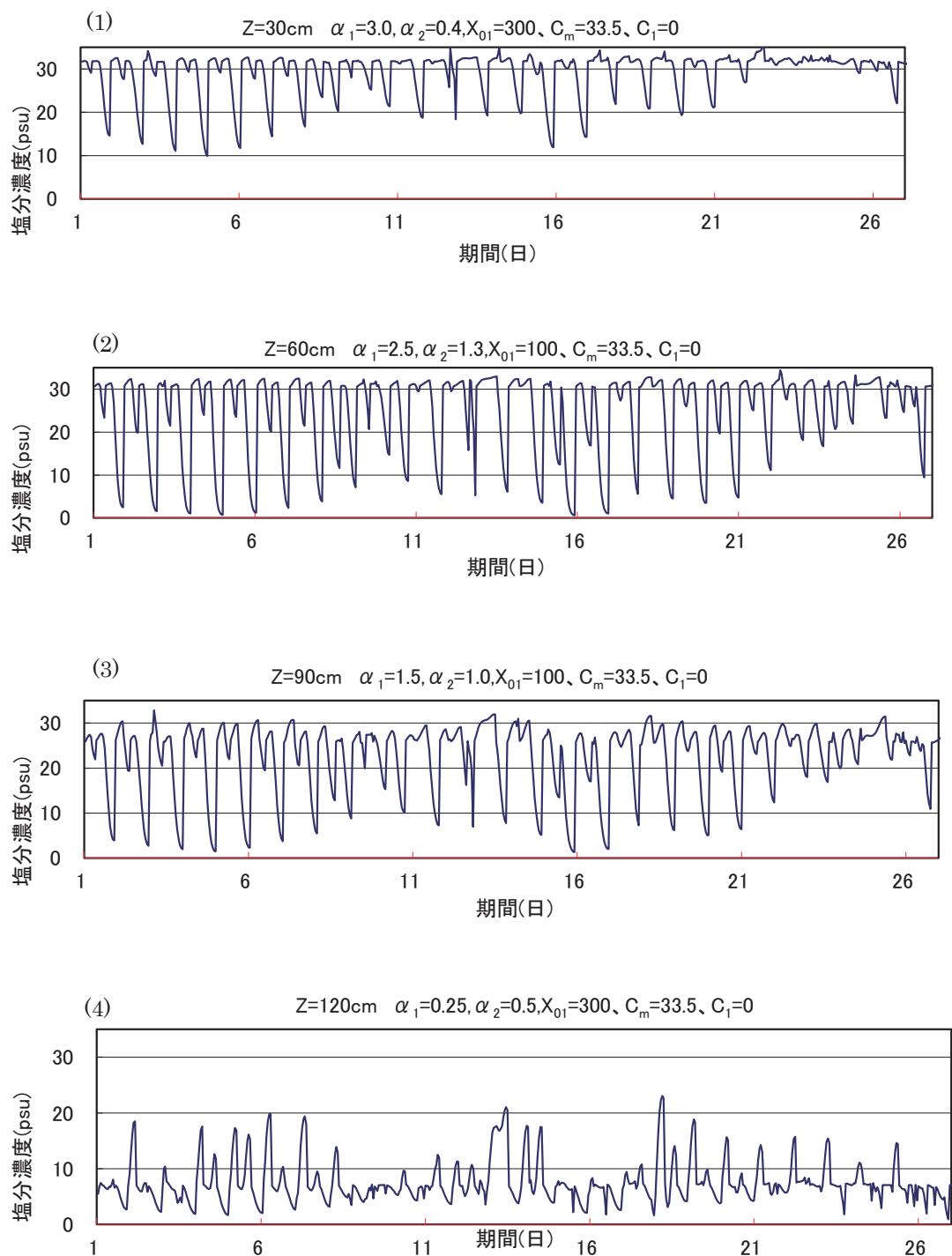


図 6 2015 年 7 月における塩分予測

図 5 に式 (1) および式 (5) を用いて湖底から 30cm、60cm、90cm、および 120cm における塩分の予測を行った計算結果を示した。図 5 の(1)は湖底から 30 cm 位置にあるため塩分濃度は全体的に高いことがわかる。5 日ごろの観測結果に計算値を合わせてみた。期間日 14 日から 5 日目までの計算値と観測値は良い一致を示しているが、6 日から 10 日目は観測値に計算値を近づけることが出来なかつた。そのあとの 12 日から 13 日までは、観測値と計算値の誤差が大きくなってしまった。図より下層部では塩分濃度が高い時間が長いことがわかる。次に図 5(2) は湖底から 60 cm の位置の結果を示しており、(1) より塩分濃度が低くいときが多くなっていることがわかる。(2) は 14 日から 18 日の塩分濃度が高くなっているところに計算値をあわせた。全体的に計算値と観測地は良い一致を示している。しかし、25 日から 30 日目までは合わせることが出来なかつた。中層下部は塩分濃度が高い時間が長いが、低い時間もあることがわかる。次に図 5(3) は、湖底から 90 cm の位置にあり塩分濃度も(1)、(2) と比べて低くなってきていることがわかる。(3) では 33 日と 36 日目の観測結果に計算値を合わせた。30 日から 36 日目までは塩分濃度が高いところは計算値を合わせることが出来た。37 日から 45 日目は差が大きく予測することが出来ていない。中層上部は塩分濃度が高い時間が短く低い時間が長いことがわかる。最後に(4) は湖底から 120 cm の位置にあり、今回の調査でもっとも高い位置にあるため、塩分濃度の低い時間が長いことがわかる。45 日から 49 日の観測結果に計算値を合わせた。全体的に計算値が合っており予測することが可能といえる。上層部は塩分濃度が低い時間が長い。

図 6 に 2015 年 7 月における湖の中央付近における塩分予測(計算値)を示した。図 6 より、底面近くでは(図 6(1))、5 日ごろに 10Psu まで塩分が淡くなったときがみられるが、ほとんどは 20Psu の濃度となっており、塩分の濃い日が続いており、完全に淡水化されることはなかったことがわかる。また、上層では(図 6(4))、5Psu 前後の塩分濃度の日が続いており、淡水との混合がみられ、完全に淡水化されるまでには至っていないことがわかる。

4. 結論

湖に自記式の水温・塩分計と流向・流速計を設置し、現地観測を実施し遡上塩水の鉛直構造を調べた結果、以下のことがわかった。

- (1) 逆流の規模は小さいが、塩分濃度の変化が大規模であり、逆流の大きさと塩分の変化は対応していない場合もあった。
- (2) 塩分濃度は佐々木・梅田・田中の式を用いて、 α_1 、 α_2 、および X_{01} の値を見出すことで予測することが可能となった。観測値と計算値は比較的良い一致を示している。
- (3) 佐々木・梅田・田中の式を使用することで、塩水遡上を概略判断することが可能となつた。

参考文献

1. 佐々木幹夫・梅田 信・田中 仁 (2013.3) : 岩木川河口における塩淡水交換特性、東北地域災害科学研究、第 49 卷、pp.139-144.
2. Mikio Sasaki, Hitoshi Tanaka and Makoto Umeda : THEORY ON SALT-WATER MOVEMENT IN IWAKI RIVER MOUTH, ICHN, November 4-7, 2012 in Orlando, Florida.

Application of Simulating WAves Nearshore (SWAN) model for wave simulation in Gulf of Thailand

Wongnarin Kompor¹, Hitoshi Tanaka² Chaiwat Ekkawatpanit³, and Duangrudee Kositgittiwong⁴

Abstract

Evaluation of ocean wave is important matter for human life and activity in coastal area. Understanding characteristic of ocean wave such as ocean wave height can use to determine the fishing area for fishermen, evaluate the coastal erosion, determine ship transportation in ocean and evaluate the ocean wave energy which is the new source energy in recent year for example. Thus, simulation of the ocean wave height by numerical model is presented in this study. The numerical model used in this study is Simulating Waves Nearshore (SWAN) model, which is the third generation wave model and based on wave action balance energy equation. The implementation of the SWAN model, which running 2 periods between March to June and October to December, are clear weather and storm period. The results from SWAN model is compared with the near real time satellite significant wave height from Jason-2 satellite. The scatter plot of observed data with modelled data, comparison of the wind speed between the observed and modelled data from NAVGEM, and monthly validation statistic are presented in this study. The results from this study show an agreement between observed and modelled data. However, some time period shows error. This error is probably due to various times of observed data when compared. The results of this study are a preliminary step to determine the wave energy potential in Gulf of Thailand and will be used as the input data in Computational Fluid Dynamics (CFD) model to generate the ocean wave energy.

Introduction

Thailand is located in South East Asia bounding the Andaman Sea at west side of Thailand and Gulf of Thailand locate at the east side of Thailand. Both 2 seas is the important sea for Thailand such as fishery, traveling, ship transport for example. In Gulf of Thailand, there is a coastal erosion due to reservoir that is constructed in the North part of Thailand, coastal construction that lead to soil erosion in the other area, and ocean wave that eroded the coastal area. Thus, understanding the characteristic ocean wave is important matter for civil management, prevention, and protection the coastal area. To understanding the ocean wave characteristic, the simulation by wave model is presented in this study. Simulating WAves Nearshore (SWAN) model is selected to use in this study.

There are some researches which studied and implemented a simulation of ocean wave height in Gulf of Thailand e.g. Kanbua et al. [1] who implemented the significant wave height in the Gulf of Thailand during Typhoon Linda 1997 by Wave Model (WAM) and Neural Network Approaches, Wannawong et al. [2] studied the wave energy potential in 2011 by numerical model (SWAN model) at Gulf of Thailand, Kositgittiwong et al. [3] simulated the significant wave height by wind-wave model called Waves Model (WAM) in Gulf of Thailand 2011 for computational fluid dynamics simulation based on Navier-Stokes equation, Thanathanphon et al. [4] developed an operational wave forecasting system for Gulf of Thailand by using SWAN model.

¹Master Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, King Mongkut's University of Technology Thonburi, Bangkok, Thailand

²Professor, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan

³Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, King Mongkut's University of Technology Thonburi, Bangkok, Thailand

⁴Lecturer, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, King Mongkut's University of Technology Thonburi, Bangkok, Thailand

Therefore, the objective of this study is to implement a SWAN model for Gulf of Thailand during March to June and October to December in 2014. The wind data from Navy Global Environmental Model (NAVGEN) in 2014 is used. The bathymetry data is from ETOPO1 which provided by the National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA). The wave simulation model in Gulf of Thailand is a difficult tasks due to lack of wave data from buoys data. Recently, the satellite technology has provided a possible way for model validation. Thus, the significant wave height results are compared with satellite data which provided by Jason-2 data in this study.

Methodology

1. Study area

Study area in this study is the Gulf of Thailand. GOT is bordered by Thailand, Cambodia, and Vietnam. A seabed area is 304,000 km² from 6°N to 13°30' N in latitude and 99°E to 104°E in longitude. The northern of GoT is at the estuary of Chao Phraya River. The southern part of GoT is the line from Cape Bai Bung in southern Vietnam to the city Kota Bharu on Malaysian coast. The Gulf of Thailand is a shallow sea which has 58 meters in mean depth and maximum depth is only 85 meters. In this study, the study area cover 99°E to 103°E and 11°N to 14°N (Fig.1).

2. SWAN model (Simulation of WAves Nearshore)

SWAN model is the third-generation wave model that based on the action balance equation as shown in Eq. 1 [5]. SWAN model solves the spectral action balance equation. It provides realistic estimates of wave parameters in open seas, coastal areas from wind, bottom, and current conditions.

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial c_x N}{\partial x} + \frac{\partial c_y N}{\partial y} + \frac{\partial c_\sigma N}{\partial \sigma} + \frac{\partial c_\theta N}{\partial \theta} = \frac{S_{tot}}{\sigma} \quad (1)$$

The first term on the left-hand side represents the rate of change of action in time, the second and third term represent the propagation of action in x and y axis. The fourth and fifth term are the frequency shift and refraction induced by depth and currents. Where N is the action density spectrum, σ is the frequency, θ is the direction, c_x and c_y is the propagation velocities in x and y direction.



Fig.1 The upper part of Gulf of Thailand
(adapted from ArcGis)

The right-hand side of this equation represents the effects of generation, dissipation, and nonlinear wave-wave interactions. Therefore S_{tot} is the source term of energy density that include atmospheric input (S_{in}), dissipation due to depth-induced wave breaking, bottom friction, and white-capping (S_{dis}), triad and quadruplet nonlinear wave-wave interactions (S_{nl}).

3. Bottom data

The bottom data used in this study is from Earth Topography (ETOPO1) [6], which is the data provided by National Geophysical Data Center (NOAA). The resolution for ETOPO1 is 1 degree resolution or around 1.85 km.

4. Wind data

The wind data is from Navy Global Environmental Model (NAVGEN). The NAVGEN data includes wind data at 10 m above water surface. It is collected every 6 h with resolution of 0.5 degree or around 57 km.

5. Procedure

The procedure in this study is shown in Fig.2. First, provide the data from ETOPO1 in ASCII grid type, which requires program reformat created by using FORTRAN, and transform file data into dat file. While NAVGEN data provide in GRIB format that required to use WGRIB program to summation and change into text file. Then, the text file data are reformatted by FORTRAN program. Finally, a bathymetry and wind data are used to input as an input data in SWAN model. The results from SWAN model are presented in map, graph etc. by MatLab program. Last, validation and calibration from observe data are used to conclude the study.

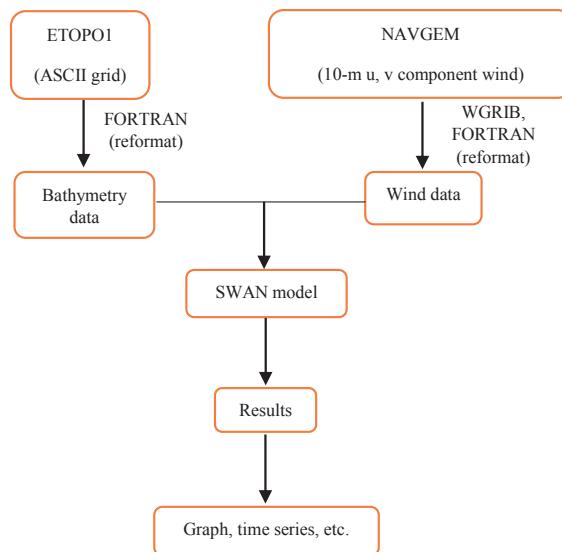


Fig.2 Procedures

Results and discussion

The results from running the SWAN model in the upper part of Gulf of Thailand in this study are compared with Jason-2 data which is a satellite data. The model results are compared with 3 cycles of satellite data in

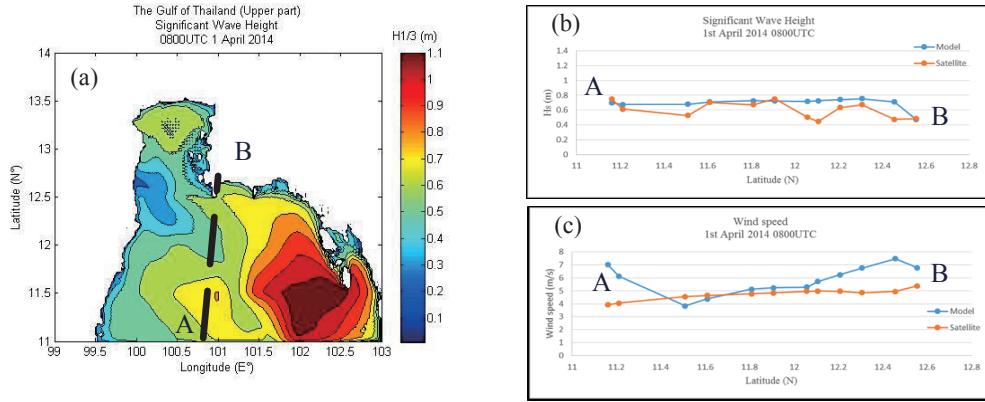


Fig.3 Significant wave height ($H_{1/3}$) at the upper part of Gulf of Thailand in 1st April 2014 0800UTC

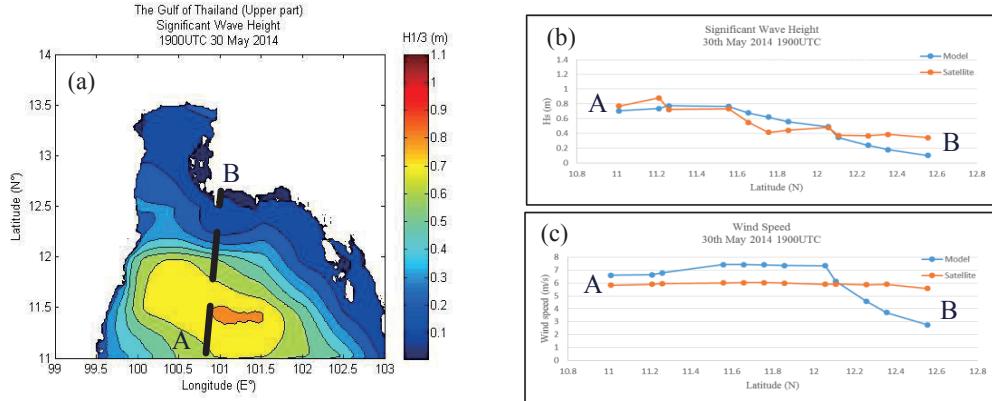


Fig.4 Significant wave height ($H_{1/3}$) at the upper part of Gulf of Thailand in 30th May 2014 0800UTC

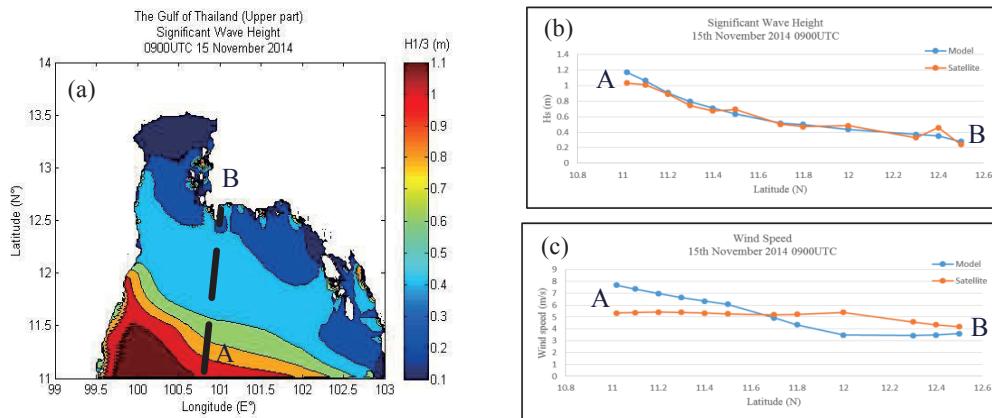


Fig.5 Significant wave height ($H_{1/3}$) at the upper part of Gulf of Thailand in 15th November 2014 0800UTC

- (a) Significant wave height
- (b) $H_{1/3}$ comparison between SWAN model and satellite data
- (c) Wind speed comparison between SWAN model and Jason-2 data

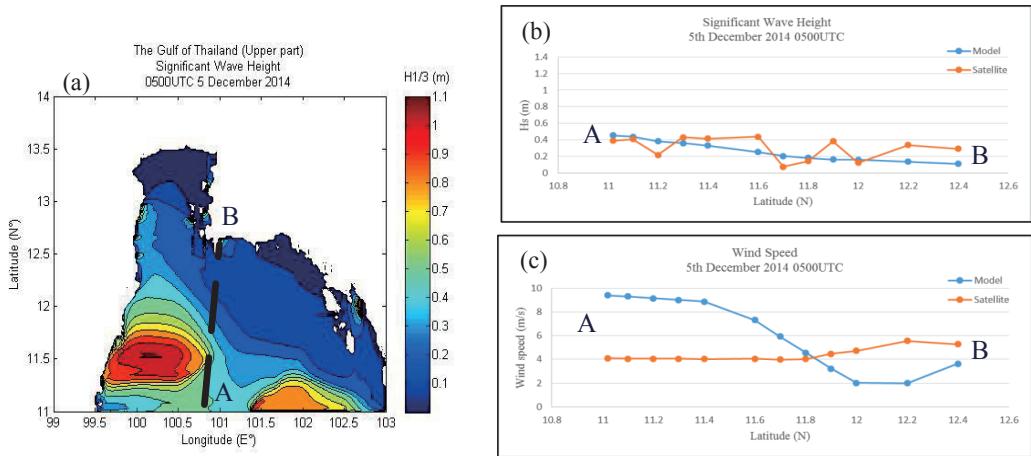


Fig.6 Significant wave height ($H_{1/3}$) at the upper part of Gulf of Thailand in 5th December 2014 0800UTC

- (a) Significant wave height (b) $H_{1/3}$ comparison between SWAN model and satellite data
- (c) Wind speed comparison between SWAN model and Jason-2 data

each month. Fig.3 shows a map of significant wave height with dash line that shows the satellite moving from point A to point B in 1st April 2014 at 0800UTC, the graph shows the comparison of significant wave height between SWAN model and satellite data and graph comparisons between wind speed from NAVGEM model and satellite data. Fig.4 also shows the map of significant wave height at the upper part of the Gulf of Thailand. The significant wave height from SWAN model trends to decrease at nearshore area due to the wind speed from NAVGEM model trends to drop dramatically. Fig.5 shows a map and comparison of significant wave height with a good agreement between SWAN model and satellite data. The reason with a good agreement from the wind data from NAVGEM model that similar with satellite data. Fig.6 the comparison between SWAN model and satellite data trends to give some error results because the different wind speed data from NAVGEM model and satellite data. The comparison of four figures are selected to show which best agreement on this study. Fig.7 shows the total significant wave height data during March to May 2014 and during October to December 2014. The root mean square error (RMSE) of significant wave height during March to May 2014 is 0.285 m and during October to December 2014 RMSE value is 0.327 m. The RMSE of significant wave height value during October to December 2014 is higher than during March to May 2014. The reason probably because there was a storm happened during October to December 2014 that decrease an accuracy of the satellite data.

Conclusion

This study shows a good agreement between SWAN model results and satellite data from Jason-2. Some time period shows error but still a good trend from various times of observed data when compared, the accuracy of wind data from NAVGEM model and satellite data and small boundary area running due to wave spectrum developing. The accuracy of significant wave height during March to May 2014 is better than during October to December 2014 which is the storm happened in Gulf of Thailand at that time. Future study to simulate

wave by the SWAN model in the large area of Gulf of Thailand to decrease the results error. After validation of SWAN model in the Gulf of Thailand, the main propose is to create a seasonal wave energy distribution map for the Gulf of Thailand.

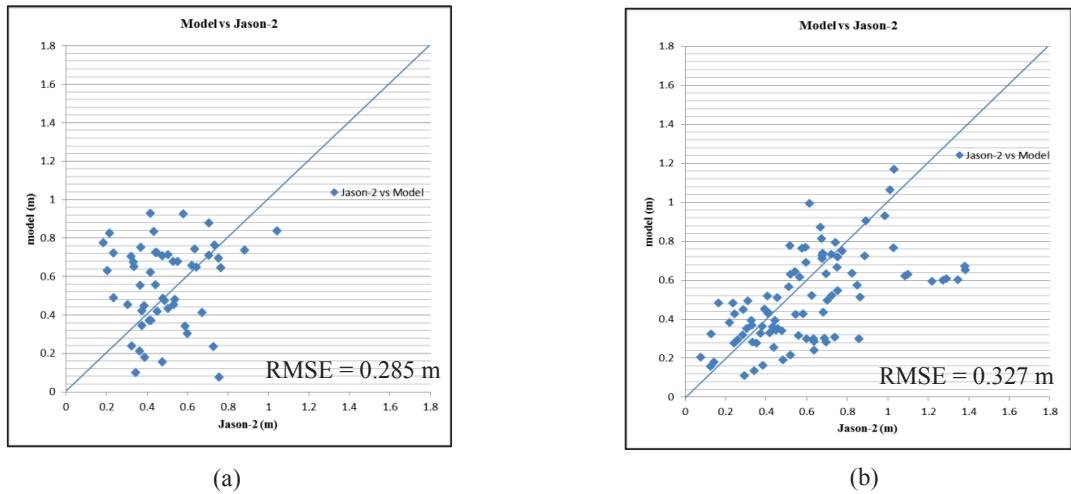


Fig.7 The relationship of significant wave height between SWAN model and Jason-2 data
 (a) During March to May 2014 (b) During October to December 2014

Reference

- [1] Kanbua W., Supharatid S., I-Ming T. (2005), "Ocean Wave Forecasting in the Gulf of Thailand during Typhoon Linda 1997 : WAM and Neural Network Approaches", ScienceAsia 31, pp. 243-250
- [2] Wannawong W., Ekkawatpanit C., and Kosigitiwong D (2011). "Assessment of wave energy resource from the deep sea to the coastal area of Gulf of Thailand", Grand Renewable Energy, Tokyo, Japan, 27 July-1 August
- [3] Kosigitiwong D., Ekkawatpanit C., Wannawong W. (2014), "Numerical simulation of ocean waves for hydropower generation in Thailand", Proceeding of the 19th IAHR-APD Congress, Hanoi, Vietnam
- [4] Thanathanphon W., Wannawong W., Srisomporn P., Boonya-Aroonnet S. (2015), "Development of an operational wave forecasting system for the Gulf of Thailand by using Simulating WAves Nearshore (SWAN) Model", The 20th National Convention on Civil Engineering, Chonburi, Thailand, 8-10 July
- [5] Booij, N., Ris, R.C., Holthuijsen, L.H. (1999), "A third-generation wave model for coastal regions, Part 1, model description and validation". J. Geophys. Res. 104, pp. 7649-7666, April 15
- [6] Amante, C., Eakins, B.W., ETOPO1 1 arc-minute global relief model: procedures, data sources and analysis. NOAA Technical Memorandum NESDIS NGDC-24, pp. 1-19 (URL <http://www.ngdc.noaa.gov/mgg/global/relief/ETOPO1/docs/ETOPO1.pdf>).

Long-term morphological change on Darang Coast, Vietnam

Nguyen Trong Hiep¹, Hitoshi Tanaka², Yuta Mitobe³ Nguyen Trung Viet⁴ Vo Cong Hoang⁵

Abstract

Phenomenon of accretion and erosion at the Darang River mouth has been observed to be severe for a long term. Based on the satellite images- Landsat images, the long-term evolution of this area from 1988 until now has been raised to discuss. The shoreline variation in the river mouth has happened in an unpredictable way; indeed, the adjacent areas in which at both sides of the river mouth have much changeable while the areas far from the river mouth have been seen to have minor change. This study applies even-odd method to analyze the variation of the shoreline at the Darang River mouth. The formation of both sides of the river mouth varied consecutively in the period from 1988-2015. The onshore/offshore retreat and advance of both sides represents the even portion while the odd portion represents the longshore sediment effects.

1. Introduction

Vietnam is not a big country in Southeast Asia but fortunately the country has a long coastline about 3620km stretching along from North to South. Alongside the coastline, there are many rivers pouring into the Pacific Ocean and the erosion of the areas contiguous to these river mouths has been detected to be a essential issue in recent years. So far, the sediment retreat and deposition of the Darang River mouth has been become one of the most urgent concerns of not only the local authorities but also the government. There were many researchers analyzing this area before and after the erosion became severe such as Huong et al. (2009), these studies discussed the mechanism seasonally and annually topographical change and hydrodynamic states of the river mouth. The latest research related to the Darang River mouth was Hoang et al. (2015) utilizing the satellite images- Google images from 2009 to 2015 to analyze the morphological change of this river mouth. That study claimed the most serious erosion area was around the river mouth while other places seemed to be stable and had small amplitude of change.

In this study, the Landsat images from 1988 to 2015 is used to survey the long-term morphology change at the Darang River mouth; however, owing to the sufficiency of the amount of data, this research also investigates the movement of the river mouth during the analyzed period and applies the even-odd method to discuss highly the variation of shoreline at the Darang River mouth.

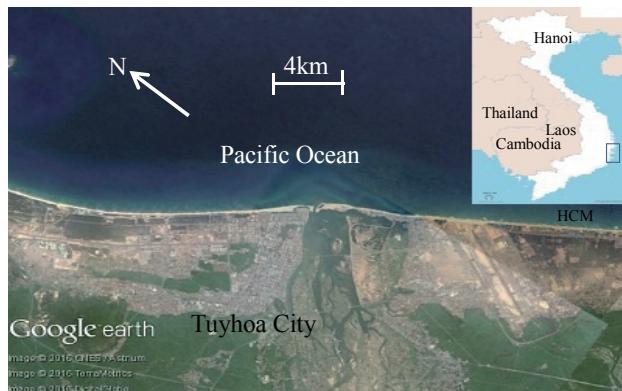


Figure 1. Study area

1 Undergraduate Student, Water Resources University, Hanoi, Vietnam.

2 Professor, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan .

3 Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai, 4 980-8579, Japan.

4 Associate Professor, Water Resources University, Hanoi, Vietnam

5 Graduate Student, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan.

2. Study Area and Data Collection

The Darang River mouth is located in Tuyhoa City, Phuyen province, south central Vietnam, about 400km northeast of Hochiminh City. Figure 1 shows the location map of study area. Darang is the river mouth of the Ba River which has the catchment area of 13,900km² and 374km length.

In this research, Landsat Image obtained from U.S. Geological Survey (USGS) database from 1988 to 2015 is utilized. All the images had taken has been already rectified to the WGS-84 (World Geodetic System – 84). The method to detect the shoreline from the rectified images is depended on the peak of the gradient density which characterizes the difference between the color distribution sets of pixels. Due to the low resolution of the raw images about 15-30m per pixel, the utilization of these images must be considered strictly. Therefore, the data acquired can be used to discuss in the area in which remarkable change of magnitude exists as illustrated in Figures 2 and 3 but not in those where the changes are smaller than the resolution of the image.

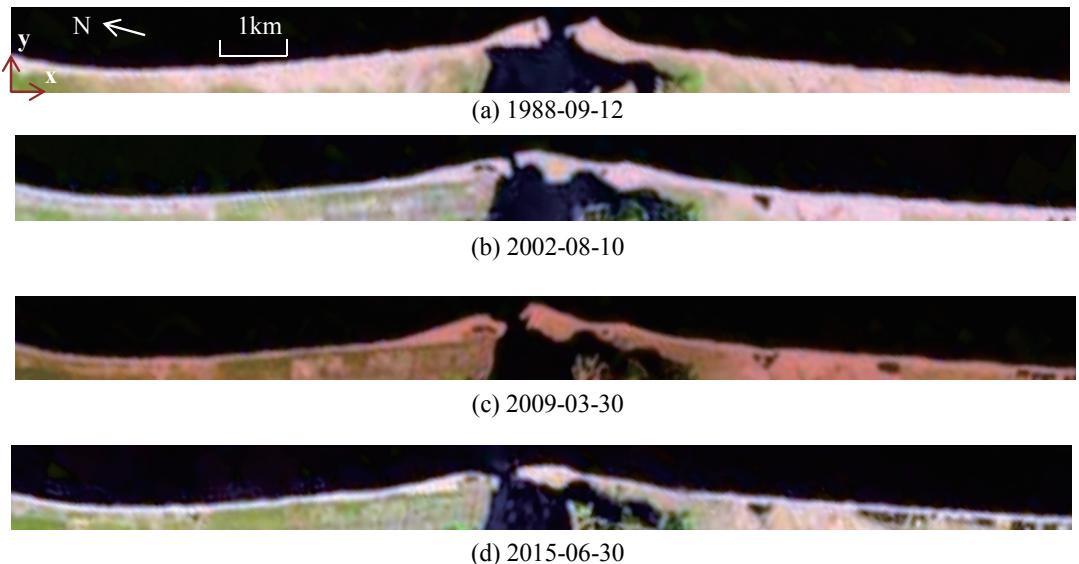


Figure 2. Landsat images

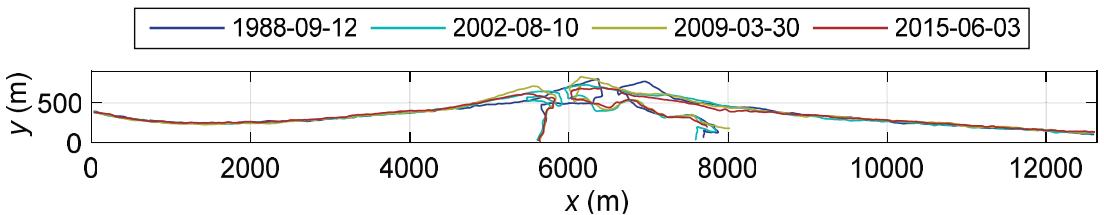


Figure 3. Shoreline position from 1988-2015

3. Result and Discussions

3.1 River Mouth Shifting

The shifting of river mouth plays an vital role in exerting the shoreline variation of the river mouth; therefore, the survey of location of the river mouth from 1988 to 2015 is needed. The position of the river mouth in each year can be found by means of specifying the location of the center point, (x_C, y_C) , as known as the narrowest point of river mouth. As shown in Figure 4, from the shoreline data, the definition of the

center point is able to be defined by taking the middle point between two points which are closest to each other from two sandspits respectively.

The movement of the river mouth can be seen clearly from Figure 5. It indicates that the location of the river mouth from 1988 to 1991 moved to the right direction then from 1993 until 2015 the river mouth position has been moving gradually to the left side of the river mouth and from 1995 there have been no signal to display the return to the location from 1988 to 1991.

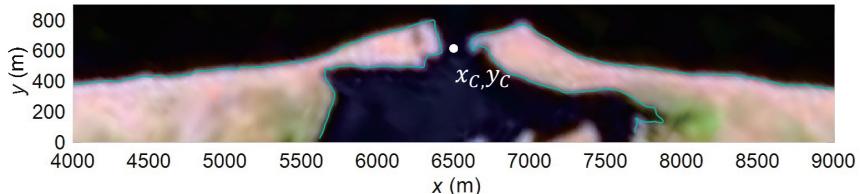
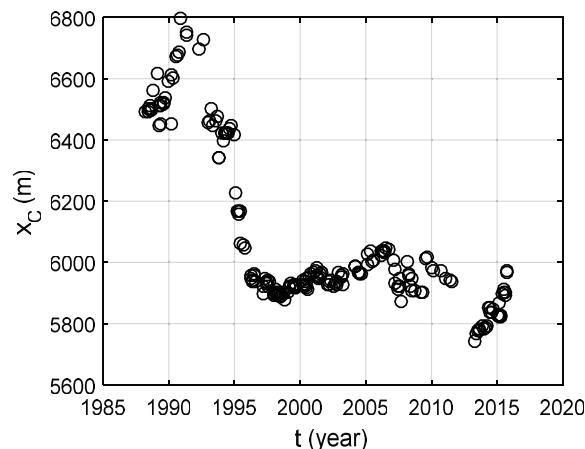
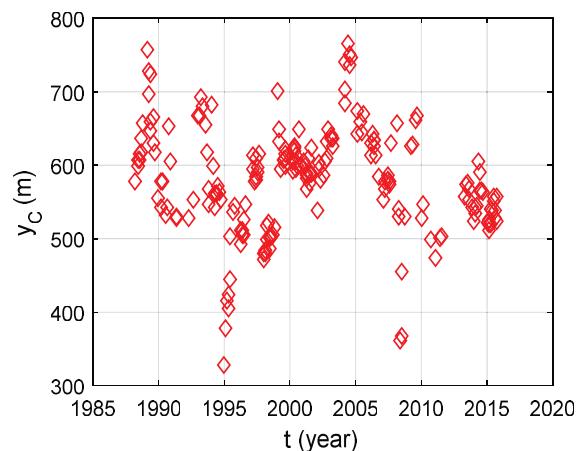


Figure 4. Center point location



(a) Temporal variation of x_c



(b) Temporal variation of y_c
Figure 5. Center point variation

3.2 Shoreline Change

Amount of shoreline accretion or erosion, Δy is evaluated and shown in Figure 6. The amount of shoreline accretion or erosion is obtained when subtracting value of all shoreline position data sets by the value of the first shoreline position data set. That calculation is expressed by Eq.(1)

$$\Delta y(x, t) = y(x, t) - y_0(x) \quad (1)$$

where y_0 is the first shoreline position data set on March 20, 1988.

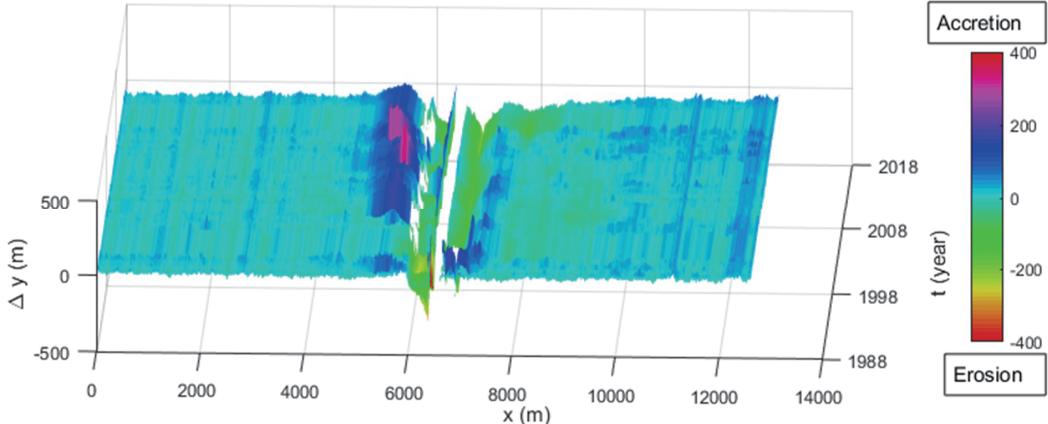


Figure 6. Shoreline accretion and erosion

From Figure 6, it is noticeable that the the erosion mostly focused on roughly 400m starting from the center of the river mouth to the both sides in the period from 1988-1995. Afterwards, due to the movement of the river mouth to the left side, the position of the river mouth has moved to another place causing the severe erosion in about 1km from the right side of the river mouth and rapid deposition on 1km area left side of the river mouth. Otherwises, the remainder of the study area has various variations and needed much data to acquire the noticeable differences but the existence of increasing trend can be seen from the Figure.

3.3 Even-Odd Analysis

The point of using even-odd method is to address how natural events and inlet or structure effects induces to the shoreline change. Owing to that, an independent time interval of shoreline variation is required with a separate assumption that the wave and wind climatology causing onshore/offshore and longshore transport is stationary in time (Walton, 2002). By Rosati and Kraus (1997), the total shoreline change $f(x') = y(x', t_n) - y(x', t_m)$ (t_n, t_m are the last and first shoreline data in the independent time interval) at an alongshore distance $x' = x - x_C$ from the inlet is composed of an even (symmetric) component, $f_E(x')$ and an odd (asymmetric) component, $f_O(x')$:

$$f(x') = f_E(x') + f_O(x') \quad (2)$$

where $f_E(-x') = f_E(x')$ and $f_O(-x') = -f_O(x')$. The even and odd components are extracted from the total (measured) shoreline change expressed by:

$$f_E(x') = \frac{f(x') + f(-x')}{2} \quad (3)$$

$$f_0(x') = \frac{f(x') - f(-x')}{2} \quad (4)$$

By the definition above, from 1988 to 2015, shoreline data in two periods from 1988 to 1989 and 1996-2004 are chosen to apply the even-odd method in order to express the change of shoreline and also the predominance process in the studied time.

Period 1: 1988-1991

During this period, the shoreline behavior is characterised by asymmetric shoreline position as seen in Figure 7(a). Indeed, the most changeable area in the left area is the area of roughly 1.5km from the river mouth whilst in the right side, the position has remarkable change is about 800m from the river mouth. Moreover, even though from both sides of the river mouth there are places that shoreline varies differently, but based on Figure 7(a), it can be marked that the trend of shoreline variation in the left sandspit is reduction and that in the right sandspit is increase. As a consequence, the predominance of odd function can be detected in Figure 7(b).

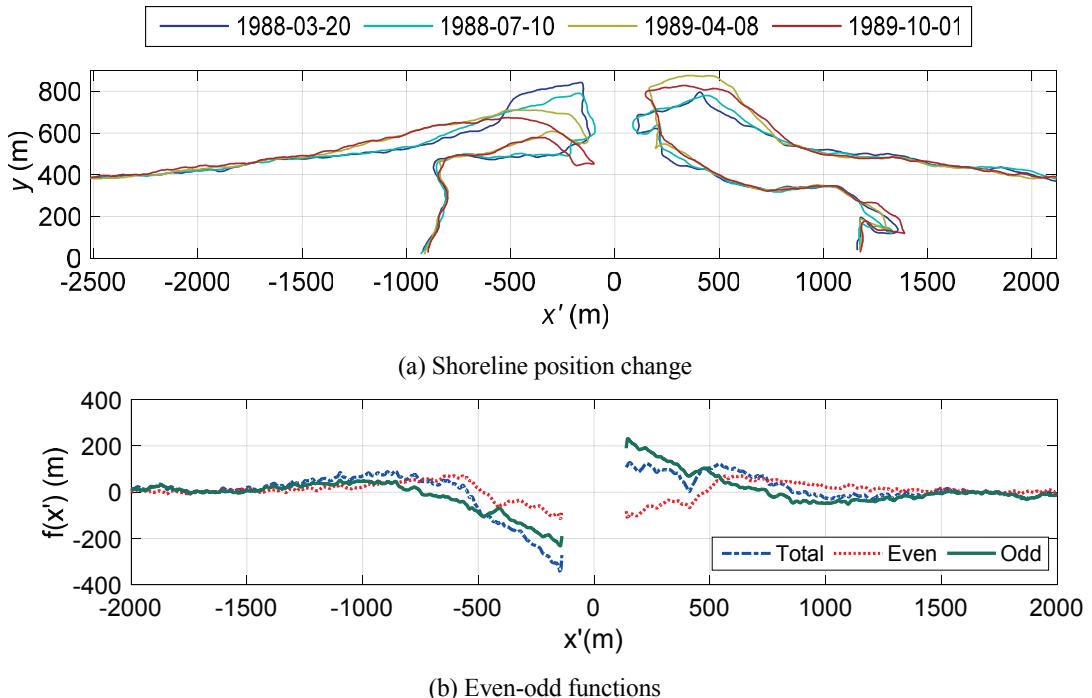


Figure 7. Shoreline position and even-odd functions during Period 1 (3/1988-10/1989)

Period 2: 1996-2004

The result from Period 2 in Figure 8 shows the influence of the river mouth shifting to the variation of area adjacent to the river mouth causing the offshore sediment advance in both sides. From Figure 8(a), the sandspits from two sides of the river mouth increases gradually from 1996 to 2004 by a large amount. And the movement of the river mouth is centralizing to the left sandspit also causing several eroded areas in the right sandspit. But the increase in shoreline in either left and right side of the river mouth can be noted to be the trend of this period. This leads to the predominance of even portion as shown in Figure 8(b).

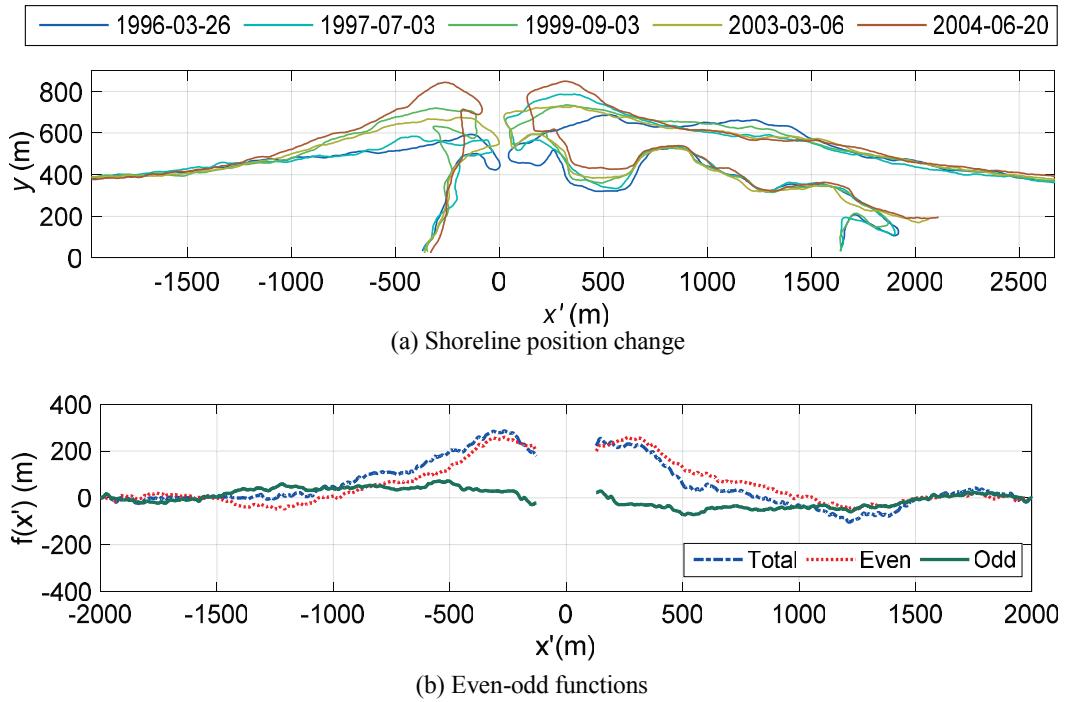


Figure 8. Shoreline position and even-odd functions during Period 2 (03/1996-06/2004)

4 Conclusions

The erosion at the Darang River mouth has focused on the tip area of two sides of the river mouth. The change of shoreline is principally affected by natural events such wave, wind, sediment supply from river mouth. On the other hand, the location of the river mouth has been centralizing to be near the left sand spit causing the substantial deposition to both sides and the threat of closing the river mouth.

References

- Hoang, V.C., Thanh, T.M., Viet, N.T. and Tanaka, H. (2015). Shoreline change at the Da Rang River mouth, Vietnam, *Proceedings of the 5th International Conference on Estuaries and Coasts*, pp.312-318.
- Huong, P.T., Quy, N.B. and Thanh, L.D. (2009). Tidal hydrodynamics of Da Rang River mouth in central Vietnam, *Proceedings of the 5th International Conference on Asian and Pacific Coasts*.
- Rosati, J.D. and Kraus, N.C. (1997). Even-odd function analysis of shoreline position and volume change. *Coastal Engineering Technical Note CETN-IV-10*, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- Walton, T.L.Jr (2002). Even-odd analysis on a complex shoreline. *Ocean Engineering*, Vol.29, pp.711-719.

Temporal variation of shoreline positions on Cua Dai beach, Vietnam

Dinh Van Duy¹, Hitoshi Tanaka², Yuta Mitobe³, Nguyen Trung Viet⁴

Abstract: Severe erosion has been observed on Cua Dai Beach, Hoi An City, Quang Nam Province, central part of Vietnam. The erosion is getting more and more serious. This study discusses the volume change rate through the analysis of shoreline positions at a selected region of coasts extended from Cua Dai River mouth. The predominance of the long shore sediment transport is recognized and the movement towards the south of the sediment is also observed.

1. Introduction

Along 3,300km coastline of Vietnam, severe erosions have been observed at many locations in the recent years. Cua Dai River mouth, which is located in the central part of the country is also one of such erosion locations. Cua Dai Beach is one of the best beach resorts of Vietnam located on the left bank of Thu Bon River estuary (usually known as Cua Dai River mouth) which is 6km from Hoi An City in Quang Nam Province, the central province of Vietnam (Figure 1). Ancient town had been formed in Hoi An City during the 16th century under strong effects of Japanese culture owing to a busy international trading port at the Cua Dai River mouth. However, large amount of sediment supply from Thu Bon River had been recognized as the main factor causing loss of function of this market since the 19th century.

Due to severe erosions observed at the Cua Dai River mouth in the recent years, some studies about the erosions at this river mouth have been carried out. Viet et al. (2015) investigated the morphological change on Cua Dai Beach through image analysis. Hoang et al. (2015) performed a theoretical analysis on the erosion of shoreline around the Cua Dai River mouth using analytical solutions of one-line model. Tanaka et al. (2015) pointed out the erosion mechanism at the Cua Dai River mouth. Tanaka et al. (2016) also discussed the interrelationship between serious shoreline retreat and sand terrace formation on Cua Dai Beach using Landsat images.

Although studies about erosion at the Cua Dai River mouth have been done, these studies focused only on the area around the river mouth. Therefore, the objective of this study is to extend the study area to the southern and northern parts from the Cua Dai River mouth in order to make discussion on the volume change rate of sediment in this area.

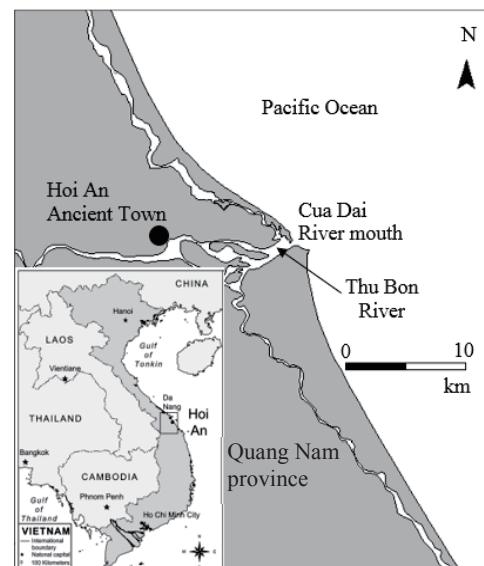


Figure 1. Location map of study area

¹ Graduate student, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan

² Professor, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan

³ Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan

⁴ Associate Professor, Thuyloi University, 175 Tay Son, Dong Da, Hanoi, Vietnam

2. Study area and data collection

This study focuses on the Cua Dai River mouth (Hoi An City, Quang Nam Province, central part of Vietnam) and the two coastlines extended to 20km and 40km in the northern and southern parts, respectively, from the river mouth (Figure 2). Cua Dai River mouth is where the Thu Bon River flows into the Pacific Ocean. The Thu Bon River (152km in length) has the average annual discharge of about 327m³/s (Viet et al., 2015).

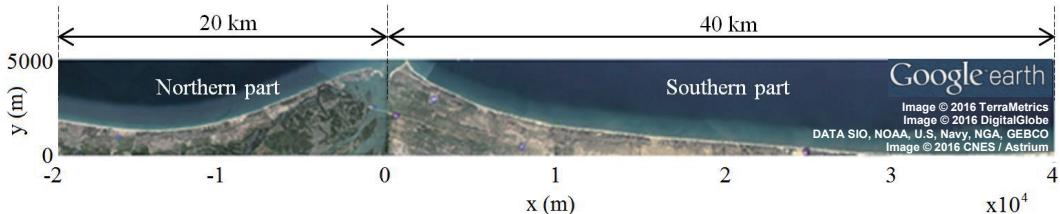


Figure 2. Extended coastlines from the river mouth

Google Earth images available in 2001, 2002, 2004, 2009, 2010, 2011, 2012, 2013, 2014 and 2015 are used for the analysis of this study. However, not all images are captured for the whole study area. Concerning the rectification process, all images are re-rectified to the World Geodetic System – 84 (WGS-84) using a line with the direction of 144.94 degree counter clockwise from the north and an original point ($x=0$) with the coordinates 217289.08 E and 1754078.07 N on WGS-84. Shoreline positions are extracted from rectified images at 5m intervals along the coast. Moving averaging method is applied to reduce the effect of beach cusps. Tidal correction has not been made in this study due to the lack of capturing time.

3. Results and discussion

3.1 Temporal variation of shoreline positions

Various shoreline mapping methods have been developed over the past decades. Moore (2000) provided a survey of existing methods and summarized a list of considerations to be made when selecting a shoreline mapping technique. Elizabeth and Ian (2005) gave a review on shoreline definition and detection and came to the conclusion that temporal consideration of the “shoreline” obtained from imagery has been improved by analyzing the time-averaged images. In this study, the shoreline mapping method utilized by Pradjoko and Tanaka (2010) is applied.

Because of the wide study area, detected shoreline positions (y -axis) are shown only at some locations along the coastlines (x -axis) in Figures 3 for the northern part (upper diagrams) and the southern part (lower diagrams). All shoreline position diagrams are plotted with the same length scale in the y -direction. As can be seen from the upper diagram in Figure 3, shoreline retreated significantly (about 180m from 2004 to 2015) at locations closed to the river mouth and advanced at locations far from the river mouth. Concerning the shoreline positions plotted in the lower diagram in Figure 3, it can be seen that the shoreline advanced at locations closed to the river mouth with the advance magnitude observed to be about 10m from 2011 to 2014. At locations far from the river mouth, shorelines retreated with a small magnitude (about 6m from 2001 to 2014). Based on the results obtained from the diagrams, it can be said that the shoreline variations at regions around the river mouth are more significant than at regions far from the river mouth.

In order to have a general view on the retreat and advance of the shoreline positions, the shoreline change (Δy) diagrams are plotted in Figure 4. However, due to the different initial years, the shoreline changes are separated into two diagrams with the same length scale in the vertical direction (Δy) for the

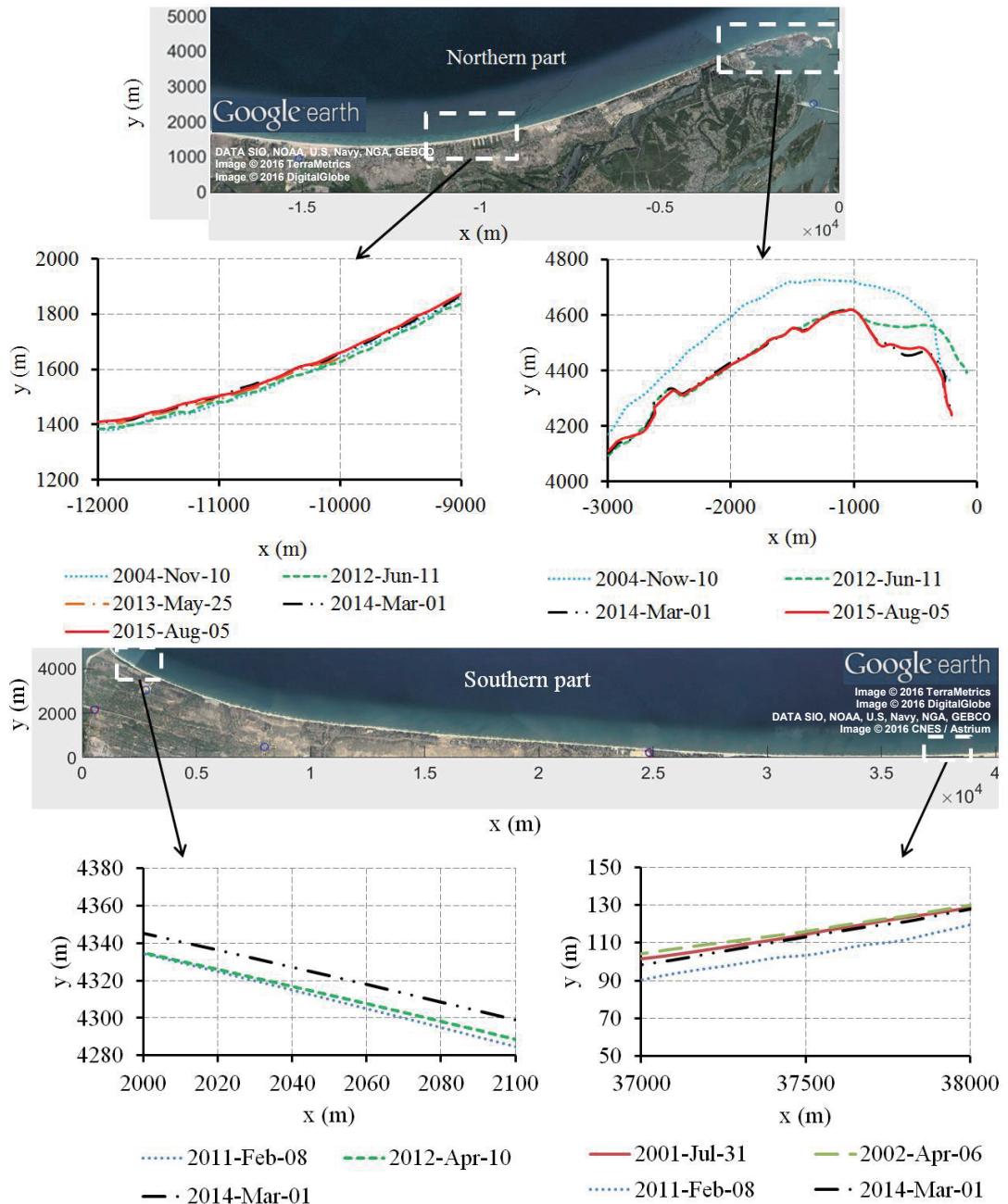


Figure 3. Detected shoreline positions at some locations in the study area

purpose of making comparison between the northern and southern parts. From the upper diagram, it can be easily recognized that the shoreline near the river mouth retreated significantly while advanced parallel to each other in a major part of the northern area. Specifically, the erosion zone expands to about 5km from the river mouth. At about 5km from the river mouth, the shoreline starts to advance downcoast. On the other hand, shoreline in the southern part advanced near the river mouth and

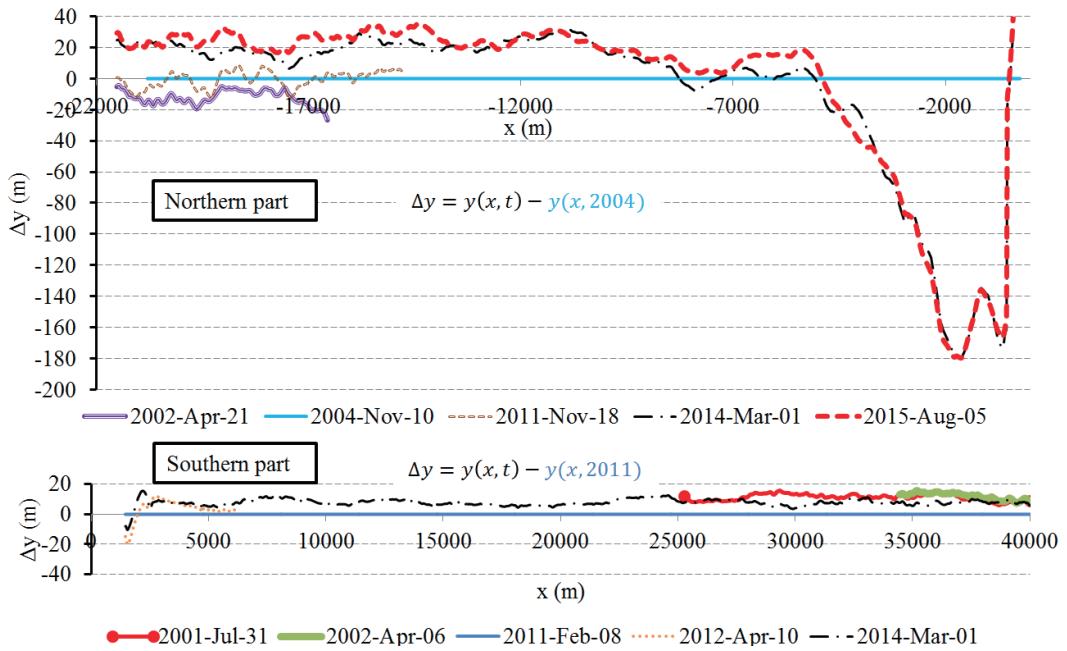


Figure 4. Shoreline changes in northern part (upper diagram) and southern part (lower diagram)

reached at locations far from the river mouth. In general, variation of shoreline position in the northern part is much greater than in the southern part.

3.2 Shoreline change rate

Rosati (2005) reviewed the sediment budget concepts and expressed that volume change rate magnitudes may be estimated using shoreline position data or shoreline change rate which is denoted by a (m/y) in Figure 6. Therefore, shoreline change rate will be determined to facilitate the discussion on sediment budget. In order to determine the shoreline change rate values along the coastlines, the temporal variations of the detected shorelines will be plotted at every 1,000m intervals along the coastlines. The slope of the trend line associated with the temporal variation of the shoreline at each section is considered to be the shoreline change rate at this section. Temporal variations of shoreline positions at some locations are presented in Figure 5 with the shoreline positions and the temporal scale presented in the y and x-axes, respectively. All values of shoreline change rates are plotted in Figure 6. From Figure 6, it can be concluded that longshore sediment movement is predominant in this area and sediment is moving to the north.

4. Conclusions

In this study, google images have been used to analyze the temporal variation of shoreline positions on a large area from the Cua Dai River mouth. On the northern part, the shoreline retreated significantly at locations near the river mouth and advanced parallel to each other in a wide area of this part. The shoreline changes in the south represent a small variation during the survey period from 2001 to 2014. It is also observed that longshore sediment movement is predominant in this area and the sediment is moving to the north. Based on this conclusion, one-line model can be applied to find a solution of morphological change for a finite region at Cua Dai River mouth.

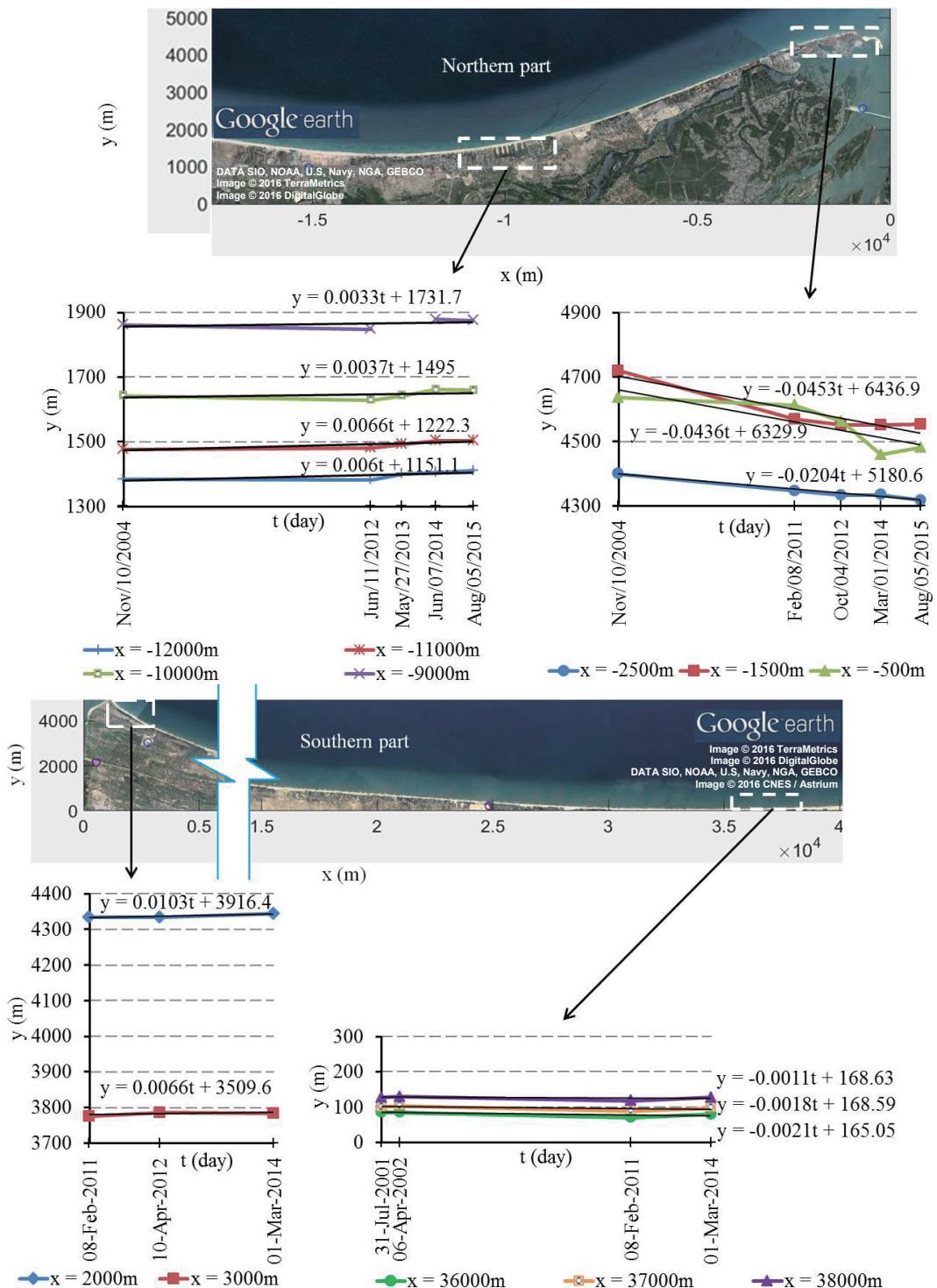


Figure 5. Temporal variation of shoreline positions at some locations

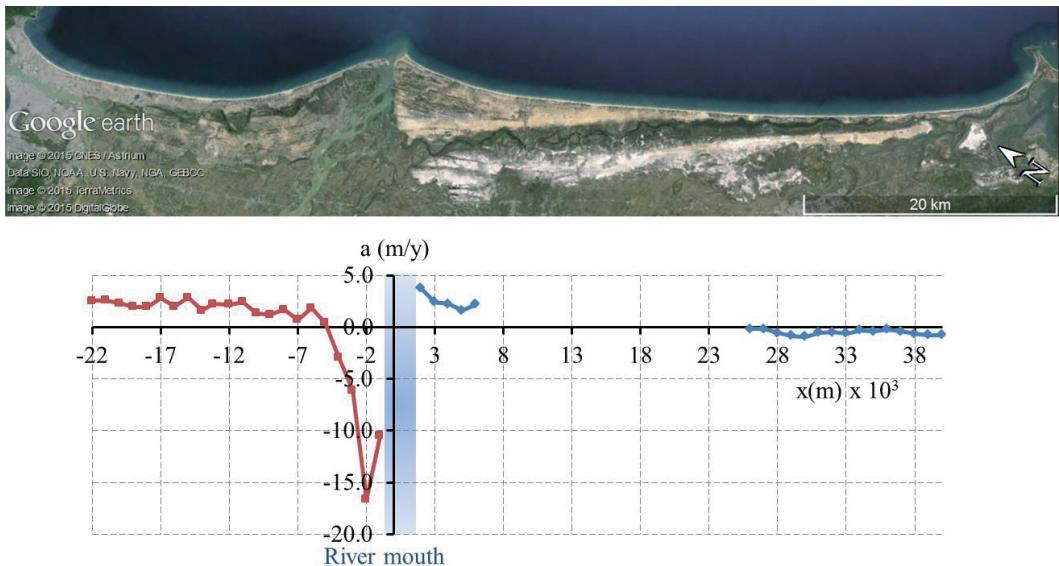


Figure 6. Shoreline change rate in the study area

References

- Elizabeth, H.B. and Ian, L.T. (2005). Shoreline definition and detection: A review, *Journal of Coastal Research*, Vol.21(4), pp.688-703.
- Hoang, V.C., Viet, N.T. and Tanaka, H. (2015). Morphological change on Cua Dai Beach, Vietnam: Part II theoretical analysis, *Tohoku Journal of Natural Disaster Science*, Vol.51, pp.87-92.
- Moore, L.J. (2000). Shoreline mapping techniques, *Journal of Coastal Research*, Vol.16(1), pp.111-124.
- Pradjoko, E. and Tanaka, H. (2010). Aerial photograph of Sendai Coast for shoreline behavior analysis, *Proceedings of 32nd International Conference on Coastal Engineering*.
- Rosati, J.D. (2005). Concepts in sediment budgets, *Journal of Coastal Research*, Vol.21(2), pp.307-322.
- Tanaka, H., Hoang, V.C., Viet, N.T. and Duy, D.V. (2016). Interrelationship between serious shoreline retreat and sand terrace formation on Cua Dai Beach, Central Vietnam, *Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B1 (Hydraulic Engineering)*, Vol.72. (in Japanese , in press).
- Tanaka, H., Viet, N.T., Hoang, V.C. and Duy, D.V. (2015). Erosion mechanism on Cua Dai Beach, Central Vietnam, *Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B3 (Ocean Engineering)*, Vol.71(2), pp.I_449-I_454 (in Japanese).
- Viet, N.T., Hoang, V.C., Hai, H.D., Duy, D.V., Giap, N.V. and Tanaka, H. (2015). Analysis on erosion of beach adjacent to Cua Dai River mouth, Central Vietnam, *Proceedings of the 5th International Conference on Estuaries and Coasts*, pp.153-158.
- Viet, N.T., Hoang, V.C. and Tanaka, H. (2015). Morphological change on Cua Dai Beach, Vietnam: Part I image analysis, *Tohoku Journal of Natural Disaster Science*, Vol.51, pp.81-86.

近年の気候変動が北海道水産業に与える影響*

～近年の事例を基にして～

東北大学大学院工学研究科土木工学専攻、（株）アルファ水工コンサルタンツ 堀江 岳人
東北大学大学院工学研究科土木工学専攻 田中 仁

1. はじめに

北海道の水産業は、我が国における水産物の供給基地として中心的な役割を担っている。平成26年における北海道の海面漁業・養殖業生産量は118万トンと、平成25年の124万トンと比較して約6万トン減少したが、平成26年における生産額は2,983億円と平成25年の2,900億円を上回る見込みであり、生産額および生産量共に全国1位を維持している¹⁾。なお、北海道の水産業の特徴として、サケ、サンマ、ホタテガイ、スケトウダラおよびホッケなどの大量漁獲魚種の漁獲量が多い。

北海道は太平洋、日本海およびオホーツク海の3海域に囲まれており、各海域で異なる水産特性を有している。例として、北海道東太平洋では、北上する暖流と栄養分を多く含んだ親潮がぶつかり潮目ができることで好漁場が作られている。日本海に位置する武藏堆では、海底地形の起伏による日本海北部最大の好漁場となっており、スケトウダラなどの漁業が盛んである。オホーツク海では、流水が運んでくる栄養豊富なプランクトンを食べるホタテガイなどの養殖が盛んに行われている。一方、北海道における水産業を取り巻く情勢は年々と厳しくなっており、中でも漁業就業者の減少および高齢化、情勢変化による輸入水産物の増加、漁船燃料の高騰化は、北海道水産業の低迷要因となっている可能性が高い。加えて、日本海域では従来から漁獲量が多かったホッケやスケトウダラなどが減少傾向にあるなど、水産資源量の減少が低迷要因となっている可能性もある。

本論では、はじめに最近約25年間における北海道周辺海域での海水温の変動特性について整理した。次に、北海道水産現勢データの漁獲量データ²⁾を基に北海道における主要魚種をいくつか挙げ、漁獲量の変動特性について整理した。なお、北海道水産現勢データは、北海道が昭和33年以来取りまとめている北海道の海面漁業および浅海養殖業生産高の推移を明らかにした水産施策上の基礎資料である²⁾。最後に、気候変動による魚種交替すなわち寒流性魚種の漁獲量の減少、暖流性魚種の漁獲量の増加が、北海道の水産業へ与えた影響の事例をいくつか紹介する。

2. 北海道沿岸における水温変動

本節では、北海道の各海域で観測されている水温を整理し、各海域での水温変動特性について把握することを目的とした。なお、北海道周辺海域は、①日本海北部（稚内市～石狩市）、②日本海南部（小樽市～函館市）、③えりも以西太平洋（函館市～えりも町）、④えりも以東太平洋（広尾町～羅臼町）、⑤オホーツク海（斜里町～猿払村）の5海域に分割した（図-2.1）。

*Effect of Climate Change on HOKKAIDO FISHERIES, JAPAN



図-2.1 北海道5海域の分割図と水温観測地点

(※海域分割域は「北海道の水産業 (http://www.pref.hokkaido.lg.jp/st/sum/2010_Fisheries_in_Hokkaido.htm)」を参考)

表-2.1 各水温観測地点における測定概要

(※表中の観測概要 : ①水温観測方法、②水温観測推進、③サンプリング時間、④水温観測地点)

海域名	観測所地点	観測概要
日本海北部	棚形	【利尻町ウニ種苗生産センター】 ①デジタル水温計、②約2~3m、③毎日8:30、5:00の計2回、④センターの前からポンプで海水を汲み上げて貯水槽の中で計測
	羽幌	【北海道栽培漁業振興公社 羽幌事業所】 ①測温抵抗体（棒状センサー）機器、②約0.5m、③10秒毎、④センター内ろ過棟
日本海南部	祝津	【株式会社 小樽水族館公社】 ①「Custom」製水温計、②約1m、③1日1回朝8:00、④水族館内 海獣公園 防波堤
	古平	【小樽水産高校 古平栽培漁業実習場】 ※現在は実習場内水槽の水温を測定
エリモ以西	大成	【大成水産種苗育成センター】 ①オンドトリ（センサーから無線でPCへ送信）、②施設内ポンプ内の約6m、③10分毎（記録は9:00、15:00）、④種苗センター内
	白尻	【北海道大学 白尻水産実験所】 ①観測地点にレコーダーを設置、②約1m、③24時間水温が表示、④弁天岬先端付近
	豊浦	【いぶり噴火湾漁業協同組合】 ①ゼニライトイ 自動水温観測システム、②水深1m、10m、30m、③1時間毎、④大岸沖
エリモ以東	浦河	【浦河地区ウニ種苗センター】 ①水温計、②種苗センター内水温、③まちまち AM8:00~9:00頃が多い、④うにむき体验センター種苗センター施設内
	えりも	【えりも漁業協同組合 うに種苗施設】 ①自動水温観測センサー、②約3~4m、③10:00、④ウニセンター取水口ふきん
	厚岸 (センター)	【釧路管内水産種苗生産センター】 ①配管内温度計を用いて観測、②約5m、③AM8:00観測、④厚岸町筑紫恋前浜にて観測
	羅臼	【羅臼町ウニ種苗生産センター】 ①水銀水温計を用いて観測、②約12~13m、③AM10:00頃観測、④当ウニセンター揚水
オホーツク海	紋別	【紋別漁業協同組合】 ①水温計（ティドビッドV2）を使用、②約4m、③毎時24時間観測、④紋別オホーツクタワーの岸壁に吊るしてある

(1) 水温観測地点の概要

本論では、北海道栽培漁業振興公社で観測されている全道 48 地点の水温の内、12 地点の水温を対象とした（図-2.1、表-2.1）。なお、本論で対象とした水温観測期間は、1989 年～2013 年の約 25 年間である。北海道栽培漁業振興公社で観測されている水温データは、公的機関（水産試験場・水産技術普及指導書・市町村等）、漁協等の協力によって毎日観測されており、地元沿岸漁業者などにとって有益なデータとなっている。

(2) 海水温の変動特性

各海域における海水温の変動特性を以下より示す（表-2.2）。日本海北部の水温は、沓形の春および冬を除き上昇傾向にあった。日本海南部の水温は、2003 年～2007 年を境として前半は下降傾向にあったが、後半は上昇傾向もしくは横ばいであった。エリモ以西太平洋の水温は、ほとんどが上昇傾向にあった。エリモ以西太平洋の水温は、えりも地域で上昇傾向であったが、厚岸および羅臼で下降傾向であった。オホーツク海域の水温は、紋別の 1 箇所のみの観測地点の情報しかないが、夏は下降傾向、秋は上昇傾向にあった。

以上の結果より、北海道沿岸海域の水温は、エリモ以東太平洋の東側の海域を除いて上昇傾向にあった。なお、本論では水温の傾向の整理に留め、値そのものの整理結果は割愛する。

表-2.2 各水温観測地点における水温変動特性

（※各水温はノイズ除去後に線形補間等を行い平均化）

海域	地点	季節	水温変動	海域	地点	季節	水温変動
日本海 北部	沓形	春	下降	エリモ以西 太平洋	臼尻	春	横ばい
		夏	上昇			夏	上昇
		秋	上昇			秋	上昇
		冬	下降			冬	横ばい
	羽幌	春	上昇		豊浦	春	横ばい
		夏	上昇			夏	上昇
		秋	上昇			秋	上昇
		冬	上昇			冬	上昇
日本海 南部	祝津	春	下降		浦河	春	→
		夏	1989-2006 下降 : 2007-上昇			夏	上昇
		秋	上昇			秋	上昇
		冬	下降			冬	→
	古平	春	1989-2007 下降 : 2008-上昇		えりも	春	上昇
		夏	1989-2003 下降 : 2004-上昇			夏	上昇
		秋	1989-2003 下降 : 2004-上昇			秋	上昇
		冬	下降			冬	横ばい
	大成	春	1989-1999 下降 : 2000-横ばい		厚岸	春	下降
		夏	1989-2003 下降 : 2004-横ばい			夏	下降
		秋	上昇			秋	1989-2006 下降 : 2007-上昇
		冬	横ばい			冬	横ばい
オホーツク	紋別	春	横ばい		羅臼	春	下降
		夏	下降			夏	下降
		秋	上昇			秋	横ばい
		冬	横ばい			冬	横ばい

3. 魚種の変化

北海道水産現勢データの漁獲量データを基に北海道における主要魚種をいくつか挙げ、漁獲量の変動特性について整理した。ここでは、寒流性魚種および暖流性魚種であるブリ、イワシ

の漁獲量について着目した。

(1) 暖流性魚種の出現・漁獲量の増加

暖流性魚種としてブリに着目した（図-3.1）。ブリは日本南部域で産卵し、その後北上する。一方、ブリ漁獲量は水温のレジームシフトと同期し、温暖期に増加・寒冷期に減少する傾向があり、北海道における漁獲量も水温レジームシフトに由来するとの考えもある。2013年における我が国のブリの漁獲量は約118千トンとなり、過去最高を記録した³⁾。

北海道海域では、これまでブリの漁獲がほとんど無かった日本海北部、オホーツク海、えりも以東太平洋において急激に増加していた（図-3.1）。日本海南部では徐々にブリの漁獲量が増大していた。ブリ漁獲量の上昇傾向が水温上昇期間とほぼ一致していることから、水温上昇がブリ漁獲量増大の一要因となっている可能性が考えられる。なお、ブリの漁期は主に9～10月であり、サケの漁期と一致していた。本論では図は割愛するが、暖流性魚種の1種であるマイワシもブリと同様に近年漁獲されるようになり、漁獲量も増加傾向にあった。

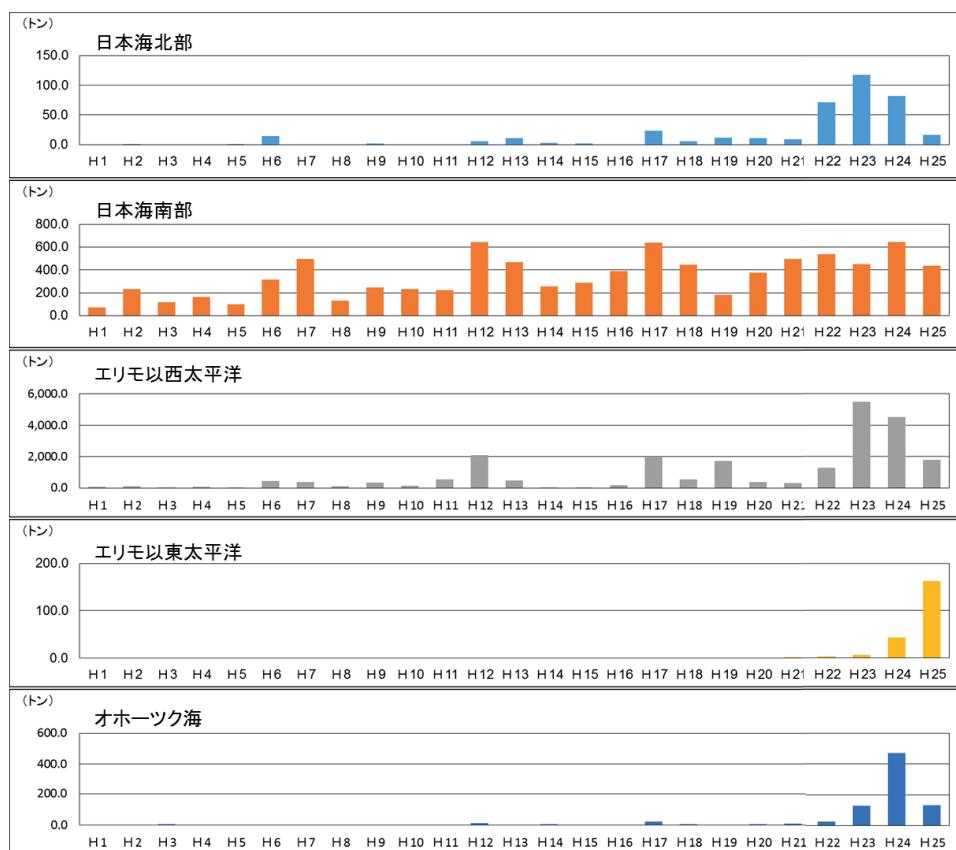


図-3.1 ブリ漁獲量の経時変化

(2) 寒流性魚種の漁獲量の減少

暖流性魚種の出現および漁獲量の増大に対し、寒流性魚種の漁獲量は減少傾向にある。例として、寒流性魚種の1種であるサンマは棒受網漁業により漁獲され、漁期は8~12月である。漁場は千葉県以北の太平洋側の日本EEZ内がほとんどであり、8月は北海道東部沖から千島列島沖に形成され、9月下旬から10月上旬には三陸沖、11~12月には常磐から房総沖まで達する。北海道でのサンマ漁獲量は、ほとんどがエリモ以東太平洋(厚岸漁港)で水揚げされているが、近年、水温の上昇と共にサンマの漁獲量が減少傾向にある。サンマ資源が少なくなった2010年以降、8月は道東からかなり遠い場所で操業し、港から遠くなっている。沖合からきた魚群は、道東沿岸の表面水温が低ければ道東沿岸まで多く来遊するが、近年は表面水温が高くなっていること、道東海域へのサンマ来遊時期が遅れているとされている⁴⁾。なお、詳細は割愛するが、サンマと同様に寒流性魚種の1種であるサケ漁獲量も減少傾向にある。

4. 魚種の変化による地域への影響の事例

近年、北海道の各海域において従来主流であった寒流性魚種の漁獲量が減少傾向、暖流性魚種の漁獲量が少しづつ増加傾向にあることから、今後、水温上昇に伴い魚種交替が一層進む可能性も考えられる。以下では、魚種の変化が地域の水産業に影響を及ぼした事例をいくつか挙げる。

(1) サンマ激減・マイワシ急増による地域経済への影響(えりも以東太平洋での事例)

近年、えりも以東太平洋においてサンマ漁獲量は減少傾向にあり、2013年は過去10年で最も少ない7万1000トンに落ち込んだ。一方、サンマとは対照的に大量のマイワシが取れるようになってきた。北海道では、主力となるサンマ、サケおよびイカなど地域で取れる魚に特化して水産加工業を整備されている。そのため、サンマが減って稼働率が下がったところに、急速にマイワシの漁獲量が増えても加工の設備は対応できないのが現状である。事例として、サンマ漁では漁場が遠くなった影響で、燃料代を少しでも節約しようとこれまでの拠点だった釧路港ではなく120キロも東にある根室港に水揚げが集中し、水揚げされたサンマを運送するトラックが不足するという事態が発生している¹⁾。

(2) ブリのブランド化による地域の活性化(えりも以西太平洋での事例)

ブリは、これまで北海道周辺海域において漁獲量が極めて少なかったため、各海域では、ブリの生産・流通体制が確立されていないこと、生産流通上で販路が確立されていないことによる買い叩き等が課題であった⁵⁾。事例として、ひだか漁協では、平成23年以降、秋サケ定置にブリの乗綱が急増し、従来取扱いの無かった魚種のため需要や処理が追いつかず、魚価は低調推移していた。加えて、ブリが乗綱すると秋サケの水揚げ量が減少し、定置経営に影響を及ぼす程、深刻な状況であった⁵⁾。そこでひだか漁協では、ブリの漁獲量の増大に伴って定置業者4経営体がブリの船上活じめで販売拡大に乗り出し、徹底した血抜き処理や鮮度管理、表示などの付加価値化対策を実施して、「はるたち(春立)」「三石」の水揚げ漁港を冠したブランド化を実施し、仲買人指定で独自の販路を開拓すると共に、水揚げ方法等のマニュアルも作成

も行っている²⁾。また、同漁協では、専用タグ、発砲箱、料理レシピを掲載したパンフレット、ブランド名をプリントしたポスター、のぼりなどの販促物等の制作、船上活じめの高品質などをPRも行っている。



写真-4.1 三石・春立でのブリのブランド化「はるたち」「三石」(2015年10月5日水産新聞)

(3) 函館市のブリのブランド化

函館市では、定置網で取れたブリを学校給食のメニューに加え、地元での消費拡大を図る取り組みが行われている。タコやコンブが主の戸井地区では、ブリを本州に売り込もうと増え始めたブリに対応するため始めたのが「一本釣り」で、定置網と違い魚の傷みが最小限で済むのが特徴である。釣り上げたブリは、船の上で生け締めにし、血抜きの作業後に水揚する（生臭さが抜け、鮮度保持、高値販売の期待）。近年では、血抜きの方法などにルールを設け、品質管理を徹底した成果が実り、最近では1本1万円以上の値がつくようになった⁶⁾。

5. 考察

漁獲量の変動要因として「産卵時の海水温の変化による資源量の変動（レジームシフト）」「漁期の海水温等の変化による漁場・回遊の変化（地球温暖化）」「漁獲負荷（漁獲圧）、時化等による漁業被害」「貧酸素水御塊などの水質環境」などが考えられる。一方、水温および漁獲量の整理結果より、近年、北海道周辺では水温が上昇傾向にあり、また寒流性魚種の漁獲量が減少、暖流性魚種の漁獲量が増加傾向にあった。今後は、資源量の変化要因を明確化するとともに、魚種変化に対応した生産～流通までの対応策・施設整備なども視野に入れるべきと考える。

参考文献

- 1) 北海道の水産業 (http://www.pref.hokkaido.lg.jp/sr/sum/2010_Fisheries_in_Hokkaido.htm)
- 2) 北海道水産現勢 (<http://www.pref.hokkaido.lg.jp/sr/sum/03kanrig/sui-toukei/suitoukei.htm>)
- 3) 平成26(2014)年度ブリの資源評価、p.1105
- 4) 2015/12/11 北海道新聞記事
- 5) 2014年11月12日 NHK 札幌放送局ニュース（釧路地方）
- 6) 2015年10月5日水産新聞：ひだか ブリ 出世魚道を行く

秋田県男鹿市におけるイベント堆積物調査*

秋田大学工学資源学部土木環境工学科 高渕 慎也
 秋田大学地域創生センター地域防災部門 鎌滝 孝信
 秋田大学工学資源学研究科土木環境工学専攻 松富 英夫

1. はじめに

海域で発生する巨大地震とそれに伴う津波は、沿岸における最も大きな自然災害の一つといえる。日本列島の沿岸各地は津波による被害を数多く受けてきており、これらの被害の低減は沿岸部に位置する自治体やその住民にとって極めて重要な課題である。津波による被害を低減させるためには、ハード対策と同時に住民の防災・減災意識を高め、それを維持していくことが重要である。住民の防災・減災意識を高める方策の一つとして、その地域で過去に発生した自然災害を教材に防災教育をおこなうことが挙げられる。過去に発生してきた地震や津波の情報は古文書等にも記されているが、より長期間にわたる記録を追跡するには地層記録を調べること、すなわち津波堆積物調査の実施が重要である。津波堆積物を使った古地震・古津波研究は国内外で数多くなされているが¹⁾、我が国における研究例はそのほとんどが太平洋側のもので、日本海沿岸からの報告は、箕浦らによる一連の研究²⁾や平川³⁾、鎌滝ほか⁴⁾などわずかである。そこで、我々は古地震、古津波に関する証拠を集め、将来における被害の低減に役立てることを目的として、秋田県沿岸域において古津波の痕跡に関する調査を実施している。本研究では、秋田県男鹿市で実施した調査により、津波によって形成された可能性があるイベント堆積物が見出されたので報告する。

2. 調査地域と調査方法

調査地点の選定にあたっては、1) 地震被害想定調査等の津波シミュレーションで津波による浸水が推定される場所およびその周辺であること、2) 陸成層（泥炭や古土壤）が保存されている可能性の高い比較的閉塞された低平地であること、3) 河川による堆積作用の影響を極力取り除ける場所、4) 人工改変の影響が少ない場所といった条件を基準とした。そのような条件を満たす場所を空中写真、地形図等によって抽出した後、現地確認をおこない、調査地点は秋田県中部に位置する男鹿市脇本地区の湖沼とした。（図1）調査地点の湖沼周辺について、1949年に米軍によって撮影された空中写真と現在の空中写真を比べてみると（図1BおよびC）、その湖沼は当時から存在しており、また、形状も大きく変化していない。したがって本調査地点は、人工改変の影響はあまり受けていないと考えた。また、2013年に公表された秋田県地震被害想定調査によると、秋田沖の地震空白域^{5), 6)}を中心とした海域の想定地震および青森沖から山形沖まで震源域を拡げた最大クラスの津波の場合、今回の調査地点周辺は約2～5mの浸水深が予想されている。そのため、それらの地震が過去に発生していたか否かを評価する上で

*A study on event deposits in coastal lowlands on the western coast of Oga city, Akita Prefecture by Shinya Takabuchi Takanobu Kamataki, and Hideo Matsutomi

も、この地域における津波堆積物の存在を明らかにすることは極めて重要といえる。

調査地点周辺の地形は浜堤列平野をなしており、湖沼は標高3~4m程度の堤間湿地に位置する。また、調査地点と海岸の間にある砂丘は標高10m程度あり、周りに大きな河川等はないといった特徴が見られる。したがって、この湖沼は、洪水や高潮による突発的な堆積作用の影響を極力取り除ける場所と考えられる。

試料採取は小型ジオスライサー⁷⁾によるボーリング調査でおこなった。コア試料は現地にて記載および写真撮影をし、室内にて再び堆積物を詳細に観察した後、各種分析（放射性炭素年代測定、微化石分析、粒度分析など）用の試料を採取した。調査地点の標高は、トータルステーションを用いた水準測量によって決定した。

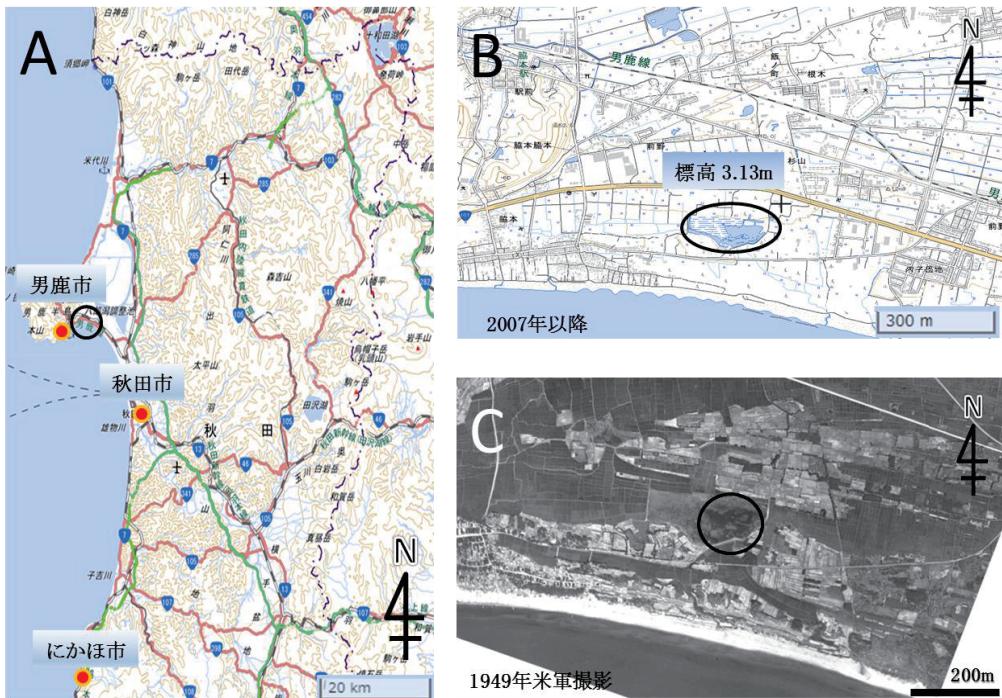


図1 調査位置図

A:調査地域の全体図、B:男鹿市脇本地区におけるボーリング掘削地点の地形図、C:1949年米軍撮影の空中写真における男鹿市脇本地区。地形図は国土地理院ホームページより引用。空中写真は国土地理院発行約1.6万分の1「1949年米軍撮影、R2873-B」を使用。

3. 結果

得られたボーリングコア試料の粒度、堆積構造、含まれる化石などに基づいて層相を記載し、その地層が形成された堆積環境を推定した。図2にコア試料の柱状図を示す。深度0mは湖底面で、その標高は3.13mである。

採取されたコア試料には、シルトを主体とした細粒堆積物中に砂を主体とした粗粒堆積物が数枚挟まれることが明らかになった。深度 0～0.53m は平行～低角の斜交層理が発達する細粒砂からなる。深度 0.53～1.30m までは主に泥炭および有機質シルトからなり、その間に細粒砂層が 2 枚挟まる。深度 0.60～0.70m は有機質シルト混じり細粒砂からなり、全体に植物片を多く含む。また、基底部は侵食面である。深度 0.90～1.19m は、シルトの薄層を挟む細粒砂からなり、基底部は侵食面を呈する。また、基底部付近には下位の有機質シルト層を侵食した偽礫（リップアップクラスト）を含み、その上位には平行層理や斜交層理がみられる。最上部には植物片が密集する。深度 1.19～1.30m は有機質シルトからなり、この中の深度 1.26～1.30m には黄褐色のシルト～粘土がみられる。深度 1.30～1.47m は生物攪拌が発達した塊状の細粒砂およびシルトからなる。深度 1.47～1.62m は、細粒砂からなり、上部は生物攪拌作用によって初生堆積構造が不明瞭となっているが、平行層理や低角の斜交層理がみられる。また、全体に植物片を含んでいる。深度 0.53～1.30m の堆積環境は、その層相から湿地と判断され、その中に砂を主体とした 2 枚の粗粒堆積物が含まれることがわかった。

4. 粗粒堆積物の成因

男鹿市脇本地区の湖沼で採取されたコア試料から、堤間湿地に堆積した泥炭および有機質シルトを主体とした細粒堆積物中に、砂を主体とした粗粒堆積物が 2 枚挟まれることがわかった。すなわち、深度 0.60～0.70m の有機質シルト混じり細粒砂層（図 2A）と深度 0.90～1.19m のシルトの薄層を挟む細粒砂層（図 2B）である。それらの特徴をみると、①基底部が侵食面であること、②堆積物の下部に下位の地層を侵食し取り込んだものと思われる偽礫が含まれること、③内部に平行層理、斜交層理等の堆積構造が見られること、④上部には植物片が密集することなどが見られる。これらの特徴から 2 枚の粗粒堆積物は、湿地環境に強い水流を伴った突発的なイベントが発生することで形成されたイベント堆積物⁸⁾と考えられる。イベント堆積物は、洪水、高潮および津波など、突発的な事象によって形成された堆積物であるが、これら 2 枚のイベント堆積物は、調査地点の周辺に大規模な河川が存在しないことから、洪水堆積物の可能性は低いと考えられる。さらに、海岸と調査地点の間には比較的高い砂丘が存在していることから高潮堆積物の可能性も低いと考えた。したがって、調査地点で観察されたイベント堆積物は、現時点では津波による堆積物の可能性が高いと考えている。今後、イベント堆積物の形成要因や形成年代を明らかにするために、粒度分析や微化石分析および年代測定等をすすめていく。また今回、深度 0～0.53m の細粒砂および深度 1.30～1.62m の細粒砂については議論しなかったが、この細粒砂がイベント堆積物か否かは今後のボーリング調査でより深い深度まで掘削し、確認していきたい。

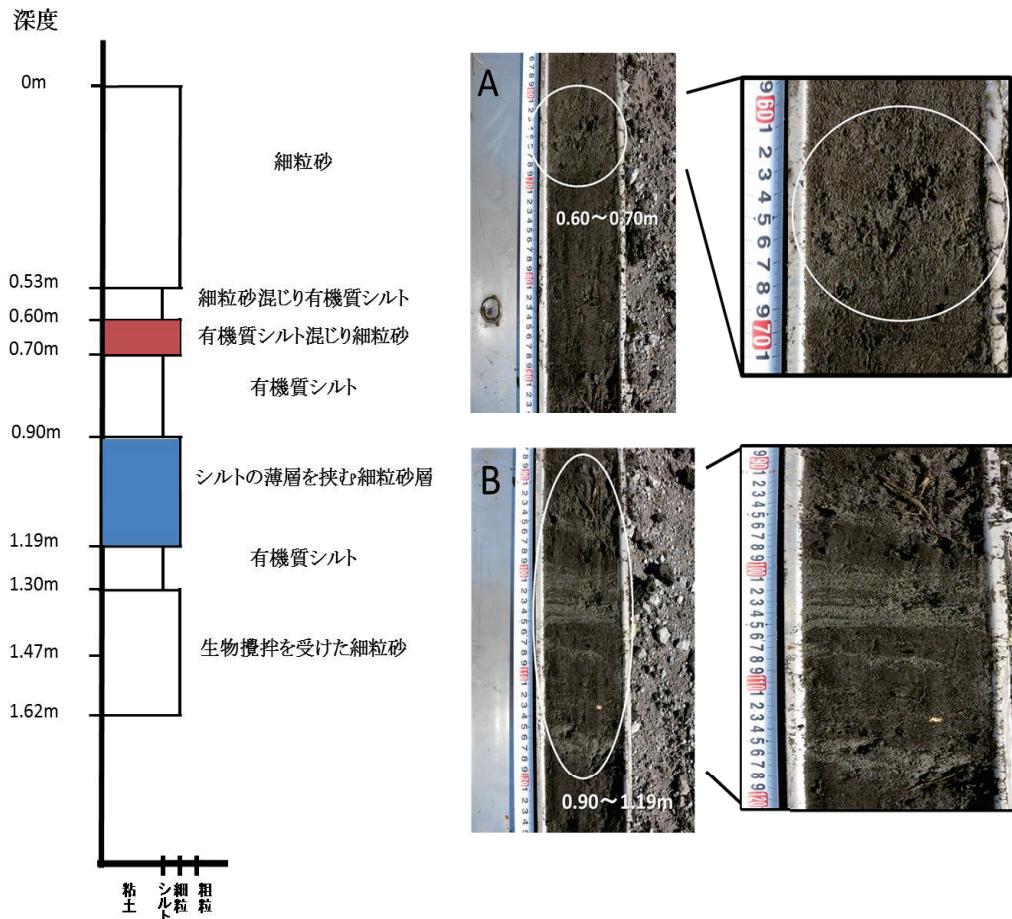


図 2 コア試料の柱状図およびイベント堆積物の写真

A: 深度 0.60~0.70m 有機質シルト混じり細粒砂層
B: 深度 0.90~1.19m シルトの薄層を挟む細粒砂層

5. 防災対策への展望

今後津波堆積物調査を進め、津波堆積物としての確実性を上げた上で、津波堆積物の情報を載せたハザードマップをつくるなど、「過去に同じような津波がここまで来ていた」と伝えることができるようになり、ハザードマップの住民への説得力を高めることにつなげたい。また、地震や津波が起きたときの規模や頻度を伝えられるようにしたいと考えている。

6. おわりに

今後、同地域におけるさらなるイベント堆積物調査やイベント堆積物のより広範囲への分布

を明らかにするための調査および他の地域で見出されているイベント堆積物との比較等を進め、歴史地震津波との対応や当地域における津波履歴やその影響範囲等について明らかにしていきたい。また、それらの情報を活かした防災対策についても、今後検討していく必要があると考えている。

謝辞

本研究には、文部科学省「地（知）の拠点整備事業」に関わる平成27年度補助金を使用した。ここに記して関係各位に対し深謝いたします。

参考文献

- 1) 西村裕一：津波堆積物の時空間分布に基づく古地震の調査研究，地震 2, 61, pp.S497-S508, 2009.
- 2) 箕浦・中谷・周・佐藤 裕：湖沼底質堆積物中に記録された地震津波の痕跡－青森市浦村十三付近の湖沼系の例－，地震 2, 40, pp.183-196, 1987.
- 3) 平川一臣：日本海東縁の津波堆積物：巨大津波履歴と課題，第30回歴史地震研究会講演要旨集, p.41, 2013.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 志岐常正：序論；イベント堆積物と非イベント堆積物，月刊地球, 7, pp.438-440, 1988.

秋田県北部沿岸域にみられるイベント堆積物*

秋田大学地域創生センター地域防災部門	鎌滝 孝信
秋田大学工学資源学部土木環境工学科	高渕 慎也
秋田大学大学院工学資源学研究科土木環境工学専攻	松富 英夫
応用地質株式会社エネルギー事業部	阿部 恒平

1. はじめに

秋田県では 1983 年 5 月 26 日に発生した日本海中部地震で、県北部沿岸を中心に 79 人が犠牲になるなど大きな津波被害を受けた。このような地震の将来予測をおこなう上で、同地域において過去に発生してきた地震・津波の履歴を明らかにすることが重要である。我が国でも歴史記録以前に発生した古地震に関する情報を古津波の痕跡、すなわち津波堆積物を使って明らかにし、その発生時期や影響範囲の復元を試みる研究は数多くおこなわれている¹⁾。しかしながらその大部分は太平洋側でなされており、日本海側からの報告はごくわずかである^{2) 3) 4)}。鎌滝ほか⁴⁾は、秋田県中～南部沿岸域において津波堆積物の可能性があるイベント堆積物を報告しているが、1983 年日本海中部地震によって津波の被害を受けた地域における古津波履歴に関する情報はない。そこで我々は、古地震・古津波に関する証拠を集め、地震・津波被害の将来予測に資する情報を整備することを目的として、秋田県沿岸域において古津波痕跡に関する調査を進めている。本研究では、秋田県八峰町の沖積低地で実施したボーリング調査により、過去の津波もしくは洪水によって形成された可能性があるイベント堆積物⁵⁾が見出されたので報告する。

2. 調査地域および調査方法

調査地点の選定にあたっては、空中写真、地形図等で調査地点を抽出した後、現地確認を行い、ハンドコアラーにて事前調査をおこなった。その結果、秋田県北部の八峰町峰浜地区に拡がる沖積低地でボーリング調査を実施した（図 1）。この地域は、秋田県地震被害想定調査⁶⁾によると、秋田沖の地震空白域^{7) 8)}を中心とした海域の想定地震および青森沖から山形沖まで震源域を拡げた最大クラスの想定地震（秋田県、2013 による海域 A+B+C の連動地震）による津波で、5～10m の浸水深が想定されており、1983 年日本海中部地震の際の浸水域でもある。そのため、1983 年日本海中部地震に相当する地震の再来間隔を明らかにするのみならず、前述の地震空白域を中心とした連動地震が過去に発生していたか否かを評価する上で、この地域における津波堆積物の有無は重要な根拠となる。ボーリング掘削地点は海岸線から約 400m 内陸で、砂丘の内陸側の堤間湿地に位置する。標高は 3.55m である（図 1）。

ボーリング調査は外径 116mm のオールコアボーリングでおこない、掘進長 8m のコア試料を採取した。試料は室内にて半裁し、堆積物の観察、記載、および放射性炭素年代測定を実施し

*Event deposits recorded in coastal lowland on the northern part of Akita Prefecture, the eastern margin of Japan Sea by Takanobu Kamataki, Shinya Takabuchi, Hideo Matsutomi, and Kohei Abe

た。調査地点の標高は、トータルステーションを用いた水準測量によって求めた。放射性炭素年代測定は株式会社地球科学研究所を通して Beta Analytic 社に依頼し、加速器質量分析法でおこなった。年代値の暦年較正は、IntCal13⁹⁾ のデータセットを用いた Beta Analytic 社の較正プログラム (BETACAL) を使用した。

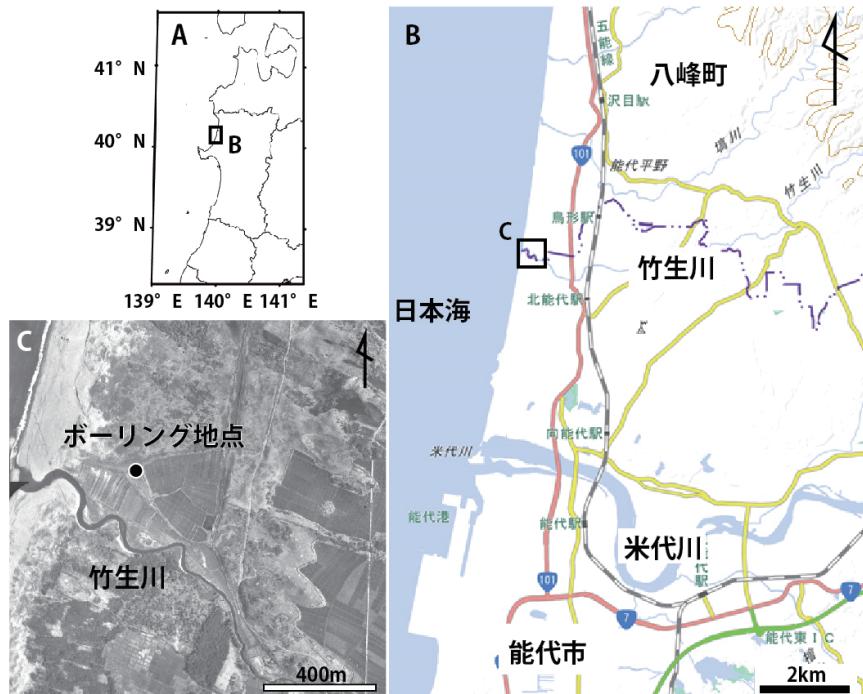


図 1 調査位置図

A : 全体図, B : 調査地点周辺, C : ボーリング掘削地点. B は国土地理院のホームページより引用. 空中写真は国土地理院発行約 1.6 万分の 1 「1948 年米軍撮影, R1401-6」を使用.

3. ボーリングコアの層相と堆積環境

八峰町峰浜地区から得られたボーリングコアの粒径、堆積構造、含まれる化石、地層境界の形状などに基づいて観察し、それぞれの層相が形成された堆積環境を推定した。その結果、下位から順に河川および氾濫原（深度 2.00～8.00m）、湿地（深度 1.48～2.00m）、砂丘（深度 0.24～1.48m）で形成された堆積物および耕作土（地表～0.24m）からなることが明らかになった。以下にその詳細を記す。

地表面から深度 0.24m までは耕作土からなる。深度 0.24～1.48m は淘汰の良い細粒～中粒砂層からなり、不明瞭ではあるが平行層理やごく低角の斜交層理がみられる。深度 1.48～2.00m は泥炭層および有機質シルト層からなる。この細粒堆積物の深度 1.78～1.96m には、基底部が侵食面を呈する淘汰の良い細粒～中粒砂層が挟まれる (Em1 層とする)。Em1 層は下位の泥炭層を侵食し、侵食した泥炭層の偽礫 (リップアップクラスト) を含む。中部は平行層理や斜交

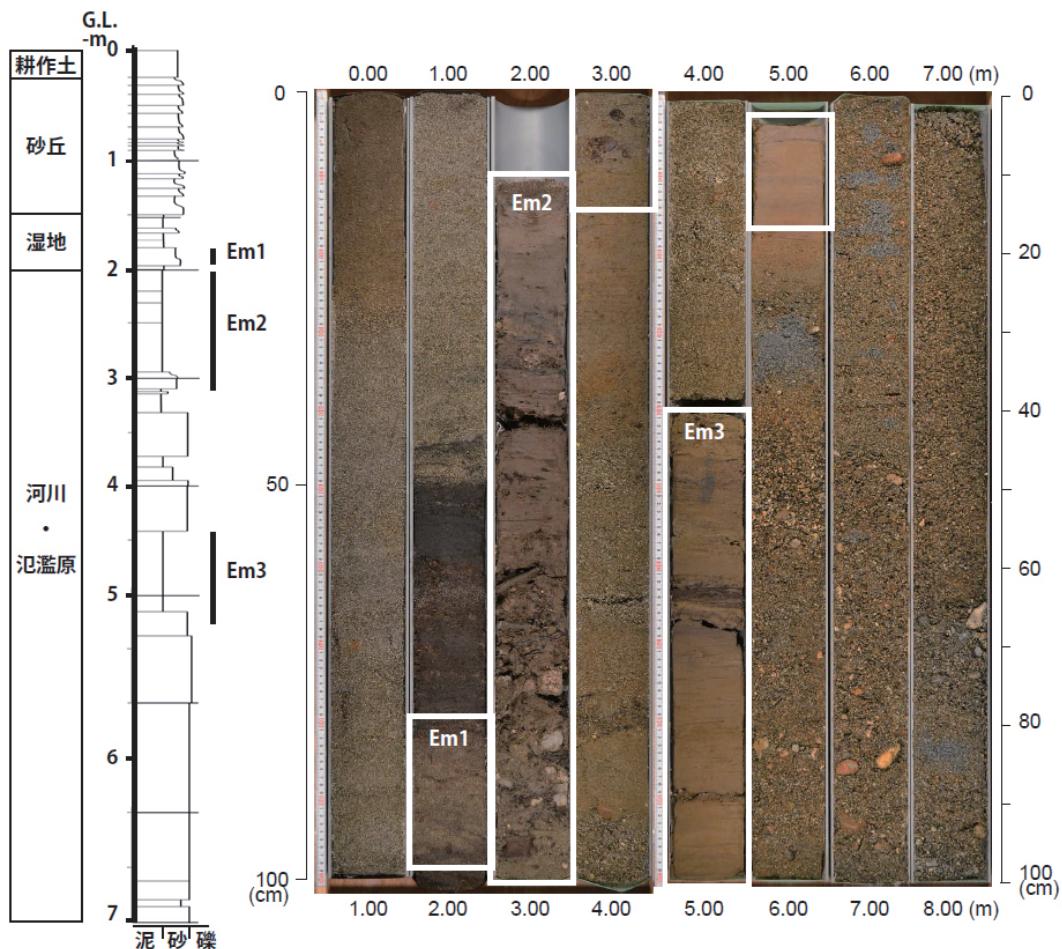


図2 ボーリングコアの柱状図および写真

層理が発達し、全体に上方細粒化し、最上部には植物の葉などを中心とした植物遺骸が多くみられる。深度 2.00～8.00m は、火山灰を含むシルト層、シルト混じりの中粒～粗粒砂層そして細礫を中心とした礫層からなる。この深度の地層は斜交層理が発達し植物遺骸を多く含むが、海成の化石や生物攪拌作用の影響はみられない。また、深度 2.00～3.15m (Em2 層とする) と深度 4.41～5.15m (Em3 層とする) には以下のような特徴的な堆積物が挟まる。Em2 層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り、下位の砂混じりシルトとの境界は侵食面である。この地層の下部には砂質シルトのリップアップ クラストや材および軽石が多く含まれ、上方粗粒化する。上部では平行層理や低角の斜交層理が発達し、上方細粒化する。Em3 層は平行層理や低角の斜交層理が発達した火山灰を含むシルト層からなり、下位の砂層との境界面は明瞭である。また、上部には植物遺骸が密集する。

4. イベント堆積物の認定と形成要因および堆積年代

秋田県八峰町峰浜地区で採取されたボーリングコアから河川、氾濫原や湿地に堆積した堆積物中に3枚のイベント堆積物が挟まることが明らかになった。これら3枚の地層はその基底部や内部構造の特徴により、ある程度強い水流によって堆積物が再移動し、それが急速に堆積したイベント堆積物である。ここでそれらイベント堆積物を形成した営力を考えてみる。Em1層は砂を主体として淘汰が良く、一方Em2層およびEm3層はシルトを主体として淘汰が悪く、材や植物遺骸などを多く含むという違いがみられる。また、Em2層の主体となるシルトには火山灰が混ざることや軽石を多量に含むという特徴がある。Em3層には軽石は含まれないが、主体となるシルトにはEm2層と同様に火山灰が混ざる。Em2層およびEm3層は、河川もしくは氾濫原堆積物に挟まれることや陸源物質を大量に含むことから、それを形成した営力は洪水の可能性が高いと考えられる。一方、Em1層に関しては、Em2層などのような大量の陸源物質がみられないことから、津波堆積物や高潮堆積物の可能性も否定できないと考える。

以下にイベント堆積物Em1層、Em2層およびEm3層が堆積した年代について、表1に示す放射性炭素年代値から考えてみる。

表1 AMS ^{14}C 年代測定結果

Boring Core	Sample No.	depth (m)	Lab. ID	Material	Conventional age (yr BP)	$\delta^{13}\text{C} (\text{\textperthousand})$	Calibrated age (2 σ calendar yr, 95% probability)
MH1	MH1150	1.50	Beta-407261	plant material	590 ± 30	-25.7	1295 - 1370 1380 - 1415
	MH1177	1.77	Beta-407262	plant material	560 ± 30	-25.3	1310 - 1360 1385 - 1425
	MH1198	1.98	Beta-407263	plant material	570 ± 30	-24.2	1305 - 1365 1385 - 1420
	MH1265	2.65	Beta-407264	wood	910 ± 30	-29.6	1030 - 1210

Em1層の上下の泥炭層から得られた年代値をみると、13～15世紀頃に形成されたと解釈できる。Em2層に関しては、イベント堆積物の上下で適切な試料が得られなかつたが、Em2層に大量に含まれる材には樹皮が残されているものが多く、樹木が流れによって運搬後比較的短い時間に埋積されたと考えられるため、イベント堆積物の中に含まれる材について年代測定を実施した。その結果は11～12世紀頃に堆積したことを示している。Em3層に関してはイベント堆積物の上下および中から適切な試料が得られなかつたため、年代測定に関しては今後の課題である。Em1層が形成されたと考えられる13～15世紀頃の地震に関する歴史記録¹⁰⁾をみると、調査地域周辺に津波堆積物を残すような巨大地震、津波の記述はみられない。また、Em2層が形成されたと考えられる11～12世紀に関しても、今後、洪水等の記録を精査する必要がある。ちなみに西暦915年に十和田カルデラが噴火¹¹⁾した際に発生したラハールが米代川流域に大きな影響を与え、当時の住家の埋積も知られている¹²⁾。Em2層がこのラハールと直接関係しているかは現時点では言及できないが、今後、Em2層の内包物や広域分布などの詳細を調査していきたい。

5. まとめ

秋田県北部に位置する八峰町峰浜地区の沖積低地から、3層のイベント堆積物を見出した。今後、イベント堆積物の形成要因を明らかにし、歴史イベントとの対応をつけるために、イベント堆積物のより広範囲への分布調査および試料の各種分析等を進める予定である。

謝辞

本研究には、秋田大学が平成23年度～27年度に秋田県から受領した寄附金、文部科学省「地(知)の拠点整備事業」に関わる平成26年度および27年度補助金を使用した。ここに記して関係各位に対し深謝いたします。

参考文献

- 1) 西村裕一：津波堆積物の時空間分布に基づく古地震の調査研究、地震 2, 61, pp.S497-S508, 2009.
- 2) 箕浦・中谷 周・佐藤 裕：湖沼底質堆積物中に記録された地震津波の痕跡－青森市浦村十三付近の湖沼系の例－、地震 2, 40, pp.183-196, 1987.
- 3) 平川一臣：日本海東縁の津波堆積物：巨大津波履歴と課題、第30回歴史地震研究会講演要旨集, pp.41, 2013.
- 4) 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.
- 5) 志岐常正：序論；イベント堆積物と非イベント堆積物、月刊地球, 7, pp.438-440, 1988.
- 6) 秋田県：秋田県地震被害想定調査報告書, 553pp., 2013.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 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., 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, 55, pp.1869-1887, 2013.
- 10) 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, pp.694, 2013.
- 11) 早川由紀夫・小山真人：日本海をはさんで10世紀に相次いで起こった二つの大噴火の年月日－十和田湖と白頭山－、火山, 43, pp.403-407, 1998.
- 12) 赤石和幸：十和田火山、毛馬内火碎流に伴う火山泥流堆積物から平安時代の埋没家屋の発見、地質学雑誌, 105, pp. x x i i - x x i v , 1999.

津波越流による堤防法尻における流れ場の分類に関する水理実験*

東北大学大学院環境科学研究所

金子 祐人, 小森 大輔

東北大学大学院工学研究科

三戸部 佑太, 田中 仁

新日鐵住金株式会社

乙志 和孝, 黒澤 辰昭

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震により、太平洋沿岸の各地で津波の越流による海岸堤防の被災が生じた。特に被害の大きかった岩手、宮城、福島の3県では、海岸堤防300kmのうち約190kmが全壊、または半壊したと報告されている。堤防破壊の主要な原因として、津波越流により海岸堤防裏法尻に発生した洗掘孔から堤防内の土砂が吸い出されることにより、裏法面が破壊され、全壊に至ることが報告されている(Kato et al.2012)。一方で、洗掘孔により陸側の津波流速が低減する効果が指摘されている(常田・谷本.2012)。そこで、海岸堤防を建設する際に、洗掘を防止するか否かを議論する必要があり、津波越流時における海岸堤防背後での現象について明らかにしなければいけない。本研究では、小型水路における水理実験を行い、粒子画像流速計測法(Particle Image Velocimetry, PIV)を用いて洗掘孔内部の流れ場を可視化し、海岸堤防背後における流れ場とその分類に加え、洗掘孔による流速の低減効果について検討を行う。

2. 研究方法の概要

縮尺1/100の海岸堤防模型(高さ:5.2cm, 法面勾配:2:1)を設置した延長110.4cm、幅5cmの水路の堤防下流側に、洗掘形状を再現した固定床を設置した(図-1)。固定床で再現する底面は、津波越流時の海岸堤防背後に生じる洗掘に関する移動床実験(三戸部ら, 2014)の洗掘過程の底面形状データより、越流水深および越流開始からの時刻が異なる14ケース(表-1)を採用した。また、堤防法尻から40cm(現地換算:40m)の場所において、ポイントゲージを用いて水位を計測し、水路下流端にて計測した流量から、洗掘孔背後における各ケースでの断面平均流速 U を求め、洗掘孔が発生していないケースの断面平均流速 U_0 と比較し、流速

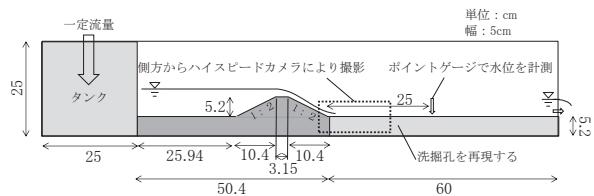


図-1 実験水路

表-1 各ケースの実験条件

ケース	越流水深(m)	時刻t(min)
1	2	0
2		2.5
3		3.4
4		4.2
5		5.1
6		7.6
7		10.2
8	2.9	0
9		2.5
10		3.4
11		4.2
12		5.1
13		7.6
14		10.2

*Classification of Velocity Field around landward toe of Coastal Dikes induced by Tsunami Overflow, by Kaneko Yuto,

Mitobe Yuta, Otsushi Kazutaka, Kurosawa Tatsuaki, Komori Daisuke, Tanaka Hitoshi.

の低減率($(U_0 - U)/U_0$)を算出した。洗掘孔内部の流れ場はPIV法を用いて計測し、可視化した。洗掘孔内部の流れ場の決まり方や、洗掘孔形状、流速の低減率との関係について検討した。

3. 実験結果

3.1 流れ場の分類

堤防法尻周辺における流れ場は3タイプに分類することが出来る(金子ら. 2015, 図-2)。タイプ1は、法尻通過後に流れが沈み込み、洗掘孔の底面形状に沿って流下する。その後、洗掘孔後部においてそのまま下流へと向かう流れと、小さい流速を持ち上流へと戻る流れに分岐する。タイプ2は法尻通過後に跳水を起こし、斜め上方向の大きい流速を持ち、跳ねた水が落下する地点においてそのまま下流へと向かう流れと、洗掘孔の底面形状に沿う様に上流へと戻る流れに分岐する。タイプ3は洗掘孔が無く、水平方向のみの流速を持つタイプである。ここで、タイプ1と2では洗掘孔内で反対方向の水平渦が生じており、底面近くの流れの向きが反転している。このことは、流れ場のタイプが洗掘形状の発達の仕方

図-2 各タイプの流れ場と模式図

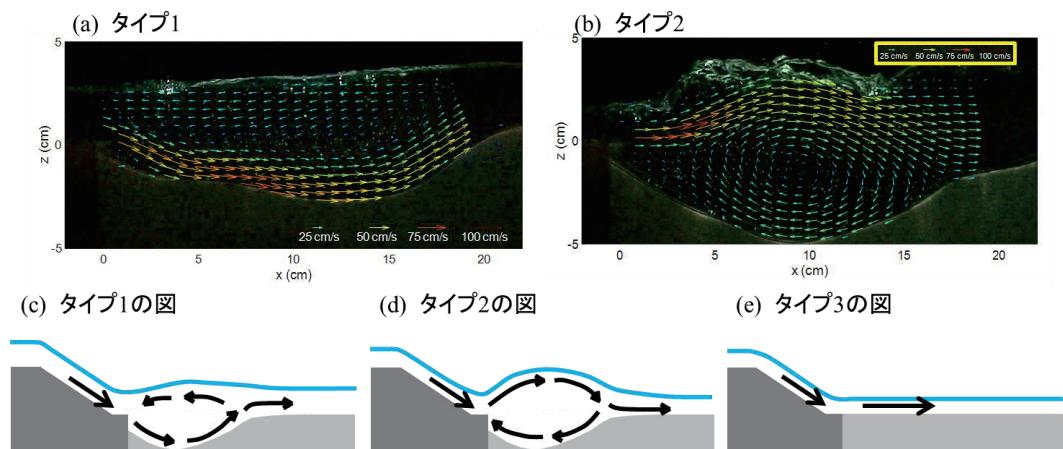


表-2 法尻での水位と洗掘孔内部の最大水位とその比、及び洗掘形状

ケース	タイプ	ht	hm	hm/ht	幅	深さ	深さ/幅
2	1	1.50	1.80	1.20	12.1	1.78	0.147
3	1	2.20	2.15	0.98	14.0	2.01	0.143
4	2	1.10	3.10	2.82	13.6	2.76	0.203
5	2	1.30	2.20	1.69	13.5	2.55	0.189
6	1	1.60	1.90	1.19	16.1	2.52	0.156
7	1	1.70	2.10	1.24	17.1	2.69	0.157
9	2	0.90	2.00	2.22	13.2	3.18	0.240
10	2	1.30	3.40	2.62	16.5	3.16	0.191
11	1	2.40	3.20	1.33	18.0	2.99	0.167
12	1	2.50	3.60	1.44	19.7	2.60	0.132
13	1	2.50	3.20	1.28	22.8	2.97	0.130
14	2	1.70	3.40	2.00	23.7	4.66	0.197

を決めているということを示しており、洗掘過程を明らかにする上で法尻における流れ場のタイプと洗掘形状の相互作用を明らかにする必要がある。

3.2 流れ場を表すパラメータ

堤防背後における流れ場を表現するパラメータとして、法尻以降における最大水位 h_m と、法尻における水位 h_t 、及びその比である h_m/h_t を用いる。 h_m/h_t は法尻を通過した流れが洗掘孔内部を流れるときにどれだけ跳ね上がっているかを示し、タイプ2の流れのときに大きく、タイプ1のとき、タイプ2における h_m/h_t の値よりも小さくなる。 h_m/h_t をタイプ毎に色を分けてプロットしたものを作成したものを図-3に示す。これより、1.5付近がタイプ1とタイプ2の分かれの境となっていることが読み取れる。また、表-2に h_m 、 h_t 、 h_m/h_t の値と、以下で示す深さと幅、及びその比である深さ/幅の値を示す。

3.3 洗掘孔形状を表すパラメータ

洗掘孔の形状を表す値として、深さと幅、深さ/幅を用いる。深さは洗掘孔の初期底面からの最大深さ、幅は法尻から洗掘孔が再び初期底面の高さに戻るまでの距離、深さ/幅はこれらの比である。深さ/幅の値をタイプ毎に色を分けてプロットしたものを、 h_m/h_t を示した図-3に併せて示す。これより、0.18付近がタイプ1とタイプ2の分かれの境となっている。深さ/幅の値が、0.18より小さいとタイプ1の流れ場をとり、0.18より大きいとタイプ2の流れ場をとることが読み取れ、深さが幅に対し一定以上大きくなると法尻を通過した流れが跳水を起こすということが分かる。同様に、深

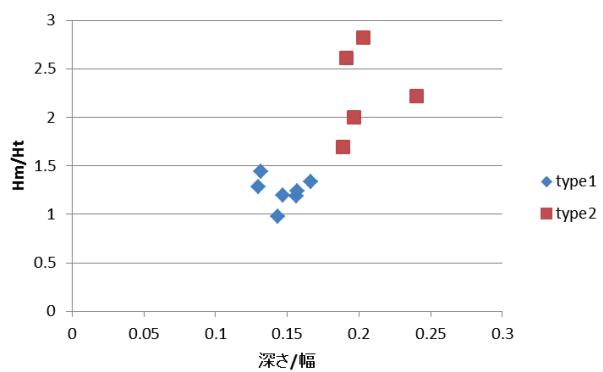


図-3 各タイプと深さ/幅、 h_m/h_t の関係

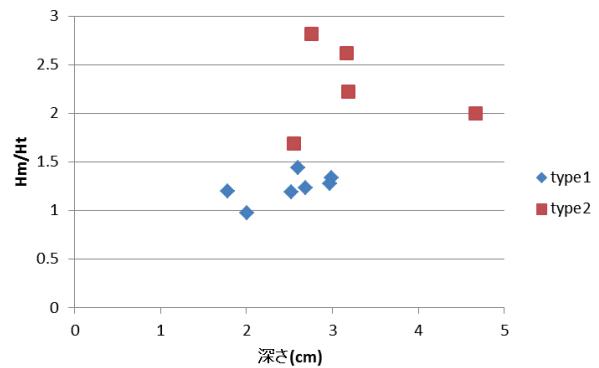


図-4 各タイプと深さ、 h_m/h_t の関係

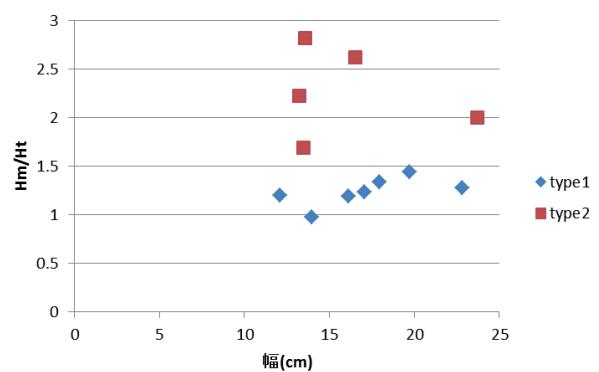


図-5 各タイプと幅、 h_m/h_t の関係

さと幅の値についてそれぞれタイプ毎に色を分けてプロットしたところ、相関は確認できなかった（図-4, 5）。

移動床実験（三戸部ら、2014）の洗掘孔の発達過程を観察すると、はじめはタイプ1の流れにより洗掘孔が発達していき、幅に対し深さの値が大きくなるとタイプ2の流れに遷移する。今回の実験により、流れ場のタイプが遷移するときの洗掘孔の形状を確認することが出来た。

3.4 低減率と洗掘孔形状の関係

3.4.1 幅と深さ

図-6は洗掘孔の幅と低減率の関係を表した図である。タイプ1の流れについて、負の相関があることが分かる。底面近くの流れが大きい流速をもったまま洗掘孔の後部にぶつかることで流れが堰き上げられ、洗掘孔

背後の水位が大きくなり、低減効果につながっていると考えられる。次に、図-7は洗掘孔の幅と低減率の関係を表した図であり、負の相関を確認することが出来る。深さが小さいことで法尻を通過した流れが強い勢いで底面にぶつかることにより、流速が低減されると考えられる。

3.4.2 深さ/幅

図-8は低減率と洗掘孔の深さ/幅の関係をタイプ毎に色を分けてプロットした図である。タイプ1については、低減率と深さ/幅との間に関係性は見られないが、タイプ2に関して

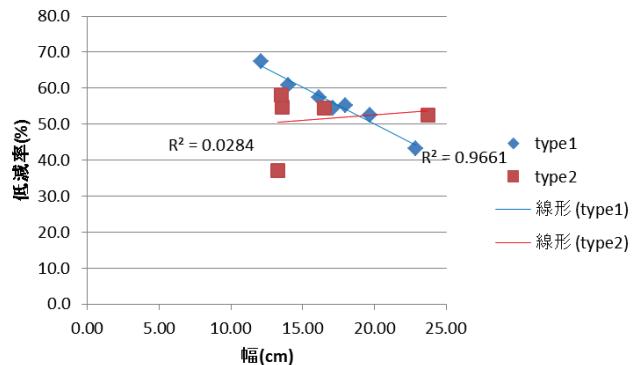


図-6 各タイプの幅と低減率の関係

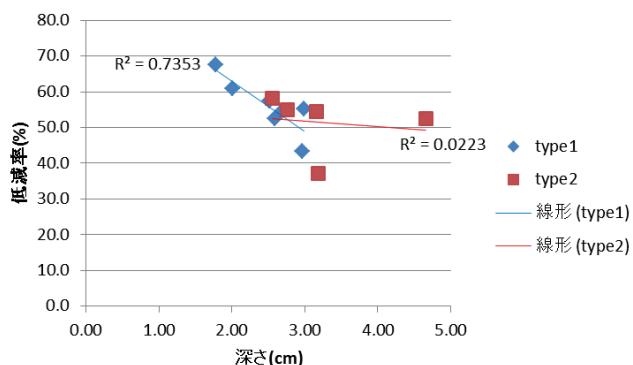


図-7 各タイプの深さと低減率の関係

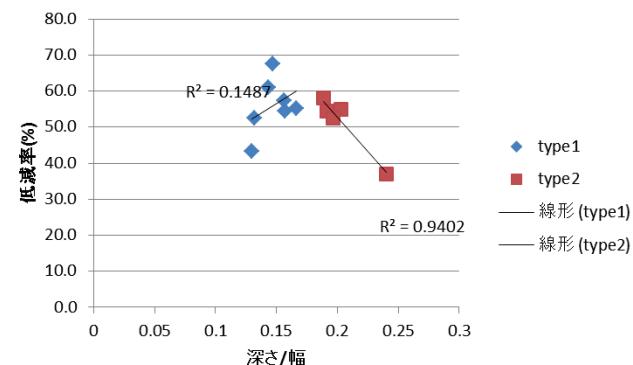


図-8 各タイプの深さ/幅と低減率の関係

は相関を確認できる。また、図-9は、洗掘孔の深さ/幅と低減率の関係を表したものであり、相関があることが確認できる。図-10は法尻通過後の流速ベクトルと低減率の関係を表したものであり、相関が確認できる。以上三つの図よりタイプ2の流れ場では、深さ/幅の値が小さくなると、法尻通過後の流速ベクトルの水平からの角度が大きくなる。その流れが洗掘孔通過後の水位の上昇に影響しており、結果として低減率が大きくなるということが分かる。

4. おわりに

津波越流による海岸堤防裏法尻に発生する洗掘孔内部の流れ場を計測し、それらの違いにより3ケースに分類出来る。また、 h_m/h_t を堤防背後における水位を表現するパラメータとして採用し、1.5付近を閾値に、タイプ毎に分けられることが分かった。

洗掘孔形状を表すパラメータとして、深さと幅、深さ/幅を採用し、それぞれ流れ場のタイプ、低減率との関係を比較した。その結果、深さ/幅の値が0.18より小さいとタイプ1の流れ場を持ち、0.18より大きいとタイプ2の流れ場を持つことが分かった。タイプ1については、幅が小さくなると低減率が大きくなる。その理由として考えられるのが、法尻を通過し、沈み込んだ流れが大きい流速をもったまま洗掘孔後部にぶつかることで、流れが堰き上げられるためであると考えられる。また、深さが小さくなると低減率が大きくなかった。その理由として考えられるのが、深さが小さいことで法尻を通過した流れが勢いよく底面にぶつかることに加え、上流へと向かう流れとのせん断力を受けやすいためであると考えられる。タイプ2について、深さ/幅が小さくなると法尻通過後の流速ベクトルの水平からの角度が大きくなり、低減率が大きくなることが分かった。今後の展望として、これまでの実験では、越流水深は2.0m、2.9mのみであるので、今後の実験でより大きい越流水深のケースについて行う予定である。またより詳細な流れ場の分類や、洗掘形状からの流れ場の決定について検討し、洗掘孔の発達過程について明らかにしていく。

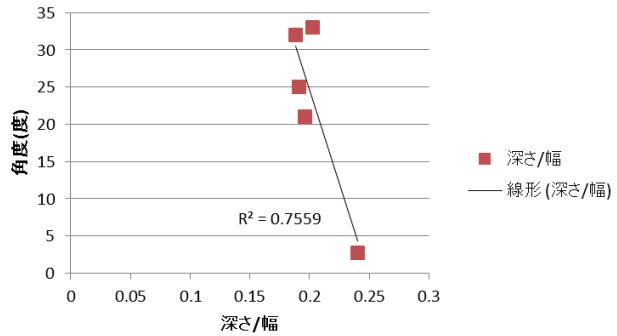


図-9 タイプ2の深さ/幅と流速ベクトルの角度の関係

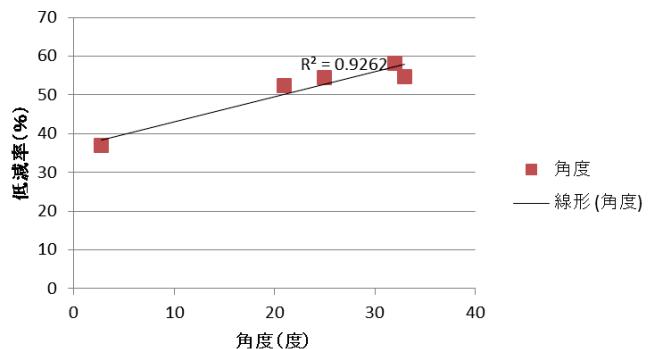


図-10 タイプ2の流速ベクトルの角度と低減率の関係

参考文献

- 1) 常田賢一, 谷本隆介 : 2011 年東北地方太平洋沖地震における土盛構造の耐津波特性および落掘の形成特性, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.68, pp.I_1091-I_1112, 2012.
- 2) 金子祐人, 三戸部佑太, 田中仁 : 海岸堤防裏法尻の洗掘孔の津波流速低減効果に関する水理実験, 土木学会第 70 回年次学術講演会講演概要集, II -186, 2015.
- 3) 三戸部佑太, 乙志和孝, 黒澤辰昭, Mohammad Bagus Adityawan, Min Roh, 田中仁 : 津波越流に対する綱矢板壁構造の堤防補強効果に関する実験的検討, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.70, pp.I_976-I_980, 2014.
- 4) 三戸部佑太・Mohammad Bagus Adityawan・田中 仁・河原俊哉・黒澤辰昭・乙志和孝 (2014) : 津波越流により生じる海岸堤防裏法尻の洗掘現象に関する実験, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.70, No.4, pp. I_1147-I_1152
- 5) 鳩貝聰, 諏訪義雄, 加藤史訓 : 津波の越流による海岸堤防の裏法尻の洗掘に関する水理模型実験, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.68, pp.I_406-I_410, 2012.
- 6) Kato, F., Y. Suwa, K.Watanabe and S. Hatogai (2012): Mechanism of coastal dike failure induced by the Great East Japan Earthquake Tsunami, Proc. of 33rd Int. Conf. on Coast. Eng., 9 pages.
- 7) 加藤史訓, 野口賢二, 諏訪義雄, 木村晃, 河合雅史, 高木利高, 小俣雅志 : 東北地方太平洋沖地震津波による仙台平野南部での海岸堤防被災・洗掘に関する調査, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.68, pp.I_1396-I_1400, 2012.

つなぎ空間と開口部を有するRC造建築物前面における津波浸水深の推定法*

秋田大学 松富英夫 紺野友恵 高尾駿介

1. はじめに

建築物に作用する津波の水平力や鉛直力は建築物の前面浸水深 h が推定できれば、既往の研究成果を用いて推定可能な状況にある¹⁾。

その建築物の前面浸水深は入射津波の氾濫水深 h_i とフルード数 F_{ri} だけではなく、建築物の形状²⁾、向き（津波の入射角）、配置間隔（つなぎ空間）、開口率 O_p ³⁾にも依存する。津波氾濫流が開口部を有する幅広の孤立した直方体 RC 造建築物へ直角に入射する場合（図-2 左図と図-3 上図参照）の入射津波条件を用いた前面浸水深の推定法（単数または複数の任意形状の開口部を 1 つの矩形開口部に換算する方法は除く）は提案済みである⁴⁾。開口部を有する任意幅の直方体 RC 造建築物が津波氾濫流の横断方向に単列、複数あり、各建築物が互いの前面浸水深に影響を及ぼし合う一般的な場合（図-2 右図と図-3 下図参照）の前面浸水深の推定法は未提案である。複列、複数の場合が考えられるが⁵⁾、本研究では対象外で、今後の課題とする。

そこで、本研究は「つなぎ空間と開口部」を有する直方体の RC 造建築物へ津波が直角に入射する場合を対象に入射津波条件を用いた前面浸水深の推定法の一般化を試み、推定値と実験値⁴⁾の比較・検討を通して、提案推定法の有用性を論じる。

2. 前面浸水深の推定法

2.1 反射段波発生条件

図-1 に高さ 0.50 m、幅 0.30 m、全長 12.0 m の両面ガラス張り鋼製矩形水路の定常流実験で得られた直方体（開口部なし）の建築物模型前面における反射段波の発生条件例を示す。図中、 B は建築物幅、 D は建築物奥行、 B' は水路幅、 Q は流量、 h_i は建築物位置における入射水深、 F_{ri} は入射フルード数、 I は底面勾配である。流量と底面勾配が限られ、入射フルード数の実験範囲が狭いが、現段階での建築物前面における反射段波発生条件として式(1)が得られる。

$$\frac{B}{B'} = -0.175 \frac{D}{B'} + 0.111 F_{ri} - 0.084 \quad (1)$$

2.2 推定法の一般化

つなぎ空間と開口部を有する直方体の RC 造建築物へ津波が直角に入射する場合の前面浸水深 h を入射津波条件で推定することを考える。津波が建築物を越流しない場合を対象とする。

水平床上の定常的な入射津波氾濫流を考える。圧力は静水圧分布とする。図-2 右図や図-3 に示すように、建築物間のつなぎ空間が狭くて、前面浸水深が津波氾濫流の縦横断両方向にほぼ一様となる反射段波が発生する場合を考える。建築物の影響を受けていない入射津波の氾濫水深と氾濫流速を各々 h_i 、 u_i 、入射津波衝突後の建築物背面における浸水深と断面平均流速を各々 h_r 、 u_r とする。入射津波衝突後の反射段波領域内におけるつなぎ空間と建築物の直前面での断面平均流速 u_{fop} と u_{fb} は異なると推察される。反射段波領域内上流部における断面平均流速（氾濫流の横断方向に一様と仮定）を u_f 、つなぎ空間直前面における断面平均流速 u_{fop} を $k u_f$ ($k \geq 1$ で、反射段波上流領域の「支配域幅係数」または断面平均流速を表現する「流速係数」)

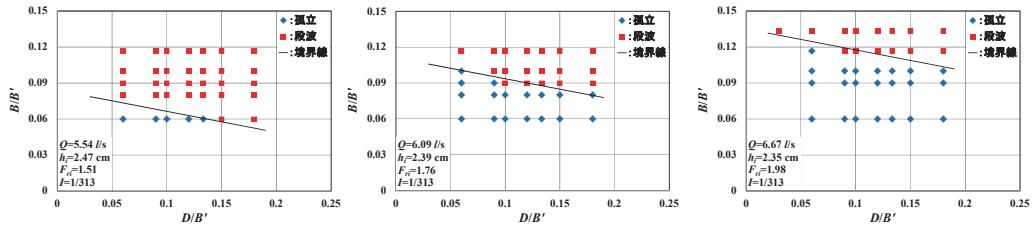


図-1 建築物前面における津波の反射段波発生条件例（定常流）

* A method for estimating the reflected tsunami inundation depth at the front of RC building with a connection space and aperture by Hideo MATSUTOMI, Tomoe KONNO and Shunsuke TAKAO

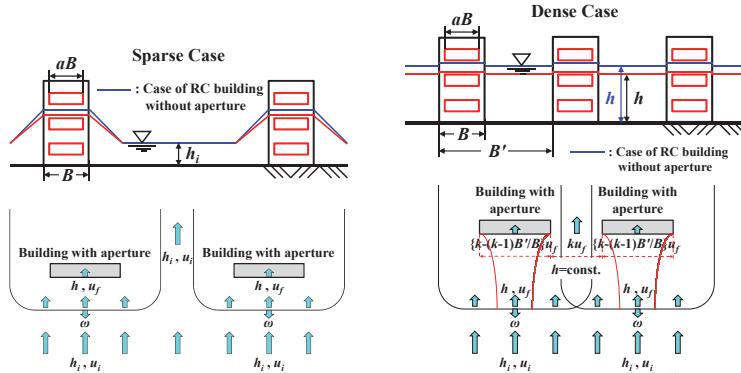


図-2 流れのパターン（左：幅広の孤立したRC造建築物の場合（既報⁴⁾），右：狭いつなぎ空間のRC造建築物の場合（本研究）。青実線の水面は開口部がない場合）

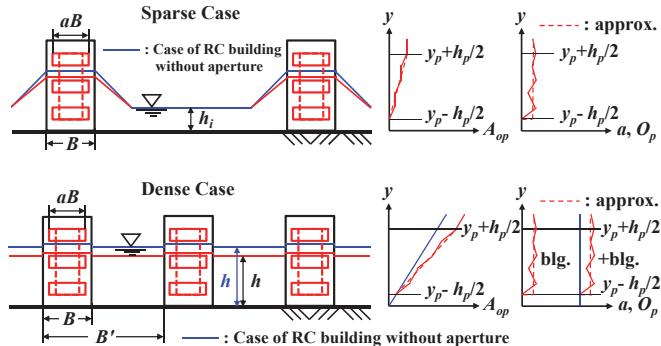


図-3 つなぎ空間と開口部のモデル化（上：幅広の孤立したRC造建築物の場合，下：狭いつなぎ空間のRC造建築物の場合。青実線の水面は開口部がない場合）

とでも呼ぶべき係数。図-2 右図参照。後述）とする。このとき、次式が成立する必要がある。

$$h + \frac{u_f^2}{2g} = h + \frac{u_{fB}^2}{2g} + h_{lB} = h + \frac{k^2 u_f^2}{2g} + h_{lop} = h_i + (1 + \zeta) \frac{u_i^2}{2g} \quad (2)$$

ここで、 h_{lB} は建築物直前面までにおけるエネルギー損失水頭 ($= (k-1)^2 (B'/B - 1)^2 u_f^2 / 2g$ で、正值)， h_{lop} はつなぎ空間直前面までにおけるエネルギー利得水頭 ($= -(k^2 - 1) u_f^2 / 2g$ で、負値)， B' は建築物幅とつなぎ空間幅の合計幅， ζ は広義のエネルギー損失係数⁴⁾， g は重力加速度である。

反射段波領域内の上流部から下流部にかけた領域における質量保存則は次式である。

$$B'hu_f = Bhu_{fB} + (B' - B)hku_f = aBh_p u_p + (B' - B)hku_f \quad (3)$$

ここで、 a ($0 \leq a < 1$) は開口部幅 ab / 建築物幅 B ， h_p は開口部の換算高さ（単数または複数の任意形状の開口部を 1 つの矩形開口部に換算したときの高さ。換算法は後述）， u_p は開口部内（断面 $aB \times h_p$ の矩形部内）の断面平均流速であり、「反射段波領域内の浸水深は一定」と「建築物直前面における流体は開口部から全て抜け出る」という仮定を導入している。

式(3)から建築物直前面における断面平均流速 u_{fB} として $\{k - (k-1)B'/B\} u_f$ を得る。 k は $1 \leq k \leq B'/B$ の値域で、一般に未定である。建築物の前背面における本研究の縦断モデルを図-4 示す。

入射津波が定常的で、圧力が静水圧分布する場合、Stoker 理論⁶⁾はつなぎ空間や開口部がある場合へ拡張できる。2 次元直立壁（越流を含む）やつなぎ空間、建築物の開口部を想定して、岩崎・富樫⁷⁾、富樫・古賀⁸⁾、池谷ら⁹⁾⁻¹¹⁾と松富・小野⁴⁾がその拡張理論を提示しており、基礎式は式(4)と(5)である。

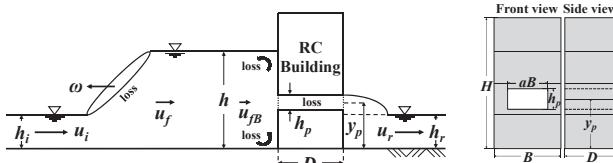


図-4 建築物前面浸水深 h の推定モデルと開口部の定義

$$h_i(\omega - u_i) = h(\omega - u_f) \quad (4)$$

$$h_i(\omega - u_i)u_i - h(\omega - u_f)u_f = \frac{1}{2}gh_i^2 - \frac{1}{2}gh^2 \quad (5)$$

ここで、 $\omega (\leq 0)$ は反射段波伝搬速度である。式(4)と(5)から次の前面浸水深係数 h/h_i に関する 3 次式が得られ、岩崎・富樫⁷⁾、富樫・古賀⁸⁾、池谷ら⁹⁾と松富・小野⁴⁾が(数値)解を導いている。

$$\left(\frac{h}{h_i} \right)^3 - \left(\frac{h}{h_i} \right)^2 - \left\{ 1 + 2F_{ri}^2 \left(1 - \frac{u_f}{u_i} \right)^2 \right\} \frac{h}{h_i} + 1 = 0 \quad (6)$$

前面浸水深は、つなぎ空間と建築物の開口率が同じであっても、開口部の位置や形状、内部状況などで異なるはずである。式(6)は u_f/u_i と F_{ri} をパラメータとして解かれるが、 u_f/u_i と開口率や開口部の位置、形状、内部状況、つなぎ空間などとの関係は不定で、無数に考えられる。そこで、個々のつなぎ空間と建築物の諸元に対応できる近似解法を提案する。

建築物の開口部領域における質量と運動量の保存則は式(7) (式(3)を変形) と(8)である。

$$\left\{ k - (k-1) \frac{B'}{B} \right\} hu_f = ah_p u_p \quad (7)$$

$$g(h - y_p)h_p + \left\{ k - (k-1) \frac{B'}{B} \right\}^2 h_p u_f^2 \approx h_p u_p^2 + f \left(W + \frac{h_p}{aB} \right) Du_p^2 + gA \quad (8)$$

ここで、 y_p は地面から開口部中心までの高さ、 f は合成摩擦係数、 W は開口部の上端位置が前面浸水位以下の場合は 1、前面浸水位より上の場合は 0.5、右辺の () 内は無次元化された潤滑の半値、開口部内の壁面せん断応力 τ_0 の定義と A (建築物背面からの静水圧力項) は ρ を流体密度として次式である。

$$\tau_0 = \frac{1}{2} \rho f u_p^2 = \frac{1}{2} \rho f \left[\frac{\{k - (k-1)B'/B\}hu_f}{ah_p} \right]^2 = \frac{1}{2} \rho f \left[\frac{\{k - (k-1)B'/B\}u_f}{O_p} \right]^2 \quad (9)$$

$$\begin{aligned} A &= (h_i - y_p)h_p & h_i > y_p + \frac{h_p}{2} \\ &= \frac{1}{2} \left(h_i - y_p + \frac{h_p}{2} \right)^2 & y_p + \frac{h_p}{2} \geq h_i > y_p - \frac{h_p}{2} \\ &= 0 & h_i \leq y_p - \frac{h_p}{2} \end{aligned} \quad (10)$$

式(7)と(8)から u_f と h の関係式を得て、その関係式を式(6)に代入すると最終的に解くべき式(11)を得る。

$$\left(\frac{h}{h_i} \right)^3 - \left(\frac{h}{h_i} \right)^2 - \left\{ 1 + 2 \left(F_{ri} - \frac{1}{\{k - (k-1)B'/B\}} \sqrt{\left(\frac{h}{h_i} - \frac{y_p}{h_i} \right) a^2 \frac{h_p^3}{h_i^3} - A a^2 \frac{h_p^2}{h_i^4}} \right)^2 \right\} \frac{h}{h_i} + 1 = 0 \quad (11)$$

式(11)の解析解の導出は難しいので、本研究では逐次計算により解を得ることにする。ただし、 k は幅広の孤立した RC 造建築物 ($k=1$) と狭いつなぎ空間で開口部がない RC 造建築物 ($k=B'/(B'-B)$) の場合を除いて未定で、別途その評価方法を考案する必要がある(後述)。

3. 開口部の換算法と前面浸水深の計算法

多様な開口部に対応するため、単数や複数の任意形状開口部を1つの矩形開口部に換算する。

3.1 幅広の孤立したRC造建築物の場合

(1) 建築物に開口部がない場合

開口部がないため、開口部の換算は必要ない。

前面浸水深はStoker理論を用いて計算する。具体的には $u/u_i=0$ として、式(6)を解く⁴⁾。

(2) 建築物に開口部がある場合

前面浸水深が大きくなるにつれて、一般に開口部面積 A_{op} の増加率や a 、開口率 O_p は図-3上図の右2つの図の赤実線で示すように変動する。本研究の換算ではそれらの平均的な値(図-3上図の右2つの図の赤破線)を採用し、1つの矩形開口部に換算する。具体的には、開口部の下端位置($=y_p-h_p/2$)と上端位置($=y_p+h_p/2$)は実際の位置を採用し、実際の開口部と換算した矩形開口部の $f(W+h_p/aB)$ が一致するように換算する。

前面浸水深は、孤立したRC造建築物の場合の k は1であり、 $k=1$ として式(11)から計算する。ただし、前面浸水位が開口部の上端位置に達しない場合は、前面浸水位を開口部の上端位置と仮定し、開口部上端面の合成摩擦を無視、すなわち $W=0.5$ とする。具体的な計算法は、初期に小さめの h_p を仮定し、 h_p を微増させながら、上端位置と式(11)から計算される前面浸水位が一致するまで逐次計算を実施する。

3.2 狹いつなぎ空間のRC造建築物の場合

(1) 建築物に開口部がない場合

開口部がないため、開口部の換算は必要ない。

前面浸水深の計算法として次の2つが考えられる。

1つは床下換気を目的とした通風口などを想定し、仮想的に小さな開口部($O_p=0.1\%$ 程度)を地面付近に設ける方法(仮想開口部法I)である。具体的な計算法は次項の3.2(2)で述べる。この方法には仮想開口部の大きさと位置次第で前面浸水深が変化する欠点がある。とは言え、対象事例が多い3.2(2)で述べる計算法との一貫性や前面浸水深を大きめ(安全側)に評価する(図-7(b)参照)ことを考えると、この方法が推奨されよう。

もう1つは建築物幅とつなぎ空間幅の合計幅 B' を建築物幅 B と考え、つなぎ空間幅($=B'-B$)と B' の比を a と考える方法(仮想開口部法II)である。この場合、実際の k は $B'/(B'-B)$ であるが(この k の場合、式(11)は利用できない)、 $k=1$ の開口部を有する幅広の孤立した建築物とも見なせる。開口部の下端位置は常に地面($y=0$)である。あとは3.1(2)の前面浸水位が開口部の上端位置に達しない場合と同じ解析を行えばよい。この方法にはつなぎ空間の流れに式(7)と(8)を適用してよいかという問題がある(後述)。

本条件の場合については、池谷ら¹¹⁾が別の考え方で評価法を示している。

(2) 建築物に開口部がある場合

開口部の換算は3.1(2)の場合と同様に行う。

この場合の k は未定で、その評価法を以下に示す。

開口部を通過する流量を Q_B 、つなぎ空間と開口部を通過する合計流量を Q_T とした場合、 k を用いて表現した両者の比 R_t は次式である。

$$R_t = \frac{Q_B}{Q_T} = \left\{ k - (k-1) \frac{B'}{B} \right\} \frac{B}{B'} \quad (12)$$

一方、厳密さを捨て、通過する流量は開口部やつなぎ空間といった場所の違いに関係なく、大きな貯水容器のオリフィスから水が流出する場合のBernoulliの定理から計算される流速($=\sqrt{2g(h-y)}$)。ここで、 y は容器底面(地面)を原点とした鉛直座標)と流積要素($=(aB+B'-B)dy$)の積の積分で求まると仮定すれば、開口部を通過する流量と合計流量の比 R_m は次式である。

$$R_m = \frac{Q_B}{Q_T} = \frac{a \left\{ \left(\frac{h}{h_i} - \frac{y_p}{h_i} + \frac{1}{2} \frac{h_p}{h_i} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{h}{h_i} - \frac{y_p}{h_i} - \frac{1}{2} \frac{h_p}{h_i} \right)^{\frac{3}{2}} \right\}}{\left(\frac{B'}{B} - 1 \right) \left(\frac{h}{h_i} \right)^{\frac{3}{2}} + a \left\{ \left(\frac{h}{h_i} - \frac{y_p}{h_i} + \frac{1}{2} \frac{h_p}{h_i} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{h}{h_i} - \frac{y_p}{h_i} - \frac{1}{2} \frac{h_p}{h_i} \right)^{\frac{3}{2}} \right\}} \quad (13)$$

k は式(12)と(13)の比が一致する場合として決定される。

前面浸水深 h は式(11)、(12)と(13)を連立させて計算する。前面浸水位が開口部の上端位置に達しない場合は3.1(2)の場合と同じ解析を行う。

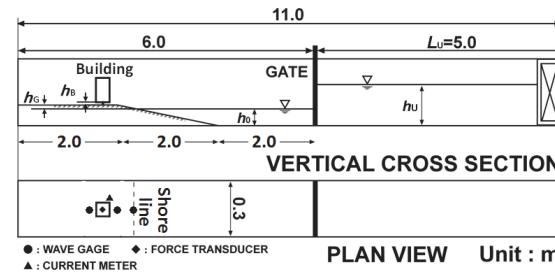


図-5 実験水路の概略、測定機器の配置と諸記号の定義

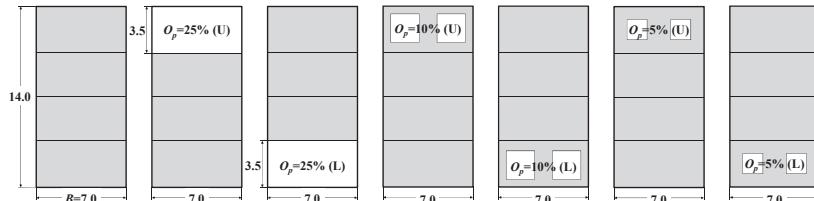
図-6 建築物模型諸元の詳細（縮尺は 1/100, 単位は cm, 奥行 D は全て 5.4 cm, 開口率 O_p は建築物前面の全表面積に対するもの）

表-1 模型実験の条件

貯水深 h_U (cm)	25.5, 27
静水深 h_0 (cm)	5.0, 6.7, 8.7
斜面勾配 S	1/26
地盤高 h_G (cm)	3.7, 2, 0
床 高 h_B (cm)	0
開口率 O_p (%)	0, 5, 10, 25
模型の高さ H (cm)	14
模型の幅 B (cm)	7
模型の奥行 D (cm)	5.4

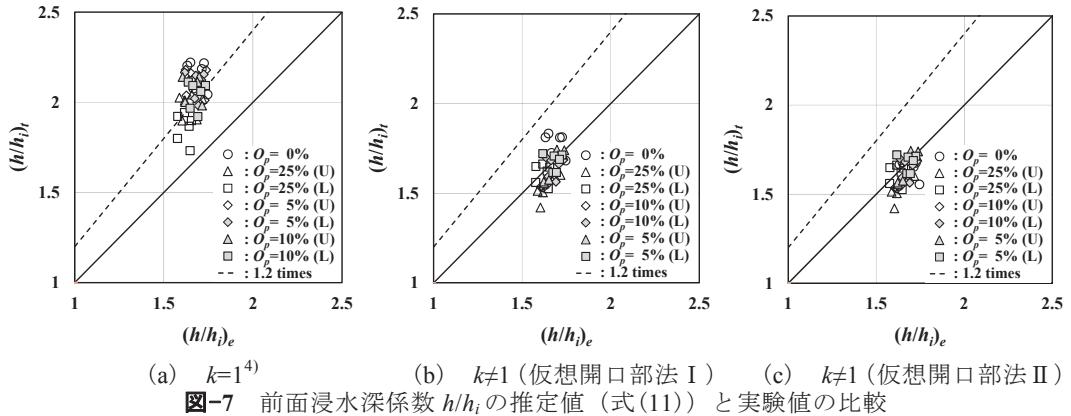
4. 模型実験

津波氾濫流はゲート急開流れで模擬した。実験水路の概略、測定機器の配置と諸記号の定義を図-5に示す。実験水路は高さが 0.50 m、幅が 0.30 m、貯水長 L_U が 5.0 m、一様水深部（静水深 $h_0=0.050\sim0.087$ m）、一様勾配斜面部（勾配 $S=1/26$ ）、平坦な陸上部（地盤高 $h_G=0\sim0.037$ m）が各々 2.0 m、全長が 11.0 m の両面ガラス張り鋼製矩形水路である。

建築物模型諸元の詳細を図-6に示す。模型の外形は 2011 年東北津波のときに被災した宮城県女川町の 4 階建て旅館³⁾を模擬している。建築物の開口率 O_p は仮想的な「窓（開口部）なし」（開口率 0 %）と実際的な「窓あり」（開口部は海側と陸側の上部または下部にあり、両者の開口率は同一の 5, 10, 25 %、両側壁は 0 %）の 7 種類とした。模型の各階の床は止水されており、開口部から流入した水はその階に止まる。また、海側と陸側の開口部は急拡・急縮状態であり、模型内は隔壁などのない空洞状態となっている。縮尺は 1/100 で、模型重量（材種と材厚）はフルードの相似則¹²⁾と実際の RC 造建築物が $1.3 \text{ tf/m}^2/\text{階}$ 程度であることから決めた。

実験条件を表-1に示す。 h_U は初期ゲート上流域の貯水深、 h_B は平坦な陸上部の底面から模型底面までの床高で、今回は開口率を正確にするため 0 cm とした。実験は各ケース 3 回行った。

測定項目は模型の前面から冲方向に 25 cm と 5 cm、背面から岸方向に 7.5 cm の 3 位置における超音波式変位計（（株）KEYENCE 社製、UD-500）による氾濫水深 h_{25} , h_5 , $h_{7.5}$ 、模型の前面左端から水路横断方向へ 3 cm 離れた位置におけるプロペラ流速計（中村製作所製、直径 3 mm）による氾濫流速 u （一点法）である。模型が設置されていない場合の模型設置位置における入射氾濫水深と入射氾濫流速の測定も行った。模型周辺の流況観察のため、水路の上方と側方からビデオ撮影も行った。



5. 結果と考察

狭いつなぎ空間と開口部を有する場合の前面浸水深係数 h/h_i に関する本研究の推定値と実験値の比較を図-7 に示す。図-7 (a) は幅広の孤立した RC 造建築物として推定した場合⁴⁾、図-7 (b) は狭いつなぎ空間の RC 造建築物として計算した場合のものである。ただし、両図とも $B=7.0$ cm, $f=0.02$ 、図-7 (b) では $B'=21$ cm ($\neq 30$ cm) とし、開口部がない場合の仮想床下換気口は縦 0.15 cm、横 0.70 cm の矩形とし、 $y_p=0.075$ cm の位置に 1 箇所想定した。

両図から、図-7 (a) の推定値と実験値における 2 割程度の差の理由として「建築物模型の幅が前面浸水深の割に広くないこと（幅広でないこと）、静水圧分布や定常の仮定が考えられる。」としていたが⁴⁾、狭いつなぎ空間を考慮することで差の大部分が改善されることが判る。

図-7 (b) によると、狭いつなぎ空間を考慮すれば、推定値と実験値の一致度がよくなるよう見える。しかし、よく見ると、狭いつなぎ空間で開口部がない場合（図中の○）と狭いつなぎ空間で開口部があり、前面浸水位が開口部の上端位置に達しない場合（特に $O_p=25\%$ の△）の 2 条件において両者の差が大きい傾向にあり、改良の余地が認められる。狭いつなぎ空間で開口部がない場合において、「建築物幅とつなぎ空間幅の合計幅 B' を建築物幅 B と考え、つなぎ空間幅と B' の比を a と考える方法」による推定値は実験値に比べて逆に小さめの値を与えた（図-7 (c)）。この理由として、上述の前面浸水位が開口部の上端位置に達しない場合と同様に、本来ならば水面下の開口部へ適用されるべき式(7)と(8)を、自由水面を有する開口部やつなぎ空間へ適用していることが考えられる。

6. おわりに

「つなぎ空間と開口部」を有する直方体の RC 造建築物へ津波が直角に入射する場合の入射津波条件を用いた前面浸水深 h の推定法の一般化を試みた。推定値と実験値の比較・検討を通して、狭いつなぎ空間で開口部がない場合と狭いつなぎ空間で開口部があり、前面浸水位が開口部の上端位置に達しない場合の 2 条件において改良の余地があるが、提案推定法は全般的に、特に開口部を有し、それが水没する場合に有用であることを確認した。

参考文献

- 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説、pp.577-579、2015。
- 岡本、松富：津波氾濫流速の簡易推定法に関する基礎的研究、海岸工学論文集、第 56 卷、pp.296-300、2009。
- 松富、決得、齋藤：開口部を有する鉄筋コンクリート造建築物に働く津波流体力に関する基礎実験、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol.69、No.2、pp.326-330、2013。
- 松富、小野：開口部を有する RC 造建築物における津波浸水深の推定法、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol.71、No.2、pp.361-366、2015。
- 後藤、首藤、笛川：陸上大障害物群の津波氾濫時における抵抗、第 25 回水理講演会論文集、pp.125-132、1981。
- Stoker, J. J.: Water Waves, Interscience Publishers, Inc., New York, pp.326-333, 1957.
- 岩崎、富権：遡上津波に対する陸堤の効果に関する研究、第 14 回海岸工学講演会講演集、pp.179-181, 1967。
- 富権、古賀：直立壁による反射津波段波の水理と波力のメカニズム、第 30 回海岸工学講演会論文集、pp.332-336、1983。
- 池谷、秋山、岩前：陸上構造物に作用する津波持続波压に関する水理学的考察、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol.69、No.2、pp.816-820、2013。
- 池谷、岩前、秋山、福山、末長、鈴木、館野：開口影響を考慮した陸上構造物に作用する津波持続荷重の評価法、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol.70、No.2、pp.386-390、2014。
- 池谷、末長、福山、秋山、鈴木、館野：反射特性を考慮した陸上構造物に作用する津波波力の評価法、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol.71、No.2、pp.985-990、2015。
- 松富、大沼、今井：植生域氾濫流の基礎式と植生樹幹部の相似則、海岸工学論文集、第 51 卷、pp.301-305、2004。

津波氾濫水密度の土砂堆積や遡上高への影響*

秋田大学 松富英夫
秋田大学 今野史子
秋田大学 斎川 聖

1.はじめに

津波氾濫水の密度 ρ は津波荷重だけでなく、津波の遡上高（遡上距離）や土砂の堆積状況、例えば堆積厚や津波氾濫域長（面積）に対する土砂堆積域長（面積）の比にも影響すると考えられる。したがって、氾濫水密度は津波の再現計算・想定計算や土砂堆積域長を基礎データとして評価する歴史津波の規模にも影響を与える。しかし、遡上高や堆積厚、土砂堆積域長と津波氾濫域長比の密度依存性を主目的とした研究は実験的にも行われたことがない。

本研究は工夫を凝らした水理実験に基づいて¹⁾、歴史津波の規模評価に影響する土砂堆積厚（分布を含む）、土砂堆積域長と津波氾濫域長比（≤1）、津波遡上高の密度依存性を検討する。

2. 実験

2.1 土砂

土砂は図-1に示す秋田県の西目海岸（「予備実験」で使用）および仙台海岸の2011年東北津波の浸水域（「本実験」で使用）で採取したものを用いた。表-1に実験ケース毎の使用土砂の粒度特性例を示す。粒径加積曲線は後で示す（図-6参照）。「仙台海岸（混合）」は仙台海岸の3地点で採取した使用後土砂の混合を意味する。4種類の土砂の粒度特性に大差はない。

2.2 実験方法

実験水路は簡易に高シールズ数を確保するため、すべり台状の開水路とした。ただし、すべり台の下端には土砂を敷詰める水平水路部を設け、水平水路部の下流端には土砂を含んだ氾濫水を採水するために緩い上り勾配のジャンプ台を、また氾濫水を遡上させるためにそのジャンプ台に引き続き粒径850～2000 μmの砂を貼り付けて粗度を高めた緩斜面を設けた。さらに、すべり台の斜面と水平水路部を滑らかに接続するため、両者の接続部に曲面部を設けた。実験水路の概略（水路の側壁は省略）、測定器具（メスシリンドー群）の配置などを図-2に示す。

津波氾濫流はすべり台上端の水平部にゲート付きの貯水槽を設置し、ゲート急開流れで模擬した。ゲートはすべり台上端の水平部の斜面開始点直背後に位置する。すべり台上端の水平部の高さは1.2 m、水路幅は0.3 m、貯水槽の諸元は高さ0.5 m、幅0.3 m、奥行0.3 mとし、貯水

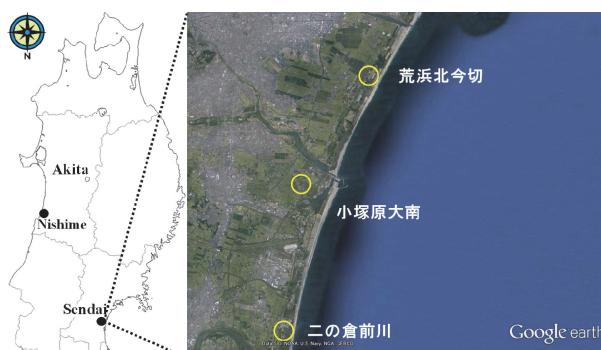


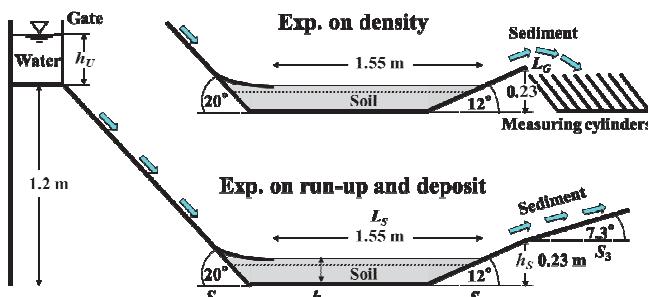
図-1 実験土砂の採取地

* Influence of the density of tsunami flooding water on tsunami deposit and run-up height

by Hideo MATSUTOMI, Fumiko KONNO and Satoru SAIKAWA

表-1 実験前土砂の粒度特性例（密度実験における評価）

土砂採取地	L_T (cm)	中央粒径 (mm)	均等 係数	曲率 係数
荒浜北今切	2	0.28	2.42	1.077
	6	0.32	2.41	1.232
小塚原大南	2	0.31	-	-
	6	0.31	-	-
二の倉前川	2	0.32	2.16	1.272
	6	0.33	2.19	1.116
仙台海岸 (混合)	2	0.28	-	-
	6	0.30	2.56	1.157

**図-2** 実験水路の概略、測定器具の配置と諸記号の定義

深 h_U やすべり台の斜面勾配 S_1 、斜面と水平水路接続部の曲面部の長さ、水平水路部の長さ L_S 、緩い上り勾配のジャンプ台の高さ h_s と斜面勾配 S_2 、ジャンプ台下流端とメスシリンドー群の先端間の距離 L_G 、ジャンプ台に引き続く緩斜面の長さと斜面勾配 S_3 、実験前の土砂厚（量） L_T は試行錯誤して決定した。図-2 に示した実験水路の諸元は試行錯誤後の最終的なものである。

水平水路部と緩斜面部における流況観察と氾濫流先端の移動速度、非先端部の氾濫水深を評価するため、水平水路部と緩斜面部にスケールを並置し、斜め上方からビデオ撮影を行った。

2.3 解析方法

(1) 密度実験

氾濫水はすべり台を流下し、水平水路部に敷詰められた土砂を巻き込み、下流端の緩勾配のジャンプ台を駆け上がり、空中に飛出す。空中に飛出した土砂を含む氾濫水の一部は氾濫水の落下域において手前側へ約 45°傾けて格子状に密に設置したメスシリンドー群（外径 42 mm、内径 40 mm、秤量 250 cm³ のものを流れ方向に 8 本、水路横断方向に 8 本の計 64 本）に飛込む。あらかじめ各メスシリンドーの重量を量り、氾濫水が飛込んだ後の各メスシリンドーの重量を量れば、氾濫水の体積はメスシリンドーから直接読み取ることができるので、氾濫水の密度とその空間分布が評価できることになる。

(2) 土砂堆積・遡上高（遡上距離）実験

すべり台を流下し、水平水路部で土砂を巻き込んだ氾濫水は下流端のジャンプ台を駆け上がり、ジャンプ台に引き続く一様勾配の緩斜面を遡上する。ジャンプ台以後の緩斜面域は舌状に伸びた土砂堆積域とその上流域の非常に厚さの薄い堆積域に大別される。舌状部を有意な堆積域と判断し、流れ方向は 5cm 間隔で、水路横断方向は 8 等分（9 測点）して、ポイントゲージにより格子状に堆積厚を測定した。堆積土砂の粒度は舌状部の付け根および中央の横断部と水路中央縦断部の土砂を集積したものを対象とした。

2.4 実験条件

試行錯誤（「予備実験」）後の「本実験」の実験条件を表-2 にまとめて示す。表中、 M_{SD} は

表-2 「本実験」の実験条件

	土砂採取地	h_U (cm)	S_1 (°)	L_S (cm)	h_S (cm)	S_2 (°)	S_3 (°)	L_G (cm)	L_T (cm)	M_{SD} (g)	M_{SR} (g)
Case 1-1	荒浜北今切	25	20	155	23	12	7.3	0	2	15,500	15,500
Case 1-2		25	20	155	23	12	7.3	0	6	42,700	41,600
Case 2-1	小塙原大南	25	20	155	23	12	7.3	0	2	11,500	10,000
Case 2-2		25	20	155	23	12	7.3	0	6	35,300	30,200
Case 3-1	二の倉前川	25	20	155	23	12	7.3	0	2	14,500	17,000
Case 3-2		25	20	155	23	12	7.3	0	6	36,800	38,500
Case 4-1	仙台海岸 (混合)	25	20	155	23	12	7.3	0	2	11,500	9,500
Case 4-2		25	20	155	23	12	7.3	0	6	39,300	39,100

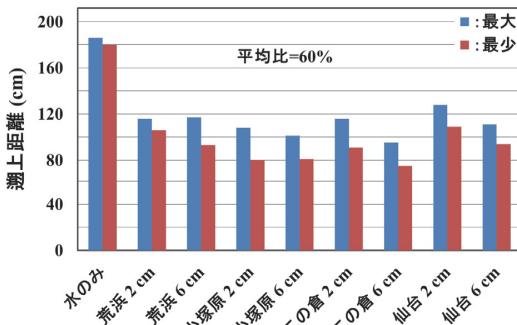
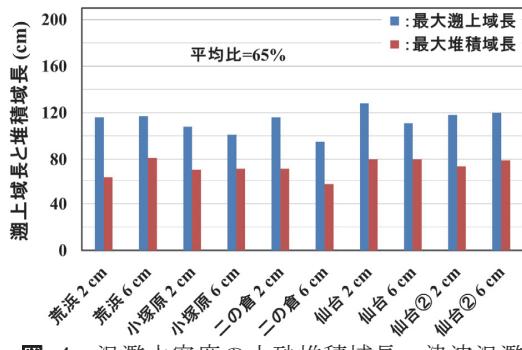
図-3 沔濫水密度 ρ の遡上高（遡上距離）への影響

図-4 沔濫水密度の土砂堆積域長・津波氾濫域長比への影響

密度実験、 M_{SR} は土砂堆積・遡上高実験で使用した土砂の質量である（他の記号は図-2 参照）。実験では炉乾燥後に自然放置して冷ました土砂を水平水路部に敷詰めた。実験回数は各ケース1回とした。ビデオ解析から評価した水平水路部における氾濫流先端の移動速度と非先端部の氾濫水深は各々 2.6 m/s と 3.2 cm 程度で、氾濫流はこれらで計算されるフルード数が 4.6 程度の高速流である。この点で発生させた氾濫流はまだ津波氾濫流とは言えないかも知れない。

3. 結果と考察

3.1 遡上高と土砂堆積域長・津波氾濫域長比

図-3 に氾濫水密度（初期土砂厚 L_T で調節）による遡上高（遡上距離）の違いを示す。遡上高は水路横断方向の位置で異なり、凡例の最大と最小はその最大値と最小値を示す。図から、土砂を巻き込んで氾濫水密度が大きくなるにつれて、遡上高が大幅に小さく（本研究の実験条件では平均的に 60% 程度に）なることが判る。これは定性的にではあるがエネルギー面から推定できることである。また、これまで清水として過去の津波再現計算や将来の津波想定計算を行ってきているが、土砂移動または地形変化のし易さ²⁾とともに、場合によっては氾濫水密度をも考慮して津波氾濫計算を実施する必要があることを示唆している。

地盤（人工物を含む）が侵食されにくい場合、地盤地形に起因する津波の沖への反射により、遡上高は一般に低くなると考えられる。一方、地盤が侵食され易い場合、沖への反射が小さくなり、遡上高が高くなると推察されるが、土砂を巻き込むことにより、遡上高は低くなる傾向と考えられる。したがって、「津波遡上高（遡上距離）は氾濫水密度が大きくなるほど低くなるが、実際の遡上高は地形やその変化し易さの兼ね合いで依存する。」と言えよう。

図-4 に氾濫水密度の土砂堆積域長・津波氾濫域長比への影響を示す。図には「仙台海岸」として使用後の土砂による実験結果も示されている。図から、実験装置や実験方法に起因している面もあるが、①土砂堆積域長・津波氾濫域長比は 65% 程度になり、②氾濫水密度が高いほど、比が大きくなる傾向にあることが判る。①の傾向は実現象でも確認され、指摘されている³⁾。

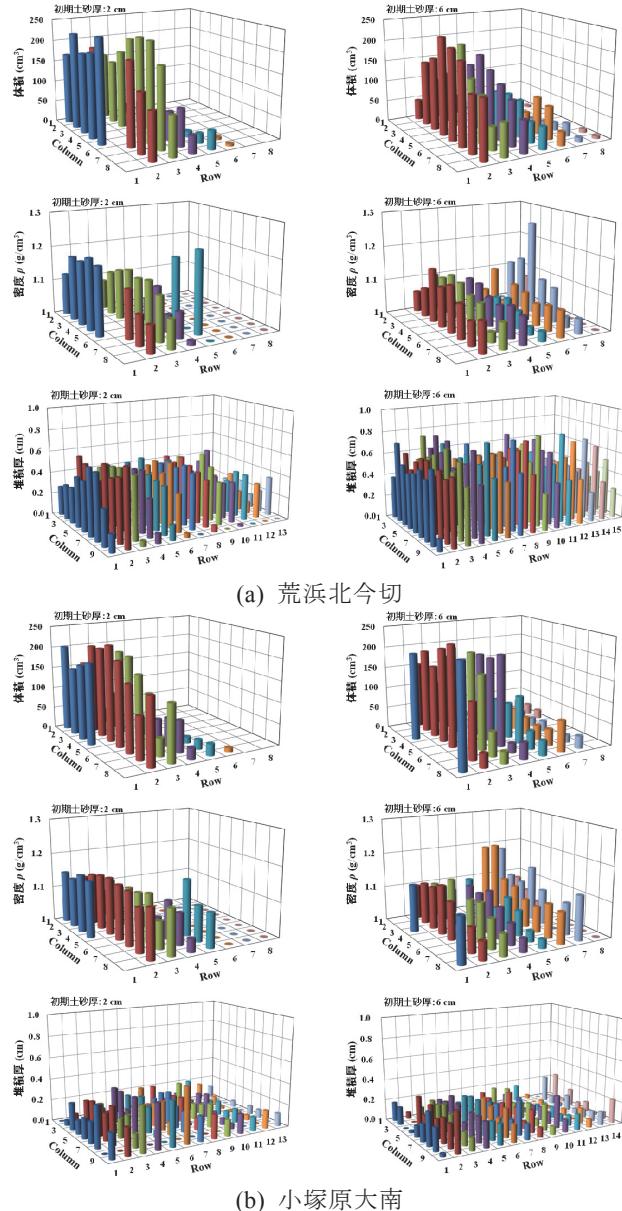


図-5 沔溢水の採水体積（土砂含む）, 密度と土砂堆積の空間分布（左手前：海側, 奥：陸側）

3.2 密度と堆積厚

図-5 (a)～(d)に初期土砂厚毎の氾濫水の採水体積（上段。土砂を含む），密度（中段）と土砂堆積厚（下段）の空間分布に関する実験結果を示す。各図左手前が海側，右奥が陸側である。

表-3に全実験結果をまとめて示す。結果が不安定であるが，図表から次のことが判断される。

- ①既報¹⁾の平均密度 1.2 g/cm^3 に比べて，流勢が弱いためか，全体的に氾濫水密度が小さい。
- ②実験結果は，初期土砂厚 L_T が薄いほど，氾濫水密度が大きくなることを示している ($3/4=75\%$ の確率)。これは，ビデオで確認したところ，想定の実験流況と異なっている場合があるた

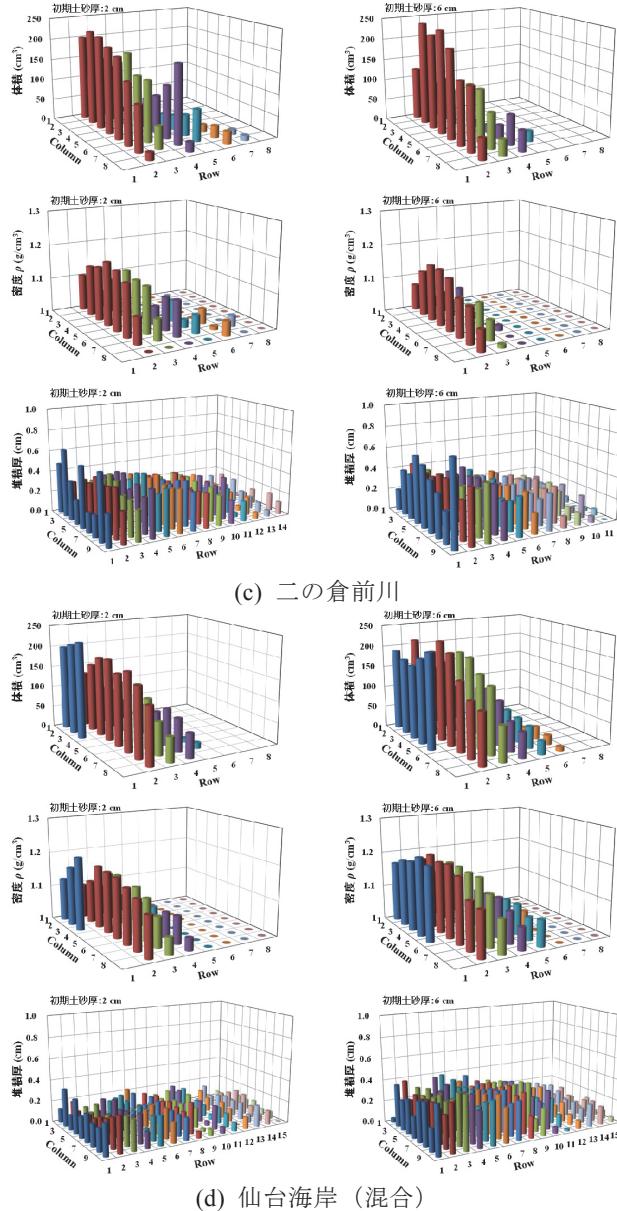


図-5 沈没水の採水体積（土砂含む）、密度と土砂堆積の空間分布（左手前：海側、奥：陸側）

めで、図-5(d)の結果が妥当である判断された。したがって、沈没水密度が大きくなるほど、土砂堆積厚は厚くなる傾向にあると判断される。

3.3 粒径分布

図-6(a)～(d)に実験前の土砂と採水した沈没水中の土砂の粒径加積曲線の比較例を示す。破線はデータとして有意なメスシリンドー全ての土砂を集めて混合したときのもので、点線は最も多く土砂が流入したメスシリンドーの土砂に対するものである。図から、既報¹⁾と同様、実験前の土砂と沈没水中の土砂の粒径加積曲線に大差は認められないことが判る。この傾向は基

表-3 密度に関する「本実験」の全結果

	土砂採取地	L_T (cm)	初期貯 水体積 (cm ³)	土砂 質量 (g)	飛込み土 砂水質量 (g)	飛込み土 砂水体積 (cm ³)	平均氾濫 水密度 (g/cm ³)
Case 1-1	荒浜北今切	2	22,500	15,500	4,206	3,722	1.130
Case 1-2		6	22,500	42,700	4,318	3,956	1.092
Case 2-1	小塙原大南	2	22,500	11,500	3,958	3,494	1.133
Case 2-2		6	22,500	35,300	4,800	4,355	1.102
Case 3-1	二の倉前川	2	22,500	14,500	3,429	3,098	1.107
Case 3-2		6	22,500	36,800	2,616	2,392	1.094
Case 4-1	仙台海岸 (混合)	2	22,500	11,500	3,851	3,419	1.126
Case 4-2		6	22,500	39,300	5,791	5,007	1.157

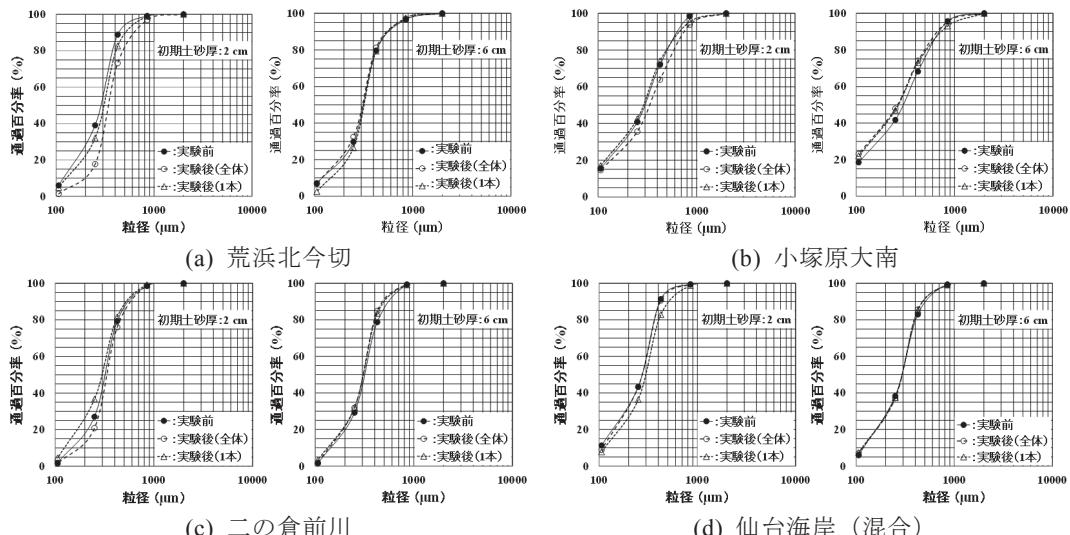


図-6 実験前と氾濫水中の土砂の粒径加積曲線（データとして有意なメスシリンドー全てを集積したものと最大量を有する1本のもの）の比較例

本的に土砂堆積・遡上高実験の場合も同じであった。

4. おわりに

本研究で得られた主な結果は次の通りである。

- ①津波遡上高（遡上距離）は氾濫水密度 ρ が大きくなるほど低くなるが、実際の遡上高は地形やその変化し易さの兼ね合いに依存する。
- ②津波氾濫計算では氾濫水密度の考慮が必要な場合がある。
- ③津波氾濫域長と土砂堆積域長は異なることが考えられ、土砂堆積域長のみからの古津波の規模推定は危険な場合がある。
- ④氾濫水密度が大きくなるほど、土砂堆積厚は厚くなる傾向が確認できた。
- ⑤粒径加積曲線は実験前のものとメスシリンドーで採水されたもの（密度実験）、実験後の緩斜面に堆積したもの（土砂堆積・遡上高実験）とでほとんど差がない。

謝辞：一般財団法人漁港漁場漁村総合研究所のH27年度研究費助成を受けた。謝意を表する。

参考文献

- 1) 松富英夫・川島 峻：津波氾濫流の密度に関する基礎実験、土木学会論文集B2(海岸工学), Vol.71, No.2, pp.355-360, 2015.
- 2) 松富英夫・浅田 宏・佐藤隆志：移動床におけるダム破壊流れの氾濫計算、第28回水理講演会論文集, pp.827-831, 1984.
- 3) 西村裕一：津波堆積物の時空間分布に基づく古地震の調査研究、地震, 第2輯, 第61巻特別号, pp.S497-S508, 2009.

RC 造建築物に作用する津波鉛直荷重の低鉛直壁隙間間隔への依存性*

秋田大学 松富英夫
秋田大学 登丸夏希

1. はじめに

地震や津波時には想定外のことが生じ得る。津波避難ビルのような人命に関わる RC 造建築物では最悪の場合を想定しておく必要がある。これまでの RC 造建築物に作用する津波荷重の検討は水平荷重が中心であった^{1), 2)}。RC 造建築物の津波に対する安定問題では鉛直荷重も重要であることが認識されており^{3), 4)}、限られた実験条件下であるが、鉛直荷重の検討も行われている⁵⁾。同様なことは津波荷重の低減法にも言え、水平荷重の低減法についても検討例があるが⁶⁾、鉛直荷重の低減法についてはないようである。本研究は既報⁷⁾の「津波鉛直荷重低減」に関する研究の継続で、低鉛直壁による津波鉛直荷重の低減特性を実験により検討する。

2. 模型実験

2.1 実験水路と模型

津波氾濫流はゲート急開流れで模擬した。実験水路の概略、測定機器の配置と諸記号の定義を図-1に示す。実験水路は高さが 0.50 m、幅が 0.30 m、貯水長が 5.0 m、一様水深部（静水深 $h_0=0.067$ m）、一様勾配斜面部（勾配 $S=1/23$ ）、平坦な陸上部（地盤高 $h_G=0$ m）が各々 2.0 m、全長が 11.0 m の両面ガラス張り鋼製矩形水路である。また、 h_U は初期ゲート上流域の貯水深である。

建築物模型諸元の詳細を図-2 に示す。高さ $H=14$ cm、幅 $B=7$ cm、奥行 $D=5.4$ cm の模型の外形は 2011 年東北地方太平洋沖地震津波の時に被災した宮城県女川町の 4 階建ての旅館を模擬している。縮尺は 1/100 で、模型重量（材種と材厚）はフルードの相似則⁸⁾と実際の RC 造建築物が 1.3 tf/m²/階程度であることから決めた。鉛直荷重の低減検討実験では、不確定要素をできるだけ除くために開口率 0% の模型を用いた⁹⁾。

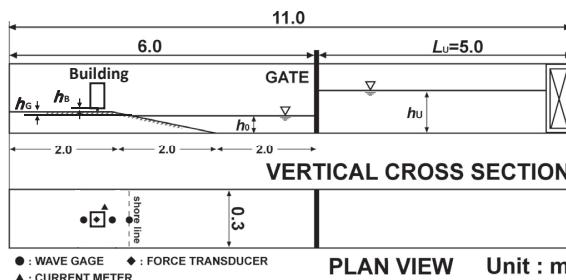


図-1 実験水路の概略、測定機器の配置と諸記号の定義

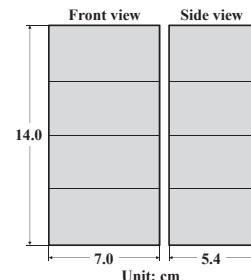


図-2 建築物模型の諸元

* Dependency of the vertical tsunami force acting on RC building on the gap interval between a low vertical protective wall and the RC building
by Hideo MATSUTOMI and Natsuki TOMARU

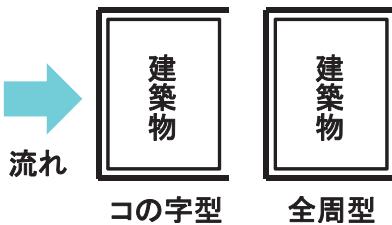


図-3 低鉛直壁（太実線）の平面配置



図-4 模型と低鉛直壁設置例(全周型)

表-1 実験条件

貯水深 h_U (cm)	20, 25, 30
静水深 h_0 (cm)	6.7
斜面勾配 S	1/23
地盤高 h_G (cm)	2.0
床 高 h_B (cm)	0.5
開口率 O_p (%)	0
低鉛直壁幅 B_W (cm)	7.2, 7.6, 8.0
低鉛直壁高 h_W (cm)	0.5, 0.7, 1.0
隙 間 B_{gap} (cm)	0.1, 0.3, 0.5

鉛直荷重の低減工は、鉛直荷重の大きな低減が期待できる、前面と両側面を囲んだ「コの字型」と全周を囲んだ「全周型」（図-3）について追加実験を行った。低鉛直壁はアルミ製で、厚さは1mm、高さ h_W は5, 7, 10mmの3種類、建築物と低鉛直壁間の隙間 B_{gap} はどこでも同じ0.1, 0.3, 0.5cmの3種類とした。低鉛直壁幅 B_W は7.2, 7.6, 8.0cmの3種類とした。建築物模型例と全周型低鉛直壁の設置例を図-4に示す。水平陸上部の底面から模型底面までの床高 h_B は5mmのみとした。表-1に実験条件をまとめて示す。実験は各ケース3回行った。

2.2 測定項目

測定項目は模型の前面から沖方向に25cmと5cm、背面から岸方向に7.5cmの3位置における超音波式変位計（（株）KEYENCE社製、UD-500）による氾濫水深 h_{f25} , h_{f5} , $h_{r7.5}$ 、四分力計（（株）SSK社製、定格容量：水平力1000gf(9.8N)、鉛直力2000gf(19.6)）による水平荷重 F_x と鉛直荷重 F_z 、模型の前面左端から水路横断方向へ3cm離れた位置におけるプロペラ流速計（中村製作所製、直径3mm）による氾濫流速 u （一点法）である。模型と低減工が設置されていない場合の模型設置位置における入射氾濫水深と入射氾濫流速の測定も行った。模型周辺の流況観察のため、水路の上方と側方からビデオ撮影も行った。

3. 結果と考察

3.1 経時変化例

鉛直荷重などに関する元データの変動が激しいため（サンプリング時間間隔0.01s），データの評価において個人差が出やすい。それをできるだけ避けるため、図-5に示しめすように全データに対して7個（0.07s）の移動平均操作を行った。

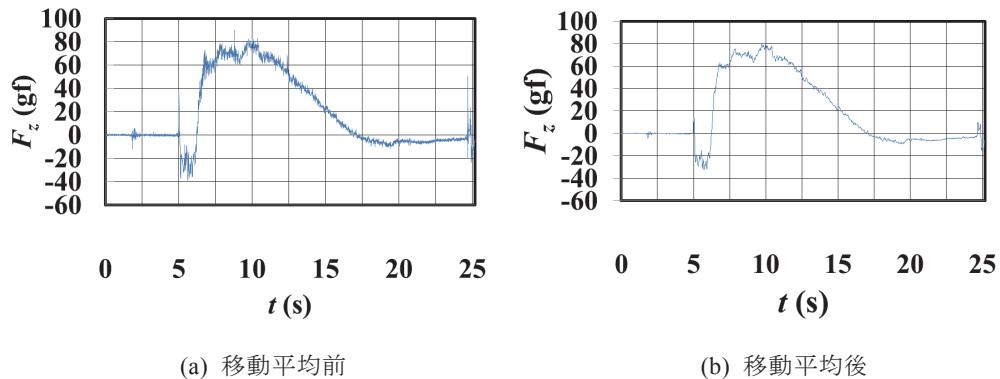


図-5 鉛直荷重 F_z の移動平均前後における経時変化例(貯水深 $h_U=20\text{cm}$, 低鉛直壁無しの場合)

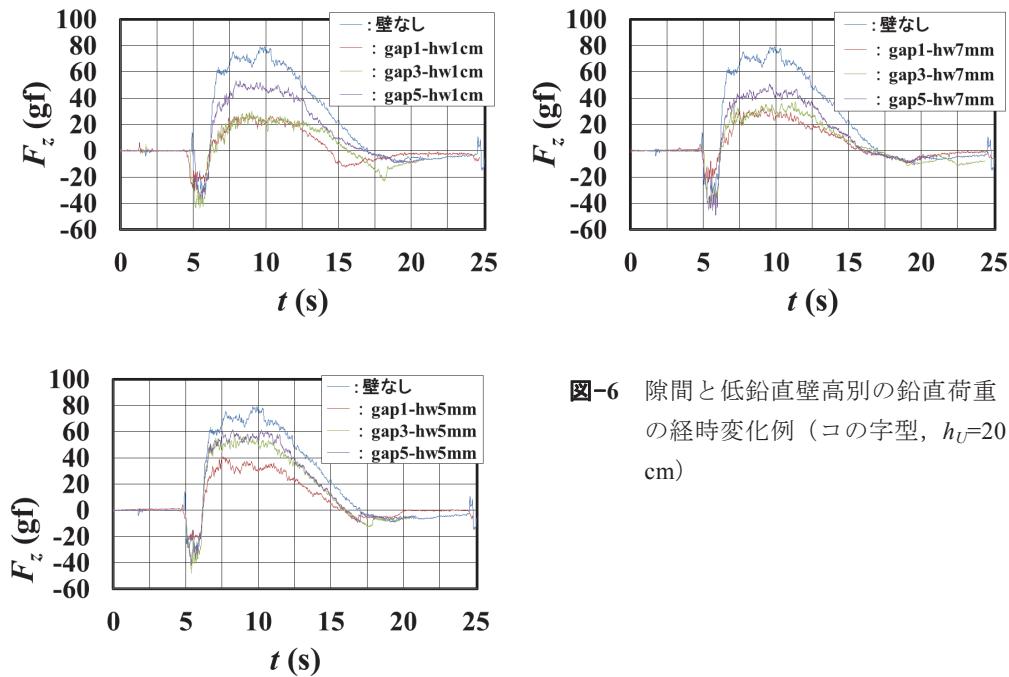


図-6 隙間と低鉛直壁高別の鉛直荷重の経時変化例(コの字型, $h_U=20\text{cm}$)

図-6に「コの字型」における鉛直荷重 F_z の経時変化例を示す。貯水深 $h_U=20\text{cm}$ の場合のものである。図中には比較のため低鉛直壁無しの場合のものも示してある。図から、①低鉛直壁と建築物間の隙間 B_{gap} が小さくなるにつれて、鉛直荷重が小さくなる、②低鉛直壁高 h_w が高くなるにつれて、鉛直荷重が小さくなる傾向にあることが判る。鉛直荷重作用直後の下向きの揚力は、低減工がない場合に比べて、 $B_{gap}=3, 5\text{ mm}$ では大きく、 1 mm では小さくなっている。これは、建築物前面の底面近傍と底面下における流況が複雑であることを物語っている。 1 mm の場合については、①をも考慮すると、下向き揚力の絶対値は大きくないが、作用域が広いことを示唆していると判断される。

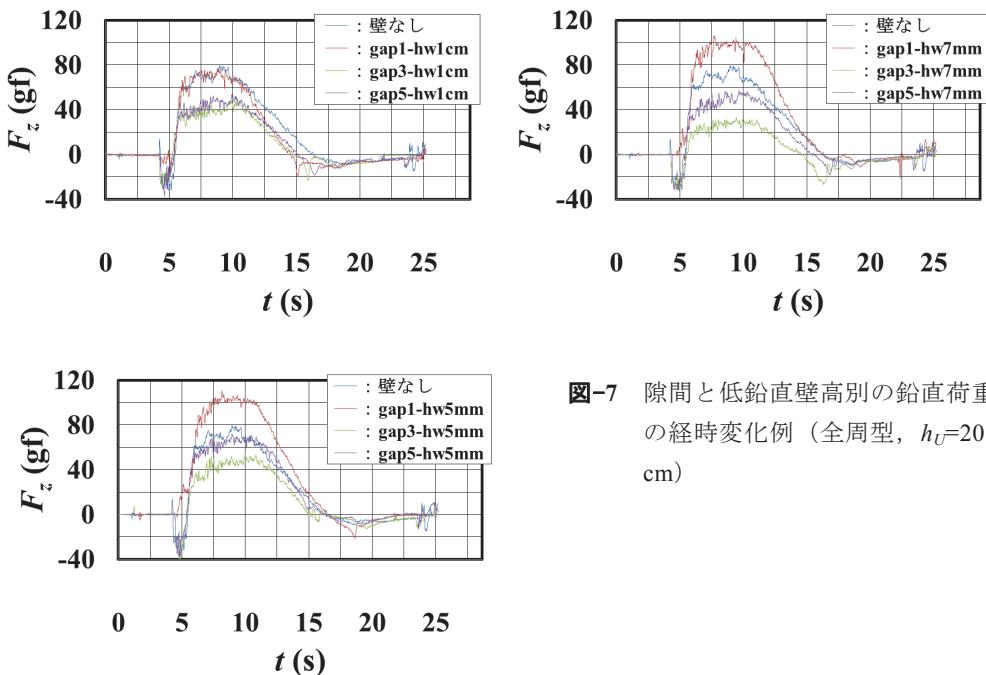


図-7 隙間と低鉛直壁高別の鉛直荷重の経時変化例（全周型, $h_U=20$ cm）

図-7に「全周型」における鉛直荷重 F_z の経時変化例を示す。貯水深 $h_U=20$ cm の場合のものである。図中には「コの字型」と同様に比較のため低鉛直壁無しの場合のものも示している。本図では隙間が 1 mm の条件全てで鉛直荷重が大きな値になっている。これは低鉛直壁と建築物模型の背面の接触に起因している。これ以外は基本的に「コの字型」と同様の結果であると言える。

3.2 低減比

図-8に「コの字型」の貯水深 h_U と低減工（低鉛直壁）毎の準定常部の鉛直荷重 F_x の低減比（=低減工有りの場合の鉛直荷重／低減工無しの場合の鉛直荷重）を示す。図から、①一番隙間が狭く低鉛直壁高が高い $B_{gap} 1\text{mm}\cdot h_w 1\text{cm}$ の条件で一番低減比が小さくなり、30%の低減比（70%の低減）が期待できる。また、②低減比は隙間毎に右肩上がりになっている傾向にあり、低鉛直壁高 h_w が高くなるにつれて、低減比が小さくなる。

図-9は「全周型」の低減比を示す。本図では低減比の値が大きすぎる隙間が 1 mm の条件のものをあらかじめ省いている。図から、①最小で 40%の低減比であること、②「コの字型」のような特徴は見られないことが判る。この原因として、「全周型」は建築物模型のどの辺においても低鉛直壁が存在するため、建築物底面下の流況が一層複雑になることが考えられる。

図-10に貯水深別の低減比を示す。なお、「全周型」の隙間が 1 mm のものについては、区別をつけるために白抜きのマークで表示した。図から、①低減工と建築物間の隙間が小さい方が低減比は小さい、②「コの字型」と「全周型」では「コの字型」の方が低減比は小さい傾向であることが判る。

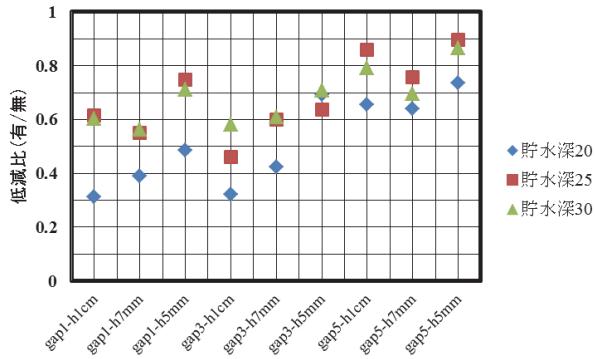


図-8 「コの字型」の低減比

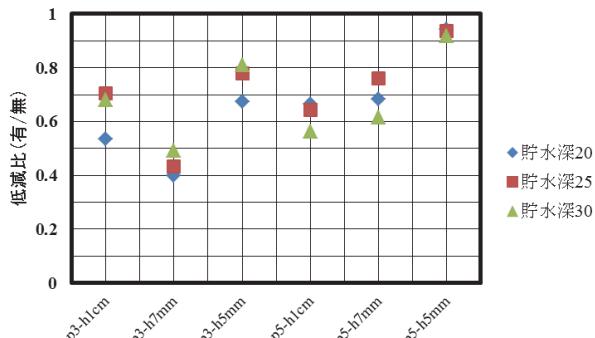


図-9 「全周型」の低減比

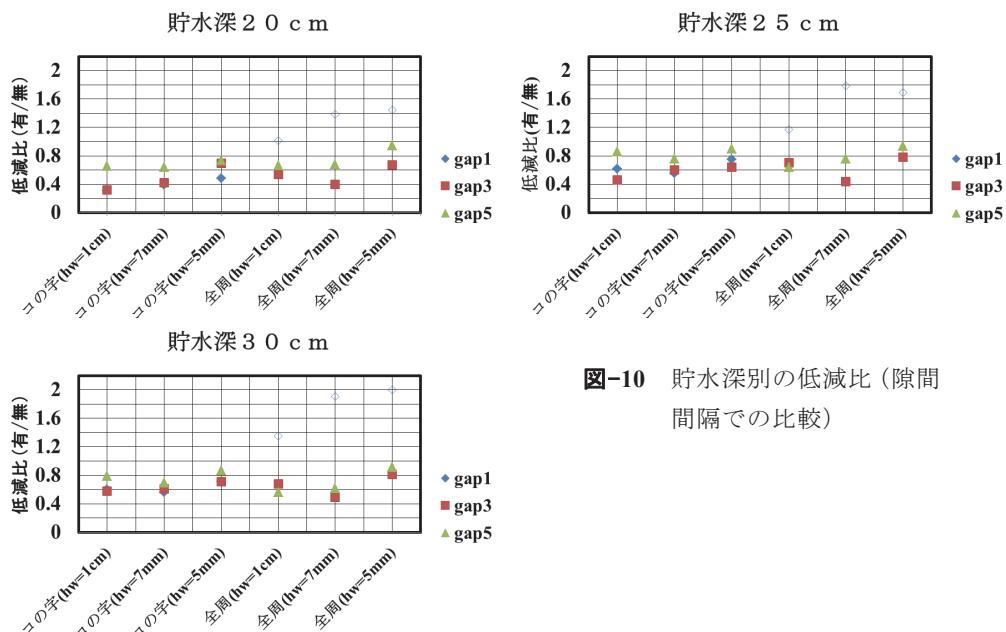


図-10 貯水深別の低減比（隙間間隔での比較）

4.まとめ

本研究で得られた主な結果は次の通りである。

- (1) 本研究の比較では「コの字型」が一番低減比は小さくなり、本研究提示の低減工により最大で70%程度の鉛直荷重の低減が期待できる。
- (2) 低減工の低鉛直壁高 h_W が高いほど低減比は小さくなる傾向にある。
- (3) 「コの字型」では、低減工の低鉛直壁と模型の隙間 B_{gap} が狭いほど低減比は小さくなる傾向が得られた。
- (4) 鉛直荷重の低減ということだけに注目すれば、「コの字型」の低減工が経済性と効率性からも推奨される。
- (5) 鉛直荷重の低減は低減工に起因した建築物前・背面の底面近傍と底面下における流況変化による揚圧力や下向き揚力の流れ方向分布の変化が原因であると言える。

(2)と(3)の傾向は隙間をなくし、建築物の底面に津波が入らないようにすれば、浮力や揚圧力、揚力が作用しないことと合致している。また、隙間があれば、津波が浸入し、鉛直荷重が作用することも示している。

参考文献

- 1) 飯塚秀則, 松富英夫: 津波氾濫流の被害想定, 海岸工学論文集, 第47巻, pp.381-385, 2000.
- 2) 朝倉良介, 岩瀬浩二, 池谷 肇, 高尾 誠, 金戸俊道, 藤井直樹, 大森政則: 護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第47巻, pp.911-915, 2000.
- 3) 松富英夫, 大向達也, 今井健太郎: 津波氾濫流の構造物への流体力, 水工学論文集, 第48巻, pp.559-564, 2004.
- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所: 津波避難ビル等の構造上の要件の解説, 国総研資料No.673, 2012.
- 5) 松富英夫, 決得元基, 斎藤雅大: 開口部を有する鉄筋コンクリート建造物に働く津波流体力に関する基礎実験, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol.69, No.2, pp.326-330, 2013.
- 6) Al-Faesly, T., Palermo, D., Nistor, I. and Cornett, A.: Experimental modeling of extreme hydrodynamic forces on structural models, *International Journal of Protective Structures*, Vol.3, No.4, pp.477-505, 2012.
- 7) 決得元基, 松富英夫, 藤井俊典, 富井達也: RC造建築物に作用する津波鉛直力とその低減法, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol.71, No.2, pp.367-372, 2015.
- 8) 松富英夫, 大沼康太郎, 今井健太郎: 植生域氾濫流の基礎式と植生樹幹部の相似則, 海岸工学論文集, 第51巻, pp.301-305, 2004.
- 9) 松富英夫, 決得元基, 嶋津 朋, 長沼駿介, 桜井 亮: 開口部を有するRC造建築物における津波の水平力と鉛直力の低減, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol.70, No.2, pp.371-375, 2014.

橋に置かれた個体に作用する津波波力に関する研究

八戸工業大学工学部土木建築工学科 村岡真怜・佐々木幹夫

1、研究の背景

日本列島は、かねてから地震の多い地域であり、その地震によって津波も発生している。平成23年3月11日にはマグニチュード9.0の東北地方太平洋地震が起き、この地震により発生した大津波は多くの人命を奪った。将来、青森県沿岸にも同様の大津波が押し寄せることが公表されている(H24青森県)。津波は我々の社会に重大な損害を与えるものであり、伝番現象の解明や津波に対する防災対策等が必要となっている。本研究では、実験装置で津波を発生させ、橋の上に置かれた構造物に働く津波波力について検討してみる。

2、研究目的

本研究では①津波の限界掃流力について調べること、②津波がブロックに衝突した際の波力について調べることを目的とする。

3、研究方法

本研究では次のように実験を行い津波波力を調べてみた。①実験水槽で津波を発生させ、流速や波高の測定を行なう。②構造物に見立てた固体を模型の橋の上に置き実験装置で起こした津波を衝突させた際の構造物の動きを観察し、衝突時の津波波力を調べる。③ブロックに荷重計を取り付け、津波が衝突した際の波力について詳細に調べる。

4、実験水槽の特性

本実験では図1に示した水槽を使用している。この水槽は、貯水槽A 定水槽Bに水を貯め、A水槽のゲートを開けることにより貯水槽Aと定水槽Bの水位差により津波を発生させる仕組みになっている。津波の波高と流速は定水槽B側に計測計を設置し観測を行っている。

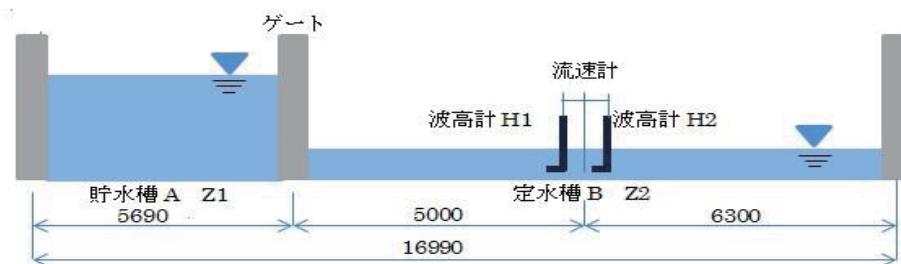


図1 水槽側面図

* Experiments of tsunami force acting to an object on bridge, by M. Muraoka and M. Sasaki.

5、本実験で発生させる津波と流速について

津波波高と流速について以下のように調べてみた。①水槽を用いて 10 種類の津波を発生させる。②10 種類の津波の流速と波高を測定する。今回の津波の実験条件を表 1 に示す。ここに Z1 は貯水槽 A の水位、Z2 は定水槽 B の水位、 ΔZ は Z1、Z2 の水位差を表している。表 1 において case1 において水位差が最大で、case10 において水位差が最小となっている。

図 2 および図 3 に、表 1 の実験条件のもとに津波を発生させたときの波高および流速の測定結果を示した。この測定から水位の最大値 ($H_{1\max}$ 、 $H_{2\max}$) および平均値 ($H_{1\text{mean}}$ 、 $H_{2\text{mean}}$) ならびに流速の最大値 (V_{\max}) および平均値 (V_{mean}) を求め、以降の実験を行う際の津波の基準とした。

表 1 実験条件(津波)

	case1	case2	case3	case4	case5	case6	case7	case8	case9	case10
Z1	33.2	31.5	29.5	28.5	27.0	25.5	23.0	21.5	20.0	18.0
Z2	5.6	6.5	7.5	8.5	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0
ΔZ	27.6	25.0	22.0	20.0	18.0	15.5	12.0	9.5	7.0	4.0

Z1 : 貯水槽水位 Z2 : 定水槽水位 ΔZ : Z1Z2 の水位差

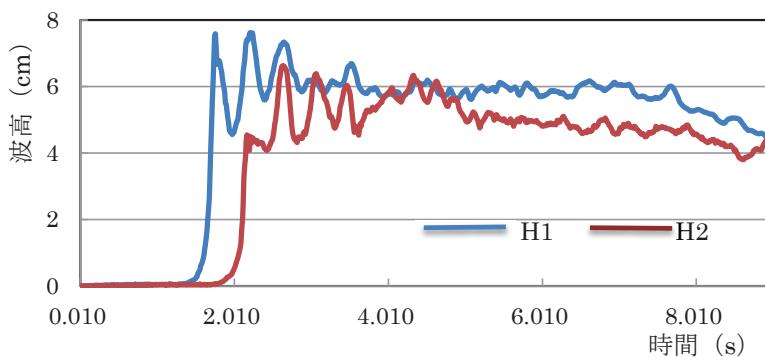


図 2 水位観測例(case7)

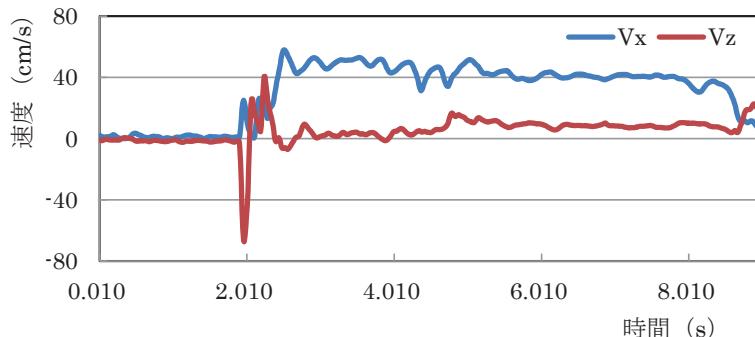


図 3 流速観測例(case7)

表2 実験条件（波高および流速）

	case1	case2	case3	case4	case5	case6	case7	case8	case9	case10
H1mean	9.54	8.11	8.58	7.65	6.84	6	4.82	3.96	3.18	1.82
H2mean	10.72	9.59	8.72	7.8	7.43	6.67	5.02	4.2	3.29	1.92
H1max	10.14	8.91	9.61	8.4	7.83	7.06	6.69	7.48	5.96	2.59
H2max	11.66	10.06	9.64	8.59	8.36	7.59	7.05	8.39	6.34	2.79
Vxmean	115.09	102.15	87.17	80.03	72.65	59.3	46.48	32.75	25.9	14.17
Vmax	127.25	107.83	99.06	96.58	79.33	68.41	56.49	46.51	37.46	19.62

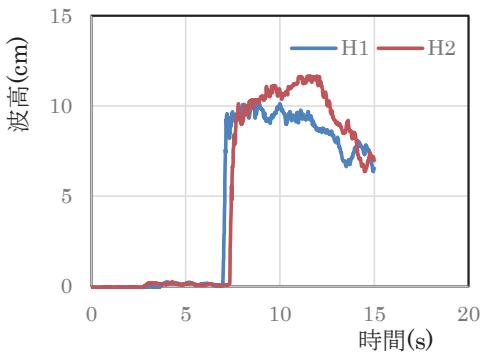


図4 最大波の水位(case1)

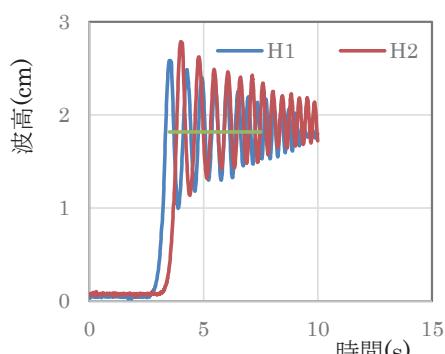


図5 最小波の水位(case10)

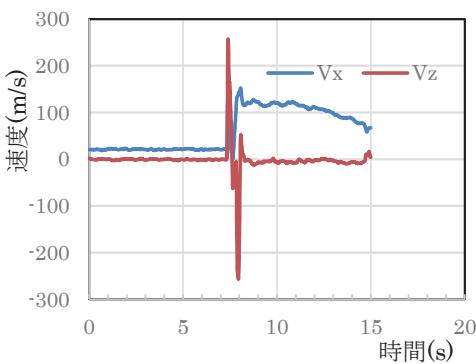


図6 最大波の流速(case1)

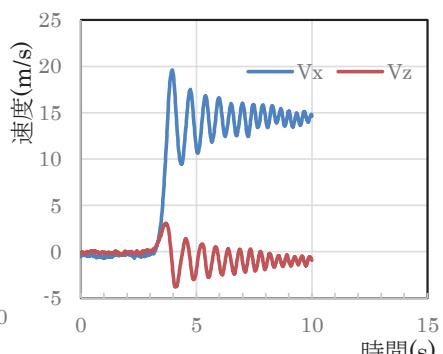


図7 最小波の流速(case10)

本実験で得られる 10 種類の津波の波高とその流速を表2に示した。表2より、本実験水槽で発生可能な津波の最大波は H2max (case1) の 11.66cm、最小波高は H1max (case10) の 2.59cm であることがわかる。また、流速は、最大で case1 の 127.25cm/s、最小で case10 の 19.61cm/s である。図4～7 に最大波および最小波の水位を示した。図4より最大波の場合には、橋の陸側の方へ（波高計 H2）最大となっている。図5に示したように、最小波の場合には明確なソリトン分裂が見られる。図6 および図7 より、流速は水位変化に対応して変動している。

6、津波の限界掃流力

図8に橋およびブロックの位置を示した。図に示したようにゲートから5mの位置に橋(中心)を置き、橋の上に置いた個体に津波がどのように作用するかを調べた。その際に使用する個体は表3に示したコンクリート製立方体ブロックである。ブロックの大きさは1辺が1cmから10cmまでの10種類であり密度は1.95～2.39となっている。使用したブロックに密度差が生じているがこれはコンクリートブロックを作る際に混入したセメント量が異なったことによるものである。

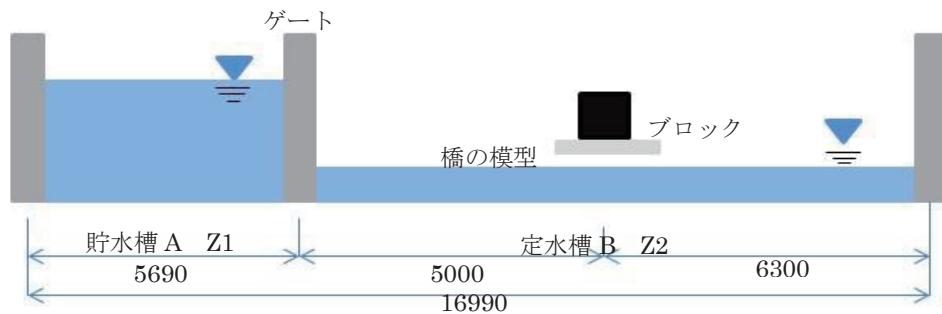


図8 水槽側面図
表3 実験条件(個体形状：立方体)

	ブロック1	ブロック2	ブロック3	ブロック4	ブロック5	ブロック6	ブロック7	ブロック8	ブロック9	ブロック10
1辺の長さ(cm)	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
質量(g)	2160	1510	1000	700	458.22	261.59	134.41	56.1	16.27	2.39
密度(g/cm ³)	2.16	2.07	1.95	2.04	2.12	2.09	2.1	2.08	2.03	2.39

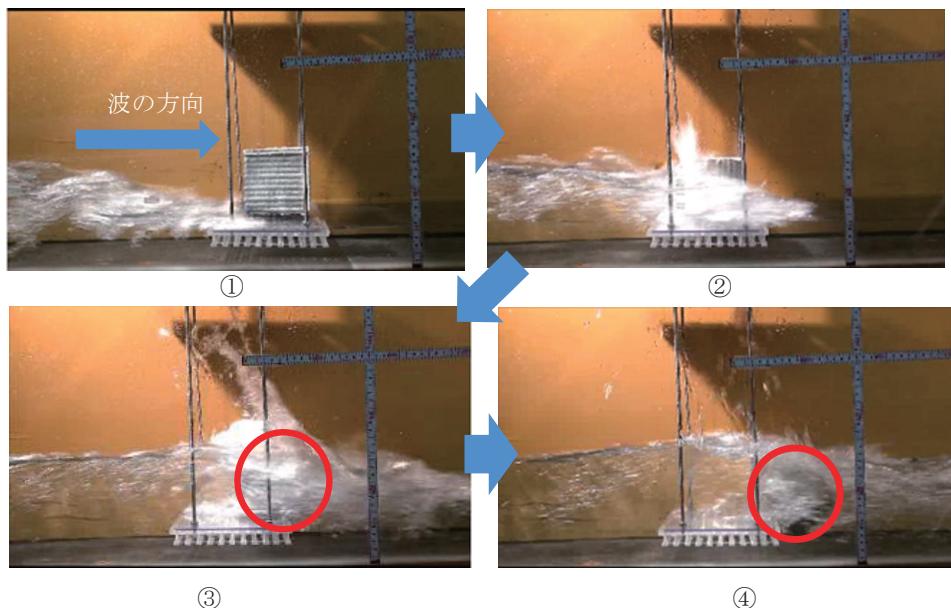


図9 津波限界掃流力実験(case1)

本実験では前述のように定水槽 B 側に橋を設置し、その上に表 3 に示したブロック個体を置き津波を作成させた際の個体の動きを観測した。図 9 は、ブロック 1 に case1 の津波を作成させた場合のブロックの動きを示したものであり、図の①が津波衝突の前、図の②は津波が衝突した時の状況を示している。図③および④は津波が衝突し、波力でブロックが動いている状況を示したものであり、図中の○印の中央にブロックがある。

表 4 は 10 種類の波が、それぞれ 10 種類の個体に衝突した際に、どのくらい動いたかを示したものであり、3 ブロック以上動いたものが×、1 ブロック以内動いたものを□、1 ブロック以上動いたものを△、動かなかったものを○として表に示している。

表 4 津波の限界掃流力実験結果

	case1	case2	case3	case4	case5	case6	case7	case8	case9	case10
ブロック1	×	×	○	○	○	○	□	○	○	○
ブロック2	×	×	×	×	□	○	○	□	○	○
ブロック3	×	×	×	×	×	□	□	□	□	○
ブロック4	×	×	×	×	×	□	□	□	□	○
ブロック5	×	×	×	×	×	×	□	□	□	○
ブロック6	×	×	×	×	×	×	×	□	□	○
ブロック7	×	×	×	×	×	×	×	□	□	○
ブロック8	×	×	×	×	×	×	×	×	△	○
ブロック9	×	×	×	×	×	×	×	×	△	□
ブロック10	×	×	×	×	×	×	×	×	△	○

× … 3 ブロック以上動いたもの

△ … 1 ブロック以上動いたもの

□ … 1 ブロック以内動いたもの

○ … 動かなかったもの

表 4においてブロック辺長はブロック 1 からブロック 10 になるにつれ短くなり、一方、津波は case1 から case10 になるにつれ波高が大きくなっている。したがって、表より、津波が小さくなるにつれてブロックが動かなくなり、ブロックが大きくなるにつれ流れにくくなっていることが確認できる。

図 10 にブロックの動きについての観測結果を示した。図においてブロックが 3 個分以上の距離を動いたものは×、1 ブロック以上動いたもの△、1 個分の距離以内の動きで終わつたものは□、動かなかった場合は○としている。図 10 において、縦軸は式 (1) に示すような修正シールズ関数、横軸は辺 a と波高の比 a/H_{1max} である。シールズ関数は次式のように定義されている。

$$\varphi_m = \frac{\rho g H_{1max}}{(g \cdot (\rho s - \rho w) a)} \quad \dots (1)$$

ここに、 ρ : 水の密度、 kg/m^3 g : 重力加速度、 m/s^2 H_{1max} : 波高計 H1 の最大値、 m

ρ_s : ブロックの密度、 kg/m^3 a : ブロックの辺、 m

図 10 よりブロックの動きは修正シールズ関数(縦軸)である程度できるようである。すなわち、図 10 より a/H_{1max} が 0.01~0.025 では動くものと動かない物が混在しているが、0.025 より大きくなるとブロックは動いていないことがわかる。このことから、本実験での移動

限界はブロック相対辺長 $a/H_{1\max}=0.025$ であるとわかる。図 10 より修正シールズ数が 0.73 より大きいとブロックが動くので移動限界 ϕ_{mc} は次のように表わされる。

$$\text{移動限界修正シールズ数} : \phi_{mc} = 0.73 \quad (2)$$

$$\text{ブロック移動限界の相対辺長} : a/H_{1\max} = 1.5 \quad (3)$$

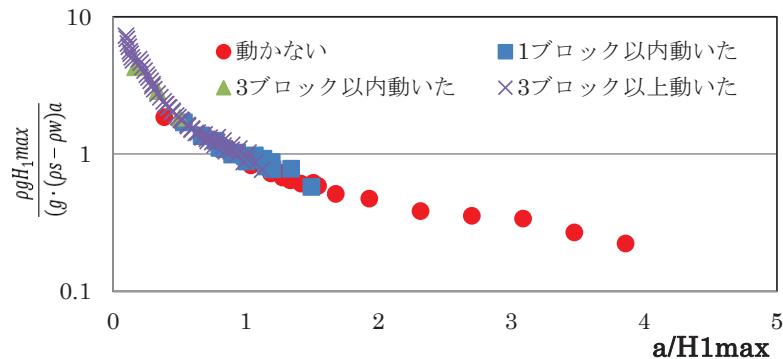


図 10 ブロックの動きの観測

7. 結論

本研究により以下のことが明らかとなった。

- ①相対辺長 $a/H_{1\max}=1.5$ が移動限界値になっており、これより大きいと橋の上に置いた個体は動くことはない。
- ②ブロックの移動限界掃流力は式(1)で定義される修正シールズ数で示され、 $\phi_{mc}=0.73$ にあるようである。

参考文献

- 1) 松富英夫・大向達也・今井健太郎：津波氾濫流の構造物への流体力、水工学論文集、第 48 卷、2004 年 2 月、pp. 560–564
- 2) 岡本憲助・松富英夫：津波氾濫流速の簡易推定法に関する基礎的研究、土木学会論文集 B2(海岸工学) Vol.B2-65、No 1、2009、296–300
- 3) HIDEO MATSUTOMI AND KENSUKE OKAMOTO : Inundation flow velocity of tsunami on landiar, Island Arc(2010)19、443-457
- 4) 松富英夫・岡本憲助・佐藤和典：浸水痕跡に基づく簡易氾濫流速推定法の基礎的検討、文集、第 52 卷、2008 年 2 月、pp. 473–678
- 5) 庄司 学・平木 雄・藤間功司・鳴原良典：橋桁に作用する碎波段波の流体力に関する実験的検討、土木学会論文集 B2 (海岸工学) Vol. 66, No.1, 2010, 801-805.

河川遡上津波の数値計算精度に堤防越流が与える影響*

東北大大学院環境科学研究科 青山 恭尚
東北大大学院工学研究科 三戸部 佑太
東北大大学院環境科学研究科 小森 大輔
東北大大学院工学研究科 田中 仁

1. はじめに

2011年3月宮城県沖で東北地方太平洋沖地震津波が発生した。この地震は日本最大規模のMw. 9.0であり、長周期の巨大な津波を発生させ、沿岸域で大きな人的被害や物的被害が発生した。一方、海域を伝播した津波が河川を遡上して堤防を越流し堤内地へと浸水したことによる被害も発生している。河川を遡上する津波は、沿岸から陸上を遡上していく津波を比較しても、到達時間が早く遡上距離が長い、河川や津波の条件によっては水位が急激に上昇する可能性がある¹⁾、という特徴を有しているため他の沿岸部よりも浸水による被害は大きくなる。被害を最小限にとどめるためにも河川を遡上する津波の挙動を把握し正確に予測することは重要である。

過去にも津波に関する研究は数多くなされている。海域での津波数値計算では、津波の長周期かつ長波長の波であるという特徴を前提とし浅水流の仮定を用いて再現計算を行っている。この仮定を用いての海域の再現計算では良い精度の近似ができている²⁾。一方、河川に津波が浸入すると、河口部の急縮部や河道の曲がりなどによる影響が発生し海域での津波の挙動とは別の挙動を示す。河道での津波遡上の再現計算は流れの三次元性を考慮した研究などがなされている³⁾。また、巨大津波の場合では河川堤防を津波が越流するので、堤防の越流現象も正確に再現する必要がある。過去にも堤防を越流する津波についての研究はなされているが⁴⁾、曲がりや急縮部などの河道地形と堤防越流を考慮した研究は少ない。河川遡上津波に関して、河道の曲がりや堤防越流が河川遡上津波の数値計算にどのように影響を与えるかを検討する。

河川遡上津波の数値計算に関する研究の問題点として実在痕跡が数少ないことが挙げられる。巨大津波の際には河川全体で大きな水位上昇が起り、特に河口部や下流地域では構造物の高さを大きく越える高さの水位上昇が起こる。よって痕跡高は残らないことが多く、津波後の検証が困難であるという問題がある。そこで本研究では、国土技術開発総合研究所にて行われた模型再現実験のデータを用いた。これにより現地データでは十分に得ることのできない、水位の時系列データの入手が可能となった。

本研究では、平面二次元での河川形状と河川堤防が河川遡上津波の数値計算精度に与える影響を把握することを目的とし、再現計算を行い模型実験で得られたデータとの比較を行った。

*The effect to numerical simulation accuracy of run up tsunami by overflow of embankment, by Aoyama Yasuhisa, Mitobe Yuta, Komori Daisuke, and Tanaka Hitishi

2. 研究対象と研究方法

(1) 研究対象について

研究対象は岩手県南部と宮城県北部を流れる一級河川の北上川である。本研究では河口部から上流 10km までを含む領域を対象とする（図-1）。2011 年東北地方太平洋沖地震津波では堤防高を大きく越える津波水位が来襲し河道内でも堤防決壊が生じた。

(2) 対象とする実験の概要

模型実験では追波湾の一部を含む北上川下流 10km を含む範囲で河道と周辺地形を 1/330 のスケールで再現したものである。模型の概要と水位の計測地点を示す（図-2）。実験装置の追波湾の沖側で造波装置により津波の模擬波を起こしている。造波装置の関係により用いる津波波

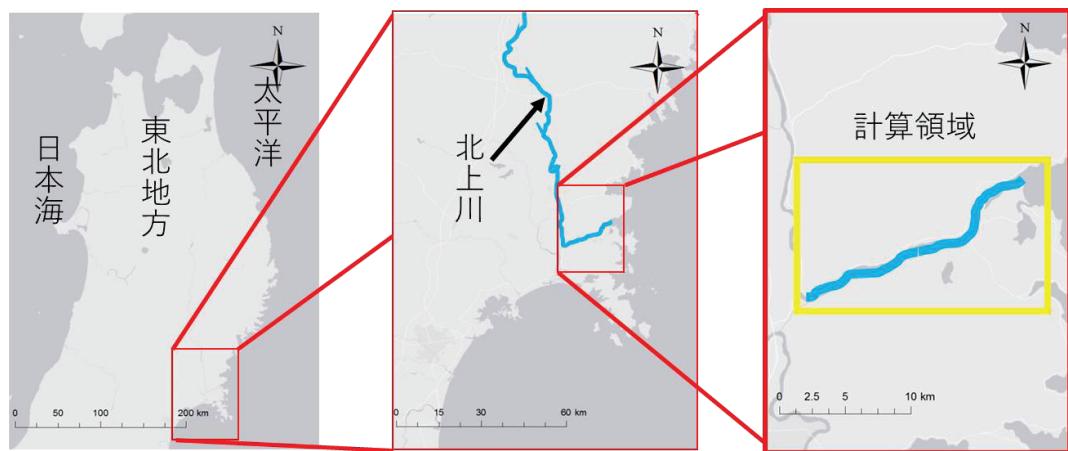


図-1 研究対象-北上川

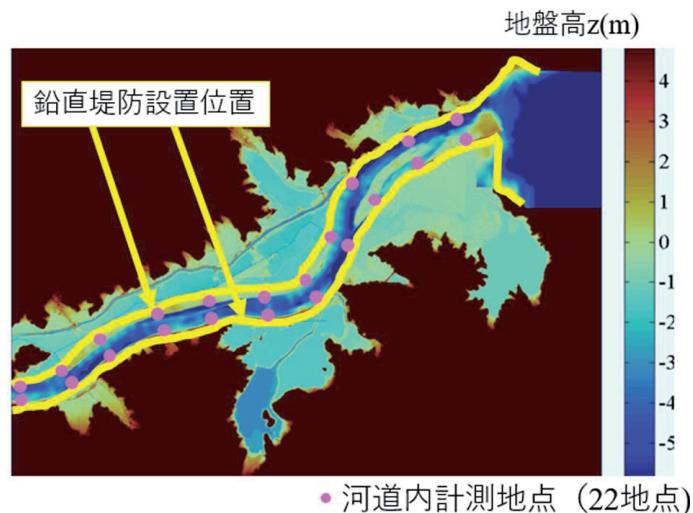


図-2 模型概要、河道内水位計測点

形は実在津波とは異なる単純波形のものを使用する（図-3）。入力波1として2011年東北地方太平洋沖地震津波に相当する規模のLevel2津波を入力波として用いる。

スケールの違いによる水の表面張力や粘性の働き方の違い、造波装置による津波波形の違い、現地地形と模型地形の相違点といったような、現実津波とは異なる部分は生じるが水理現象としての類似点を取り上げて比較することは可能であるといえる。

(3) 計算方法

浅水流方程式モデルを用いて固定床で計算を行う。

$$\text{連続式} : \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(uh)}{\partial x} + \frac{\partial(vh)}{\partial y} = 0 \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (1)$$

$$\text{運動方程式} : \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + gh \frac{\partial(h+z)}{\partial x} = -ghS_{fx} \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + gh \frac{\partial(h+z)}{\partial y} = -ghS_{fy} \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (3)$$

$$S_{fx} = n^2 u (u^2 + v^2)^{\frac{1}{2}} / h^{\frac{4}{3}} \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (4)$$

$$S_{fy} = n^2 v (u^2 + v^2)^{\frac{1}{2}} / h^{\frac{4}{3}} \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (5)$$

h は水深[m], u は x 方向の速度[m/s], v は y 方向の速度[m/s], t は時間[s], g は重力加速度[m/s²], S_{fx} は x 方向の摩擦勾配, S_{fy} は y 方向の摩擦勾配, z は地盤高[m], n はマニングの粗度係数をそれぞれ表す。離散化手法としてMc Cormack 法⁵⁾を用いて、予測子段階では上流方向に向かって、修正子段階では下流方向に向かって空間差分を行う。10m メッシュにて計算をしている。計算条件として、地形データは海域では日本水路協会から海底地形デジタルデータ、河道内では東北太平洋沖地震前の定期横断測量結果にそれぞれ基づき、地震による地盤沈降量を考慮したもの用いている。マニングの粗度係数は0.03、境界条件は、右側は入力条件であり、左側は初期水位の鉛直な壁があり、その壁以下の水位の水は跳ね返り、それ以上の水位の水は開放条件で流れ出るように設定している。

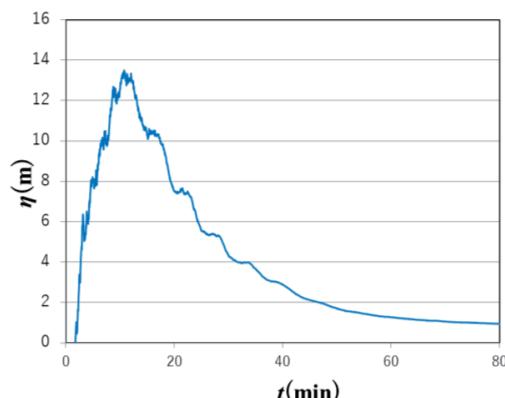


図-3 入力波形

(4) 検討ケースについて

河川遡上津波の数値計算に対して堤防条件、入力津波の規模が与える影響を調べるために4ケースを検討する。表-1に検討ケースについて示した。Case 1では堤防越流がない条件での再現計算をしている。河道の両端に津波の水位が越えることのない鉛直な堤防を設置している(図-2)。Case 2では下流部を現況堤防、上流部を津波水位の越えることのない鉛直堤防を設置している。詳細な地形データを図-4に示す。現況堤防と十分に高い鉛直堤防の境界としては、越流水深が1.98mより大きいか小さいかを基準としている。

3. 結果・考察

以降、比較のために η (水位) = h (水深) + z (地盤高) を定義する。また、誤差の評価方法として RMS 値 e を用いる。対象時間は水位上昇時点から計算終了の $t=6000(\text{sec})$ である。以降、現地スケールにて示す。

(1) 水位時系列比較

図-5に二つのケースの河道内の水位時系列を示す。計算精度を見ると、越流なしの条件では下流の1kL地点で $e=0.46(\text{m})$ 、中流の5kR地点で $e=0.24(\text{m})$ 、上流の9kR地点で $e=0.26(\text{m})$ となっている。それぞれ最大水位の10%以内に収まっており、比較的良好に再現できている。一方、越流ありの条件での RMS 値は下流の1kL地点で $e=0.74(\text{m})$ 、中流の5kR地点で $e=0.67(\text{m})$ 、上流の9kR地点で $e=0.94(\text{m})$ となっている。越流なしのケースと比較すると RMS 値が大きくなっ

表-1 検討ケース

Case名	堤防条件	詳細
Case 1	越流なし	河道の両端に鉛直堤防設置
Case 2	越流なし	下流は現況・上流は鉛直堤防

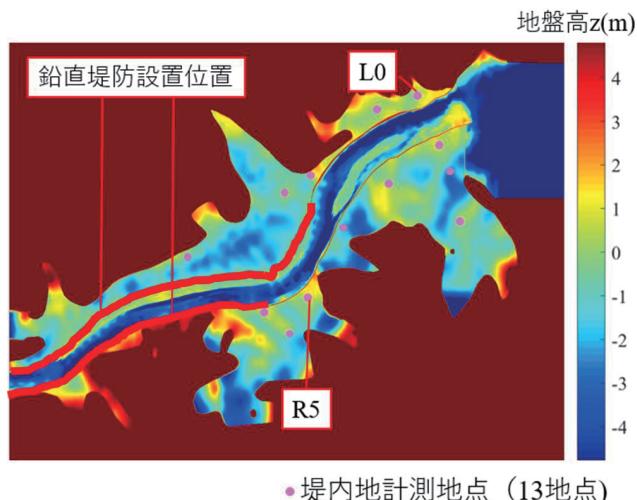


図-4 Case 2 地形条件

ている。特に最大水位が小さい上流地点での RMS 値が大きくなつておき再現性は低いといえる。これは、下流・中流部での越流する流量や流れ場を正確に再現できずにその誤差が上流のほうで表れていると思われる。ケース別での同地点の最大水位を比較すると、越流の影響により河道内の最大水位が減少する現象を計算モデルでも再現できている。堤内地を見ると(図-6)，波形や最大水位が再現できていない。堤内地が過大評価であり、河道上流部が過小評価となつてゐる。越流量を実験よりも大きく再現している。RMS 値を河道内と比較すると、下流では隣接した地点でも堤内地のほうが大きくなつてゐる。越流現象を再現方法や、堤内地での津波伝播を正確に再現するには改善が必要である。

(2) 浸水範囲

図-7 に $t = 740(\text{sec})$ での水位と流速の分布を示す。津波が来襲し波が遡上していく先端では、流速が大きくなつてゐる。その時に多量の水が越流している。左岸側では下流のほうで越流した津波が堤内地を伝播して氾濫している。左岸下流部の越流地点では図の左方向に、右岸中流部の越流地点では図の下方向に流速を持ち、堤内地では越流地点の流速方向と同じ向きに流速を持つてゐる。

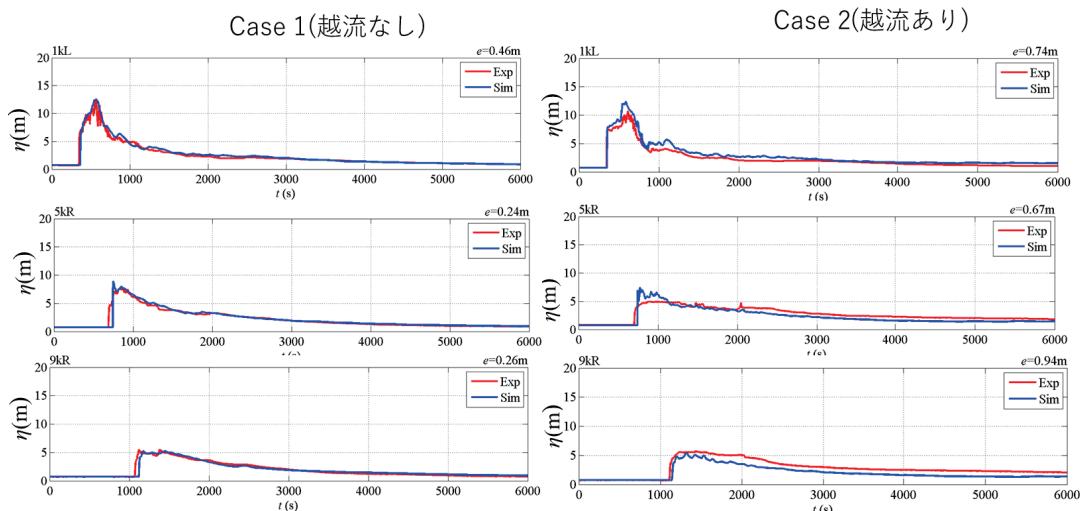


図-5 水位時系列（河道内）

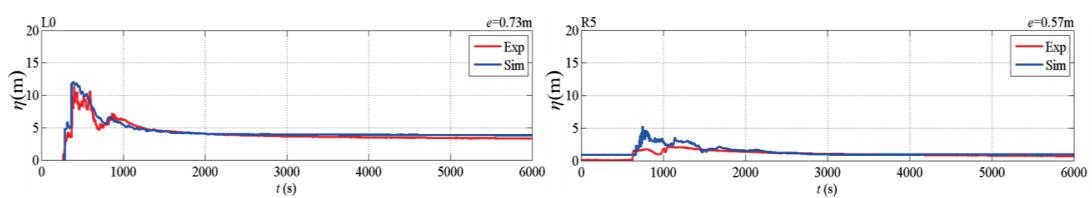


図-6 水位時系列（堤内地）

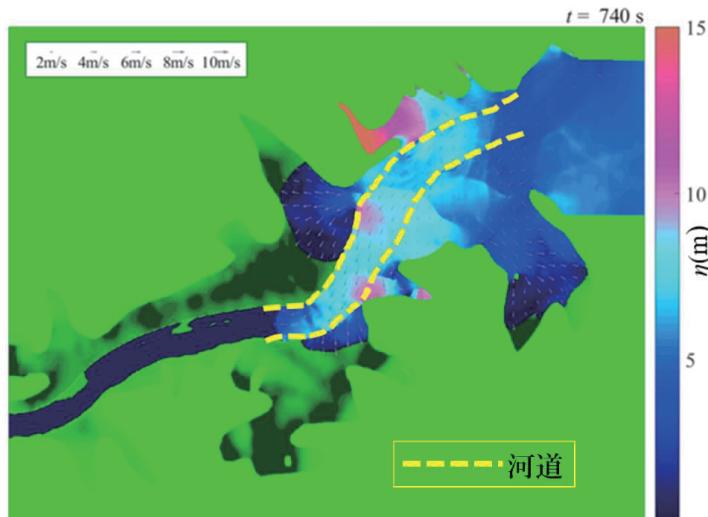


図-7 水位分布と流速分布

4. 結論

河川形状と堤防条件が津波遡上計算精度に与える影響を検証した。越流ありの条件では河道内の水位減少を計算においても確認することができた。越流流量などを正確に再現できていなく、堤内地では過大評価、河道上流では過小評価となっており、特に堤内地での RMS 値が大きくなっている。

謝辞：本研究で使用した水理実験データは国土技術政策総合研究所河川研究室より提供を受けたものである。また、本研究は国土交通省河川砂防技術研究開発の助成を受けて実施された。ここに記して深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) 折敷秀雄, 千葉周二, 岩瀬浩之, 藤間功司, 松井幸一: 米代川における 1983 年日本海中部地震の再現計算と解析上の課題, 海岸工学論文集, Vol.55, pp.241-245, 2008.
- 2) 津久井啓介, 藤澤康雄, 後藤智明: 南海トラフにおける津波特性に関する考察, 海岸工学論文集, Vol.44, pp.336-340, 1997.
- 3) 松井大生, 内田龍彦, 中村賢人, 服部敦, 福岡捷二: 非静水圧準三次元計算による北上川の津波河川遡上・氾濫流の一体解析, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.71, No.2, pp.I_181-I_186, 2015.
- 4) 池澤広貴, 下園武範, 佐藤慎司: 非静水圧を考慮した鉛直積分型堤防越流モデルの開発, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.71, No.2, I_7-I_12, 2015.
- 5) Kusuma, M. S. B., Adityawan, M. B. and Farid, M.: Modeling two dimension inundation flow generated by tsunami propagation in Banda Aceh City, International Conference on Earthquake Engineering and Disaster Mitigation, pp.407-414, 2008.

東北地方における既存不適格鉄骨造屋内運動場の耐震性能および 耐震改修に関する調査報告*

東北大学大学院工学研究科 今野 大輔, 渡部 慶, 植松 康

1. はじめに

1995 年の耐震改修促進法の策定により、1981 年に施行された新耐震基準策定以前に建設された既存建築物に対して耐震診断、および耐震改修が徐々に行われてきた。特に、学校施設のような多数の者が利用し、災害発生時には避難所としても用いられるような一定規模以上の建物の中で既存不適格建築物(特定建築物)には、現行の耐震基準に準ずる耐震性能を確保するよう耐震診断、および耐震改修を行うよう強く求められている。文部科学省が発表した全国の公立学校施設の耐震化率¹⁾によると、全国の公立小中学校で 95.6%，高等学校においては 93% の耐震化が完了している。今回調査対象とする東北地方においても表 1 に示すように、一部を除きほとんどの県で全国平均と同等かそれ以上の耐震化率となっている。これまで、膨大な量に及ぶ診断・改修がなされているが、そのデータに対して系統的な整理は行われてはいない。それらのデータを整理することで、耐震診断・改修に関する傾向を明らかにし、地域性等の特徴を見出すことができると考えられる。特に、東北地方においては東日本大震災により学校施設多くの被害を受けており、被害調査結果と耐震診断・改修により示される耐震性能の関係を検討することで、耐震改修の効果を検証できる。

筆者らは、上述した課題に寄与することを目的とし、災害時には避難所としても活用されることから安全性の重要度の高い鉄骨造屋内運動場を対象として、これまで東北地方 3 県(岩手県・宮城県・福島県)における建物の耐震診断傾向分析やその改修方法についての調査研究、データベースの作成を行ってきた^{2),3),4)}。また、既往の研究⁵⁾においては秋田県における 113 件の耐震診断事例について同様の検討が行われている。そこで、本研究においては作成された 3 県のデータベースおよび秋田県の事例に基づき、耐震診断結果や改修方法に関する傾向分析や、その地域性について考察を行う。

表 1 東北地方の学校施設の耐震化率
(平成 27 年 4 月)

	小・中学校	高等学校
青森県	96.4%	98.2%
岩手県	92.6%	84.9%
宮城県	99.8%	96.7%
秋田県	97.1%	91.7%
山形県	96.0%	90.6%
福島県	84.9%	87.6%
全国平均	95.6%	93.7%

* Study on seismic evaluation and retrofitting of steel gymnasiums in Tohoku region.
by Daisuke Konno, Kei Watanabe, Yasushi Uematsu

2. 調査概要

本研究で調査対象とした耐震診断データは、耐震診断もしくは耐震改修の概要書より取得した。データベースに入力した項目は、表2に示す通りである。データベースに入力した物件数は、岩手県198棟、宮城県164棟、福島県237棟である。これらのデータベースに加えて、既往研究で示される秋田県における113件の耐震診断事例を用いて調査を行った。

表2 データベース入力項目

建物概要	建物名称、棟名、屋根架構種類、竣工年、延床面積、架構形式(梁間、桁行)、基礎、所在地(住所・緯度経度)、構造材料強度の採用値、ボルト寸法・強度、屋根荷重、積雪深、桁行・梁間スパン長、軒高、棟高、構面数、プレース構面数、プレース断面寸法、
診断概要	診断年月、診断者、診断方法、計算方法、計算ソフト
桁行方向 診断結果	固有周期 T 、桁行構造耐震指標 I_s 値、保有水平耐力に関する指標 q 値、保有性能基本指標 E_0 、保有水平耐力 Q_u 、韌性指標 F 、層せん断力の高さ方向分布係数 A_i 、建物重量 W 、形状係数 F_{es} 、プレース接合部の破断形式、プレース接合部の保有・非保有耐力接合の判定
梁間方向 診断結果	固有周期 T 、梁間構造耐震指標 I_s 値、保有水平耐力に関する指標 q 値、保有性能基本指標 E_0 、保有水平耐力 Q_u 、韌性指標 F 、層せん断力の高さ方向分布係数 A_i 、建物重量採用値、形状係数 F_{es} 、各部の要素耐力、塑性ヒンジ発生位置
改修計画 (結果)	耐震改修後の I_s 値、 q 値、 F 値改修方法、交換・補強した部材断面寸法

3. 耐震性能に関する指標

本研究で調査対象とした屋内運動場のほとんどが、「屋内運動場等の耐震性能診断基準⁶⁾」(以下、屋体基準)に準じて耐震診断が行われていた。屋体基準においては、屋内運動場の耐震性能を構造耐震指標 I_s 値および保有水平耐力に関する指標 q 値を用いて示している。それぞれの値は、次式により求められる。

$$I_{si} = \frac{E_{0i}}{F_{esi} \cdot Z \cdot R_t} \quad (1)$$

$$q_i = \frac{Q_{ui}}{0.25F_{esi} \cdot W_i \cdot Z \cdot R_t \cdot A_i} \quad (2)$$

$$E_{0i} = \frac{Q_{ui} \cdot F_i}{W_i \cdot A_i} \quad (3)$$

ここで、 E_{0i} は i 層の耐震性能を表す指標、 F_{esi} は i 層の形状係数、 Z は地域係数、 R_t は振動特性係数、 Q_{ui} は i 層の保有水平耐力、 W_i は建物重量、 F_i は i 層の韌性指標、 A_i は層せん断力係数の高さ方向分布係数を示す。

耐震改修促進法においては、構造耐震指標 I_s 値が 0.6 より大きくかつ保有水平耐力に関する指標 q 値が 1.0 より大きいことを安全性

表3 屋体基準による安全性判定基準

	耐震性能の判定	倒壊の危険性
Case1	$I_s < 0.3$ または $q < 0.5$	高い
Case2	Case1,2 以外	ある
Case3	$I_s \geq 0.7$ かつ $q \geq 1.0$	低い

の判定基準としている。しかし文部科学省は、学校施設等の構造耐震指標 I_s 値は概ね 0.7 を超えることを求めており、屋体基準における安全性の判定基準は表 3 のようになっており、倒壊危険性の程度で評価される。

4. 屋体基準による安全性の判定

調査対象とした秋田県・岩手県・宮城県・福島県の 4 県における耐震診断時の安全性判定基準の割合を梁間・桁行方向別に表 4 に示す。調査対象 4 県において共通して見られる傾向としては、梁間方向に比べて桁行方向の倒壊危険度が高い。その理由として、調査対象建物のほとんどが梁間方向にラーメン構造、桁行方向にブレース構造を採用していることが挙げられる。次に、各県の違いに着目すると、梁間方向に関しては、宮城県、岩手県、秋田県では Case3 に多く該当しているが、福島県では Case1, 2 が多い。桁行方向では、福島県と秋田県において倒壊危険性の高い Case1 の割合が比較的高い。このような差は、地域性によるものと考えられる。

特に東北地方においては設計積雪深などの影響があるものと推察される。以上のような、耐震性能の傾向や地域性について、以下で検討を行う。

表 4 各県の安全性判定結果割合の比較

安全性判定基準	梁間方向				桁行方向			
	福島	宮城	岩手	秋田	福島	宮城	岩手	秋田
Case1(危険高)	33%	2%	3%	12%	65%	29%	19%	52%
Case2	53%	18%	12%	22%	27%	47%	70%	39%
Case3(危険低)	14%	80%	85%	66%	8%	24%	11%	9%

5. 桁行方向の耐震性能に関する検討

表 4 に示されるように、調査対象建物のほとんどにおいて、梁間方向より桁行方向の耐震性能が劣っていた。その理由としては、桁行方向に用いられているブレースの断面や接合方法が十分な耐震性能を満たすよう設計されていないことが挙げられる。図 1 は、宮城県を例として、桁行方向 I_s 値と竣工年の関係をブレースの接合方法別に示す。丸印は保有耐力接合、ひし形印は非保有耐力接合を示している。非保有耐力接合では、接合部の破断耐力が母材の降伏耐力よりも低く設計されており、母材の耐力が十分に発揮される前に接合部が破断する為に、耐震性能が低下する。図を見ると、竣工年が後になるほど保有耐力接合での設計が増加していることが分かるが、ほとんどの建物でブレース接合部が非保有耐力接合となっており、それが原因で I_s 値が 0.7 に満たないものが多いと考えられる。つまり、旧耐震設計においては、このようなブレースの耐力が不足しているものや接合方法が保有耐力接合になっていないものが多く、それが耐震性能の低下をもたらし

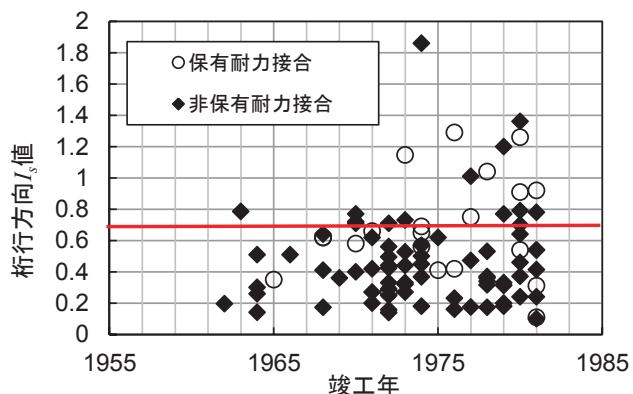


図 1 別 接合方法別 竣工年- I_s 値関係

ているといえる。

次に、 I_s 値と q 値の相関関係を図 2 に示す。それぞれの値は、梁間・桁行方向の I_s 値、 q 値の中で最小値を示している。図中の直線は韌性指標 F の値を示しており、 F 値が 1.3 の場合は非保有耐力接合であることを示している。この図を見ると、前述のように多くの建物において F 値 1.3 の直線に集中しており、倒壊危険性のあるエリアに多く分布していることが分かる。これらのことから、接合部を保有耐力接合としているか否かが、建物の耐震性を大きく左右しているといえる。また、非保有耐力接合とした場合でも I_s 値が 0.7 を超えている例がいくつかあるが、それらは接合部耐力が軸降伏耐力より大きい、建物の規模そのものが小さい、またはプレース構面数が多いことによるものである。

図 3 には耐震改修もしくは耐震補強計画において記載のあった建物における I_s 値と q 値の相関関係を示す。この図を見ると、診断時に比べて F 値が 2.2 に近い値になっているものが多く、倒壊危険性が低いエリアに収まっている。これは、改修によってプレース接合部を保有耐力接合としたケースが多いことを示している。また、改修方法に着目すると、保有水平耐力上昇の為にプレースを新設している場合も多く見られた。その一方で、改修後においても F 値が 1.3 のまま、つまり接合部が非保有耐力接合の状態である例も多いが、これは計算の結果、軸降伏力よりも接合部耐力が大きいために性状として悪くはないという結論に至ったことによる。

これまで宮城県を例に耐震性能の傾向を示してきたが、以上のような耐震性能、改修方法に関する傾向は、今回調査対象とした 4 県でほぼ共通しており、大きな差は無い。

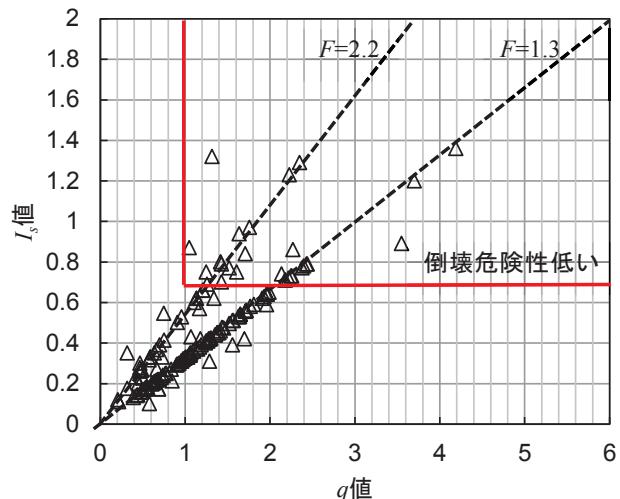


図 2 診断時 q 値- I_s 値関係(宮城県)

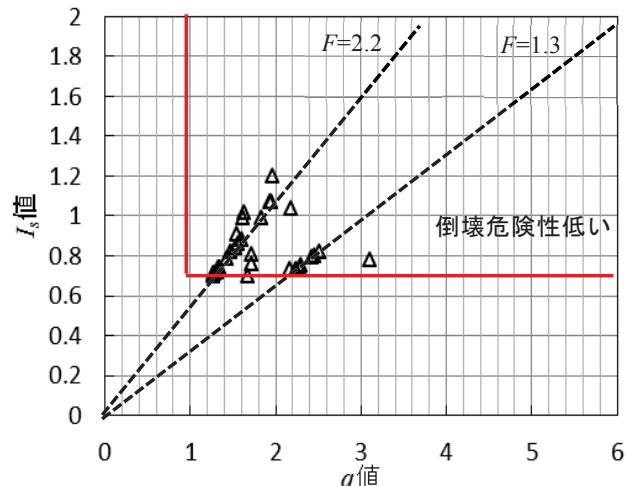


図 3 改修後 q 値- I_s 値関係(宮城県)

6. 耐震性能の地域性に関する検討

表4によって示唆された耐震性能の地域性に関する検討を、データベース入力項目の中で、その値に地域差のあった診断時の想定積雪深について行った。表5は、調査対象建物で想定されている積雪深を深さ毎に割合で示しており、最も高い割合を示す範囲を網掛けしている。表5によれば、福島県、秋田県では、他県よりも想定積雪深が大きいものが比較的多いことが分かる。しかし、表4から見られる傾向としては、福島県と秋田県において倒壊危険性の高いCase1の割合が比較的高いという結果であった。また、図4には福島県における桁行方向 I_s 値と想定積雪深の関係を示す。この図を見ると、高い想定積雪深においても I_s 値が低く、耐震性能が上昇しておらず、比較的積雪深が大きい場合に耐震性能が低くなっている傾向が見られる。つまり、表4、表5、図4からは、「想定積雪深が大きい程、倒壊危険性が高い傾向にある」ということが言える。設計時に大きな積雪深を見込んで設計しているならば、耐震性能は比較的高くなるのではないかと考えられるが、今回示された結果はそれとは逆の傾向を示した。その理由としては、診断時に大きな積雪深さを見積もったことにより、計算された耐震性能が低くなったものと考えられる。逆に言えば、設計時の積雪深が診断時の積雪深より小さかったため、診断時の耐震性能が低く評価されたものと推察され、規定の変遷などに着目する必要が示唆された。

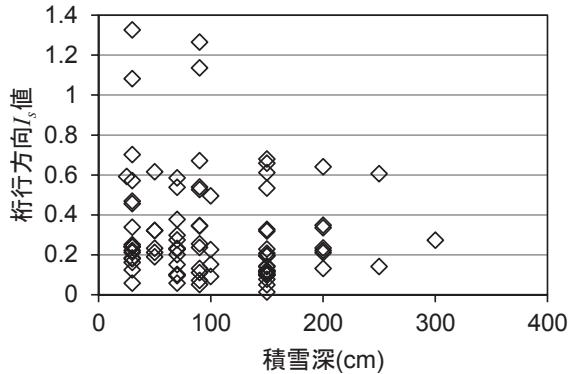


図5 想定積雪深—桁行方向 I_s 値関係(福島県)

表5 調査対象4県における診断時の想定積雪深の割合比較

積雪深 x(cm)	福島県	宮城県	岩手県	秋田沿岸	秋田内陸
$x \leq 50$	26%	75%	4%	0%	0%
$50 < x \leq 100$	32%	19%	88%	72%	8%
$100 < x \leq 150$	31%	3%	7%	26%	20%
$150 < x \leq 200$	7%	3%	1%	0%	62%
$200 < x$	4%	1%	1%	2%	10%

7. 結論と今後の展望

東北4県における鉄骨造屋内運動場を対象として、耐震診断・改修事例の調査を行い、以下のような知見を得た。

- (1)調査対象の屋内運動場は、ほとんどが梁間方向に比べて桁行方向の耐震性能が劣っていた。
- (2)桁行方向がプレース架構である屋内運動場では、ほとんどの場合プレースが非保有耐力接合で接合されており、その為に建物全体の韌性性能が低くなっていた。

- (3) 耐震診断時に倒壊危険性が高いと診断された建物の改修方法としては、プレースの交換や新設により、建物の保有水平耐力を上昇させている事例が多く見られた。
- (4) 調査対象 4 県間の比較により、既存不適格鉄骨造屋内運動場の耐震性能には、明確な地域差は確認されなかった。
- (5) 耐震性能の傾向は 4 県で同様であったが、今回の検討範囲からは耐震性能の地域性として設計時の想定積雪深が関与している可能性が推察され、積雪深においては規定の変遷等にも着目する必要性が示唆された。

今後は、調査対象を地域別・市町村別にするなど、さらなる詳細な傾向分析を行い、安全性判定に影響を及ぼす因子の模索、地域による差異についての考察を行う。

謝辞

本研究は、社団法人日本鉄鋼連盟の建築鋼構造研究ネットワーク東北地区活動の一環として行われたものである。

参考文献

- 1) 文部科学省：「公立学校施設の耐震改修状況調査の結果について」, 2015
- 2) 今野大輔, 植松康 : 宮城県における鉄骨造屋内運動場の耐震診断事例に関する調査研究. 日本建築学会東北支部研究報告集, 2014
- 3) 今野大輔, 植松康 : 岩手県における鉄骨造屋内運動場の耐震診断事例及び改修方法に関する調査研究 日本建築学会東北支部研究報告集, 2013
- 4) 渡部慶, 今野大輔, 植松康 : 福島県における鉄骨造屋内運動場の耐震診断事例に関する調査報告. 日本建築学会東北支部研究報告, 2015.
- 5) 小幡昭彦, 高橋なつ美, 西田哲也, 菅野秀人, 小林淳, 三浦伸 : 秋田県における屋内運動場の耐震性能診断事例に関する研究 その 1 耐震診断事例の傾向と考察 日本建築学会東北支部研究報告集, 2011
- 6) 文部科学省大臣官房文教施設企画部 : 「屋内運動場の耐震性能診断基準（平成 18 年版）」, 第 2 刷, 2008

仙台高等専門学校校舎を対象とした人工社会モデルによる 災害時の避難行動に関する検討

仙台高等専門学校 飯藤將之
仙台高等専門学校 本郷 哲
仙台高等専門学校本科生 黒田瑛里佳

1. はじめに

仙台高等専門学校・名取キャンパス（以下、仙台高専と略す）では、1年に一度、地震や火災を想定した避難訓練を実施している。残念ながら、訓練の状況はあまりよいものとは言えず、訓練のための訓練となっていることが否定できない。学校では、災害時の避難経路を設定しているものの、訓練を実施している状況からは、その経路が推奨されるべきものかどうかを言及することが難しい。本論では、仙台高専で最も多くの学生が生活している3号棟（総合科学教育棟）を対象として、複数のシナリオを設定した避難行動のシミュレーションを行い、上下避難の特色について検討した結果についてまとめる。

2. 3号棟の概要

仙台高専3号棟は、鉄筋コンクリート造5階建てで、東西に50m、南北に最大25.3mとなっている。図1に1階、2階、3～4層のキープランを示す。1階は、学生系の事務と保健室、実験室がある。1学年の人数は約168人であり、2階、3階、4階に、1～3年生の学生のための教室が配置されている。各階とも教室が5つ配置されているが、旧宮城高専から仙台高専への移行時に学科減があったため、西端の教室は教室以外の用途となっている。2階には、4教室の他、180名を収容できる大教室もある。5階には、端末室や教員談話室があり、日中の滞在者は少ない。上下階をつなぐ階段が東西につき一つずつある。西側は屋外の階段で最小幅員が900mmのため、学生の多くは東側の室内階段を使う。

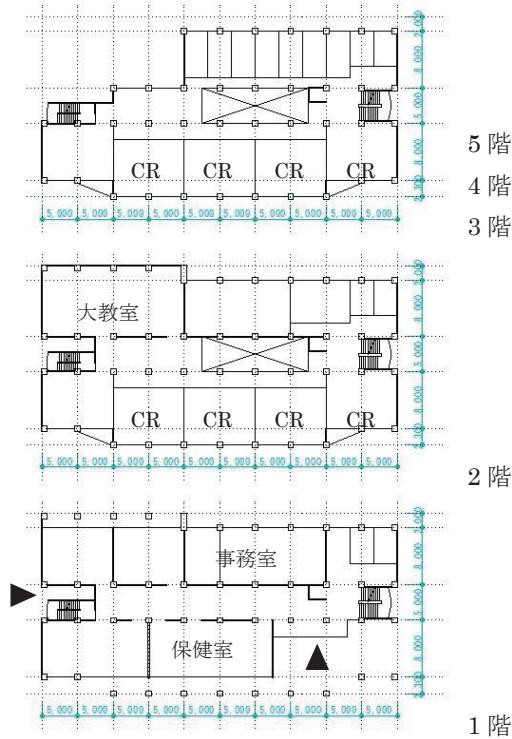


図1 3号棟 キープラン

3. シミュレーションの概要

3.1 人工社会モデル構築とシミュレーションの概要[1],[2]

ここでは、人工社会モデルの構築に用いた構造計画研究所の artisoc3.0について、簡単に記す。artisoc3.0は、人間などの意思決定にもとづいたシステムを分析するソフトウェアで、社会現象などの相互作用を再現するために開発された。

artisoc3.0では、シミュレーションする社会全体を「Universe」として定義し、その中にいくつかの「空間」を設定する。空間の中には、行動の主体となる「エージェント」を存在させる。空間とエージェントには、状況変化を記述する際に必要となる複数の「変数」を与えることができ、それらの変数をもとに Universe とエージェントに「ルール」を与えて、人工社会における初期状態からのエージェントの振る舞いを検討する。ルールを記述し、シミュレーションを行う前に、検討項目にあった出力項目を設定する必要がある。

3.2 マインドマップ

仙台高専3号棟を人工社会としてモデル化する場合に、Universeは校舎全体、空間は各階のフロア、エージェントは人間（学生と教員）とする。この三つの関係を、プログラミングが可能なように図3に示すマインドマップを作成して整理した。

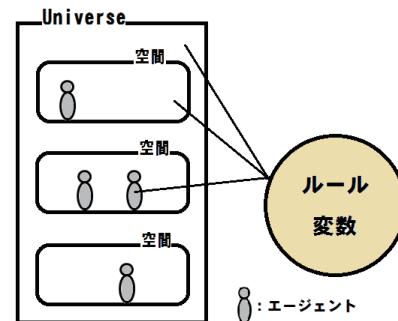


図2 人工社会モデル



図3 マインドマップ

避難行動シミュレーションを行うにあたり、評価値の代表として、避難完了時間を探ることとする。シミュレーションを行う空間の対象、表現、要素には、それぞれ、各階のフロア、格子モデル（セル空間）、自律的な人間（学生と教員）と非自律的な障害物と出入り口などが対応する。

3.3 モデル作成とルール記述

シミュレーションの対象は、5階建ての建物全体であるが、日中5階にはほとんど人間がないことから、本シミュレーションでは、空間を1~4階に対応する4層分準備して、4層とも格子モデルで表現する。全層とも、一つのセルを500mm×500mmとして、x方向に0~99、y方向に0~99の座標をもった格子を設定する。エージェントが必ずどこかのセルに存在することができるようセルの寸法を決定した。尚、z方向は座標0だけとした。非自律的な要素としての障害物（壁、机）ドア、階段、そしてエージェントがフリーに移動できる領域については、それぞれにRGB値を定めて、格子モデルで平面図を表現できるようにした。

エージェントがフリーに移動できる領域のセルの一つひとつに、避難方向を規定するためのセル高さをもたせた。図4にセル高さの概念を示す。出口のセル高さを1000に設定し、その前後左右のセル高さを一つずつ減らして行くように設定した。

996	997	998	999	
997	998	999	1000	←出口
996	997	998	999	
995	996	997	998	

図4 セル高さの概念

Universeのルールにおいて、格子の確保、セル高さの設定、残留エージェントのカウントを記述し、セルのRGB値については、ファイル入力できる環境を準備した。

エージェントの初期状態に関しては、画像データをもとに、各層の空間における座標で位置を与えた。エージェントのルールにおいては、エージェントの存在するセルのまわりの状況を確認して移動可能なセルを見つけ、現在いるセルのセル高さと移動可能なセルのセル高さを比べて、1ステップずつ移動させて行くように記述した。上階で出口に達したエージェントは一つ下の階の空間で定義される(x,y-2,0)座標に移動するものとする。

シミュレーションの初期段階において移動可能なセルは複数存在することから、乱数を用いて移動先を決めるものとする。逆に、シミュレーションが進んで、移動可能なセルがなくなった場合には、その計算ステップでエージェントは移動することができないため、滞留が起きることになる。

図4にシミュレーションの過程を示す。ルールを記述して、出力項目の設定がすんだら、各エージェントがルールに基づいて、セルを移動する状況を確認しながらシミュレーションを進める。

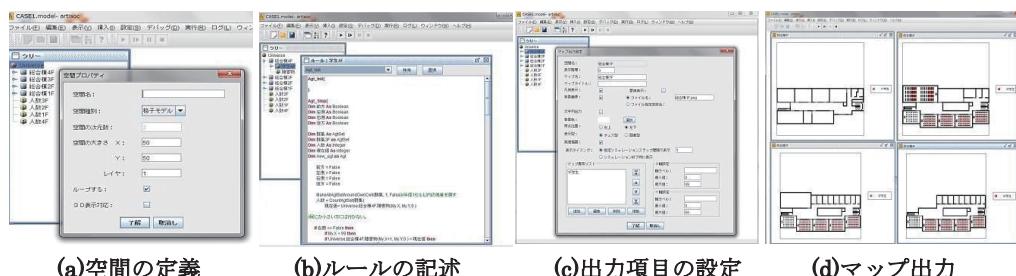


図4 シミュレーションの過程

避難計画における避難者の避難速度については、文献によると、急いでいるが障害物がある場合に 1.2m/s (4.3km/h) という結果が報告されており、これを用いることとする。従って、エージェントは 1 秒間で 0.833m 移動できるため、 $0.417\text{秒}/500\text{mm}$ をもとに計算ステップから避難時間を推定することとする。

4. 3号棟の避難シミュレーション^{[3],[4]}

前述のとおり 3 号棟では、2~4 階の $4 \times 3 = 12$ 教室に多くの学生が生活している。授業で教室が満員になっていると仮定して、4 階には 4×42 名 = 168 名の学生と教員 4 名の合計 172 名がいると仮定し、同様に 3 階も 172 名、2 階には、172 名に加えて大教室に学生 72 名と教員 1 名がいるものとして避難シミュレーションを行う。対象エージェントの数は、172 名 + 172 名 + 245 名の 589 名である。

表 1 にシミュレーションのケースを示す。変数の一つを階段の選択に基づく避難経路とし、もう一つを階段の通行量とする。各階に 4 教室があるため、東階段を選択するクラス数を 4 クラス、3 クラス、2.5 クラス、そして 2 クラスの 4 ケースとする。表中には西側を選択するクラス数と一緒に、ケースを 04, 13, 13', 22 と表記する。表中の数字は、各フロアで、東西に分かれる人数を示している。学校で規定している避難計画では、西側は屋外の階段で幅員が狭いため、災害時の避難に関しては 4 クラスのうち 3 クラスが東側の階段を利用することを前提としている。もう一つの変数である、階段通行量に関しては、西 : 東が 1:2 の場合と西 : 東が 2:2 の場合の 2 ケースとし、前者を A、後者を B と表記する。上記の数字と A,B を組み合わせて合計 8 ケースのシミュレーションを行い、上下避難の特徴について検討する。

表 1 シミュレーションのケース

避難人数 階段比	4 階 0 : 172	4 階 43 : 129	4 階 65 : 107	4 階 86 : 86
	3 階 0 : 172	3 階 43 : 129	3 階 65 : 107	3 階 86 : 86
	2 階 73 : 172	2 階 116 : 129	2 階 138 : 107	2 階 159 : 86
西 : 東 = 1 : 2	Case-04A	Case-13A *	Case-13'A	Case-22A
西 : 東 = 2 : 2	Case-04B	Case-13B *	Case-13'B	Case-22B

*は、学校で規定している避難経路

図 5 に Case-13A におけるエージェントの動きを示す。(a)が初期状態で、(b)が各階でエージェントが階段に滞留し始めた状態、(c)が 4 階にエージェントがいなくなった状態、(d)が 4 階と 3 階にエージェントがいなくなった状態を示している。これらの図から、エージェントがルールに従って各階の出口（2~4 階では踊り場になる）に向かって移動していく様子が確認できる。

図 6 に Case-13A における計算ステップごとの各階での残留人数の推移を示す。4 階のエージェントは、始まりから約 40 秒までに 30 名ほど階下に避難することができるが、その後は 3 階で滞留が起きて約 170 秒まで降りることができない状況が続く。約 170 秒から約

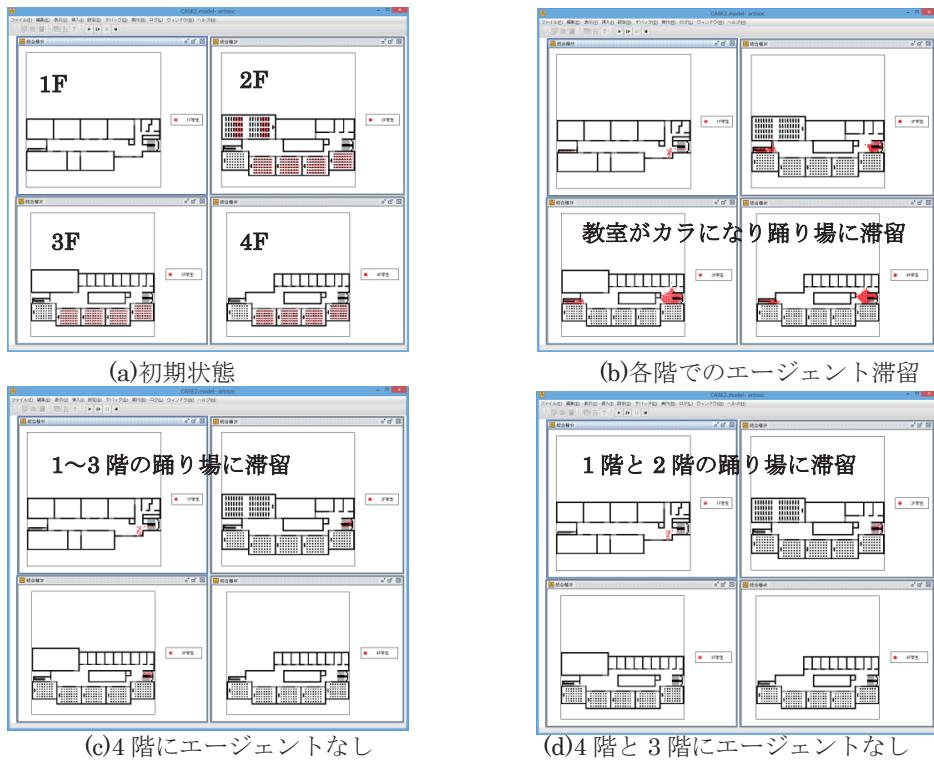


図5 シミュレーションにおけるエージェントの振る舞い (Case-13A)

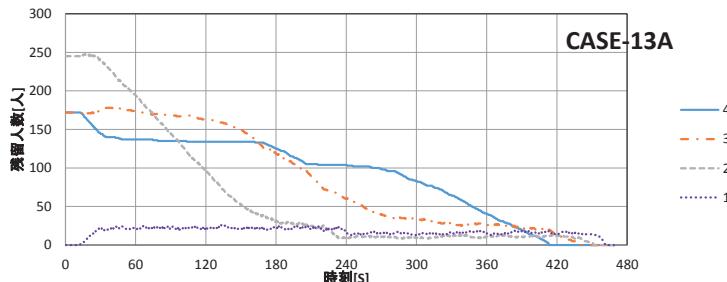


図6 各階の残留人数 (Case-13A)

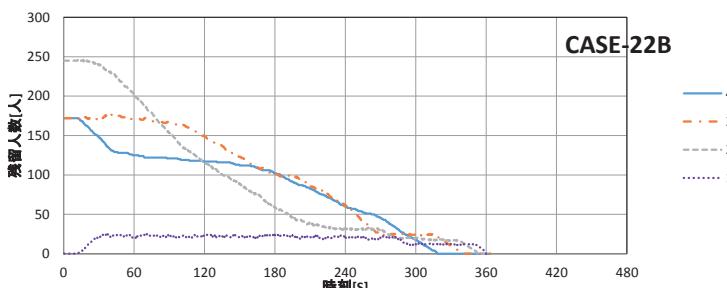


図7 各階の残留人数 (Case-22B)

220秒の間に30名ほど降りりきることができるものの、3階のエージェントが40名ほどに減る約280秒まではやはり避難を待たなければいけない状況が続く。4階のエージェントの半数以上が約280秒間階下への避難を待つことになり、階下避難できたのも約410秒となっている。3階の残留数には、4階から降りたエージェントが加算されるため、グラフがフラットになる約300秒付近でもともと3階にいたエージェントが階下避難できている。

図7にCase-22Bにおける計算ステップごとの各階での残留人数の推移を示す。2階の残留者の低下傾向は図6と同様であるが、図6に比べて3階と4階の残留者が減るスピードが速い。3階から2階への階下避難がスムーズに流れると3階での滞留が起きにくく、結果として4階のエージェントは少しでも動くことができて、全体の避難時間が速くなる。

全8ケースの避難完了時間を表2に示す。当然のことながら、4教室のエージェントを東西に分散させて避難させた場合に避難時間が短くなる結果が得られた。学校では、4つの教室の避難経路を、1教室が西側、3教室が東側と設定している。この場合には、図6からも上階において避難開始ができずに待たなければいけないエージェントが半数以上になることが明らかとなった。

階段の通行量に関しては、西：東=2:2の場合の方が、西：東=1:2の場合よりも避難完了時間が速くなる傾向がある。全体的な通行量が多くなるためであるが、Case-13'AとCase-13'Bのように逆転するケースもある。

表2 避難完了時間

階段比	避難人数	4階 0 : 172	4階 43 : 129	4階 65 : 107	4階 86 : 86
	3階 0 : 172		3階 43 : 129	3階 65 : 107	3階 86 : 86
	2階 73 : 172	2階 116 : 129		2階 138 : 107	2階 159 : 86
西：東=1:2		10分05秒	7分41秒	6分16秒	6分15秒
西：東=2:2		10分07秒	7分26秒	6分21秒	6分00秒

5.まとめ

仙台高専3号棟を人工社会であるUniverseとしてモデル化し、授業時間を模擬したエージェントを配置して避難シミュレーションを行った。その結果、1)階下避難を待つエージェントの存在を減すことが重要であること、2)エージェントの適切な分散により避難時間を短縮できること、3)踊り場の通行量が避難時間に影響を与えるものの一部例外があること、が明らかとなった。

参考文献

- [1]山影進：“人工社会構築指南”，構造計画研究所，2013.12.
- [2]兼田敏之他：“artisocで始める歩行者エージェントシミュレーション”，構造計画研究所，2010.4.
- [3]城明秀他：“マルチエージェントモデルと群集実験との比較”，日本建築学会大会学術講演梗概，A-2, pp.205-206, 2011.8,
- [4]金秀蘭：“地震直後の全館避難に関するシミュレーション実験”，日本建築学会大会学術講演梗概，A-2, pp.231-232, 2011.8

ポテンシャル場と Social Force モデルを用いた群衆避難行動の検討*

東北大学 大学院 牧野嶋 文泰
 東北大学 災害科学国際研究所 今村 文彦
 東北大学 災害科学国際研究所 安倍 祥

1. はじめに

津波避難シミュレーションは、災害の発生前に様々な避難シナリオのもとで住民の避難行動をシミュレートすることで、避難途中の潜在的リスクを発見することが可能である。さらに、様々な条件を変更して避難行動をシミュレートすることで、避難に係るリスクや対策効果を定量的に評価することも可能となる。適切な避難行動の評価には、避難者の行動特性をシミュレーションに取り入れることが必要と明らかになってきており¹⁾、そのために避難行動シミュレーション手法の一つであるポテンシャルモデル²⁾を用いた柔軟なモデリングが有用である³⁾。街路から海水浴場のようなあらゆる空間スケールに適用可能な避難シミュレーション開発のためには、個々の避難者の回避行動等、自然な歩行者の挙動や、他の避難者からの干渉から創発される混雑現象を表現できことが望ましいが、ポテンシャル法においては、そうした干渉を表現する際に工夫が必要であり、例えば、避難行動のポテンシャル場と干渉に関わるポテンシャル場を重ね合わせる必要がある。その際に、ポテンシャルモデルには、重ね合わせられる各ポテンシャル場の大きさの妥当性を検証するのが困難であるという問題がある。そこで、本研究では、人間の基本的な歩行運動を表現できる Social Force モデル⁴⁾とポテンシャル法を組み合わせた歩行者モデルを開発し、基礎的な検証を行う。

2. 開発モデルの概要

将来のモデルの適用対象として津波避難行動を考えた際、年齢、移動手段といった多様な属性を持つ個人をモデルで取り扱う事ができるのが望ましい。そこで、本研究では、避難者のモデル化として、エージェントベースド手法を用いた。各エージェントの移動は、一般的な Social Force モデルの運動方程式（式(1)）の時間発展を計算することで表現する。モデルの概念図を図-1 に示す。

$$m_i \frac{d\mathbf{v}_i}{dt} = m_i \frac{\mathbf{v}_i^0(t)\mathbf{e}_i^0(t) - \mathbf{v}_i(t)}{\tau_i} + \sum_{j(\neq i)} f_{ij} + \sum_W f_{iW} \quad (1)$$

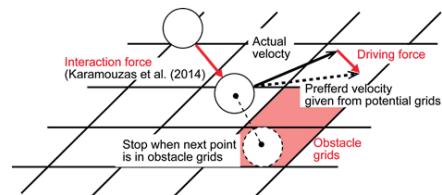


図-1 開発モデルの概念図

この式は、各エージェントをある半径を持つ質点と見なし、目的地へ向かおうとする力（右辺第1項）、他者

や壁などの障害物から受ける心理的な斥力（右辺第2、3項）を受ける運動方程式である。ここで、 m_i は各質点の質量、 \mathbf{v}_i は各エージェントの速度ベクトル、 \mathbf{v}_i^0 は各エージェントの希望速度、 $\mathbf{e}_i^0(t)$ はある時間 t における単位希望速度ベクトル、 $\sum_{j(\neq i)} f_{ij}$ は、周囲の他エージェントから受けける斥力、 $\sum_W f_{iW}$ は、壁や障害物から受ける斥力である。第一項の τ_i は緩和時間であり、現在の

*Study on crowd evacuation behavior using a model integrating Potential model and Social Force model by F. Makinoshima, F. Imamura and Y. Abe.

速度から希望速度に近づくために時間遅れがあることを表現している。

開発モデルでは、目的地へ向かう単位希望速度ベクトル $e_i^0(t)$ を、ポテンシャル場を参照して与えることで、ポテンシャルモデルによるエージェントの柔軟な経路モデリングを実現しながら、各エージェントとの干渉を従来のポテンシャルモデルの問題点を回避して計算可能である。Helbing ら⁴⁾が提案したモデルでは、斥力は、周囲のエージェントとの相対距離を説明変数とする力を仮定したが、本開発モデルでは、Karamouzas ら⁵⁾が実際の歩行者データの分析から提案した、線形衝突予測時間を説明変数とする斥力で与える。これは Karamouzas らにより、斥力の説明変数として各エージェント間との相対距離は十分でないと指摘されているためである。通常、Social Force ベースのモデルでは、壁や障害物に対しても式-(1)第 3 項の斥力を計算するが、本開発モデルでは、この項について計算を行わない。これは、柳沢ら⁶⁾によって指摘されている Social Force の力の均衡点でエージェントが静止してしまう問題を予め回避するためである。本開発モデルは、将来、著者らが既に取り組んでいる広域スケールの津波避難行動³⁾に応用することを考えており、複雑な街路に適用した際に上記の問題が発生することが容易に想像されること、また、複雑な地形における斥力計算による計算負荷増を懸念したためである。その代わり、エージェントの移動・干渉計算の結果、次ステップで障害物グリッドに移動してしまうと判定された場合は、その場に静止するという条件を加えた。

3. 開発モデルの基礎検証

開発モデルを広域に適用する前に、開発モデルが基本的な人間の歩行特性を再現できるか基礎的な検証を実施し、確認した。検証項目を表-1 に示す。最も基礎的な項目として 1 対 1 のエージェントが対面に接近して回避するケース、片方のエージェントがもう一方のエージェントを追い越すケースの挙動を確認した。次に、エージェント数を増やし、多数のエージェントが干渉する場合として、既往研究⁷⁾で報告され、よく確認される項目である、多数のエージェントが対面に交差するケース、垂直に交差するケース、狭窄部に集中するケース（ボトルネック）の 3 つのケースについて、エージェントの挙動を確認した。計算刻み幅は 0.01sec とし、人体円の半径を 0.3m とした。斥力計算に用いる固有のパラメータには、Karamouzas ら⁵⁾によって提案されたパラメータを使用した。モデル中の単位希望速度ベクトルを与えるポテンシャル場は、検証項目が確認できるような 1m メッシュの適当なポテンシャル場を作成・入力した。

1 対 1 のエージェントの検証を行った結果として、対面回避、追い越しの際のエージェントの挙動を軌跡として表現したものを図-2 にまとめて示す。図中の破線、実線はそれぞれ、異なるエージェントの時系列の軌跡を表している。

対面回避が発生するようなケースを設定し、計算した結果を図-2(a),(b)に示す。Karamouzas et al. のモデルで対面回避が起きるケースを計算したところ、希望速度ベクトルの向きが逆方向に完全に一致する場合に、エージェント同士に作用する力が均衡して、静止してしまう現象を確認した（図-2(a)）。そこで、我々のモデルでは、有川ら⁸⁾を参考に、エージェントの希望速度ベクトルに歩行挙動に影響がない程度の不確かさを与えた。 $\mu = 0$, $\sigma = 1^\circ$ の正規分布で与えられる不確かさを希望速度ベクトルに与えた場合のエージェントの挙動を図-2(b)に示している。

表-1 モデルの基礎検証項目

エージェント数	数値実験検証項目
1 vs 1	対面回避挙動
	追い越し挙動
200 vs 200	対面交差
200 vs 200	垂直交差
200	ボトルネックテスト

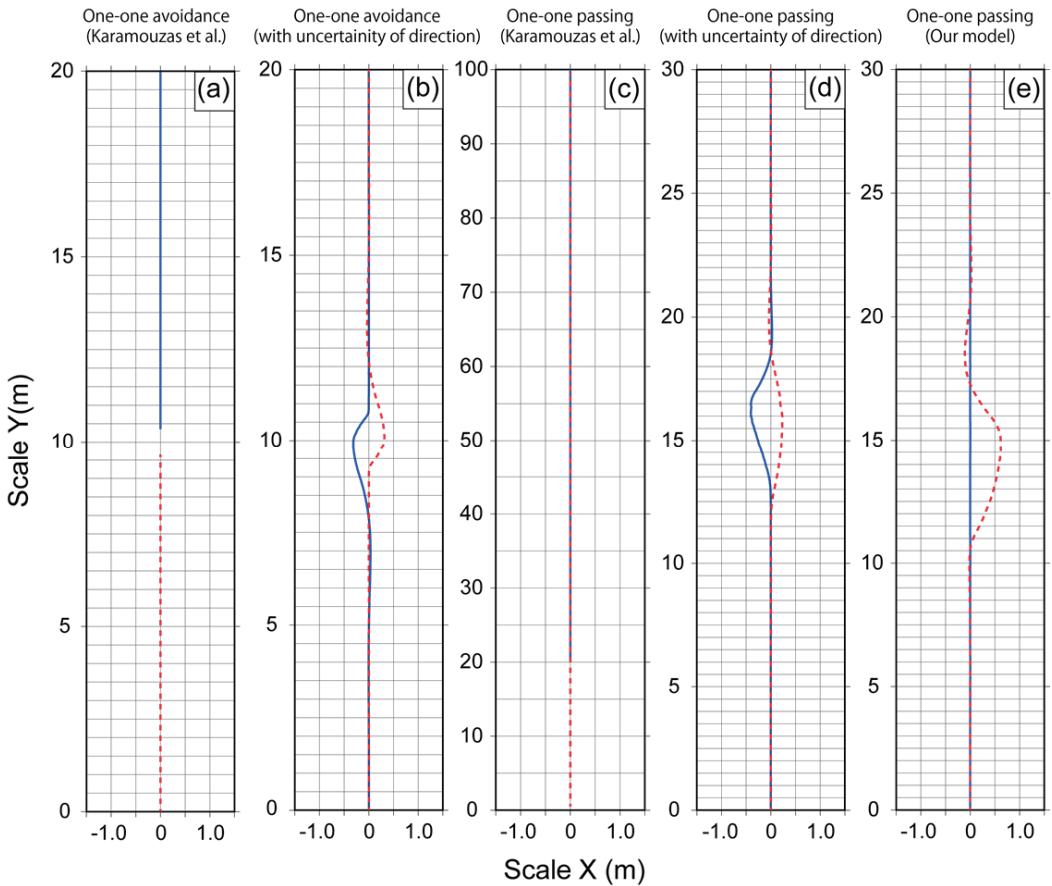


図-2 1vs1 の回避、追い越し挙動の検証結果

進行方向に不確かさを与えたことで、移動方向ベクトルが一致することがなくなり、自然な回避行動を再現することができた。

1対1のエージェント間で追い越ししが起きるようなケースを設定し、計算した結果を図-2(c),(d),(e)に示している。ここで、実線で示されるエージェントは初期位置で、破線で示されるエージェント前方に位置するが、やがて2倍の希望速度を持つ破線で表されるエージェントに追い越される。対面回避のケースと同様、Karamouzas et al.のモデルの計算結果で、エージェントの希望速度ベクトルの位置が順方向で完全に一致する場合に、早い速度を持つエージェント（図中破線）が、遅い速度を持つエージェント（図中実線）を追い越すことができず、追従してしまうという挙動を確認した（図-2(c)）。これも、対面回避のケースと同様、進行方向に不確かさを与えることで、追い越し挙動を再現することが可能になるが、追い越されるエージェントが後方のエージェントの接近に反応して避けるという、現実的でない挙動となる（図-2(d)）。そこで、我々は、Karamouzas et al.のモデルでは、斥力を計算するエージェントの探索範囲を半径7mの円としていたところを、エージェントの視野をイメージして、進行方向前方の半径7m、角度120°の扇形に変更した。その結果、広報から接近するエージェントは前方のエージェン

トを回避するが、追い越されるエージェントは、これまでの移動を続けるというより現実的な挙動を再現することができた(図-2(e))。ここで、回避、追い越し行動後にエージェントの軌道にゆらぎが見られるのは、前述した緩和係数 τ の影響によるものである。

1対1の基礎的な検証を終えたうえで、多数のエージェントが干渉するケースを計算し、既往研究で報告されている現実で見られる歩行者の挙動、また多くのSocial Forceベースのモデル⁷⁾で再現されている歩行者挙動が見られるかを確認した。ここで、以降の多数のエージェントが干渉するケースにおいては、斥力の計算範囲に、1対1の検証時に導入した扇形視野を採用せず、従来の円範囲を採用している。これは、群衆密度が非常に高い場合に視野範囲での斥力判定では、エージェント同士が回避できずに接触してしまうケースが確認されたためである。密度に応じて自然な回避行動ができるようモデルを改良することは今後の課題である。多数のエージェントが干渉する対面交差として、一定間隔で整列した200エージェントが上下から交差するケースを設定した。数値実験の概念図と、スナップショットの交錯部を切り出したものを図-3に示す。設定した初期条件のまま移動すると、赤色エージェントと灰色エージェントは衝突するが、それぞれのエージェントに回避行動が発生し、図-3のスナップショットに示したような進行方向に歩行者列が形成される。これは、Lane formationという現象であり、現実でも、幅の狭い通路で双方向交通がある場合等に観察される現象である⁹⁾。現実と既往のシミュレーションで確認されている現象を、ポテンシャルモデルを用いた本モデルの計算でも再現出来ることを確認した。

200対200のエージェントが垂直に交差する場合の検証テストの概念図と交錯部のスナップショットを切り出したものを図-4に示す。対面交差の時と同様、多数のエージェントの干渉の結果、交錯部に特定のパターンが形成される。これはStripe formationとして知られるパターンで、垂直に交差する通路等で現実にも確認されているパターンである¹⁰⁾。このパターンは、既往のシミュレーションでも再現されているもので、本モデルでも同様の現象が再現されることを確認した。

最後に、多数のエージェントが干渉するケースとして、海水浴場のような広域空間を想定して、200体のエージェントが、一箇所の開口部に集中するようなケースを設定した。検証テス

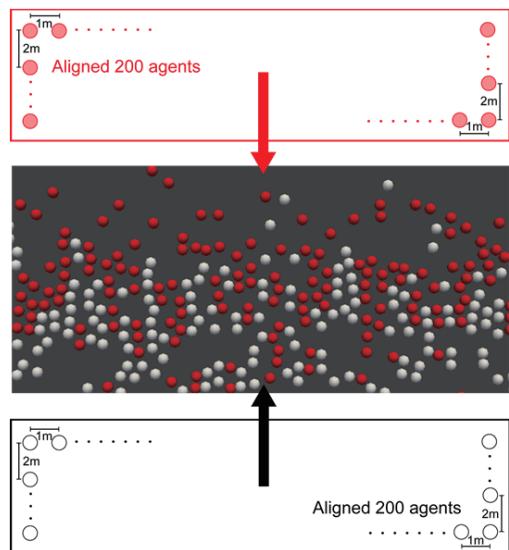


図-3 対面交差テストの概要図と
スナップショット

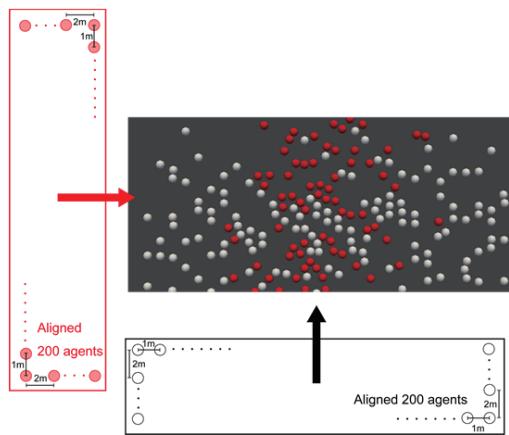


図-4 垂直交差テストの概要図と
スナップショット

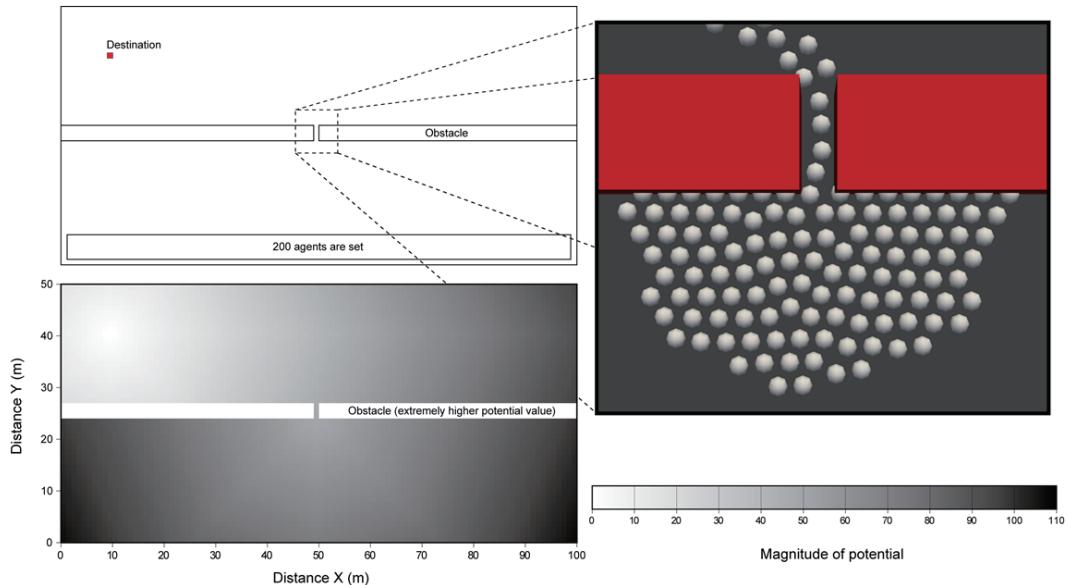


図-5 ボトルネックテストの概要図とスナップショット

トの地形の概要とポテンシャル場、開口部付近でのある時刻のスナップショットを図-5に示す。検証に用いた地形は、幅100 m、高さ50 mの領域で、中央に幅1 mの開口部がある。エージェントは、まず、開口部を通過し、その後、進行方向左側にある目的地へ向かうようなポテンシャル場である。図中のスナップショットは、エージェントが一斉に移動を開始し、ある程度時間が経過した後の開口部付近の状況を示している。狭窄部容量以上のエージェントが一斉に殺到したことにより、混雑が発生し、多くのエージェントが前方エージェントの狭窄部通過を待っている状況が再現された。ここで群衆の形状は開口部を中心に扇形の形状が再現された。これは、屋内の避難行動等において、狭い出口に避難者が殺到する場合に現実でも形成される Arching action として知られており、本開発モデルでは、障害物からの斥力を計算しない手法としたが、定性的には、障害物からの斥力を計算する手法と同様の結果を得られることを確認できた。ここで、エージェントは移動計算の結果、自身の中心位置が障害物グリッドに入る場合に停止としているため、壁際のエージェントは、最大で半径分の体積が無視されることになる。図-5において障害物近くのエージェントの一部が障害物と重なっているように見えるのはそのためである。しかし、本手法の適用を想定している市街地規模の津波避難シミュレーションの地形スケールを考えれば、現在のところ、この誤差が避難行動解析の結果に及ぼす影響は僅かであり、問題にならないと考えている。ボトルネックテストによって、障害物がある場合の群衆避難行動を検討する際にも、本手法の有効性を確認することが出来た。

4. おわりに

単位希望速度ベクトルをポテンシャル場から算出し、障害物付近での移動に単純な規則設けることで、ポテンシャル場と Social Force モデルを組み合わせた歩行者モデルを開発し、基礎的な検証を実施した。

メッシュで与えるポテンシャル場でエージェントに移動方向を与える場合に、干渉計算を行うエージェントの移動方向ベクトルが順、もしくは逆方向に一致する場合が良くあるが、そうした場合に、Social Force ベースの移動では、自然な回避、追い越し行動が再現されない問題が明らかとなった。そこで、移動方向に乱数を用いて進行方向に影響しない程度の不確かさを与え、斥力の計算判定に視野の概念を導入したこと、1対1のエージェントの基礎的な回避、追い越し行動の再現が可能となった。

次に多数のエージェントが干渉する場合の基礎的な検証として、対面交差、垂直交差、ボトルネックテストの3ケースを行った。いずれのケースにおいても、既往のシミュレーションや現実で観察される定性的な歩行者の挙動を良好に再現することが出来た。特にボトルネックテストにおいては、障害物に関して設定した単純な移動規則においても、狭窄部付近の歩行者の混雑の様子を良好に再現することが出来た。しかし、1対1で自然な回避行動のために導入した視野の概念により、多数のエージェントが干渉する高密度下では、不自然な挙動が確認されたため、多数のエージェントが干渉するケースでは、斥力計算を円の範囲で行った。エージェント周囲の状況に応じた斥力計算手法の改良は今後の課題である。今後、モデルを用いた解析の妥当性を高めるべく、今回の定性的検証に加え、既往研究で得られている実際の歩行者挙動と比較するといった定量的検証を行った後、本手法を筆者らが開発を進めている津波避難シミュレーション³⁾に組み込み、広域空間から複雑な街路まで様々なスケールでの避難行動解析に応用することを考えている。

参考文献

- (1) 後藤洋三・印南潤二・Muzailin Affan・Nur Fadli : スマトラ北部西方沖地震で生じたバンダアチェ住民の大規模避難行動の調査と分析、土木学会論文集 A1, 69(4), I_182-I_194, 2013.
- (2) 横山秀史・目黒公朗・片山恒雄 : 避難行動解析へのポテンシャルモデルの応用、土木学会論文集, No.513, pp.225-232, 1995.
- (3) 牧野嶋文泰・今村文彦・安倍祥 : 歩車混在を考慮した津波避難シミュレーションの開発-2011年東日本大震災での気仙沼市での検証-, 土木学会論文集 B2, 71(2), pp.1645-1650, 2015.
- (4) Helbing, D.・Molnar, P.: Social force model for pedestrian dynamics, *Physical review E*, 51, 4282-4286, 1995.
- (5) Karamouzas, I.・Skinner, B.・Guy, S. J.: Universal power law governing pedestrian interactions, *Phys. Rev. Lett.* 11, 238701, 2014.
- (6) 柳沢豊・山田辰美・平田圭二・佐藤哲司 : 視線に基づくサブゴール決定過程を取り入れた歩行者モデル、情報処理学会論文誌, 47(7), pp.2160-2167, 2006.
- (7) Helbing, D.・Buzna, L.・Johansson, A.・Werner, T.: Self-organized pedestrian crowd dynamics: experiments, simulations and design solutions, *Transportation science*, 39, pp.1-24, 2005.
- (8) 有川太郎・大家隆行 : 数値波動水槽と練成した避難シミュレータによる避難行動特性についての検討、土木学会論文集 B2, 71(2), pp.319-324, 2015.
- (9) Zhang, J.・Klingsch, W.・Schadschneider, A.・Seyfried, A.: Ordering in bidirectional pedestrian flows and its influence on the fundamental diagram, *J. Stat. Mech. Theory Exp.*, P02002, 2012.
- (10) Bamberger, J.・Geßler, A.L.・Heitzelmann, P.・Korn, S.・Kahlmeyer, R.・Lu, X.H.・Sang, Q.H.・Wang, Z.J.・Yuan, G.Z.・Gauß, M.・Kretz, T.: Crowd research at school: Crossing flows, *Traffic and Granular Flow '13*, pp.137-144, 2014.

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*

秋田大学 地域創生センター 水田 敏彦

1. 研究の背景と目的

積雪寒冷地の防災対策を推進するためには冬期間の災害対応が重要となる。特に冬期地震が発生した場合、堆積雪や屋根雪による直接被害の拡大が予想される。さらに、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る。このため日本でも有数の豪雪地帯である秋田県横手市では、地域防災力向上に向けた取り組みとして 2014 年と 2015 年の 2 月に積雪期の地震発生を想定した防災訓練が実施されている。

一方、現行の防災計画は夏期（無積雪）であることを前提としたものが多く、積雪期の災害に関する検討は少ない実情にある。そこで、冬期間における防災上の現状と課題について、横手市役所の危機管理課と消防本部の職員を対象に聞き取り調査を実施した（2013 年 4 月と 2015 年 12 月に実施）。調査の結果、主なものとして以下のようなことが挙げられた。

- ・屋根に雪がある状態の震度に応じた被害の状況を市は想定出来ていない。建物、道路、公共施設、人的の各被害の想定が出来ていない。そのため、救援については考えるところまで達していない。おそらく巨大地震発生時には、除雪自体が無理ではないかと考える。
- ・道路除雪が出来なければ、ほとんどの救助活動に大変な支障が出ると思われる。
- ・屋根雪の重さで家の扉（特に引戸）が動かなくなることがあり、避難等に影響する。また、民家でも非常口（勝手口）は雪で塞がれるところも多く、雪囲いのため脱出口が少なくなる。
- ・積雪時にも迅速に消火活動を行うため、地元各消防団の協力を頂きながら消防水利の除排雪を行っているが、数が多く苦慮している。また、落雪による LPG ボンベ・灯油ホームタンクの本体・配管破損によりガス漏れや灯油漏れが多くなる。建物火災の際、屋根に積雪がある場合、倒壊危険が高いため消火活動には注意が必要である。
- ・地震災害発時の緊急避難場所は積雪時には雪捨て場となっている。通常の防災計画では積雪時に対応できない。また、避難場所は建物までは除雪がされていると思うが、非常口等はされていないだろう。除雪しない公共施設の駐車場もあることから、有事の際、支援隊に駆け付けてもらっても駐車場の確保に難儀する。
- ・雪があった場合は、企業・会社等でも活動する前に敷地の除雪が必要なため、即支援活動を行なえる状態ではない。
- ・雪崩に関しては想定も出来ないことから、容易に救助に行くことが出来ない。

このように多くの課題が指摘されているが、積雪の影響が全体としてどのようになるかを単純に知ることは難しい。このような相互に影響を与えあうような状況を検討する場合、マルチ・エージェント・シミュレーション¹⁾が有効であると考えられる。そこで、本研究では横手市を事例として取り上げ、マルチエージェントモデルを用いて、雪の影響を考慮可能な地震災害シミュレータの開発を試みることを目的とする。

*Study of snow damage simulator using multi-agent model by Toshihiko MIZUTA

2. 積雪期地震に対する豪雪地帯横手市の対策例

横手市は秋田県の南東部に位置し、2005年に近隣8市町村が合併して約人口10万人が暮らす秋田県で第2の都市となっている。日本でも有数の豪雪地帯で冬の「かまくら」が有名であり、市の多くは豪雪地帯対策特別措置法に基づく「特別豪雪地帯」の指定地域となっている。

雪対策に関しては、2013年に「横手市総合雪対策基本計画」が策定されており、緊急時の対策の重点施策の中に「積雪期の地震対策」²⁾が設けられている。降雪期の地震に備えた情報の発信、積雪を考慮した避難計画の検討、寒冷対策の推進、積雪期地震への対応策の整備が検討項目として掲げられている。また、地域防災力向上に向けた取り組みとしては、2014年と2015年の2月に積雪期の地震発生を想定した防災訓練が実施されている（写真1）。厳冬期の本格的な訓練は全国的にも珍しく以下に概要を示す。

2014年2月23日 テーマ：孤立集落の救助搬送訓練

会場：横手市増田町狙半内（さるはんない）※山間部に位置する

- 内容：
- ①車両参集訓練
 - ②交通規制訓練
 - ③地域住民による救助・救出・搬送訓練
 - ④現地対策本部設置運用・情報伝達訓練
 - ⑤自衛隊による雪上救助・搬送訓練

2015年2月22日 テーマ：市街地での初動期の対応

会場：横手地域中心市街地

- 内容：
- ①自治組織による安否確認、避難誘導
 - ②地元消防団によるケガ人、災害時要援護者の救助、搬送
 - ③（冬季）避難所開設



写真1 横手市における冬季の地震発生を想定した防災訓練の様子

（上：2014年2月23日 下：2015年2月22日 水田撮影）

3. 雪害シミュレータの概要

3.1 シナリオ

本研究では積雪期の地震を想定した。地震発生後、屋根雪や倒壊した建物の瓦礫が家屋の脱出口や一部の道路を塞ぐ。このような状況で、住民は避難活動を行う。途中、救助要請者を発見した住民は救援するか、避難を続行するか個人の判断で行動し、塞がれている道路や危険な場所は避け、被害の少ない道を通りながら最終的には避難所まで向かう。また、除雪車や重機は救援のため避難所までの除雪や瓦礫の除去等を行う。このようなシナリオを設定してモデルを作成した。

3.2 モデル

図1は本研究で試作した雪害シミュレータである。エージェントの設計は「住民」「車両（除雪車・重機）」と「建物」「道路」「避難所・避難場所」を定義し、そして被害の状況に応じて生成される「瓦礫」「落雪」「救助要請者」のエージェントをモデル化した。避難行動はダイクストラ法を利用し最短経路計算で得られた結果を使用している。また、除雪車は閉塞した道路の除雪を行い、重機は家屋倒壊により発生した瓦礫などを撤去し閉塞した道路の復旧や家屋倒壊等により閉じ込められた住民の救出を行うことができる。空間のモデル化にあたっては、対象地域は横手市中心部とその周辺とし、セルの1辺を1mとするメッシュ構造の2次元格子モデル、サイズは南北5000×東西4445として構築した。

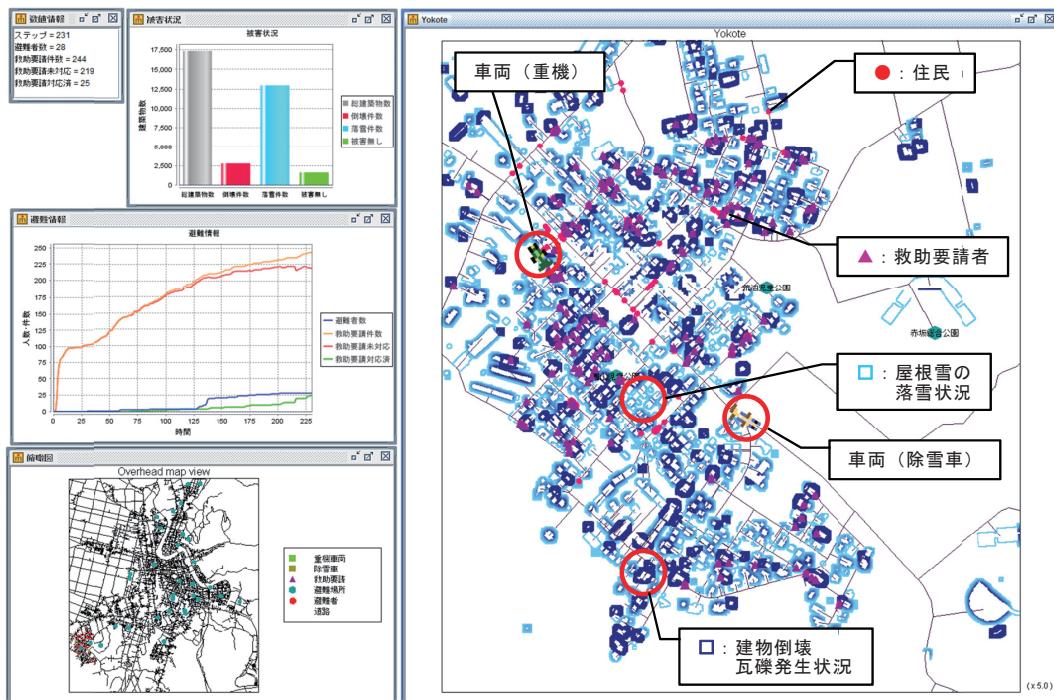


図1 試作した雪害シミュレータ

3.3 インターフェイス

コントロールパネルにより住民や車両の数、速度、除雪能力などの条件を自由に設定できるようにした。条件設定画面を図2に示す。①住民エージェント数②積雪量③車両台数（除雪車・重機）④建物倒壊率⑤移動速度（住民・除雪車・重機）⑥除雪能力（住民・除雪車）⑦除雪幅（住民・除雪車）⑧表示サイズを変更することができる。



図2 条件設定画面

4.まとめと今後の課題

本研究では雪の影響を考慮したマルチエージェントモデルを構築し、積雪期地震を想定した災害シミュレータを試作した。今後は、対象地域を山間部へ拡大するとともに、横手市の防災担当者や消防本部職員を交えて妥当性・有効性を検討し、評価を受けて必要な改良を行いたい。また、日本における積雪期の地震被害についても文献調査を進め、積雪下の地震防災を考える上で参考すべき被災事象、問題点の整理を行いたい。

謝辞

本研究は科学研究費補助金（基盤研究（C）15K01258）、文部科学省「地（知）の拠点整備事業」の助成を受けたものである。

参考文献

- 1) 山影進：人工社会構築指南、書籍工房早山、446pp、2007.
- 2) 横手市：横手市総合雪対策基本計画、pp. 40、2013.

東日本大震災における仙台市の避難実態に基づいた 避難者発生ポテンシャルの評価*

その1：仙台市の町内会住民を対象としたアンケート調査の概要と結果

東北大学大学院 工学研究科 ○木村 宇応
 東北大学大学院 工学研究科 濱岡 恭太
 東北大学災害科学国際研究所 佐藤 健

1. 背景

2011年3月11日に発生した東日本大震災では、沿岸部を中心として甚大な被害を受け、避難者数は最大で47万人に上った¹⁾。宮城県仙台市でも最大約10万人の避難者が避難所などに押し寄せた²⁾。避難者の属性としては、津波被害や帰宅困難者が原因となった地域が多かったものの、人的・物的に比較的被害の軽微だった内陸部においても多数の避難者が発生しており、避難要因の究明が課題となっている³⁾。

2. 既往の研究

地震災害時の避難行動に注目した研究は、東日本大震災だけでなく過去の巨大地震を含めてアンケート調査（一部ヒアリング調査）によって多く実施されている。瀬渡ら⁴⁾は、若年世帯が避難した割合が高いことや、避難の実施にはライフライン停止による生活上の支障や不安が影響を与えていていることを明らかにしている。金子ら⁵⁾や田村ら⁶⁾は、建物や室内の被害状況や対応行動について調査研究を行っている。木村ら⁷⁾は、被災者の避難行動と再建過程について研究を行っている。仙台市が実施したアンケート調査⁸⁾では、共同住宅世帯の避難者が多く占めていることが示唆されている。吉森ら⁹⁾は、避難を実施する傾向のある世帯属性として若い年代、未就学児のいる世帯を挙げ、当日に避難を行う世帯は余震に対する不安、翌日以降に避難を行う世帯は生活上の不便や負担を理由にする傾向があることを明らかにしている。

避難行動に影響する要因の解明については多くの既往研究で行われているものの、共同住宅世帯を中心とした事例が多いが、揺れの強さなどの外的要因や住宅建て方などの世帯属性による避難割合の違いなどの定量的な評価が十分に行われているとは言い難い。

3. 研究の目的

前述の背景を踏まえて、揺れの強さなどの外的要因と避難割合の定量的な関係導出を研究の目的とする。本稿では、基礎的検討としてアンケート調査を実施し避難行動との関係について検討した。調査は後述する対象地区を町内会とすることで、入力地震動や社会条件などの様々な外的要因を同一とみなすことができるよう配慮した。これは、世帯属性と避難行動の関係をできるだけ明瞭に説明することができるようとするためである。本稿では、アンケート調査概要とその結果について報告を行う。

*Evaluation of sheltering potential based on actual behavior of residents in the 2011 Great East Japan Earthquake Part1: Overview and the results of the questionnaire survey in Sendai City, by Takanori Kimura, Kyota Hamaoka and Takeshi Sato

4. アンケート調査概要

仙台市において津波被害がなく、建物被害が比較的少なかったにもかかわらず多数の避難者が発生した地域である片平地区と長町地区を対象としてアンケート調査を行った。調査方法は町内会長に配布を依頼し、後納郵便によって回収した。8,245世帯に配布し、回収数は2,512票（回収率は30.5%）、有効回答数は2,382票で有効回答率は28.9%だった。

アンケート調査票の主な項目は、①震災時点の回答者属性（性別・年齢）、②震災時点の世帯属性（世帯人員）、③震災時点の住居属性（住宅建て方、所有形態、構造、築年数）、④震災時における避難有無とその理由、⑤震災前後の家庭内防災対策の変化、⑥震災時の揺れに対する不安度・行動難度・り災証明区分、である。

5. 調査結果

調査結果の一部を抜粋し、以下に示す。

5-1. 回答者属性

回答者の世帯属性として、図1に回答者性別と年代、図2に居住年数、図3に住宅建て方と所有形態を示す。回答者としては、いずれの地区とも女性の割合が多く、年代は40代以上の回答者が多いが、長町地区の女性回答者は比較的若い年代が多くなっている。居住年数は、いずれの地区とも10年以上住んでいる世帯が回答している。住居属性については、地区や住宅建て方に関わらず持ち家世帯が多いことが特徴的となっている。

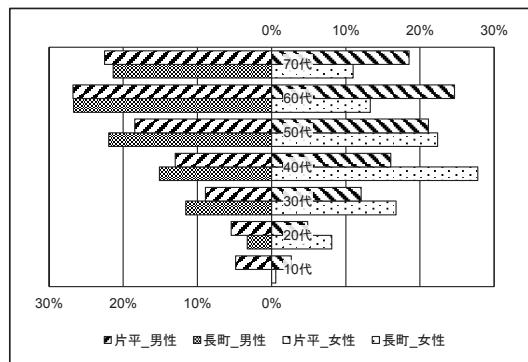


図1. 回答者の性別と年代

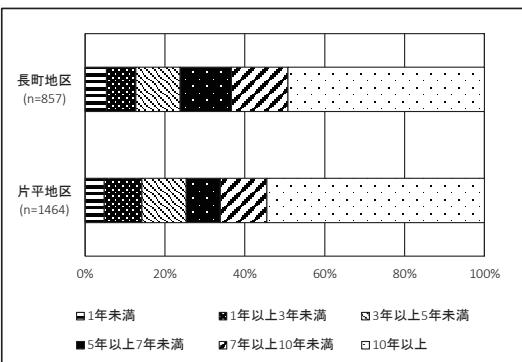


図2. 回答者世帯の居住年数

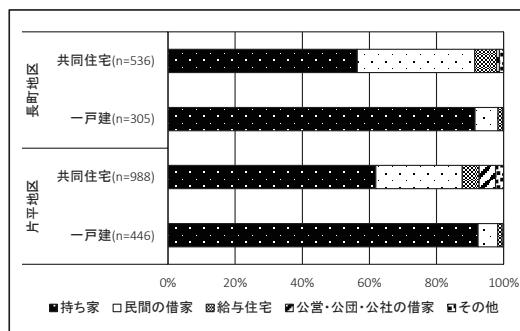


図3. 回答者の住宅建て方と所有形態

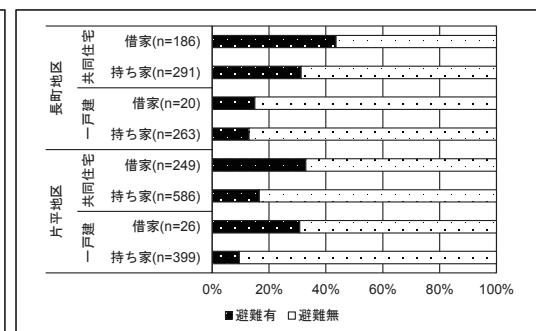


図4. 住居属性と避難の関係

5-2. アンケート回答項目と避難有無のクロス集計結果

図4に回答者の住居属性と避難有無の関係を示す。地区別の比較としては、片平地区に対して、長町地区の方が避難割合は大きい。住宅建て方別では、一戸建住宅世帯に対して共同住宅世帯の方が避難割合は大きい。所有形態別では、持ち家世帯に対して借家世帯の方が避難割合大きいことが分かった。

図5に室内散乱被害と避難の関係を示す。室内の散乱被害が大きくなるほど避難割合が大きくなっている。特に、「全く住める状態ではない」と回答した世帯は7割以上が避難を行っていることから、室内散乱被害が避難に非常に大きな影響を与えていることが示唆される結果となった。

図6に世帯のり災証明判定と避難の関係を示す。長町地区では大規模半壊以上、片平地区では半壊以上で多くの世帯で避難行動を行っている。一方で、全壊判定となった建物でも避難行動を行っていないと回答した世帯が多いことは注目すべき点である。

図7に備蓄食料と避難の関係を示す。備蓄食糧・飲料水とともに事前に備えていない世帯の避難割合が大きくなる傾向にあることが分かった。

図8に揺れによる不安度と避難の関係を示す。いずれの地区ともに揺れに対する不安度が増すほど避難割合が大きくなる傾向にある結果となった。

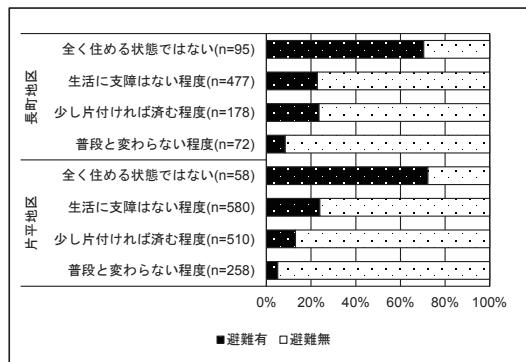


図5. 室内散乱被害程度と避難の関係

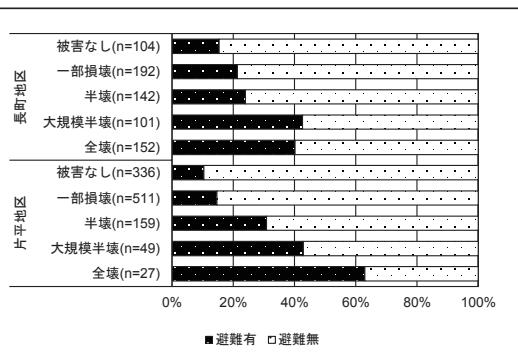


図6. り災証明判定と避難の関係

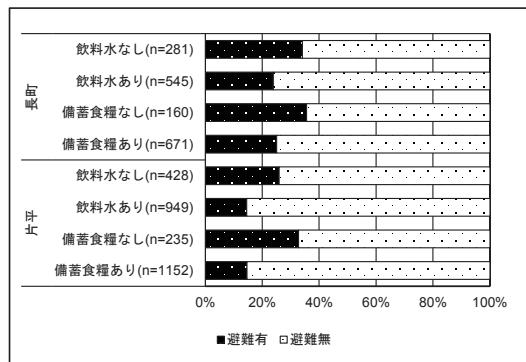


図7. 備蓄食料と避難の関係

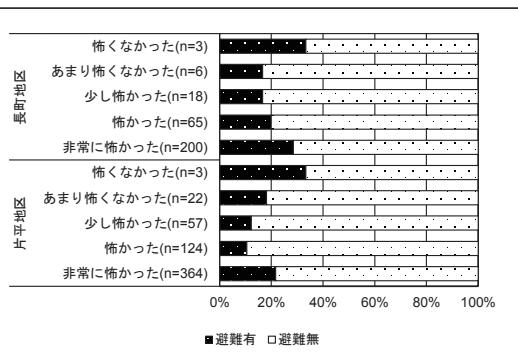


図8. 不安度と避難の関係

5-3. 避難を行った理由の分析

避難を行った理由について、住宅建て方別、地区別に考察する。図9に避難した理由を示す。

地区別の比較では、片平地区よりも長町地区の方が避難理由の回答率が高い傾向である。長町地区では室内散乱被害を理由とした世帯が地区全体で高く、一戸建世帯では建物損壊を避難理由とした世帯が突出していることが特徴的である。住宅建て方別では、電気・水道停止とそれによるエレベーター、トイレの不安、備蓄食糧・飲料水を避難理由とした世帯の割合が共同住宅世帯の方が大きい結果となった。

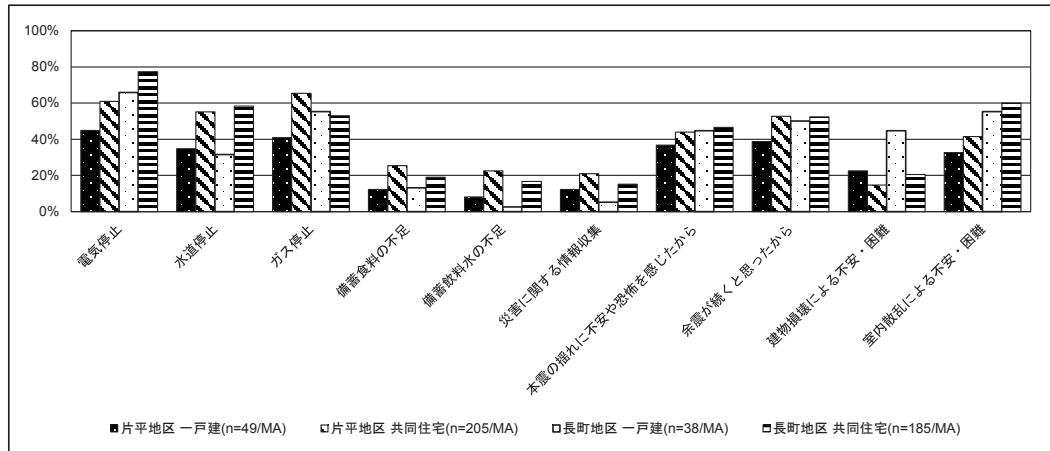


図 9. 各地区・住宅建て方別の避難を行った理由（一部抜粋）

6. まとめ

本稿の結果から、地震動によるインフラ・建物・室内被害による避難契機が大きな割合を占めていることが考えられる。特に、共同住宅世帯で室内散乱被害を避難理由とした世帯が多いので、建物の高さ方向の応答の増幅の影響が大きく関係していると考えられる。

謝辞

アンケート調査にご協力いただきました町内会の皆様に心から感謝を申し上げます。

参考文献

- 1) 内閣府：避難所における良好な生活環境の確保に関する検討会 第1回 資料8, 平成24年10月22日, http://www.bousai.go.jp/taisaku/hinanjo/h24_kentoukai/1/pdf/8.pdf, (2015.6.11確認)
- 2) 佐藤健, 戀水康俊, 昆野辰樹: 東日本大震災における仙台市内の避難者発生の地域特性, 日本地震工学会論文集, 第12巻, 第4号(特集号), pp.278-287, 2012
- 3) 谷端勇紀, 佐藤健: 東日本大震災における避難者の地域特性評価に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.653-654, 2013.8
- 4) 濱渡章子, 杉山茂一: 中高層集合住宅の被災実態と居住者の生活困難 阪神・淡路大震災が提起した中高層集合住宅の諸課題(第1報), 日本建築学会計画系論文集, 第500号, 95-102, 1997.10
- 5) 金子美香, 田村和夫: 地震時の高層住宅からの避難行動と室内被害に関するアンケート調査—2005年福岡県西方沖地震を対象として—, 日本建築学会関東支部研究報告集, 109-112, 2005
- 6) 田村和夫, 金子美香, 北村春幸, 斎藤大樹: 2011年東北地方太平洋沖地震における東京の高層住宅での揺れと室内被害及び対応行動に関するアンケート調査, 日本建築学会技術報告集, 第18巻, 第39号, 453-458, 2012.6
- 7) 木村玲欧, 林春男, 立木茂雄, 田村圭子, 堀江啓, 黒宮亜季子: 新潟県中越地震における被災者の避難行動と再建過程—総務省消防庁及び京都大学防災研究所共同実施調査—, 地域安全学会論文集, No.7, 2005, pp.161-170.
- 8) 仙台市: 東日本大震災に関する市民アンケート調査, 平成24年3月, http://www.city.sendai.jp/kurashi/bosai/shiryo/_icsFiles/afieldfaf/2012/04/19/houkokusyo3.pdf, (2015.09.02確認)
- 9) 吉森和城, 糸井川栄一, 梅本通考: マンション住民の地震発生後の避難行動とその要因に関する研究—平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震における仙台市マンション住民を事例として—, 地域安全学会論文集, No.18, pp.199-209, 2012.11

東日本大震災における仙台市の避難実態に基づいた

避難者発生ポテンシャルの評価*

その2：アンケート結果を利用した避難要因の詳細検討

東北大学大学院 工学研究科 ○濱岡 恒太
東北大学災害科学国際研究所 佐藤 健

1. はじめに

その1では、仙台市の町内会住民を対象とした東日本大震災時の避難実態に関するアンケート調査の概要と結果を示した。その2では、アンケート調査結果を利用して、定量的な避難者発生ポテンシャルの導出に向けてアンケート結果の詳細検討を行う。

2. 目的

本稿では、避難行動に関係する外的要因の抽出を目的とする。アンケート調査結果を用いて、避難を開始した日に分類した避難開始理由の比較、避難開始理由と避難終了理由の比較、世帯属性別の避難を行った理由について検討を行う。

3. 分析結果

3-1. 避難を開始した時期別の避難を行った理由の比較検討

本節では、当日に避難を行った世帯の回答と翌日以降に避難を行った世帯の回答を比較する。図1に各地区の避難を開始した時期別に避難を行った理由を示す。

当日に避難を開始した世帯の回答は、翌日に避難を開始した世帯の回答よりも揺れに対する不安が大きな割合を占めている。翌日以降に避難を行った世帯の回答割合では、長町地区がインフラ被害とその2次被害としてエレベータとトイレに対する不安の回答割合が大きく、片平地区は備蓄食糧・飲料水の不足を理由とした割合が大きい。どちらも生活上の不安であり、吉森ら¹⁾の調査結果と整合する傾向となっている。

3-2. 避難を行った理由と避難を終えた理由の比較検討

次に、避難を行った理由と終えた理由の対応関係について分析する。本アンケート調査では、避難を行った理由と避難を終えた理由について対応関係があるように問い合わせている。避難行動を行った理由と終えた理由どちらにも回答している場合、パターンa(対応関係がある)とし、前者のみの場合はパターンb(避難を行った理由になったが、終えた理由にはならなかった)、後者のみの場合はパターンc(避難を行った理由にはならなかつたが、避難を終えた理由にはなつた)、どちらにも回答しなかつた場合は、パターンd(避難理由にも終えた理由にもならなかつた)とした。図2に分析結果を示す。

情報収集、安否確認や備蓄食料に関する記述は、避難する理由にも避難を終えた理由にもなりにくい結果となつた。一方で、インフラ被害、室内散乱被害や揺れに対する恐怖心が避難のきっかけとなることが示唆される結果となっている。対応関係を見ると、インフラ被害や室内

*Evaluation of sheltering potential based on actual behavior of residents in the 2011 Great East Japan Earthquake
Part2: Study of sheltering factors using the survey results, by Kyota Hamaoka and Takeshi Sato

散乱被害は対応度が高い、すなわち避難するきっかけであり、避難を終了するきっかけでもあることが分かった。これらから、避難するきっかけとして心的不安とインフラ被害などの目に見える被害が主であるが、避難を終了するきっかけとしては目に見える物的復旧が大きいところとなることが示唆される結果となった。

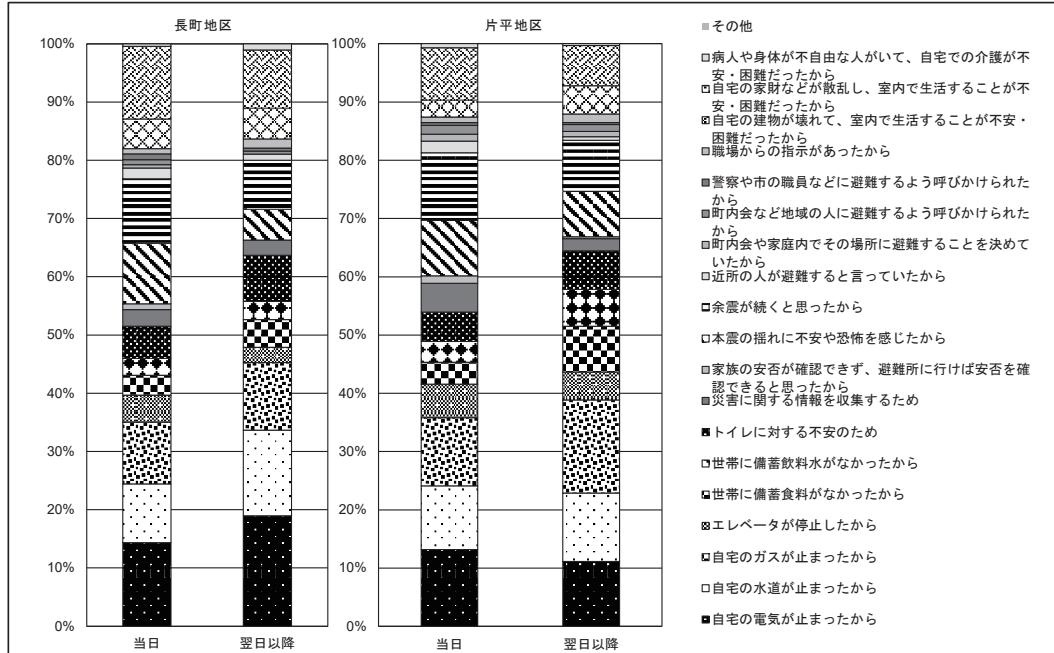


図1. 地区別の避難を開始した時期別の避難を行った理由の比較

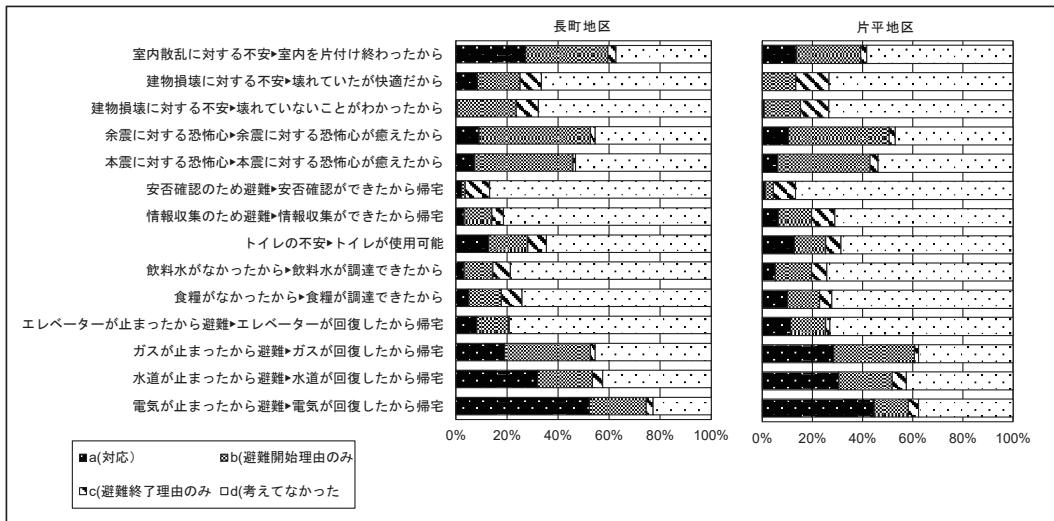


図2. 長町地区と片平地区の避難開始理由と避難終了理由の対応関係（一部抜粋）

3-3. 世帯属性別の避難行動の比較検討

世帯属性別の検討にあたって、回答者全体、災害時要援護者となり得る世帯属性を持つ世帯を除いた世帯（以下、一般世帯と表記）、中学生以下の子どもがいる世帯（以下、子ども世帯と表記）、65歳以上の人員がいる世帯（以下、高齢者世帯と表記）、単身者世帯の5区分について避難率と避難理由の導出を行った。なお、回答者全体以外の区分については、互いの区分の世帯属性を持つ世帯は除いている（例えば、子ども世帯でかつ高齢者世帯の場合、どちらの区分でもカウントしていない）。また本検討では、2地区（片平地区、長町地区）のデータを統合して避難割合の大きかった共同住宅世帯について分析を行う。

表1に世帯属性別の避難率を示す。全体に対して子ども世帯は避難率が高い結果となり、高齢者世帯については全体に対して低い避難率となっている。一般世帯、単身者世帯については、全体とほぼ変わらない結果となった。

次に、避難行動について世帯属性別に検討を行う。図3に世帯属性別の避難を行った理由、図4に世帯属性別の避難しなかった理由を示す。特徴的な避難を行った理由として、単身者世帯はインフラ被害や建物・室内散乱被害などの物的被害に対する理由が他の世帯属性に比べて低い結果となった。一方で、備蓄食糧不足は他の世帯属性に比べて高い割合である。高齢者世帯については、備蓄食料・飲料水の不足を理由とした割合が他の世帯属性に比べて低い結果となった。避難しなかった理由では、子ども世帯で自宅のほうが安心と回答した割合が高かった。

3-4. 避難を行った理由と避難を行わなかった理由の比較検討

図3と図4におけるグラフの全体に注目し、避難を行った理由と避難しなかった理由の比較を行う。避難を行った理由としては、インフラ被害、揺れに対する恐怖心、室内散乱被害が大きな理由として挙げられている。避難理由として建物損壊の回答割合が低かったのは、アンケート調査を行う際に、建物被害が比較的少なかった地区を選定しているためであると考えられる。避難しなかった理由としては、建物損壊が無かったこと、室内散乱被害が無かったことが挙げられている。インフラ被害がなかったことが避難しないと決定づけたとは必ずしも言えず、建物被害や室内散乱被害という生活できる室内空間が確保されることが避難しないと決定づけることに影響を与えていると考えられる。

表1. 世帯属性別の避難率

世帯属性	N	避難率
全体	1,482	26.3%
一般世帯	621	24.6%
子ども世帯	288	38.9%
高齢者世帯	242	15.7%
単身者世帯	111	29.7%

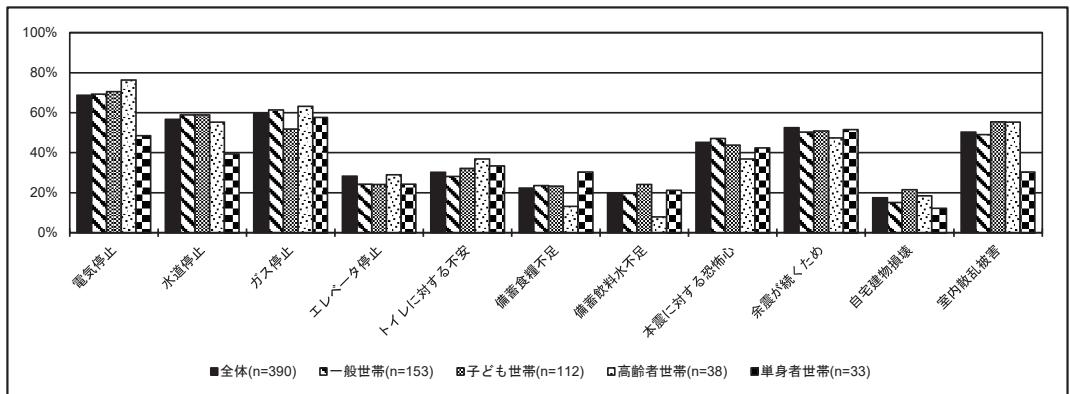


図3. 世帯属性別の避難を行った理由

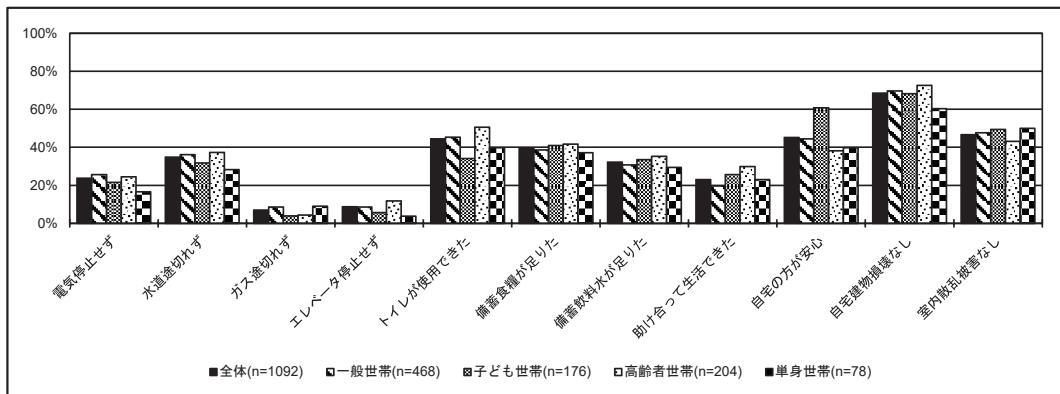


図4. 世帯属性別の避難しなかった理由

4.まとめ

避難を行った理由と避難を終えた理由の比較分析から、揺れに対する恐怖心が避難を行った理由となるが避難を終える理由とはならないことは、大規模地震時に事前対策で低減することが難しい避難者が一定数押し寄せる可能性が考えられる。また、避難を終えた理由として目に見える物的被害が大きな割合を占めていることから、物的復旧が避難所の早期閉設に大きく寄与すると考えられる。

世帯属性別にみた避難を行った理由の比較分析では、単身者世帯と高齢者世帯に備蓄食糧の回答割合に特徴的な結果が確認された。これは、両世帯の日頃の生活状況が反映されているものと考えられる。循環備蓄などを行うことで世帯に一定の備蓄ができるように心がけることは重要であるが、単身者世帯では特に有効であると示唆される結果となった。

本アンケート調査は、建物被害が比較的少なかった地域を対象としている。それにもかかわらず、避難者が室内散乱被害について、避難を行った理由・避難しなかった理由として大きな割合を示していることは、室内散乱被害を抑制する事で避難者を抑制する可能性があると考えることができる。今後は、室内散乱被害に注目して対象地域の地震動指標と避難率の関係を定量的に表すことが課題となる。

謝辞.

アンケート調査にご協力いただいた町内会住民の皆様に感謝の意を示します。

参考文献.

- 吉森和城, 糸井川栄一, 梅本通考:マンション住民の地震発生後の避難行動とその要因に関する研究—平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震における仙台市マンション住民を事例として—, 地域安全学会論文集, No.18, pp.199-209, 2012.11

震災アーカイブを利活用するための権利処理のあり方について

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 Sébastien Penmellen Boret

1・はじめに

東日本大震災では、平成23年6月25日東日本大震災復興構想会議において、復興構想7原則の原則1「大震災の記録を永遠に残し、広く学術関係者により科学的に分析し、その教訓を次世代に伝承し、国内外に発信する」¹⁾との提言が発信され、数多くの震災アーカイブの構築の動きが見られた。例えば、国立国会図書館²⁾や研究機関（東北大学³⁾、東北学院⁴⁾、土木学会⁵⁾など）、メディア関係（日本放送協会⁶⁾、河北新報社⁷⁾など）、民間企業（Google⁸⁾、Yahoo!⁹⁾など）、自治体（多賀城市¹⁰⁾、郡山市¹¹⁾、久慈市¹²⁾など）などである。これらの震災アーカイブは、震災記録の収集・公開の目的は多少異なるものの、後世に教訓を伝承する目的は同じである。

東日本大震災から5年が経過し、これらの震災アーカイブを運営する機関の一部は、震災記録の収集から活用のフェーズに移行しつつある。震災記録の活用方法としては、防災教育や復興ツーリズム、語り部資料などの多種多様な活用方法が模索されている。しかしながら、震災記録を活用する際に大きな障壁となるのが、収集した震災関連資料の著作権等の権利処理の問題であり、権利処理がしっかりと行われていないと震災記録の使用が制限されることがある。そこで、本稿では、震災アーカイブを利活用するための著作権等の権利処理のあり方と課題について述べる。

2・東日本大震災の震災アーカイブの概要

東日本大震災では、震災発生直後からYahoo!、Googleなどの民間企業を中心となり震災アーカイブが立ち上がり、続いて東北大学の「みちのく震録伝」などの研究機関が震災から半年後に震災アーカイブを立ち上げ、その後数多くの震災アーカイブが立ち上がった。震災から4年目が経過した頃に、自治体の震災アーカイブの構築の動きが見られ、郡山市や久慈市などの数多くの自治体の震災アーカイブサイトが立ち上がった。

東日本大震災の震災アーカイブは、大きく分けて2つの種類に分類される。一つは、収集から整理・保存・公開まで行うコンテンツ保有機関、もう一つは、複数のコンテンツ保有機関との連携し、一元的に検索が可能にするポータルサイトを運営する機関がある。コンテンツ保有機関は、東北大学や東北学院大学、土木学会、日本放送協会、河北新報社、各自治体など約数十の機関が運営を行っている。ポータルサイトとしては、数が少なく、国内では国立国会図書館の「ひなぎく」、海外ではハーバード大学の JDArchive¹³⁾が代表的と言える。これらコンテンツ保有機関が保有している震災記録は、日々変化しているため集計が難しいが、2015年7月現

*The right processing method for utilizing a disaster Archives by Akihiro Shibayama and Sébastien Penmellen Boret

在の国立国会図書館の「ひなぎく」に登録されている東日本大震災の震災記録は100万点を超える。

3・震災記録を収集から利活用するための権利処理の流れ

震災記録を防災教育等に利活用する場合には、資料提供者等から震災記録の著作権等の権利の許諾を得る必要がある。また、許諾内容によっては、震災記録の利用側に大きく制限がかかることがある。図1に資料提供者からアーカイブ団体、そして利用者までの権利処理の流れを示す。まず、資料提供者から写真、映像、音声、メモ、物体などの資料をアーカイブ団体に提供する場合、著作権等の権利の許諾が必要となる。次に、アーカイブ団体は、それらの資料を独自に決めた公開基準に照らし合わせ、資料提供者からの震災資料を選別する。そして、選別された資料は、資料提供者の権利とアーカイブ団体の権利の両方の権利を含む利用規約を定め、その利用規約の下に、利用者は震災記録を利活用するという流れになる。ここで需要となるのが、著作権等の権利処理、公開基準、利用規約の3つの点である。以降、順次述べる。

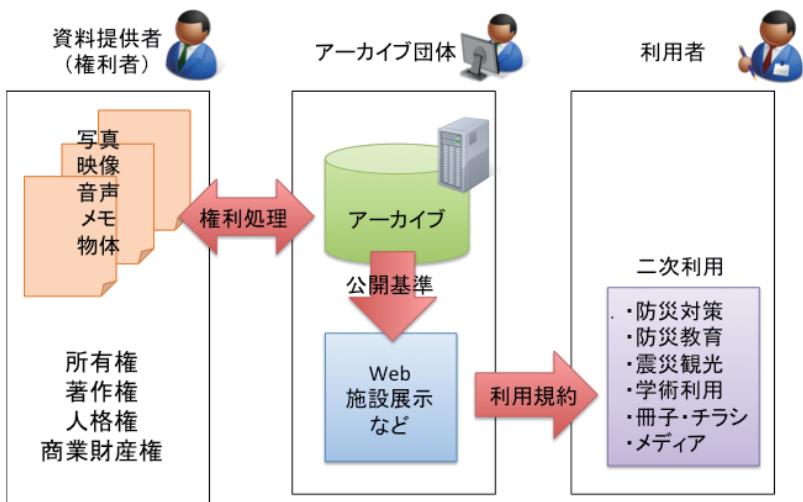


図1 資料提供者からアーカイブ団体、そして利用者までの権利処理の流れ

4・著作権等の権利許諾について

表1に著作者の権利区分と権利内容について示す。著作者には、人格権、著作権（財産権）、プライバシー権など3つの権利があり、その中の著作権（財産権）には、複製権、上映権、公衆送信権、翻訳権や二次的著作物の権利など複数の権利がある。例えば、インターネット上などに著作物を公開するためには、公衆送信権が必要となり、著作物を第三者が利用する場合には、複製権や翻訳権（翻訳権には著作物の改変も含まれる）が必要となる。また、写真に人物等が写っていた場合、写っている本人からプライバシー権の中に含まれる肖像権の許諾を得る必要性がある。そして、自分以外の震災記録を語り部などが講話する場合においては、口述権

の権利の許諾が必要となる。

これらすべてを著作者もしくは所有者から権利の許諾を得なくては、震災記録資料そのものを公開や利用することすらできない。また、NPOなどの団体が多数のボランティアが撮影した写真記録等を保有している場合、ボランティアの個人からはNPO団体が使用する使用権と複製権を口頭で了承を得ている場合が多く、他機関への譲渡や複製権等の権利処理していないがために第三者の利用制限が出てしまうケースがある。これは、所有者と著作者が異なる場合に見られ、収集を行う際に、著作者か否かを確認することが重要である。また、これらを回避するためには、収集の時に著作権等を書面で許諾を得ることが重要となる。

表1 著作者の権利区分と権利内容（例）

権利の区分		権利の内容	使用許諾が必要となる場合
著作者人格権		著作者が精神的に傷つけられないようにするための権利（公表権、氏名表示権、同一性保持権）	著作者の著作物を「公表」「改変」及び「名前の表示」等を行う場合
著作権	複製権	著作物を印刷、写真、複製、録音、録画など的方式によって有形的に再製する権利	著作物を媒体を問わず（デジタル化を含む）複製する場合
	上演・演奏権	著作物を公に上演したり演奏したりする権利	展示施設等で上映・演奏をする場合
	上映権	著作物を上映する権利	展示施設等で上映する場合
	公衆送信権・伝達権	著作物を自動公衆送信したり、放送したり、優先放送したり、また、それらの公衆送信された著作物を受信装置を使って公に伝達する権利	公衆向けに無線・優先を問わず送信する場合、テレビ、ラジオ放送、インターネット等
	口述権	言語の著作物を朗読などの方法により口頭で公に伝える権利	語り部などが口頭で公衆に伝達する場合
	展示権	美術の著作物と未発行の写真著作物の原作品を大矢に展示する権利	公衆向けに展示する場合
	翻訳権・翻案権	著作物を翻訳、編曲、変形、脚色、翻案等（二次的著作物を創作すること）する権利	著作物を翻訳、改変等を行う場合
	二次的著作物の利用権	自分の著作物を原作品とする二次的著作物を利用（上記の各権利に係る行為）することについて、二次的著作物の著作権者が持つものと同じ権利	著作物を編集し新たな著作物を作成する場合
著作者隣接権		著作物等を「伝達する者」（実演家、レコード制作会社、放送事業者、有線舗装事業者）に付与される権利	放送番組等を収集・活用等する場合
プライバシー権	肖像権	自己の容貌・姿態を、みだりに写真・絵画・彫刻などにされたり利用されたりすることのない権利	資料（映像・写真等）の中で個人が特定できる場合
	氏名権	自己の氏名の専用を他から侵害されない権利	資料（映像・写真等）の中で個人が特定できる場合
パブリシティ権		著名人の氏名・肖像を宣伝等に無断で使用されない権利	資料（映像・写真等）の中で個人が特定できる場合
産業財産権	商標権（商標法）	自社の商品と他者の商品とを区別するため、文字・图形・記号・色彩などの結合体を独占的に使用できる権利	資料に他者の商標が付されたものが映っている場合
	意匠権（意匠法）	新規性と創作性があり、美感を起させる外観を有する物品の形状・模様・色彩のデザインの創作についての権利	資料に他者の商標が付されたものが映っている場合
所有権		特定の者を直接かつ全面的に支配しうる権利	資料に他者の商標が付されたものが映っている場合

5・震災記録を公開するための公開基準について

著作者等から権利許諾を得て、震災記録をインターネットや展示会等で公開する場合には、公開基準が重要となる。公開基準は、著作者の人格権やプライバシー権を守ることが重要であり、個人名や肖像など個人が特定される内容、及び個人が不利益を被る内容などが公開されないように配慮する必要性がある。また、その他にも、遺体安置所に埋葬されたご遺体が映っている写真については、著作者から公開の許諾を得たとしても、倫理観やそれを見た人がPTSD（心的外傷後ストレス障害）になる可能性があるなど危険性があるため、公開には適さない。

公開基準は、社会背景や災害からの経過時間などによって変化し、その時にあった公開基準を決めることが重要となる。

6・震災記録の利活用ための利用規約について

震災記録を提供する側が気をつけなくてはいけないのは、提供する震災記録の利用規約である。提供側が著作物の二次利用ルール（例えば、非営利、営利利用の制限や改変の制限、クレジット標記など）を決めなくてはならない。また、震災記録を利用し、ある創作物を作成した際に、その創作物を第三者がさらに改変を認めるか否かを決めなくてはいけない。震災記録の幅広い利用を考えた場合、第三者が改変し、広めることは良いことであるが、最初の震災記録の著作者が記録の公開を取り下げたいなどの意思があった場合に対処ができなくなる可能性がある。このような問題が起こらないようにするために、利用規約を十分精査し、幅広い利活用を推進できるような利用規約の作成が必要である。

7・まとめ

本稿では、震災アーカイブを利活用するための著作権等の権利処理のあり方と課題について説明し、著作権処理、公開基準、利用規約の重要性について述べた。今後も震災アーカイブや災害アーカイブの構築が増えて行くことが考えられ、これらのアーカイブの権利処理が曖昧となると多くの記録が死蔵してしまう可能性がある。アーカイブの構築には、事前の計画と利活用を見据えた著作権等の権利を整理することが最も重要である。

【謝辞】

本稿を作成するに当たり、岩手県復興局及び凸版印刷株式会社にご協力をいただいた。ここに感謝の意を示す。

【参考文献】

- 1)東日本大震災復興構想会議：<http://www.cas.go.jp/jp/fukkou/pdf/fukkouhenoteigen.pdf>
- 2)国立国会図書館「ひなぎく」：<http://kn.ndl.go.jp/>
- 3)東北大学「みちのく震録伝」：<http://shinrokuden.irides.tohoku.ac.jp/>
- 4)東北学院「東日本大震災の記録」：<http://archive311.tohoku-gakuin.jp/>
- 5)土木学会「東日本大震災アーカイブサイト」：<http://www.jsce.or.jp/library/eq20110311/index.shtml>
- 6)日本放送協会「NHK 東日本大震災アーカイブス」：<http://www9.nhk.or.jp/311shogen/>
- 7)河北新報社「震災アーカイブ」：<http://kahoku-archive.shinrokuden.irides.tohoku.ac.jp/>
- 8)Google「未来へのキオク」：<https://www.miraikioku.com/>
- 9)Yahoo「東日本大震災 写真保存プロジェクト」：<http://archive.shinsai.yahoo.co.jp/>
- 10)多賀城市「たがじょう見聞憶」：<http://tagajo.irides.tohoku.ac.jp/>
- 11)郡山市「郡山震災アーカイブ」：<http://shinsai.koriyama-archive.jp/>
- 12)久慈市・野田村・普代村「久慈・野田・普代 震災アーカイブ」：<http://knf-archive.city.kuji.iwate.jp/>
- 13)ハーバード大学「東日本大震災デジタルアーカイブ」：<http://jdarchive.org/>

津波に対するオンサイト警報に関する検討*

弘前大学 片岡俊一
 弘前大学理工学部 炭田 航
 弘前大学理工学部 腰塚優香

1.はじめに

日本では津波警報システムが整備されているが、それ以外にも警報システムを保有することは有益なことだと考えられる。特に警報を出す対象地点周辺のデータを利用し、リアルタイムに警報を出すシステムを考えることは有意義であろう。そこで過去の研究を参考に、警報を出す地点の地殻変動と地震動を利用することを考えた。Kamiyama et al.¹⁾は2011年東北地方太平洋沖地震を対象に、固定点無しの条件でGEONETのデータを独自に解析して求めた地殻変動量と気象庁の津波高さの調査速報の結果²⁾を比較し、地殻変動量のうち鉛直成分（沈下量）と津波高さとは強い線形性があることを示し、沈下量が津波の警報になる可能性を指摘した。確かに、地殻変動は強震動が終わる時点ではほぼ収束していることから、対象地点の地殻変動が計測できればオンサイト警報となる可能性がある。本報告ではまず、この点について検討する。

しかしながら、地殻変動と津波の高さの両者が既知である地震の数は多くない。この欠点は、地殻変動と津波伝播が同時に計算可能な数値解析手法を利用すれば解消されると思われるが、地殻変動をリアルタイムで得ることについては、更なる技術開発が必要と思われる。一方で、井上と大町は津波に先立って生じる海面変動がRayleigh波に伴って生じていることを示し³⁾、Rayleigh波を利用した早期検知手法を検討している⁴⁾。そこで、地震動と津波振幅との関係も検討した。

2. 地殻変動量と津波高さ

本検討では文献1)に倣うが、それとは異なるデータセットを用いた。用いたデータの概要を文献1)と比較して表1に示す。地殻変動量は国土地理院がウェブページ上で発表している沿岸観測局（以下、断らずにGEONET）の変動量一覧⁵⁾を用いた。このページには、青森県から千葉県までの49地点の本震前後および3年間の累積変動量が掲載されているが、そのうち11地点は3月12日に欠測したため、本震前後の変動量は発表されていない。また、津波との対応の関係で岩泉観測局とM牡鹿観測局の結果を本検討から除いた。結局、36地点の本震前後の変動量を対象とした。文献1)では津波調査結果を優先して、15地点を対象としており、本検討の方が数が多く、広い地域を対象としていることになる。一方の津波高さは東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループにより計測された津波痕跡の調査結果（2012年12月29日時点）⁶⁾を利用した。両データが得られた地点を図1に示す。

表1 地殻変動量と津波高さの関係を求めたデータ

	Kamiyama et al. ¹⁾	本研究
地殻変動量	独自解析	国土地理院による
津波高さ	気象庁の緊急調査結果	合同グループによる調査結果
両者の対応	最寄り点	地殻変動観測点からある程度の距離内

* Study on on-site early warning for Tsunami by Shunichi Kataoka, Kou Sumita and Yuuka Koshiduka

文献1)では地殻変動量と津波高さとは最寄りの地点で対応させていたが、本検討では用いたデータセットの特徴から津波高さのデータが多いので、GEONET 観測局からある距離内にある津波高さのデータを平均することとした。当初は範囲を半径 2km としていたが、津波高さの計測点がその範囲にない例や、上記資料で沿岸とされている GEONET 観測局のうち、いくつかは海岸線から 2km 以上内陸に位置するものがあることから、距離の範囲を 5km、それ以上と段階的に広げて津波高さを求めた。

このようにして求めた津波高さを沈下量との関係で示すと図2になる。図では津波高さを求めた範囲が分かるようにマークを色分けしてあるが、距離が離れても沈下量が同じであれば津波高さもほぼ同じであることが分かる。図からは二つのグループがあるよう見える。一つは文献1)で指摘されているように、沈下量と津波高さに強い線形関係があるグループである。もう一つは、沈下量が小さいのに高い津波が観測されているもので、岩手県北部から青森県にかけての観測点（図に名称が書いてある点）で見られる。

津波を引き起こす地震による陸上部における地殻変動は震源断層との位置関係で変化すると考えられる。つまり、2011年東北地方太平洋沖地震だけでは一般的なことは言えないであろう。そこで、地殻変動量と津波の高さの関係が分かる2003年十勝沖地震を対象に前述と同様の検討を行った。地殻変動量は国土地理院のウェブページ¹⁾に掲載されている図から読み取り、津波高さは合同調査グループの値²⁾を用いた。

両者の対応は前述と同様に行ってい
る。GEONET 観測局と津波高さの
計測位置を図3に示す。

2003年十勝沖地震の際の沈下量
と津波高さとの関係を図4に示す。
2003年十勝沖地震の沈下量は2011
年東北地方太平洋沖地震のものに比
べて小さいことが分かる。沈下量が
大きくなるに従って、津波高さは高
くなることは分かる。図中、青線が
文献1)に示された回帰曲線、緑線は
図2に示したデータのうち、沈下量

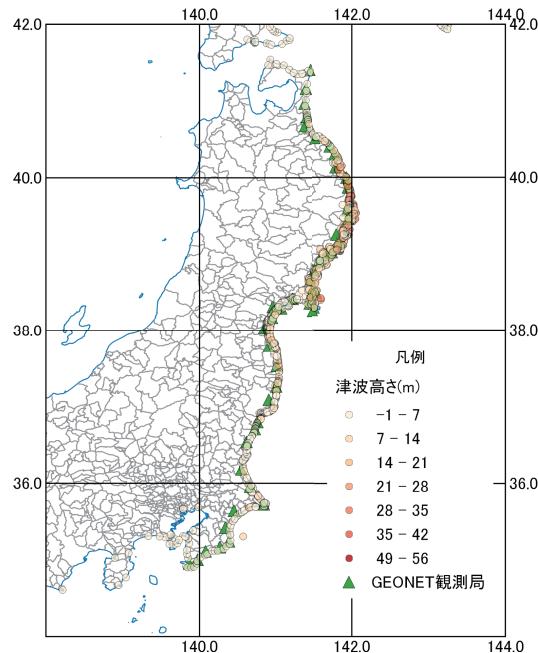


図1 GEONET 観測局と 2011 年東北地方太平洋沖地震の際の津波高さ計測点

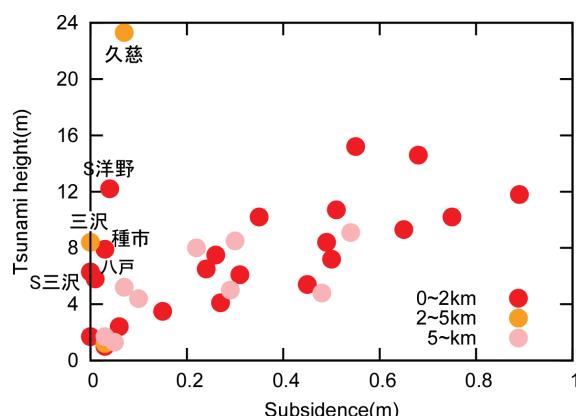


図2 2011 年東北地方太平洋沖地震の際の鉛直成分地殻変動量と津波高さとの関係

が0.1mを超えるデータのみで求めた回帰式である。回帰曲線を介して沈下量と津波高さとの関係を2011年東北地方太平洋沖地震のものと比較すると、文献1)に示されたものとは対応するように見えるが、見かけ上の現象と思われる。

以上をまとめると、地殻変動のうちの沈下量が大きな地点では高い津波が来ることは分かるが、津波高さの定量的な推定は難しいと思われる。様々な地震の際に、両者の関係がどのようになるかは、数値計算でも確認ができるので、今後はこのようなデータについても検討することが必要であろう。

3. 地震動と津波振幅との関係

地震動と津波振幅との関係を調べるために、気象庁のウェップページで津波データ⁹⁾と検潮所の場所¹⁰⁾を探した。ついで検潮所近くの強震観測点を防災科学技術研究所¹¹⁾および港湾空港研究所¹²⁾のウェップページから探した。

気象庁のページによれば、日本の近くで起きた地震による津波は、2003年から2012年までの期間では23件あるが、複数の検潮所の近くで強震記録が得られているものは11件であった。この11地震を2011年東北地方太平洋沖地震、千島列島で起きた地震、駿河湾で起きた地震のグループとそれ以外の8地震のグループに分けた。11地震の震央位置と各地震で津波を観測した検潮所の位置を図5に示す。11地震のうち8地震は海溝沿いに起きた地震であり、地震

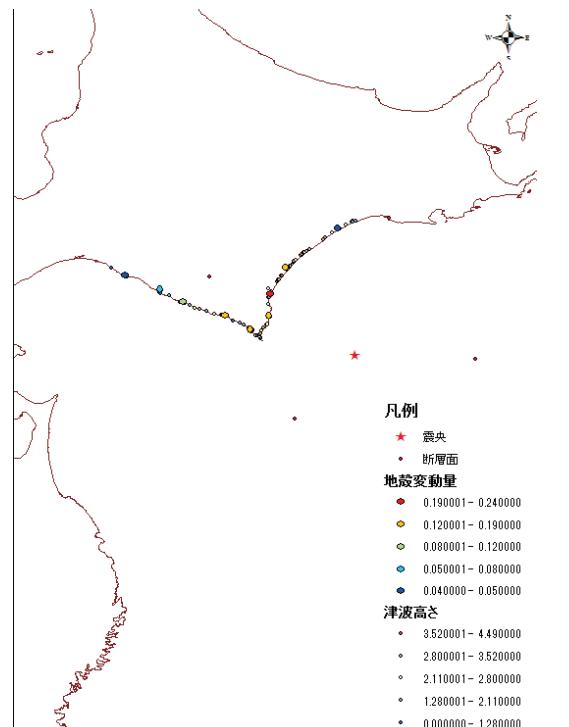


図3 2003年十勝沖地震の際の鉛直成分地殻変動量と津波高さ

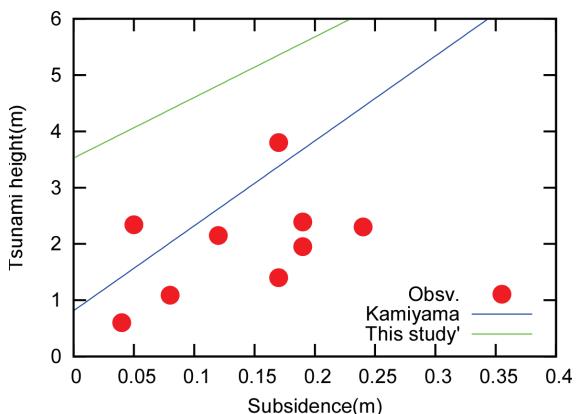


図4 2003年十勝沖地震の際の鉛直成分地殻変動量と津波高さとの関係

規模からも比較的頻繁に起こるものと考えた。以下、平均的な地震と称する。一方、3地震は11地震のうちで特別な条件のものと考え別個に考えることとした。なお、津波は海峡を抜けることから、太平洋岸で起きた地震でも日本海やオホーツク海に面している検潮所でも津波が観測されている。しかしながら、その潮位変化には海峡の存在が強く影響すると思われることから、海峡を通過した津波振幅は検討対象外とした。

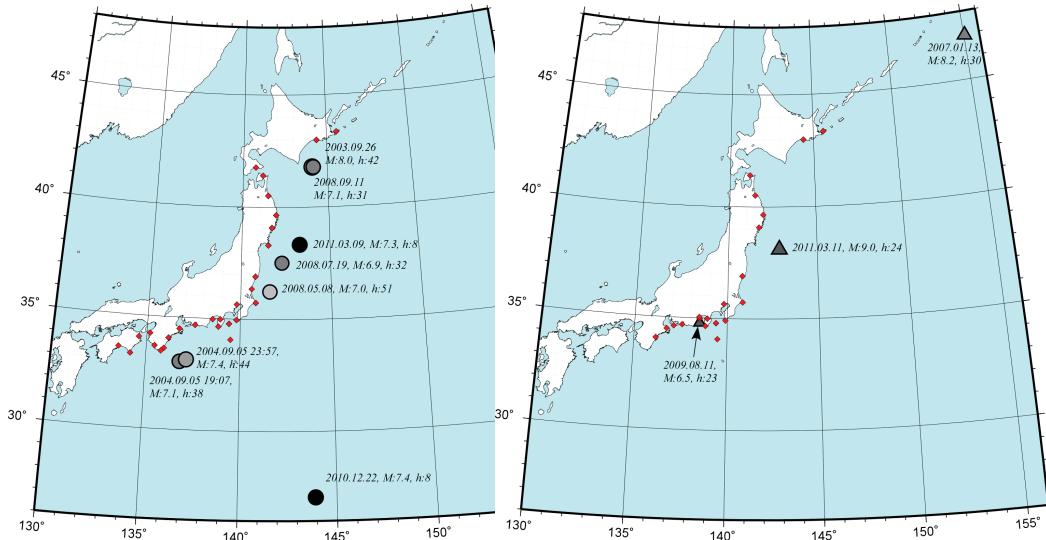


図5 潮位変動と地震動との関係を調べた地震の震央位置（丸または三角印）と潮位観測点の位置（赤丸）

強震観測点で得られた地震動記録の内、文献3), 4)で検討されていたRayleigh波に対応させるために鉛直成分に着目した。さらに、地震動指標としては、長周期成分に着目したほうがRayleigh波の影響が分かりやすいと考え、加速度記録を積分して変位を求めた。加速度記録から変位波形を求めるには、様々な手法があり独自の手法では再現性に欠ける可能性がある。そこで、本検討では、フリーソフトのSMAD2¹³⁾を用いることとした。このプログラムであれば、カットオフ周期を固定すれば誰が実施しても同じ結果となる。本検討では、カットオフ周期は40秒とした。

観測加速度記録とそれを積分して求めた変位成分の例を図6に示す。変位の最大値は加速度の主要動に遅れて表れているが、見かけの周期は約20秒程度である。カットオフ周期を40秒としたが、その周期は明瞭ではなく、図からは積分に伴う長周期ノイズの増大は見られない。全ての地震動記録を確認したが、積分に伴う長周期ノイズは見られなかった。以前の強震計は長周期帯域の信頼性に問題があるとされていたが、最近の強震計では改善されているのである。表面波マグニチュードは周期20秒のレイリー波の振幅から決めることになっているが、本検討で見ている地動はこれに対応するのであろう。

平均的な地震に対して、最大変位と津波の最大量振幅との関係を描いたものが図7である。最大変位が小さいものが多いことから、小さな最大変位の部分を拡大している。図からは最大変位が大きくなると津波振幅は大きくなるが、両者に明瞭な関係は

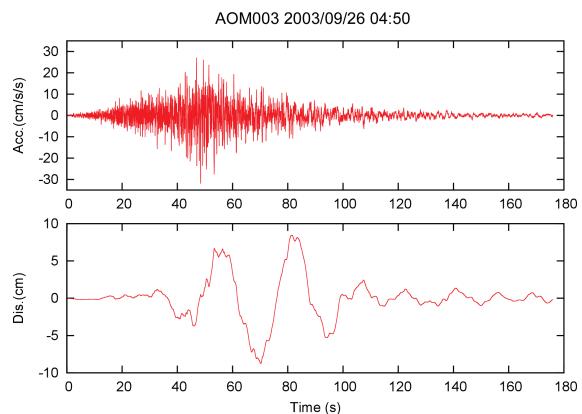


図6 2003年9月26日04:50に起きた地震の際にAOM003（大畑）で観測された加速度記録とそれを積分した変位波形

見えない。ただし、データ群には下限があるよう見える。試みに、図に最大変位の10倍 ($y=10x$ 、単位は両者cm) の線を実線で引いてみたが、大凡下限に対応しているよう見える。最大変位が3cmを大きい場合には、 $y=40x$ が上限に対応するようにも見えるが、最大変位が3cmを超えるものは2003年9月26日におきた2003年十勝沖地震のみなので、地震の特性とも考えられる。

特別な例としてあげた3地震について、最大変位と津波振幅との関係を描くと図8のようになる。遠地および駿河湾内で起きた地震の変位はそれほど大きくなく、津波振幅も大きくはない。ただし、この津波振幅は上限の目安である

$y=40x$ よりも大きな値である。一方、下に示した2011年東北地方太平洋沖地震の場合は、2地点を除いて津波振幅が上下限のなかに収まっている。収まらない2地点はいずれも北海道の観測点である。

4.まとめ

津波のオンライン警報の可能性として、地殻変動量のうちの沈下量と鉛直地震動の最大変位を取り上げて観測値を用いた検討を行った。本報告の結果では、津波の定量予測は無理であるが、津波の到来を警報できる可能性は有していると考えている。今回の報告は初期段階であり、水平変動量の利用や地震動と津波の距離減衰の検討がさらに必要と考えている。また、警報に利用するのであれば、震源情報の利用と2つの情報の相互利用も必要であろう。

謝辞

本研究はJSPS科研費26560169の助成を受けたものである。また、防災科学技術研究所および港湾空港技術研究所の強震記録を利用した。記して謝意を示す。

参考文献

- Makoto KAMIYAMA, Masata SUGITO and Masumitsu KUSE: Precursor of Crustal Movements before the

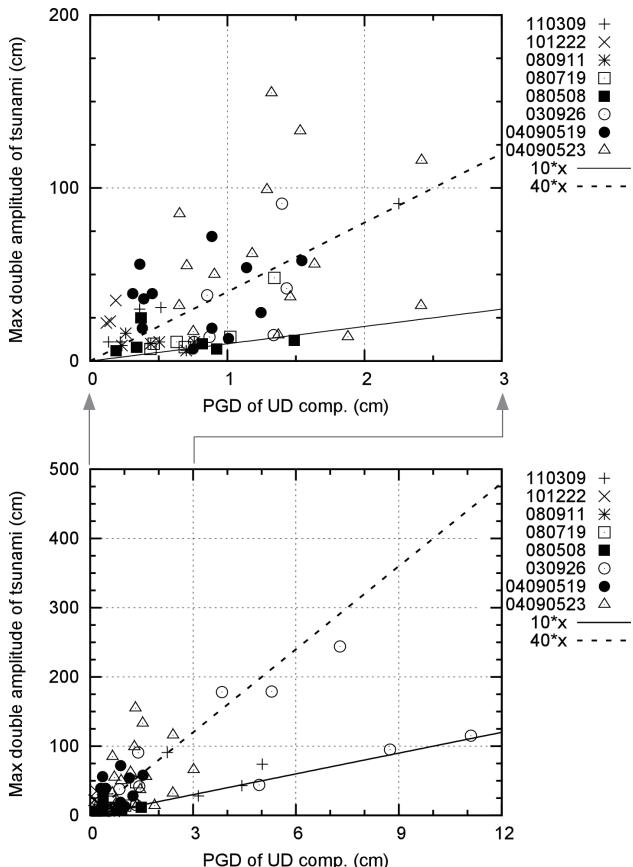


図7 地震動の鉛直最大変位と潮位変動の最大両振幅との関係(8地震)。上図は下図の変位が小さい部分の拡大

2011 Great East Japan Earthquake,
Proceedings of the International
Symposium on Engineering Lessons
Learned from the 2011 Great East
Japan Earthquake, March 1-4, 2012,
Tokyo, Japan, 226-237.

- 2) 気象庁：災害時地震・津波速報 平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震地震、気象庁災害時自然現象報告書、2011 年第 1 号、平成 23 年 8 月 17 日、224p、2011.
- 3) 井上修作、大町達夫：津波に先行する海面変動とレイリー波の解析的研究、土木学会海岸工学論文集、49、281-285、2002.
- 4) 井上修作、大町達夫：レイリー波を用いる津波早期検知手法の提案、土木学会海岸工学論文集、50、316-320、2003.
- 5) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震」以降の地震活動の評価、平成 26 年 3 月 11 日、<http://jishin.go.jp/main/chousa/14tohoku/index.htm>
- 6) The 2011 Tohoku Earthquake Tsunami Joint Survey Group (2011) Nationwide Field Survey of the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake Tsunami, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Series B (土木学会論文集 B2 (海岸工学)) , Vol. 67 (2011), No.1, 63-66.
- 7) 国土地理院：平成 15 年(2003 年)十勝沖地震に伴う地殻変動、<http://www.gsi.go.jp/cais/HENDOU-hendou18.html> (2016 年 1 月 13 日確認)
- 8) 津波工学研究報告、第 21 号、調査報告、東北大大学、2004.
- 9) 気象庁：各年の潮汐、<http://www.data.jma.go.jp/gmd/kaiyou/db/tide/gaikyo/nenindex.php> (2016 年 1 月 13 日確認)
- 10) 気象庁：潮位観測情報：掲載地点一覧表、<http://www.jma.go.jp/jp/choi/list1.html>
- 11) 防災科学技術研究所：強震観測網、<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 12) 国土交通省：港湾地域強震観測、<http://www.mlit.go.jp/kowan/kyosin/eq.htm>
- 13) 防災科学技術研究所強震観測網：ユーティリティプログラム、Strong Motion Data Analysis Ver.2(SMAD2)、http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/share/utility_top.html (2016 年 1 月 13 日確認)

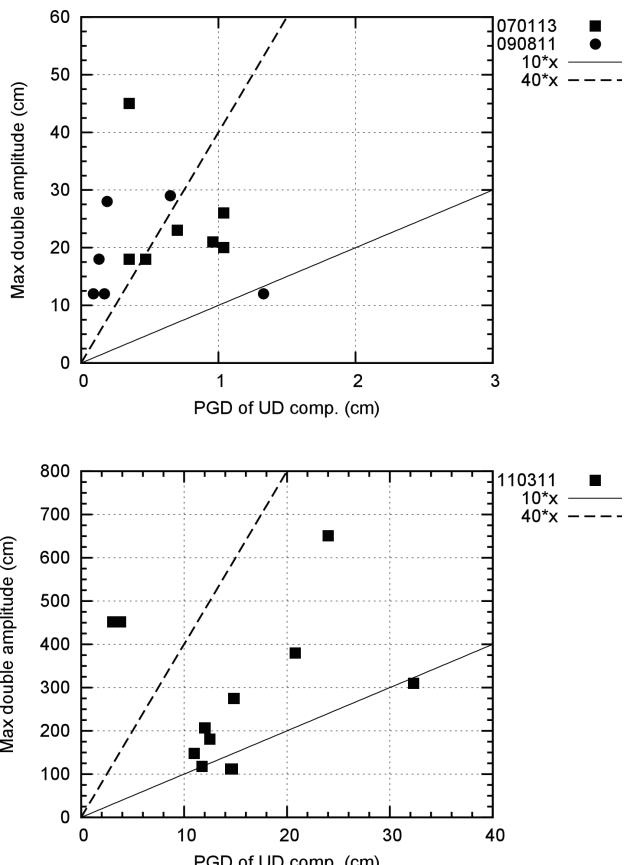


図 8 地震動の鉛直最大変位と潮位変動の最大両振幅との関係 (3 地震)。上図は下図の変位が小さい部分の拡大

Why building damage concentrated to Longtoushan Town during the Ms6.5 Ludian Earthquake*

Xin Wang (IRIDeS, Tohoku University), Susumu Kurahashi, Hao Wu (Aichi Institute of Technology), Hongjun Si (ERI, University of Tokyo), Ji Dang (Saitama University), and Kojiro Irikura (DPREC, AIT)

1. INTRODUCTION

An earthquake struck Ludian County, Yunnan, China at 08:30:10.2 UTC (16:30:10.2 local time) on 3 August 2014 with the magnitude Ms6.5 (M_w 6.2 by US Geological Survey) and focal depth of 12 km by the China Earthquake Network Center. Though it is a moderate earthquake, it caused unexpected building damage and loss of lives (G. Zhang et al., 2014; L. Xu et al., 2014; Liu et al., 2014; Y. Zhang et al., 2014; Hu et al., 2015; Lin et al., 2015; X. Li, 2015; Xie et al., 2015). As of 8 August, 617 people died, 112 people went missing and a lot of buildings were destroyed (Wang et al., 2014; Cheng et al., 2015). The highest peak ground acceleration (PGA) reached to 949 gal in the E-W component at the Longtoushan seismic station (53LLT), which located at the outskirt of Longtoushan Town and about 8.3 km far from the epicenter (Cheng et al., 2015). Most of the deaths and damaged buildings were concentrated to the Longtoushan Town (Lin et al., 2015; X. Li et al., 2014; X. Li et al., 2015; X. Xu, Chong, et al., 2015), mostly due to building damage and partly to earthquake-induced landslides. (Li et al., 2014; Li et al., 2015; Xu et al., 2015; Lin et al., 2015).

In this paper, the reasons of building damage concentration to the Longtoushan Town are studied comprehensively, combing the generation mechanism of high acceleration at the Longtoushan Town, the ground motion simulation at the proluvial fan and the river terraces considering the different site amplifications which are evaluated using the inversed ground structure based on the microtremor measurement. The vulnerability of the buildings at Longtoushan Town is compared with the 2008 Wenchuan earthquake based on the vulnerability function of the 2008 Wenchuan earthquake (Wang et al., 2011).

2. BUILDING DAMAGE INVESTIGATION

We performed a filed investigation around strong motion stations near the epicenter in the northeast (Longtoushan, Ciyan, and Zhaotong seismic station) and southwest (Mashu and Qianchang seismic station) direction of the epicenter. Through the investigation, we found masonry buildings are widely used in the disaster area, which is similar to the struck area of 2008 Wenchuan earthquake (Wang et al., 2011). Furthermore, buildings around Longtoushan station suffered serious damage, whereas slight damage around other stations. Almost no building damage happened in the Zhaotong City. Some slight damages, such as cracks in the masonry walls and deformation of foundations, happened in the Ciyan Town, Qianchang Town and Mashu Town. Severe building damage and building collapse only can be seen in the Longtoushan Town. A remote sensing photo of the severely damaged area (on proluvial fan) in the Longtoushan town is shown in Photo 1. From the photo 1 we can see

*2014年中国雲南省昭通地震 (Ms6.5) における建物被害が龍頭山鎮に集中した原因分析

that on the proluvial fan most of the buildings were collapsed, only rubbles were remained. The building collapse ratio, which is defined as the ratio of partially and totally damaged building, is almost 90 %. Photos of three damaged multistory masonry buildings are shown in the Photo 2, which are counted in to the collapse ratios. Though poor quality of some residential buildings result in severe damage, some buildings built based on the new design codes still failed to achieve the design target (Lin et al., 2015). The direct reasons for building damage should be contributed to be the vulnerability of buildings and the characteristics of input ground motions.



Photo 1. Remote sensing photo of the severly damaged area of Longtoushan Town



Photo 2. Typical damage of mutistory masonry buildings (locations are shown in Photo 1)

3. FOCAL MECHANISMS SOLUTION AND RUPTURE PROCESS

As shown in Figure 1 the observed acceleration waveforms at the Longtoushan Station (53LLT) have two impulsive waves. Firstly, we examine the arrival direction of seismic waves based on the particle motion diagrams of P-wave parts and the two impulsive waves. It can be seen that the horizontal plane oscillation of the P-wave part is generally in northwest-southeast direction. Therefore, the azimuth of the starting point of the fault rupture can be assumed to be northwest-southeast direction. The particle motion diagrams of the first and second pulse of the S-wave oscillate are in northwest-southeast and northeast-southwest direction, respectively.

These impulsive waves were considered to be generated from the strong motion generation areas (SMGAs) based on our previous studies on source model studies (e.g. Kurahashi and Irikura, 2010). In order to make clear the mechanism of the generation of large acceleration at Longtoushan Station, we try to construct a short-period source model consisting of strong motion generation areas

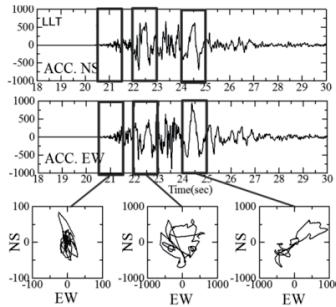


Fig. 1 Particle motions diagrams of waves at 53LLT station

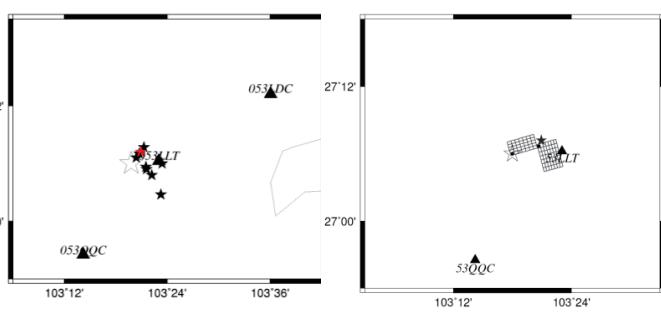
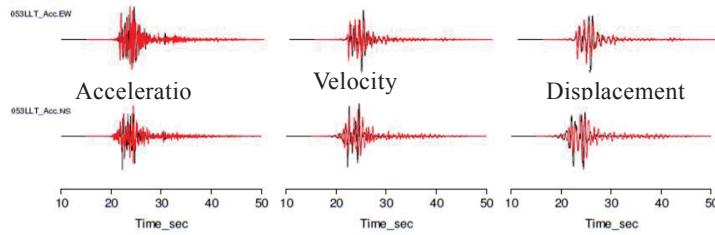


Fig. 2 Source locations of aftershocks with magnitude of greater than 3.7

Fig. 3 Short-period source model with two SMGAs (rectangles).



**Fig. 4 The comparison between observed (black line) and synthesized (red line) acceleration, velocity and displacement waveforms at 53LLT station.
(Bandpass filter 1.0-10Hz)**

using the empirical Green's function method (EGFM) (Irikura, et al., 1986). In this source model, we consider both of the conjugate fault planes as source fault. The locations of SMGAs were determined from the aftershock distribution and the particle motion diagrams of the impulsive waves at 53LLT. As a result, the location of SMGA1 for the first impulsive wave was determined on the Baogunao fault. That of SMGA2 for the second one was determined on the Xiaohe fault. We selected the empirical Green's functions from observed records of some aftershocks with magnitude greater than 3.7. Hypocenters of these aftershocks are shown in the Figure 2 with closed star makers. We select one aftershock, whose location is shown with closed red star in Figure 2, to be the empirical Green's function (EGF).

Two SMGAs of the source model are shown in Figure 3. The area and stress drop of each SMGA were about 20km² and about 15MPa, respectively. The comparison between observed and synthesized acceleration, velocity, and displacement waveforms in the EW and NS directions at 53LLT station are shown in Figure 4. It can be seen that the synthetic ground motions explain well the characteristics of observed ground motions for either plane.

4. DIFFERENCES OF SITE EFFECTS AT LONGTOUSHAN TOWN

In order to examine the relationship between the site-effects and the building damage on the proluvial fan and the river terrace within the Longtoushan Town, the ground structure of three sites (a01, a02 and, a03, shown in Photo 1) locating from the proluvial fan to the river terrace are reversed using

the ground ambient noise. The measurement duration at each site is 30 minutes. To avoid the influence of accidental noises, the thirty-minute data is divided into several tens of windows with length of 20.48 s. Fourier spectra of all windows are stacked. Microtremor H/V spectral ratio, is calculated as the square root of the ratio between horizontal to vertical power spectrum as expressed in equation (1).

$$\frac{H}{V}(f) = \sqrt{\frac{P_{NS}(f) + P_{EW}(f)}{P_{UD}(f)}} \quad (1)$$

where, $P_{NS}(w)$, $P_{EW}(w)$, and $P_{UD}(w)$ are the power spectrum of microtremor records in the NS, EW, and vertical direction, respectively. One dimensional (1D) underground velocity structures at Longtoushan Station and the three sites a01, a02 and a03 are identified by minimizing the misfit function, Function (2), which expresses the difference between the observed and the theoretical H/V spectral ratios.

$$E_m = \frac{\sum_{f_{\min}}^{f_{\max}} |(H/V)^{\text{theo}} - (H/V)^{\text{obs}}| / f_i}{\sqrt{\sum_{f_{\min}}^{f_{\max}} (H/V)^{\text{theo}} / f_i} \sqrt{\sum_{f_{\min}}^{f_{\max}} (H/V)^{\text{obs}} / f_i}} \quad (2)$$

where, $(H/V)^{\text{theo}}$ and $(H/V)^{\text{obs}}$ represent theoretical and observed H/V spectral ratio, respectively.

In order to clarify the ground motion characteristics at the sites (a01-a03) near the strong-motion station, we attempt to estimate the ground motions there using the methodology shown in Figure 5. The estimated PGAs of these three sites are 779 gal (EW), 1101 gal (EW), and 660 gal (NS), respectively, as shown in Figure 6. Considering the predominant periods of microtremor H/V spectral ratios, the predominant periods at heavily damaged sites (a01 and a02) are 0.25 s which is close to the natural period of masonry buildings. While the predominant periods at lightly damaged site (a03) is about 0.15 s.

5. VULNERABILITY OF DAMAGED BUILDINGS

Most of the buildings around the Longtoushan station were public buildings, and were constructed based on seismic design code. Through field investigation, it can be known that Longtoushan County, most of the buildings were severely damaged or destroyed, including the aseismic buildings. Severe damage or complete collapse of the first story (Lin et al., 2015). Actual earthquake load significantly surpassed intensity 9 (PGA=620 gal). It makes sense that the buildings were all severely damaged. This region was devastated and almost completely covered by debris of buildings Building collapse ratio of this region is estimated to be 95%. The observed building collapse ratios (CRs) are shown in Figure 7. The estimated building collapse ratios of sites a01 to a03 based on the vulnerability curve of the 2008 Wenchuan Earthquake3) are 70%, 85% and 60%, respectively, which are almost 10% greater than the observed ones.

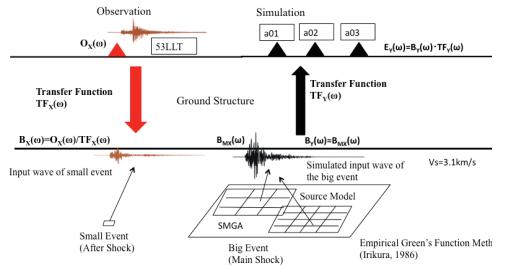


Fig. 5 Method to estimate the ground motions at sites a01-a03 using the ground motion records at the strong-motion station (53LLT)

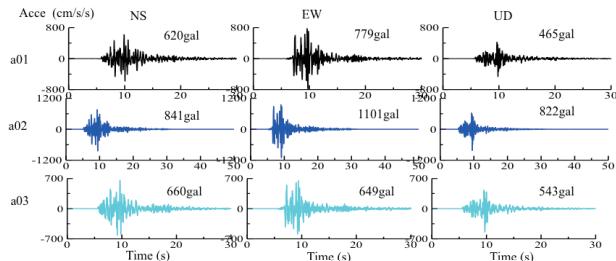


Fig. 6 Estimated acceleration waveforms at the sites a01 (black), a02 (blue) and a03



Fig. 7 observed building collapse ratios (CRs) around the sites a01, a02, and a03

6. CONCLUSIONS

Masonry buildings were very common in attracted areas and severely damaged in Longtoushan Town during this earthquake. Reasons of building damage concentration in the Longtoushan Town during the 2014 Ludian Earthquake are comprehensively examined. The direct reasons for building damage are considered as the high level of ground motions and the vulnerability of buildings. Source characteristics (which relate to the generation of ground motions) and the site effect can be considered as the indirect reasons. The following conclusions can be summarized.

1. Two impulsive waves can be seen on the acceleration waveforms in the Longtoushan Station. A source model including two fault planes is constructed. The generation of large ground motion in Longtoushan Town can be concluded as that it located on the direction of directivity pulses of the source faults.

2. Ground motions were amplified in the high frequency range which includes the frequencies of buildings in Longtoushan Town, which are lowrise masonry buildings. Predominant periods at heavily damaged sites are 0.25 s which is close to the natural period of masonry buildings. While the predominant periods at lightly damaged site is about 0.15 s.
3. Observed CRs of Longtoushan Town are higher than the inferred ones. That is to say the aseismic capacities of masonry buildings should be improved or some other structural types with higher aseismic capacity should be used, such as reinforced concrete buildings, if the economic situation permits.

REFERENCE

- Cheng, J., Z. Wu, J. Liu, C. Jiang, X. Xu, L. Fang, X. Zhao, W. Feng, R. Liu, J. Liang, et al. (2015). Preliminary report on the 3 August 2014, Mw 6.2=Ms 6.5 Ludian, Yunnan-Sichuan border, south-west China, earthquake, *Seismol. Res. Lett.* 86, no. 3, 750–763, doi: 10.1785/0220140208.
- Hu J., Q. Zhang, Z. Jiang, L. Xie, and B. Zhou (2015), Characteristics of strong ground motions in the 2014 Ms 6.5 Ludian earthquake, Yunnan, China, *J. Seismol.*, doi:10.1007/s10950-015-9532-x. (in press)
- Irikura K. (1986) Prediction of strong acceleration motions using empirical Green's function, Proc. 7th Japan Earthq. Eng. Symp., 1986, pp.151-156.
- Kurahashi, S. and K. Irikura (2010), Characterized Source Model for Simulating Strong Ground Motions during the 2008 Wenchuan Earthquake, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **100**, pp.2450–2475.
- Li X., J. Zhang, Y. Xie, and Q. Miao (2014). Ludian Ms 6.5 earthquake surface damage and its relationship with structure, *Seismol. Geol.* 36, no. 4, 1280–1291 (in Chinese with English abstract).
- Li X., X. Xu, Y. Ran, J. Cui, Y. Xie, and F. Xu (2015). Compound fault rupture in the 2014 Ms 6.5 Ludian, China, earthquake and significance to disaster mitigation, *Seismol. Res. Lett.* 86, no. 3, 764–774.
- Lin X., H. Zhang, H. F. Chen, H. Chen, and J. Lin (2015), Field investigation on severely damaged aseismic buildings in 2014 Ludian earthquake, *Earth. Eng. & Eng. Vib.* **14**, no.1, 169-176.
- Liu, C., Y. Zheng, X. Xiong, R. Fu, B. Shan, and F. Diao (2014). Rupture process of Ms 6.5 Ludian earthquake constrained by regional broadband seismograms, *Chin. J. Geophys.* 57, 3028–3037, doi: 10.6038/cjg20140927 (in Chinese with English abstract).
- Wang, W., J. Wu, L. Fang, and G. Lai (2014). Double difference location of the Ludian Ms 6.5 earthquake sequence in Yunnan Province in 2014, *Chin. J. Geophys.* 57, no. 9, 3042–3051, doi: 10.6038/cjg20140929 (in Chinese with English abstract).
- Wang X., K. Masaki, and K. Irikura (2011). Building Damage Criteria from Strong Ground Motion Characteristics during the 2008 Wenchuan Earthquake, *Journal of Earthquake Engineering*, 15:1117-1137.
- Xie, Z., Y. Zheng, C. Liu, X. Xiong, Y. Li, and X. Zheng (2015). Source parameters of the 2014 Ms 6.5 Ludian earthquake sequence and their implications on the seismogenic structure, *Seismol. Res. Lett.* 86, no. 6, doi: 10.1785/0220150085.
- Xu L., X. Zhang, C. Yang, and C. Li (2014). Analysis of the Love waves for the source complexity of the Ludian Ms 6.5 earthquake, *Chin. J. Geophys.* 57, 3006-3017, doi:10.6038/cjg20140925 (in Chinese with English abstract).
- Zhang G., J. Lei, S. Liang, and C. Sun (2014). Relocations and focal mechanism solutions of the 3 August 2014 Ludian, Yunnan Ms 6.5 earthquake sequence, *Chin. J. Geophys.* **59**, no. 9, 3018-3027. (in Chinese with English abstract)
- Zhang Y., L. Xu, Y. Chen, and R. Liu (2014). Rupture process of the 3 August 2014 Ludian, Yunnan, Mw 6.1(Ms 6.5) earthquake, *Chin. J. Geophys.* 57, 3052–3059, doi: 10.6038/cjg20140930 (in Chinese with English abstract).

岩手県久慈市における微動観測による地盤の S 波速度構造の推定*

岩手大学工学部 山本英和, 石川拓弥, 齊藤剛

1. はじめに

岩手県沿岸北部に位置する久慈市は、地震調査研究推進本部による海溝型地震の長期評価によると三陸沖北部を震源とする M8.0 前後の 50 年地震発生確率が 50% と他地域に比べ非常に高く、地震防災対策を重視すべき都市である（地震調査研究推進本部, 2015）。地盤の揺れやすさを評価するためには表層の S 波速度分布を正確に評価する必要がある。

都市部における地盤の S 波速度を測定するのに最近は微動アレー探査が使用される（例えば、山本ほか 2014, 宇部ほか 2014）。これは微動アレー記録から表面波の位相速度を計算し、地盤 S 波速度モデルを算定する手法である。長ほか(2008)は、地震計間隔を数十 cm 程度に設定する極小アレーを提案し、機動性の高い測定を都市部において多地点で面的に実施することによる地震防災のためのマイクロゾーニングに効果的な手法を提案した。本研究では長ほか(2008)にならって、久慈市において 34 地点で微動アレー測定を実施し表層地盤の S 波速度を推定することを目的とした。ただし、検出可能な波長が短い極小アレーでは悪条件下では增幅率算定に重要な地下 30m 平均 S 波速度まで推定できない可能性がある。そのためいくつかの地点で追加の数十 m サイズの通常の微動アレー測定も実施し、総合的に評価することとした。

2. 微動観測

図 1 に微動観測地点を示す。赤で示される地点が半径 60cm の極小アレー、黄色で示される地点が半径 20m のアレー、緑で示される地点が半径 40m のアレー、青で示される地点が半径 60m のアレーである。極小アレーでは 34 地点を測定した。また、地下 30m 深度 S 波速度まで推定できない可能性を考慮して、半径 20m アレーで 3 地点、半径 40m アレーで 1 地点、半径 60m アレーで 6 地点を測定した。また、本研究では東から測線 AA', BB', CC' を設定した。

BB' 測線上の北部にある久慈病院において半径 60cm, 20m, 40m, 60m のアレーを用いた観測を行った。この観測点を B-2 地点とする。

微動計は、白山工業株式会社製の微動測定装置 JU310 を使用した。センサー部は航空電子製の加速度センサー感度 0.002039(V/Gal) の 3 成分加速度計、プリアンプ 5 倍、ロガー部に AD 分解

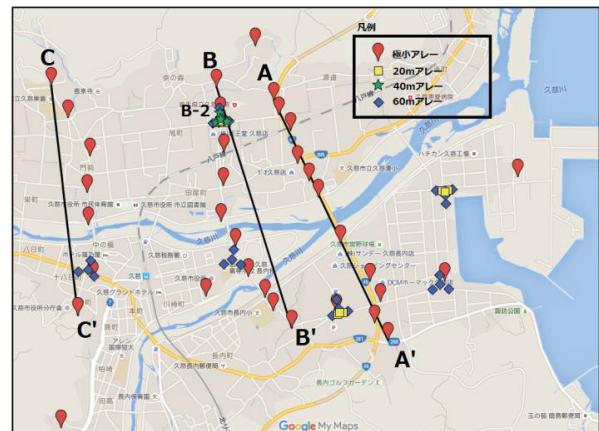


図 1 観測点位置

* Estimation of S-wave velocity structures in Kuji City by microtremor observations by H.Yamamoto, T.Ishikawa, and T.Saito

能 24bit を有する LS8800 を内蔵する。センサー、ロガーが一体型でコンパクトであるため、野外において多数地点の測定をする場合は有効である。本研究では原則として増幅率を 16 倍とした。観測条件として、サンプリング周波数は 200Hz、測定時間は極小アレー観測で 15 分、半径 20m, 40m, 60m のアレー観測で 30 分とした。極小微動アレー探査は浅部地盤の S 波速度構造を推定するために長ほか(2008)により提案され、最近適用事例が増えている。特に、CCA 等(長ほか 2008)の特殊な解析法を利用すれば数十 m までの地盤探査が可能とされている。図 2 に微動計配置を示す。丸印がセンサーの位置である。本研究では、中心に 1 台、半径 60cm, 20m, 40m, 60m の円周上に等間隔に 3 台微動計を配置して 4 台同時に微動を測定した。

3. 微動の H/V

図 3 に B-2 地点で得られた微動波形を示す。これは、3 成分の加速度波形で、上から南北動成分、東西動成分、上下動成分である。測定した微動記録に 0.1Hz~20Hz のバンドパスフィルタを処理し、区間 40.96 秒毎にスペクトル、微動の H/V を算出し、全区間で平均した。H/V は東西動、南北動の合成スペクトルを上下動で除して得た。H/V ピークは 10Hz までの範囲で読み取った。図 4 に B-2 地点の H/V スペクトルを示す。図 4 から 1.1Hz(0.909 秒)にピーカーを確認できる。全観測点でピーカー周期を読み取った。

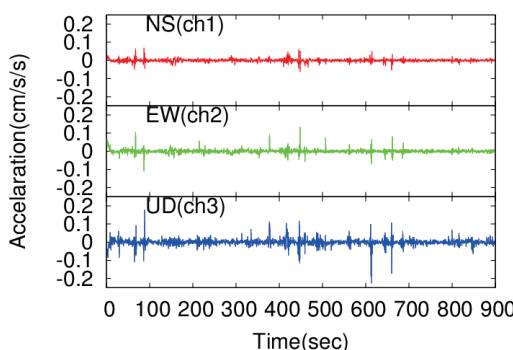


図 3 3 成分の波形

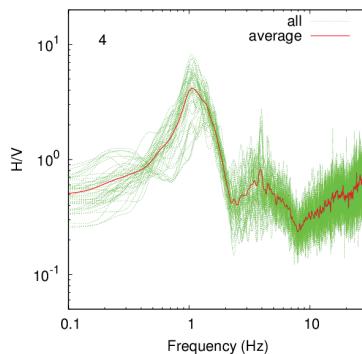


図 4 H/V スペクトル

図 5 にそれぞれ測線 AA', BB', CC'における H/V ピーク周期を示す。測線 AA'では、北側で約 0.75 秒、南側で約 0.3 秒とやや短い周期を示し、中央部では約 1.1 秒前後とやや長い周期を示す。また、中央部でも久慈川附近ではやや周期が短くなる特徴がある。測線 BB'では、北側で約 0.5 秒、南側で約 0.6 秒とやや短い周期を示し、中央部では約 0.9 秒前後とやや長い周期を示す。測線 CC'では、北側で約 0.4 秒、南側も約 0.4 秒とやや短い周期を示し、中央部では約 0.8 秒とやや長い周期を示す。この 3 測線は共通して北端と南端で周期が短く、中央部で周期が長くなる特徴があることがわかる。図 6 に全観測点における微動の H/V ピーク周期分布を示す。最大周期が 1.09 秒、最小周期が 0.23 秒を示している。長い周期が測線 AA'の中央部に集まっており、そこから東部、西部、南部、北部にいくにつれて次第に周期が短くなっていることが確認できる。図 5,

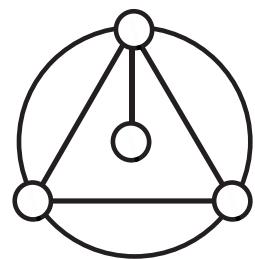


図 2 微動計配置

図6より、西から東にかけて周期が徐々に増加していることがわかる。このことより久慈の地下構造は、南北は丘陵地に囲まれているので基盤が浅く、西から東にかけて基盤が次第に深くなるお椀型の構造であることがわかる。

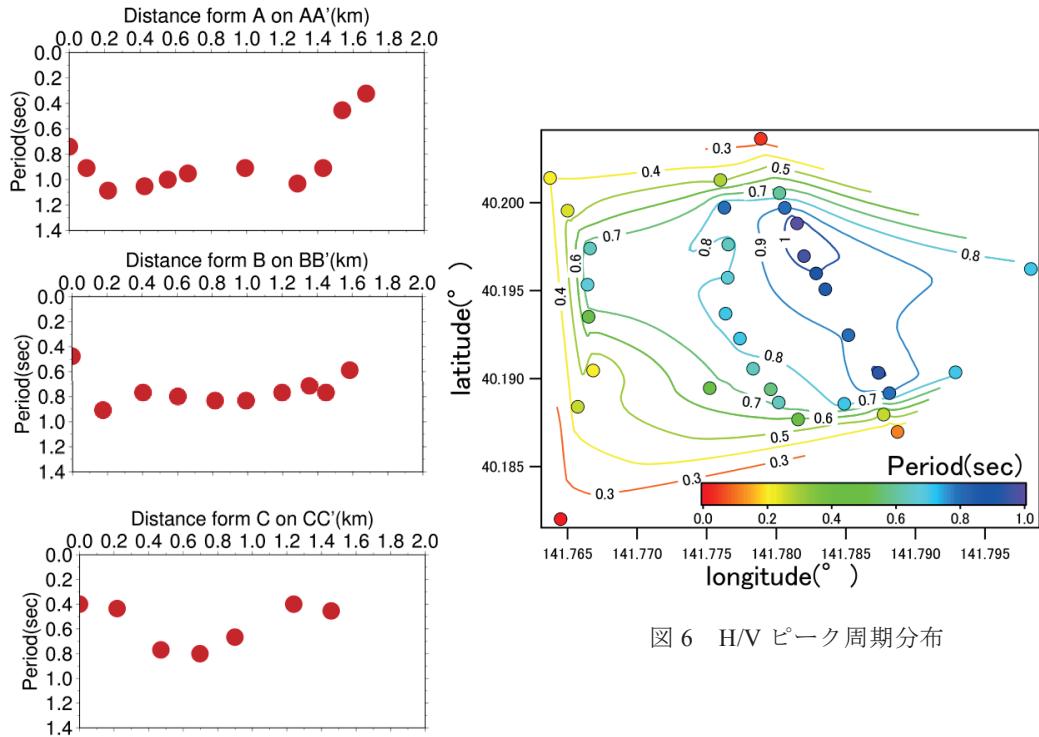


図5 各測線のH/Vピーク(上からAA', BB', CC')

4. アレー観測によるS波速度構造の推定

図7にB-2地点における半径60cmアレーで得られた上下動成分の波形を示す。この4つの波形が極めて類似していることから、この波形を解析に用いることができると判断する。

空間自己相関法(Aki, 1957)によりアレー観測によって得たデータから周波数ごとの位相速度分散曲線を算出する。データには同時に観測した4台の微動計の上下動成分のみを使用した。図8にB-2地点の極小アレ

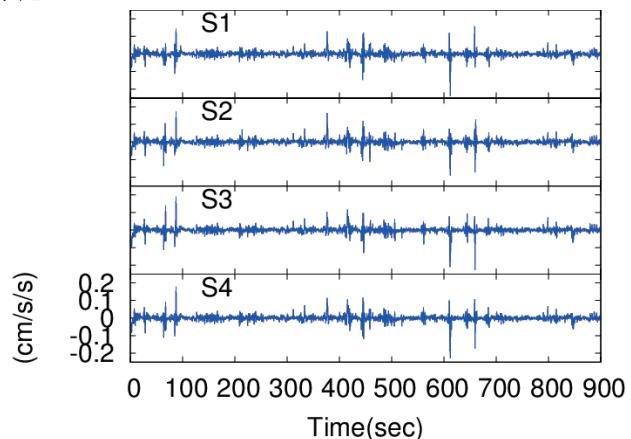


図7 B-2地点における波形

一, 20m アレー, 40m アレー, 60m アレーの位相速度分散曲線と推定した S 波速度構造モデルから計算される理論分散曲線を示す。図 8 からは、高い周波数帯では速度が約 100m/s と遅く、低い周波数帯では速度が速くなることがわかる。図 9 に B-2 地点の極小アレー, 20m アレー, 40m アレー, 60m アレーの H/V スペクトルと、推定した S 波速度構造モデルの理論 H/V スペクトルを示す。図 9 からは、極小アレー, 20m アレー, 40m アレー, 60m アレーの H/V スペクトルが全て類似しているため、解析に用いることができると判断した。図 8, 図 9 から、観測して得られる位相速度分散曲線と理論分散曲線が類似し、観測して得られる H/V スペクトルのピークの山と谷と理論 H/V スペクトルのピークの山と谷に合う条件を持った S 波速度構造モデルを作成する。図 10 に推定される S 波速度構造モデル、表 1 に S 波速度構造モデルのパラメータを示す。

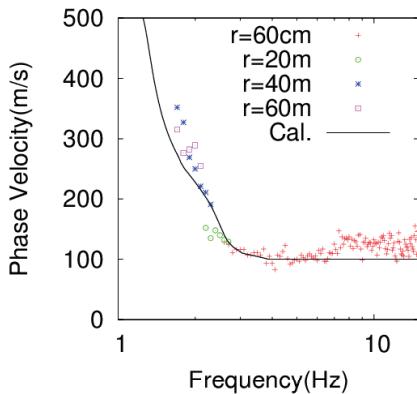


図 8 各位相速度と理論分散曲線

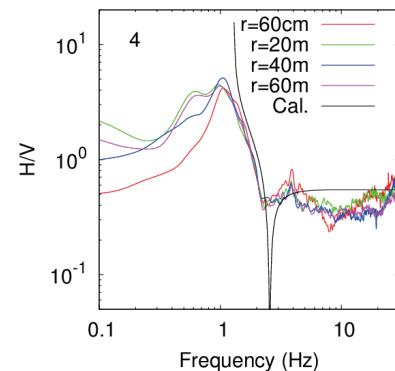


図 9 H/V スペクトル

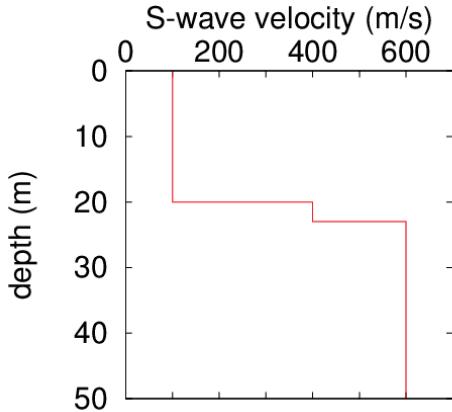


図 10 推定 S 波速度構造モデル

表 1 推定 S 波速度構造のパラメータ

	層厚(m)	Vs(m/s)
1	20	100
2	3	400
基盤	∞	600

表層の S 波速度は 100m/s という遅い速度であることから、観測点 B-2 付近は比較的柔らかい地盤が厚いということがわかる。B-2 地点以外の観測点においては、久慈市内において物性が同じであるという前提条件のもと、B-2 地点の S 波速度構造モデルを参照し、Vs の値を変えずに、

表層の層厚のみを変えて推定した。その条件で、位相速度が観測値に合わない場合にのみ、Vsを変更する。図11に測線AA'に沿ってS波速度構造モデルを並べた図、図12に測線AA'上のボーリングデータを並べた図、図13に測線BB'に沿ってS波速度構造モデルを並べた図、図14に測線CC'に沿ってS波速度構造モデルを並べた図を示す。

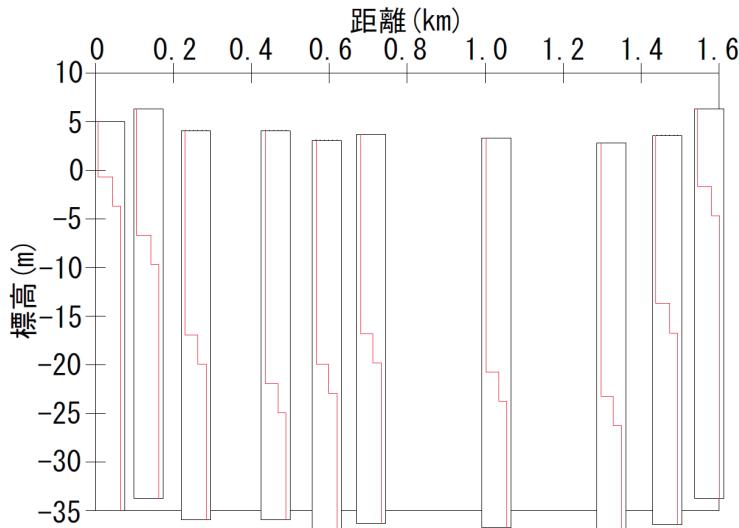


図11 測線AA'のS波速度構造モデル

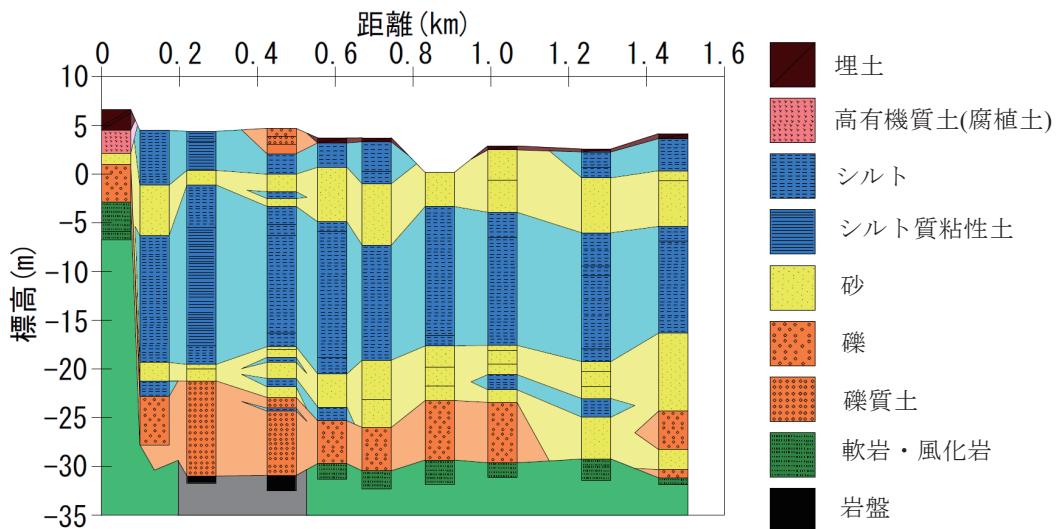


図12 ボーリング図

測線AA'、BB'、CC'の全てにおいて、南北の基盤が浅く、中央部の基盤が深いことが分かる。測線AA'においては、ボーリングデータと比較した際、北側の丘陵地では共に基盤が浅く、中央部でも共に基盤が深いという共通点が見られる。

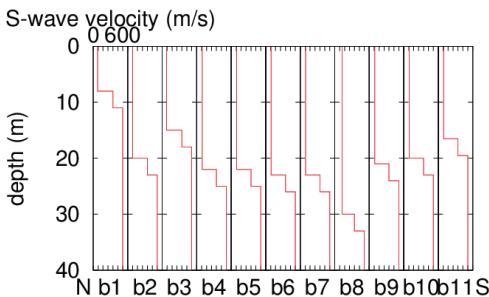


図 13 測線 BB' の S 波速度構造モデル

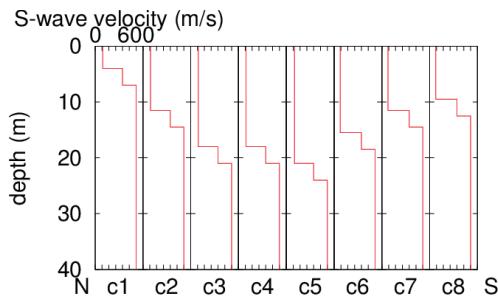


図 14 測線 CC' の S 波速度構造モデル

5.まとめ

本研究では、久慈市において微動観測によって H/V ピーク周期から基盤の深さ分布を面的に把握、およびアレー微動観測によって表層地盤の S 波速度分布を面的に把握した。その結果、H/V ピーク周期の分布図からは、北部と南部は周期が短く、中央部では、西から東にかけて周期が徐々に増加していることがわかる。S 波速度構造モデルからは、表層 Vs が約 100m/s と非常に遅い堆積層が分布していることが明らかになった。また、久慈市の地下構造は、南北が丘陵地に囲まれているので基盤が浅く、西から東にかけて基盤が次第に深くなるお椀型の構造であることが推測される。推定 S 波速度構造モデルとボーリングデータは大まかにしか一致しなかつたので、細部の調整を今後の課題とする。

謝辞

防災科学技術研究所より微動計 JU310 をお借りしました。記して感謝致します。

一部の図の作成には、GMT(Wessel and Smith, 1998)を用いました。記して感謝致します。

参考文献

- Aki,K. (1957) Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors, Bull. Earthquake Res. Inst. 25, pp. 415-457.
- 長郁夫, 多田卓, 篠崎祐三 (2008) 極小アレイによる新しい微動観測法: 浅部地盤平均 S 波速度の簡便推定, 物理探査, 61, pp. 457-468.
- ジオ・ステーション防災科学技術研究所(2015) : <http://www.geo-stn.bosai.go.jp>(閲覧日 2015 年 12 月 1 日)
- 地震本部ホームページ(2015) : <http://jishin.go.jp>(閲覧日 2015 年 12 月 1 日)
- 地震ハザードステーション(2015) : <http://www.j-shis.bosai.go.jp>(閲覧日 2015 年 12 月 1 日)
- 宇部陽子, 山本英和, 齊藤剛 (2014) 極小微動アレー探査による岩手県一関市の地盤の S 波速度構造の推定, 東北地域災害科学研究, 50, pp. 25-30.
- Wessel, P. and W. H. F. Smith(1998), New improved version of the Generic Mapping Tools released, EOS Trans. AGU, 79, 579.
- 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, 50, pp. 19-24.

福島県の広帯域リニアアレイで観測された

常時微動の地震波干渉法解析*

岩手大学工学部 山本英和 佐藤史佳 齊藤剛

1. はじめに

東北地方直下では深さ 20km から 30km にプレート間地震や内陸地殻の地震ではない地震の分布が見られ、これらは supraslab 地震と呼ばれている（例えば、Uchida et al., 2010）。その発生原因を明らかにするにはより高い解像度で地震波速度構造を求める必要がある。そのため、福島県において広帯域地震計 10 点からなるリニアアレイ連続観測を実施し、地震波干渉法解析により深部の地下構造の推定を行うことが最終目標である。本研究では地震波干渉法により得られた常時微動の相互相關関数からより信頼性の高い群速度の算定を行うことが目的である。また、リニアアレイ近傍には国立研究開発法人防災科学技術研究所の広帯域地震観測網 F-net 観測点 HRO があり、リニアアレイ測線延長上西側に F-net 観測点 SBT が存在する。本研究では F-net の記録も解析に使用した。

2. 広帯域リニアアレイ観測

広帯域リニアアレイ観測は(公財)地震予知総合研究振興会により平成 23 年 8 月から平成 26 年 2 月まで実施された。本研究では全観測期間のうち全観測点で 1 ヶ月のデータが全て存在する 2012 年 1 月、2012 年 4 月、2012 年 10 月、2013 年 1 月、2013 年 3 月、2013 年 9 月、2013 年 12 月、2014 年 1 月の 8 か月分のデータを使用した。リニアアレイ測線と F-net 観測点 HRO と SBT の配置を図 1、図 2 に示す。黒い点が地震予知振興会により設置された臨時観測点、赤い点が F-net の観測点の位置をそれぞれ示す。また、本解析では観測点 NO1 から NO10 の向きを正、NO10 から NO1 の向きを負の向きと設定した。

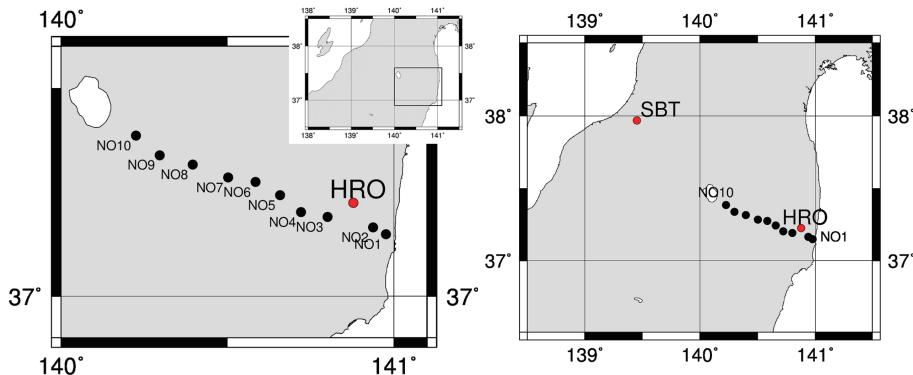


図 1 リニアアレイ測線配置図

図 2 観測点位置図

*Seismic interferometry analysis of microtremors observed in linear array with broadband seismometers in Fukushima Prefecture by H. Yamamoto, F. Sato and T. Saito

臨時観測点 NO1~10 の観測機器は広帯域速度計 (Trillium Compact : Nanometrics 製), データロガー (LS-8800 : 白山工業株式会社製) を用いた。Trillium Compact は帯域が 0.0083Hz(120sec) ~100Hz, 外径が 90 mm (耐圧ケースに入れた場合は 101.6 mm) と小さく, 傾斜角±2.5° まで動作可能であるため, 取り扱いが容易で, かつ消費電力が 160mW と小さい。LS-8800 は分解能 24 ビット, ダイナミックレンジ 28dB, 消費電力 200mW の低消費電力のデータロガーである。また, 観測データはサンプリング周波数 100Hz であるが, 20Hz にダウンサンプリングし, 解析に用いた。また, F-net 観測点 HRO と SBT のデータはサンプリング間隔 0.05 秒広帯域上下動データを用いた。図 3 に全観測点の 2012 年 1 月 3 日 4 時~5 時の上下動波形例を示す。

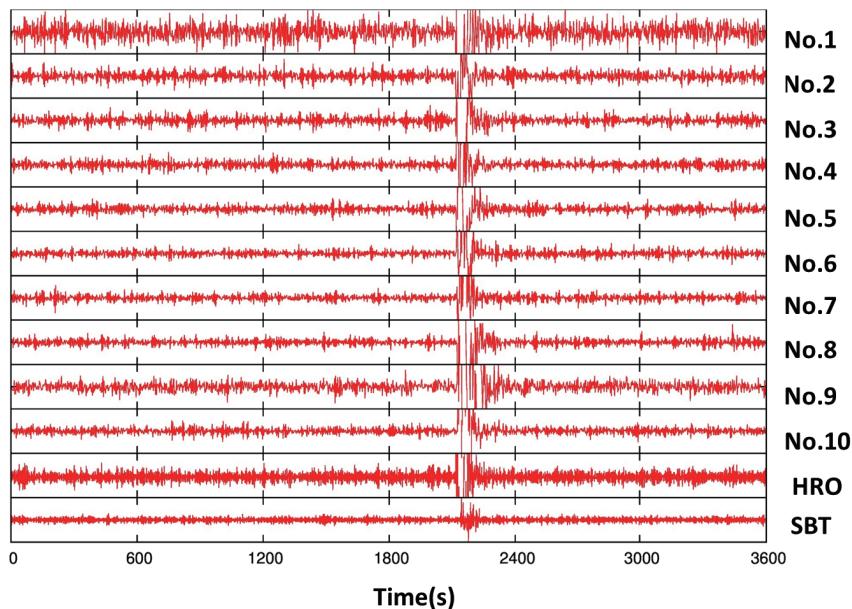


図 3 全観測点の上下動波形例(2012 年 1 月 3 日 4 時~5 時)

3. 相互相関関数の算定

ノイズの影響の軽減と周波数範囲の規格化を目的とし, 観測される上下動微動に前処理として時間規格化, 二値化, スペクトルホワイトニングを行った (例えば, Bensen et al., 2007)。前処理を行った 1 時間波形に対し FFT 処理によりクロススペクトルを算出し, クロススペクトルの逆フーリエ変換により相互相関関数を計算した。さらに得られた相互相関関数を重合することでグリーン関数を算出した。また, 本研究では基本区間を 15 分とし, 4 つ重合することで 1 時間平均とした。図 4 に観測点 NO10 と SBT の 1 日平均相互相関関数, 1 ヶ月平均相互相関関数, 8 か月平均相互相関関数を示す。重合することによりノイズが軽減し, 位相が明瞭となることが分かる。図 4 に 8 か月平均相互相関の全観測点の組み合わせを示す。縦軸は観測点距離を示す。正と負の両方の時間遅れ方向に顕著な位相が見られる。観測点距離の増加とともに位相が遅れていることがわかる。

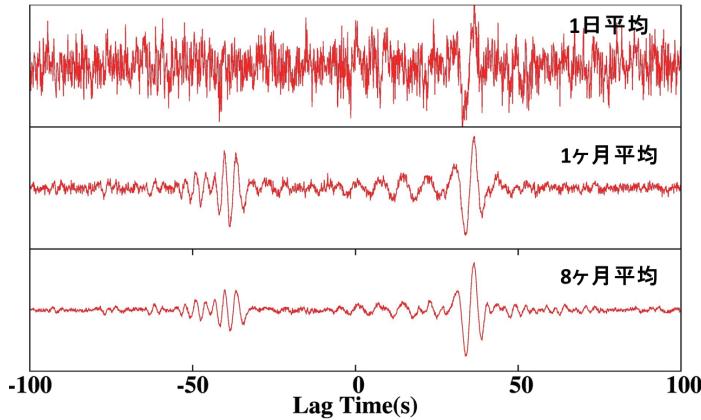


図 4 観測点 NO10 と SBT の各平均相互相関関数の比較

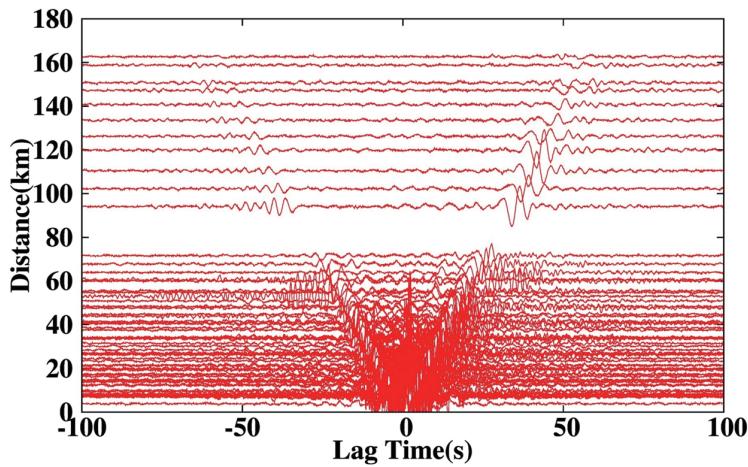


図 5 全観測点の組み合わせの 8 か月平均相互相関関数

4. 群速度と SN 比の算定

得られた相互相関関数に対し、マルチプルフィルタ解析 (Dziewonsky et al., 1969) により周期 20 秒までの周期ごとの群速度を算出した。また、SN 比は信頼性の高い群速度の周期範囲を定量的に検証するために用いた。フィルターされたピーク時のシグナルを全体の 8 割から 10 割の区間における平均値絶対振幅のノイズで除すことにより周期ごとに SN 比を算出した。

また、ここで SN 比の閾値について検討する。図 6 に観測点 NO1 と NO4 の 2012 年 1 月のマルチプルフィルタ解析から計算される群速度分散曲線と同時に計算される周期ごとの SN 比を示す。SN 比が大きいことは算定された群速度の信頼性が高いことを意味する。SN 比の閾値を仮に 10 以上と設定すると、周期 2.5~6 秒の周期範囲で正も負も利用可能となる。この時、周期 2.5~6 秒の範囲では正と負の群速度が約 2.5~3km/s で連続的に分布し、ほぼ一致することがわかる。また、SN 比 10 未満の周期範囲では正と負の群速度のばらつきが大きくなる。このこ

とから、SN 比の閾値は 10 以上で妥当であると判断し、10 以上と設定した。

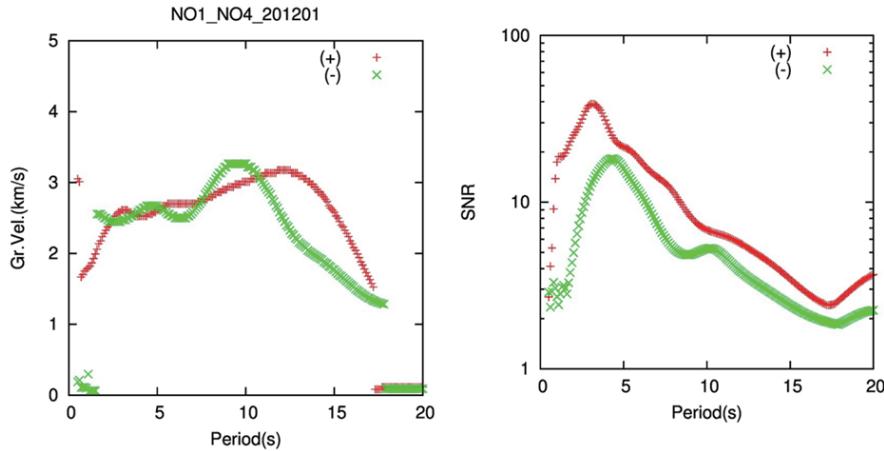


図 6 観測点 NO1 と NO4 の 2012 年 1 月の群速度分散曲線と SN 比

図 7 に観測点 NO10 と SBT の 2012 年 1 月のマルチプルフィルタ解析から計算される群速度分散曲線と同時に計算される周期ごとの SN 比を示す。SN 比からわかるように、正の方向で周期 3 秒以上から周期 10 秒、負の方向で周期 2 秒以上から 6 秒の間では SN 比が 10 以上を示し、それ以外の周期では SN 比が小さい値を示している。正も負も適用可能な周期範囲では約 2.5 ~ 3km/s の群速度が得られることがわかる。また、図 8 に観測点 NO10 と SBT の 8 ヶ月平均相互通関関数から計算された群速度分散曲線と SN 比を示す。SN 比からわかるように、正の方向で周期 2 秒以上から周期 12 秒、負の方向で周期 2 秒以上から 10 秒の間では SN 比が 10 以上を示している。正も負も適用可能な周期範囲では約 2.5~3km/s の群速度が得られる。

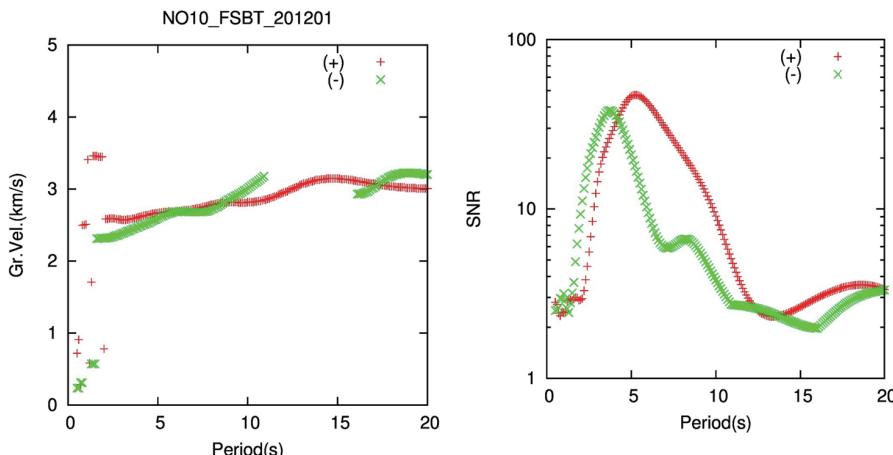


図 7 観測点 NO10 と SBT の 2012 年 1 月の群速度分散曲線と SN 比

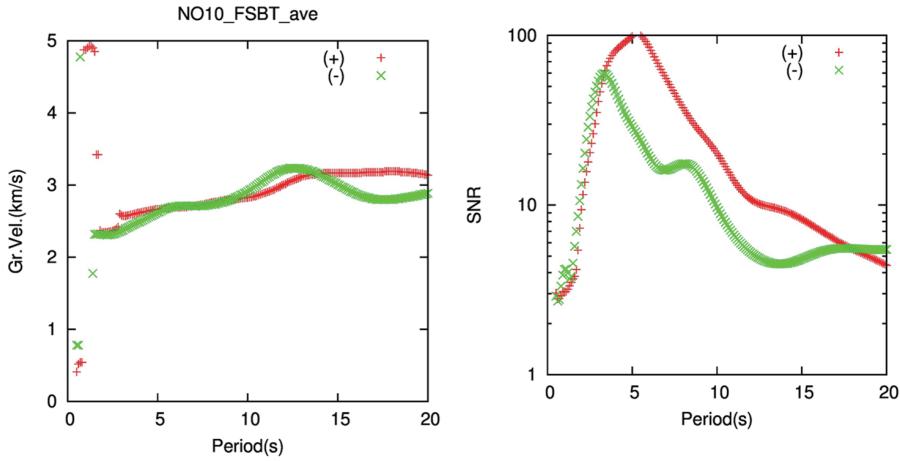


図 8 観測点 NO10 と SBT の 8 か月平均相互相関関数から計算した群速度分散曲線と SN 比

図 9 に観測点 NO10 と SBT の正の方向と負の方向の 2012 年 1 月と 8 か月平均相互相関から計算される周期ごとの SN 比の比較を示す。青が 2012 年 1 月、赤が 8 か月平均相互相関から計算される SN 比である。平均することで正の方向でも負の方向でも SN 比のピークが高くなり、SN 比 10 以上の周期範囲も広くなることが分かる。すなわち、隣り合う観測点距離のように短い観測点距離でない場合、数か月間の長期間の平均することでより信頼性の高い群速度の周期範囲を決定することが可能となる。

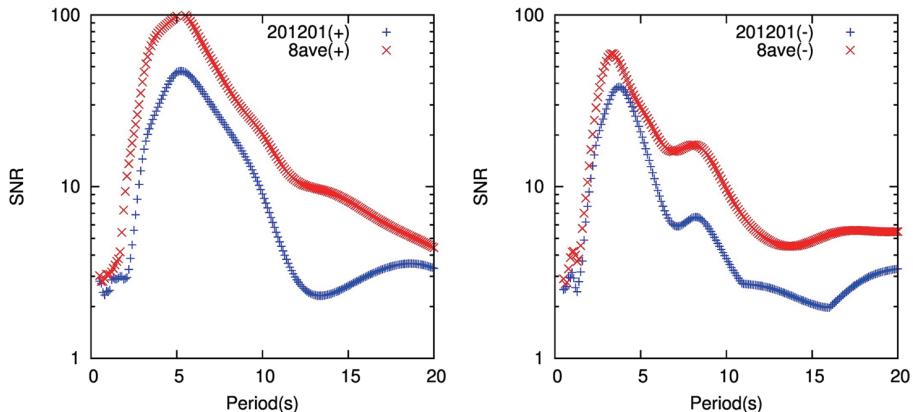


図 9 観測点 NO10 と SBT の正の方向と負の方向の 2012 年 1 月と 8 か月平均相互相関関数から計算される周期ごとの SN 比の比較

図 10 に SBT と全観測点の正の方向と負の方向の 8 か月平均相互相関関数から計算した SN 比 10 以上の群速度分散曲線の比較を示す。SBT とほぼ全ての観測点の組み合わせで、SN 比 10 以上の群速度分散曲線は正と負どちらの向きでも約 2.5~3km/s で分布していることがわかる。

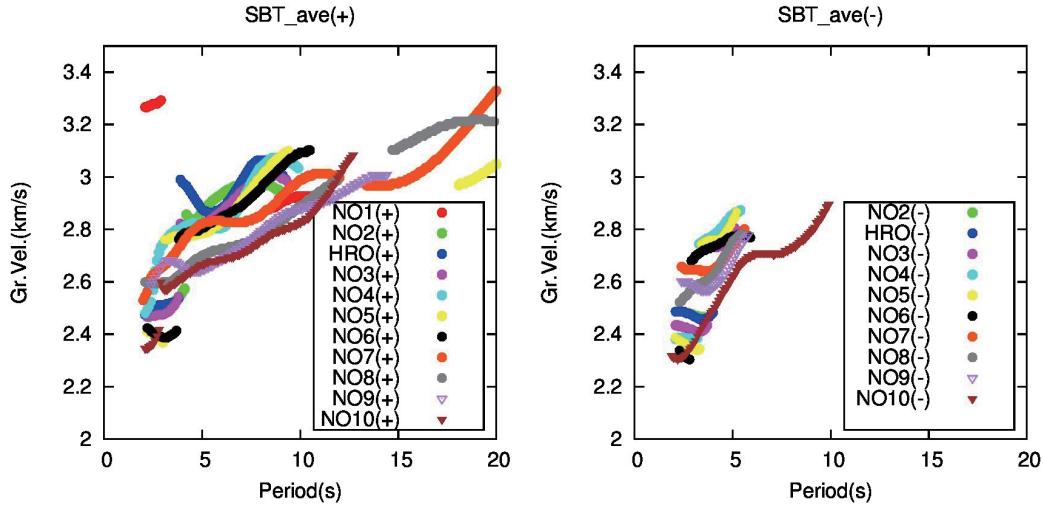


図 10 SBT と全観測点の正の方向と負の方向の 8か月平均相互相關関数から計算した SN 比 10 以上の群速度分散曲線の比較(負の方向の NO1 は SN 比 10 未満である)

5.まとめ

本研究では福島県の地下 20~30km の地殻構造の推定を最終目標とし、地震波干渉法による広域リニアアレイ微動観測記録の解析を行った。相互相關関数を数か月間の長期間で重合することによりノイズが軽減し、より高い SN 比が得られることがわかった。また、SN 比の閾値を 10 以上と設定すると、SBT とほぼ全ての観測点の組み合わせで約 2.5~3km/s の群速度が得られた。今後の課題としては観測点間の群速度の算出と S 波速度構造の逆解析や、SBT を基準とする観測点間の位相差から解析を進めることなどが挙げられる。

謝辞

(公財)地震予知総合研究振興会から広域リニアアレイ観測データを提供していただきました。国立研究開発法人防災科学技術研究所から F-net のデータを提供していただきました。一部の図の作成には、GMT を用いました。記して感謝致します。

参考文献

- Bensen, G.D., M.H. Ritzwoller, M.P. Barmin, A.L. Levshin, F. Lin, M.P. (2007), Processing seismic ambient noise data to obtain reliable broad-band surface wave dispersion measurements, *Geophys. J. Int.*, 169, 1239-1260.
- Dziewonski, A.S., Bloch, and M. Landisman(1969), A technique for the analysis of transient seismic signals, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 59, 427-444.
- Uchida, N., S. H. Kirby, T. Okada, R. Hino and A. Hasegawa(2010), Supraslab earthquake clusters above the subduction plate boundary offshore Sanriku, northeastern Japan: Seismogenesis in a graveyard of detached seamounts?, *J. Geophys. Res.*, Vol. 115, B09308, doi:10.1029/2009JB006797.
- Wessel, P. and W. H. F. Smith(1998), New, improved version of the Generic Mapping Tools released, *EOS Trans. AGU*, 79, 579.

同化手法を用いたスペクトル情報の即時予測*

東北大学大学院工学研究科 館林大輔
東北大学災害科学国際研究所 源栄正人

1. 背景・目的

2011年東北地方太平洋沖地震発生時の緊急地震速報では、震源域が広大であり、震源情報の正確な推定ができず、予測震度の過小評価に繋がった。また、構造物減災の観点から、震度情報だけでなく、スペクトル情報を発令できる早期地震警報システムの整備が必要である。

これらの背景より、震源情報に頼らず、前線観測点で検知された波形情報をもとに直接、各地の震度情報およびスペクトル情報を予測する手法を検討することが、本研究の目的である。

2. 検討手法

(1) データ同化と粒子法¹⁾

データ同化を用いて解析空間におけるエネルギー分布の現状把握を行い、粒子法を用いて波動伝播解析及び地震動予測を行う。

各時間ステップにおいて、まず図2.1に示したフローにより「現状把握」を1回行う。その後、その現状把握したエネルギー分布を基に、図2.1に示したフローにより「予測」を複数回行う。例えば、1つの時間ステップの長さを1秒としたとき、20秒後のエネルギー分布を予測する場合は、1つの時間ステップの間に「現状把握」を1回、予測を20回行うことになる。

次の時間ステップでは、1つ前の時間ステップにおいて「現状把握」で推定されたエネルギー分布と、新たに与えられる各観測点のエネルギー密度を用いて、さらに「現状把握」を行い、その現状把握したエネルギー分布を基に、また「予測」を複数回行う。

この操作を図2.2のように繰り返すことによって、エネルギー分布の現状把握と未来のエネルギー分布の予測を行う。

(2) 計測震度の即時評価手法

計測震度の予測では、各観測点における計測震度をエネルギーに変換して解析を行う。図2.3に計測震度の予測フローを示す。

サイト增幅特性には、国総研(www.ysk.nilim.go.jp)による公開データを用いる。

震度増加量には、各観測点のサイト增幅特性G(f)より、以下の式により導出したdIを用いる。

$$dI = 2 \log G_A^{0.2-10.0} \quad (2.1)$$

$$G_A^{0.2-10.0} = \frac{1}{10.0-0.2} \int_{0.2}^{10.0} |G(f) * FC(f)| df \quad (2.2)$$

$$FC(f) = \left(\frac{1}{f}\right)^{0.5} \quad (2.3)$$

* Real time prediction of spectral information using the assimilation technique
by Daisuke Tatebayashi and Masato Motosaka

(3) スペクトルの即時評価手法

スペクトル情報の予測では、各時間における振幅スペクトルの各周波数における振幅成分をそれぞれエネルギーに変換し、各周波数について並行して複数の解析を行う。例えば、0.5Hzから10Hzまで0.5Hz刻み周波数の振幅成分を解析対象とする場合、並行して20の解析を行う。解析空間から出力された同一時間の各周波数における振幅成分を結ぶことによって、スペクトルの予測を行う。図2.4にスペクトルの予測フローを示す。

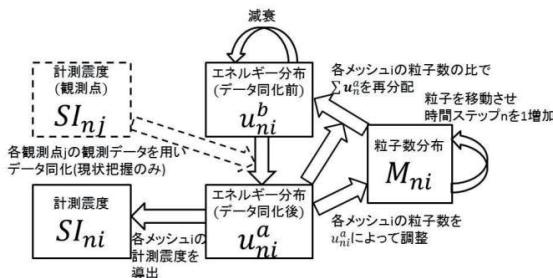


図2.1 現状把握及び地震動予測の解析フロー

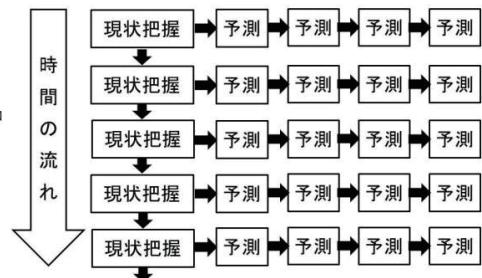


図2.2 解析ステップと時間との関係

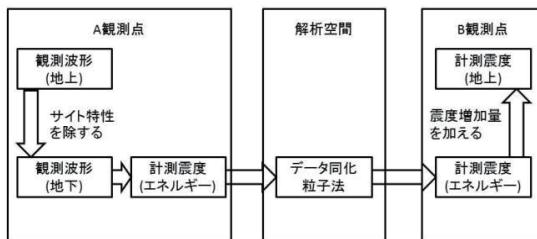


図2.3 計測震度情報の予測フロー

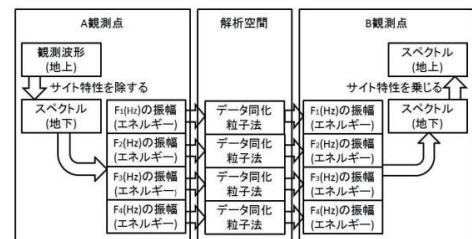


図2.4 スペクトル情報の予測フロー

3. 検討結果

(1) 計測震度の即時予測

東北地方の解析では北緯 37° 東経 138.5° を基準、関東地方の解析では北緯 34.5° 東経 135° を基準に、 $400\text{ km} \times 400\text{ km}$ の範囲を解析対象とし、各メッシュの大きさを $16\text{ km} \times 16\text{ km}$ とした。粒子数は、 1.0×10^5 個とした。2011年東北地方太平洋沖地震について、K-NET, KiK-netの観測記録を用いて、14時46分26秒をt=0とし、各ステップ間隔を1秒として解析を行った。

計測震度分布図とその10秒後予測分布図、各観測点を代表してMYG004(築館), FKS023(会津若松), TCG007(宇都宮), TKY007(新宿)の計測震度記録とその予測の時刻歴変化を図に示す。

東北地方の計測震度分布図とその10秒後予測図を見ると、強い計測震度が早期に観測された沿岸部の前線となる地域では予測ができていないが、内陸部の地域では前線を中心とした計測震度分布の広がりが高い精度で予測されている。

関東地方の計測震度分布図とその10秒後予測図を見ると、東北地方と同様に内陸部の地域では計測震度分布の広がりが高い精度で予測され、さらにその広がりの中心が実際の震源と同様に、福島県沿岸部から茨城県沿岸部に移動する様子が捉えられている。

東北地方について、MYG004 では第 2 波について震度 7 の実測に対し震度 5 強の 10 秒前予測、FKS023 では第 2 波について震度 5 強の実測に対し震度 5 弱の 10 秒前予測となるなど、計測震度の成長が遅れ若干の過小予測となる地点も見られた。

一方関東地方について、より多くの観測点記録を同化に用いることができ、TCG007 では第 2 波について震度 5 弱の実測に対し震度 5 弱の 10 秒前予測、TKY007 では第 2 波について震度 5 弱の実測に対し震度 5 弱の 20 秒前予測となるなど、高精度での予測となる地点が見られた。

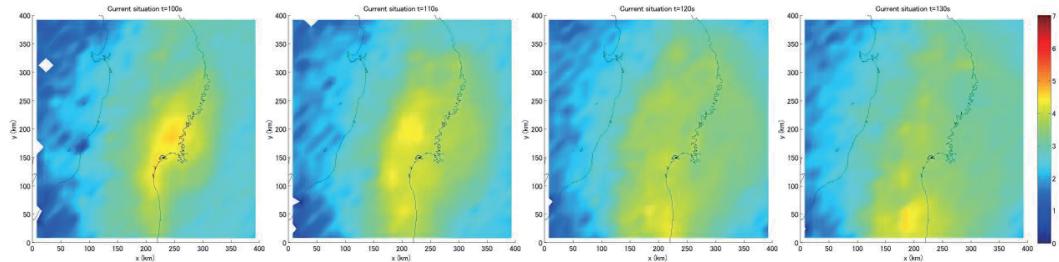


図 3.1.1 $t=100, 110, 120, 130$ における東北地方計測震度分布図

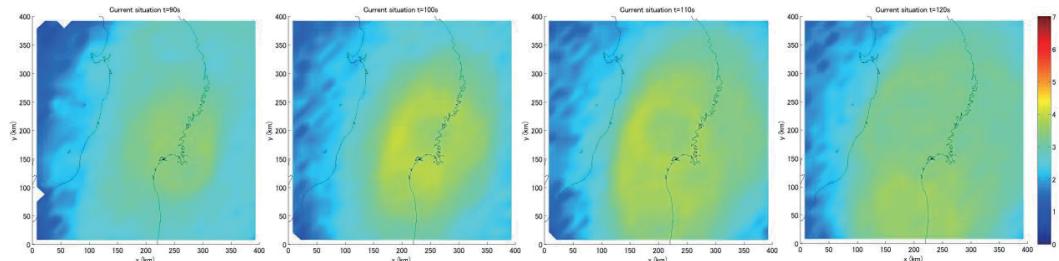


図 3.1.2 $t=90, 100, 110, 120$ における東北地方計測震度分布 10 秒後予測

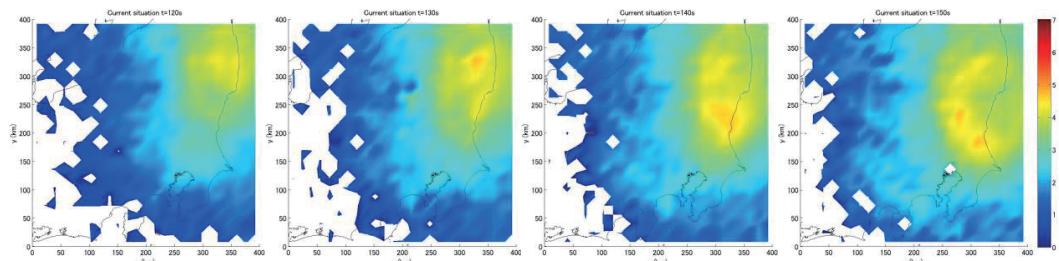


図 3.1.3 $t=120, 130, 140, 150$ における関東地方計測震度分布図

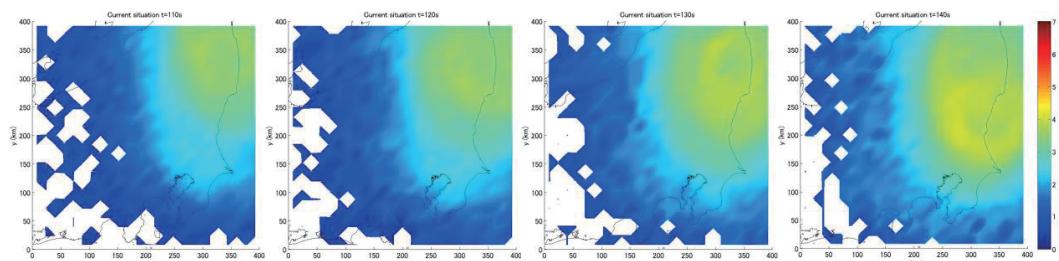


図 3.1.4 $t=110, 120, 130, 140$ における関東地方計測震度分布 10 秒後予測

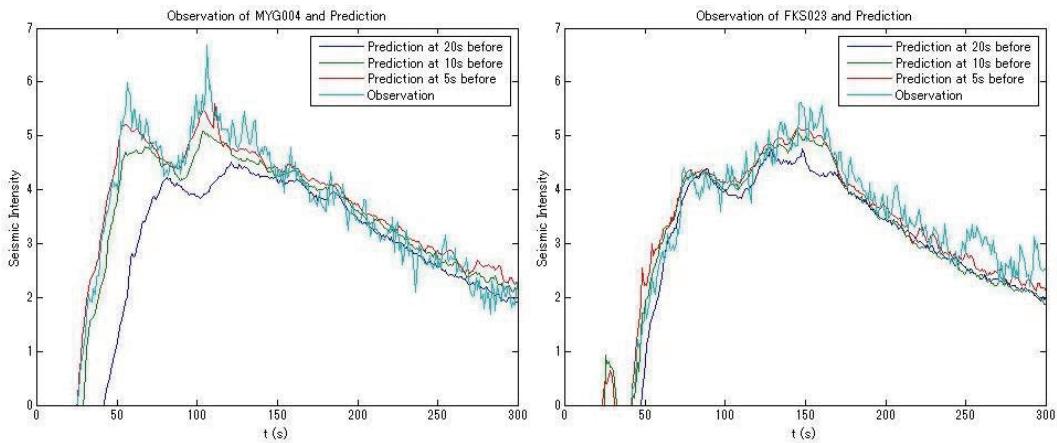


図 3.1.5 MYG004(築館)の計測震度予測図

図 3.1.6 FKS023(会津若松)の計測震度予測図

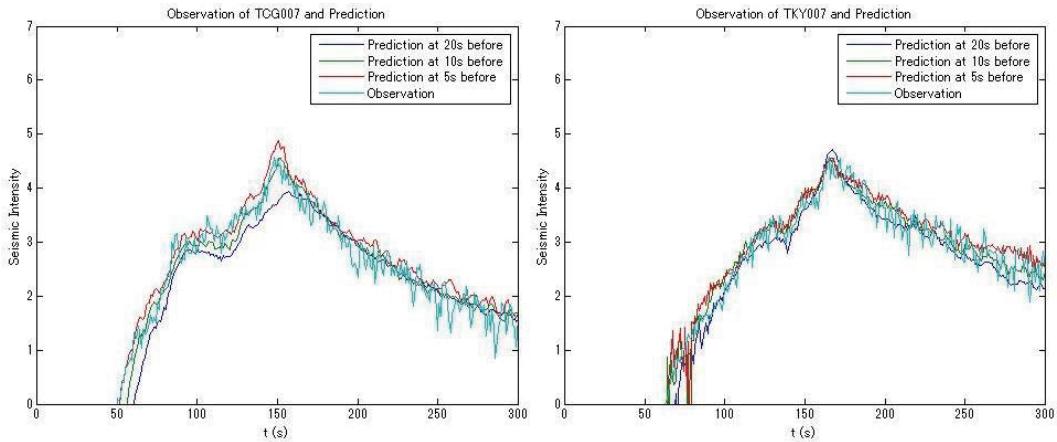


図 3.1.7 TCG007(宇都宮)の計測震度予測図

図 3.1.8 TKY007(新宿)の計測震度予測図

(2) スペクトルの即時予測

解析空間や粒子数などの解析条件は、計測震度の即時予測と同様とした。

2011年東北地方太平洋沖地震についての検討では、同様に14時46分26秒を $t=0$ としたが、新たに同年4月7日の余震についての検討を行い、こちらは23時32分40秒を $t=0$ とした。

スペクトルとして、時間ステップごとに各時間までの5.12秒間の加速度波形をFFTし、バンド幅1.0Hzで平滑化してフーリエスペクトルを作成し、この0.5Hzから10Hzまで0.5Hz刻み周波数の振幅成分を用いた。

図3.2.1、図3.2.2では、MYG004の3.11における0.5Hz、2.0Hzの振幅成分とその予測の時刻歴変化を示したが、これらの図を見ると、計測震度予測の場合と比較して誤差が大きくなっていることが分かる。3.11第2波到達時の各成分を結び、MYG004のスペクトル予測としたものを図3.2.3、同様にFKS023のスペクトル予測を図3.2.4に示したが、こちらも予測と実測で誤差が大きく、スペクトルの予測として信頼性に乏しい。

この原因を探るべく、まず 3.11 第 2 波と 4 月 7 日余震 S 波到達時の MYG004 におけるスペクトルの現状把握値と実測値を図 3.2.5, 図 3.2.6 に示す。現状把握値は解析空間における観測点地下の値にサイト增幅特性を乗じた値であり、本来実測値と同値となるはずの値であるが、これらの図では大きな誤差を生じている。ただ、2 つの図を比較すると、これらの誤差は異なる 2 つの地震で類似した傾向を示していることがわかる。

さらに、3.11 第 2 波到達時の MYG004, FKS023 におけるスペクトルの予測値と現状把握値を図 3.2.7, 図 3.2.8 に示したが、実測値に対する予測の場合と比較して誤差が小さく、現状把握値に対する予測値は高い信頼性を持つことがわかる。

以上の結果より、解析空間内での予測はできているものの、観測点と解析空間との間におけるデータの受け渡しに問題があると考えられる。この問題を解決する方法の一つとして、サイト增幅特性の見直しが考えられる。

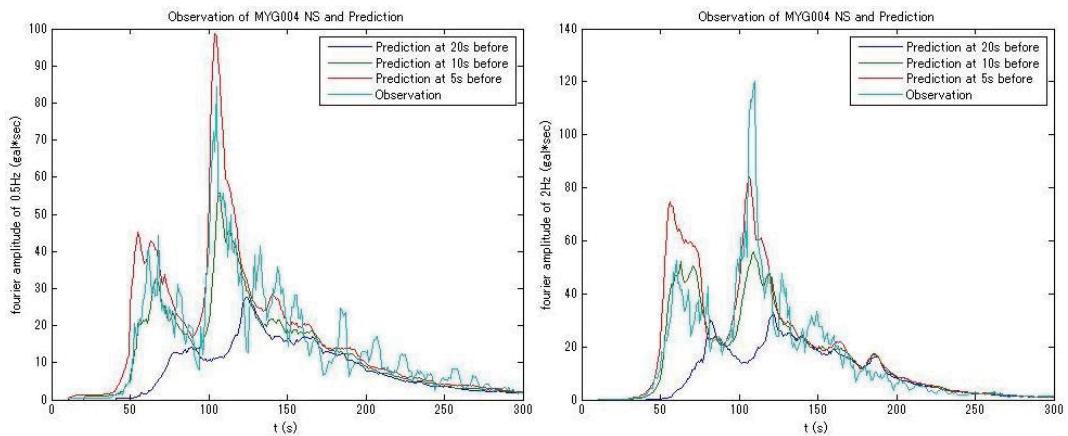


図 3.2.1(左) 3.11 時 MYG004(NS)における 0.5Hz のフーリエ振幅成分(予測と実測)

図 3.2.2(右) 3.11 時 MYG004(NS)における 2.0Hz のフーリエ振幅成分(予測と実測)

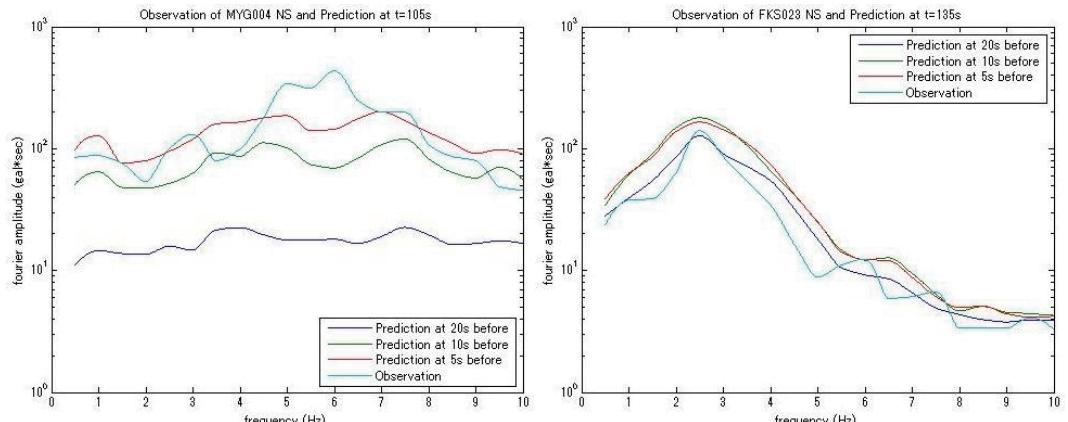


図 3.2.3(左) 3.11 第 2 波到達時 MYG004(NS)におけるフーリエスペクトル(予測と実測)

図 3.2.4(右) 3.11 第 2 波到達時 FKS023(NS)におけるフーリエスペクトル(予測と実測)

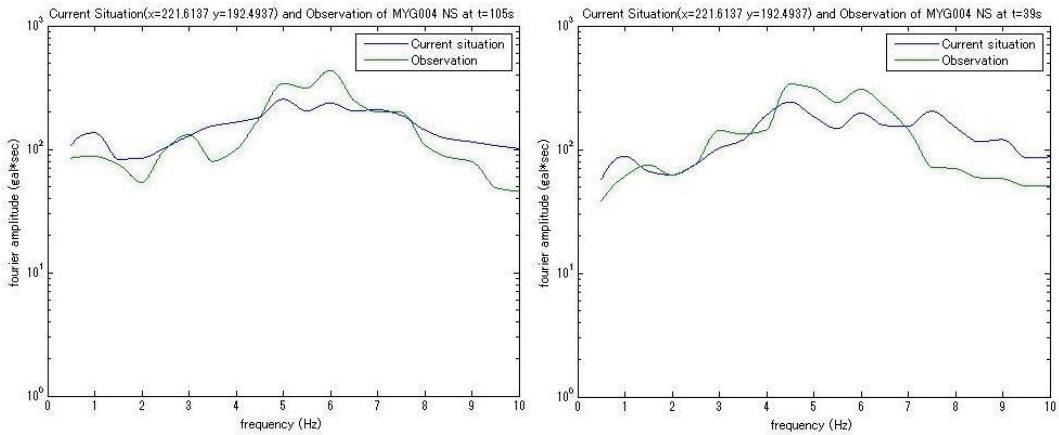


図 3.2.5(左) 3.11 第 2 波到達時 MYG004(NS)におけるフーリエスペクトル(現状把握と実測)

図 3.2.6(右) 4/7 余震 S 波到達時 MYG004(NS)におけるフーリエスペクトル(現状把握と実測)

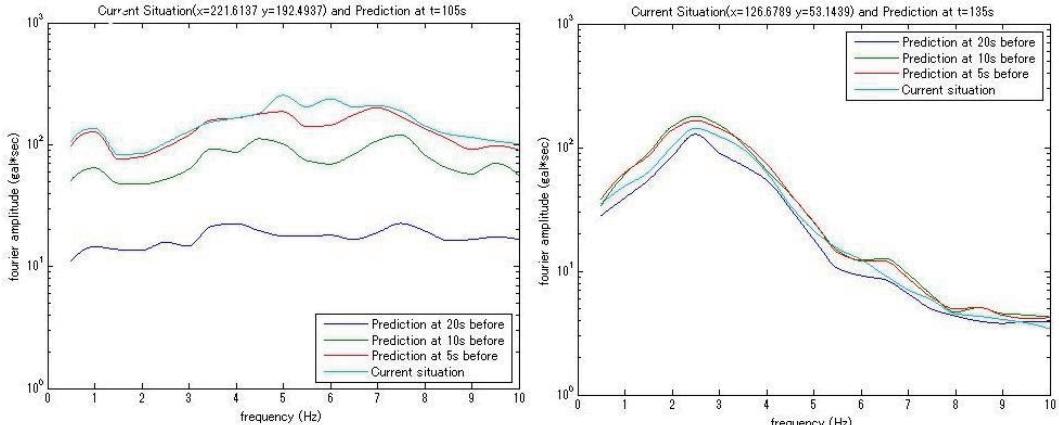


図 3.2.7(左) 3.11 第 2 波到達時 MYG004(NS)におけるフーリエスペクトル(予測と現状把握)

図 3.2.8(右) 3.11 第 2 波到達時 FKS023(NS)におけるフーリエスペクトル(予測と現状把握)

4. まとめ

計測震度について、特に前線から離れた観測点では、おおむね一致した値を予測できる。

スペクトルについて、予測として信頼性に乏しい。この改善方法の一つとして、複数の地震に対する現状把握値と予測値の誤差を用いてサイト增幅特性を逐次修正することが考えられる。

謝辞

防災科学技術研究所の K-NET, KiK-net 強震記録を利用しました。記して感謝いたします。

国土技術政策総合研究所のサイト增幅特性データを利用しました。記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 干場充之,青木重樹: Numerical Shake Prediction for Earthquake Early Warning: Data Assimilation, Real-Time Shake Mapping, and Simulation of Wave Propagation, 2015

日本自然災害学会東北支部役員（平成 27 年度）

支 部 長 松 澤 暢（東北大学・理）
幹 事 長 日 野 亮 太（東北大学・理）
評 議 員 片 岡 俊 一（弘前大学・理工）
松 富 英 夫（秋田大学・工資）
川 辺 孝 幸（山形大学・教育）
岩 崎 正 二（岩手大学・工）
千 葉 則 行（東北工業大学・工）
中 村 晋（日本大学・工）
源 栄 正 人（東北大学・災）
会計監査員 飯 藤 將 之（仙台高等専門学校）

平成 28 年 3 月 1 日 発行

東北地域災害科学研究 第 52 卷
(平成 27 年度)

編 集 者 自然災害研究協議会東北地区部会
部 会 長 松 澤 暢

日本自然災害学会東北支部
支 部 長 松 澤 暢

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
センターメンバー 今 村 文 彦
〒 980-0845 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