Tohoku Journal of Natural Disaster Science
Volume 47　　March,　2011

東北地域災害科学研究

第 47 巻　　平成 23 年 3 月

論説　　頁

2008 年岩手・宮城内陸地震の低周波余震 …… 小菅正裕・2008 年岩手・宮城内陸地震合同余震観測グループ　1
表面波探査および簡易微動アレー探査による盛岡市域の平均 S 波速度－平均 S 波速度と詳細震度分布との関係－
…… 岡田浩幸・山本英和・佐野　剛　7
岩手県の震度観測点における地震動増幅特性－平成 22 年 3 月 14 日に発生した福島県沖の地震に基づいた解析－
…… 佐藤瞬也・山本英和・佐野　剛　13
1896 年陸羽地震と 1914 年秋田仙北地震における住家被害と地盤特性の検討－全潰率と微動 H/V スペクトル比の比較－
…… 水田敏彦・藤井摩弥・鏡味洋史　19
盛土地盤の地震時非線形応答が建物被害に与える影響…… 三辻和弥・松川和人・前田匡樹　25
大網地域における地すべりの変遷について…… 熊谷　晃・前川勝朗　31
木造住宅の新旧耐震診断法による評点に関する考察…… 水野嵩之・飯藤将之・笠松富二夫・藤田智己　37
汎用端末の内蔵センサー群を活用した即時被害把握システムの開発…… 岡元　徹・柴山明寛・大野　晋　41
がけ崩れ危険住宅移転支援促進支援制度に関する現況調査…… 井良沢道也・目黒　渚　47
2009 年 10 月 30 日秋田県能代市 で発生した竜巻災害…… 植松　康・高橋章弘　53
路面状態を考慮した積雪地域における地震に対する道路網保全システムに関する一検討…… 石出宗峻・堀井雅史　59
震災時における負傷者搬送を考慮した高層建築物の避難方法に関する研究…… 伊藤博紀・柴山明寛・大野　晋　63
海岸樹木の倒伏，抜根，折損に関する現地試験　－インドネシアの Casuarina を例に－
…… 松冨英夫・原田賢治・Aloysius Bagyo WIDAGDO　69
2010 年 Mentawai 地震津波と海岸樹木の被害形態 …… 松冨英夫・原田賢治・Subandono DIPOSAPTONO　77
2010 年チリ地震津波の諸相 …… 松冨英夫・原田賢治・小笠原敏記・片岡俊一　83
STUDY ON TSUNAMI PROPAGATION INTO RIVERS …… Min ROH and Xuan Tinh NGUYEN and Hitoshi TANAKA　89
移動床下の漂流物を伴う氾濫流に関する実験…… 相馬崇志・東　美樹・松冨英夫　95
離岸堤消波ブロックの津波に対する安定性について…… 半沢　稔・松本　朗・田中　仁　101
ボリビア Tuni 湖における土砂の堆積 …… 田中　仁・Ramiro PILLCO　107
ボリビア Tuni 湖周辺の降水・流出特性 …… 石垣康之・朝岡良浩・有働恵子・真野　明　113
ボリビア・トゥニ貯水池流域の水質調査…… 梅田　信・Marcelo GORRITTY　119
釜房湖における 2-MIB の増加要因の検討 …… 鈴木淳士・梅田　信・松川正彦　123
WATER QUALITY MODELING IN MIHARU RESERVOIR …… Duong Hai THUAN and Makoto UMEDA　129
伊豆沼における湖面風と底質の巻き上げについて…… 別当雄亮・梅田　信　135
水理学的条件の異なるダム湖における水温分布の再現計算…… 落合雄太・梅田　信　141
強雨システム…… 渡邊　明　147
数値フィルターと水質データを用いた阿武隈川の流量時系列データの成分分離に関する研究…… 芳賀友洋・横尾善之　153
融雪出水過程の解明に向けた積雪層内および融雪水の水質調査…… 安藤昌哉・横尾善之　159
流域の気候・地理的条件が山地河川の流況に与える影響…… 木村　龍・江坂悠里・横尾善之　165
福島県の降雨極値を考慮した内水氾濫ポテンシャルマップ…… 川越清樹・大田敏長・佐藤雄太　171
香東川を対象とした河川横断測量による現地調査…… 野村一至・木村健人・徳田　章・渡辺一也　177
一部可動堰タイプの堰における周辺河床の堆砂と洗掘に関する実験的研究…… 三輪　弋　183
有限体積法による平面流れ場の計算の高精度化…… 東田　現・有働恵子・真野　明　189
水平板と潜堤からなる複合型防波堤の防波効果について…… 森澤海里・鶴本良博　195
海面上昇に伴う全国砂浜侵食量の推定…… 須川太一・有働恵子・真野　明　201
SAND SPIT DECLINE AT THE SAGAMI RIVER MOUTH …… Yinghao LI and Eko PRADJOKO and Hitoshi TANAKA　207
TOWARD IMPROVING PREDICTION OF SEDIMENT TRANSPORT OVER WAVE-INDUCED RIPPLES
…… Rafic ABSI and Hitoshi TANAKA　213
LCA 十三湖汽水環境調査研究 …… 佐々木幹夫・田中　仁・梅田　信　219
長瀬川河口周辺からの凝集塊輸送に関する研究…… 青柳一輝・田中　仁・梅田　信・藤田　豊・金山　進　225

文　部　科　学　省　研　究　開　発　局
自 然 災 害 研 究 協 議 会 東 北 地 区 部 会
日　本　自　然　災　害　学　会　東　北　支　部
東 北 地 区 自 然 災 害 資 料 セ ン タ ー

Tohoku Journal of Natural Disaster Science

Volume 47 March, 2011

ARTICLES Page

Low frequency earthquakes among the aftershocks of Iwate-Miyagi Nairiku earthquake in 2008 ..... Masahiro KOSUGA and the Group for the aftershock observations of the Iwate-Miyagi Nairiku Earthquake in 2008 1

Estimation of average S-wave velocities at Morioka City by using surface wave microtremor array survey -Relation between the average S-wave velocities and seismic intensities by questinarry survey- ..... Hiroyuki OKADA, Hidekazu YAMAMOTO and Tsuyoshi SANO 7

Site amplification characteristics at the strong motion observation sites in Iwate Prefecture ..... Shunya SATO, Hidekazu YAMAMOTO and Tsuyoshi SANO

Study of the wooden houses damage related to ground motion characteristics due to the 1896 Rikuu and the 1914 Akita Senboku earthquakes 13
– Comparison between collapses rate of houses and predominant period of H/V spectral ratio of microtremors – ..... Toshihiko MIZUTA, Mami FUJII and Hiroshi KAGAMI 19

The effect of non-linear seismic response of fill land to damage of buildings ..... Kazuya MITSUJI, Kazuto MATSUKAWA and Masaki MAEDA 25

The development of the landslide at Oami region ..... Akira KUMAGAI and Katsurou MAEKAWA 31

Study of Earthquake Resistant Index of Wooden Houses by old and new Examination Standards ..... Takayuki MIZUNO, Masayuki HANDOU, Fujio KASAMATSU and Tomomi FUJITA 37

Development of Real-Time Disaster Information Collection System Using Terminal Built-in Sensors ..... Tohru OKAMOTO, Akihiro SHIBAYAMA and Susumu OHNO 41

An interview to the residents and administration person concerning with slope failure dangerous housing relocation support promotion support system in Iwate Prefecture ..... Michiya IRASAWA and Nagisa MEGURO 47

Tornado disaster in Noshiro City on October 30, 2009 ..... Yasushi UEMATSU and Akihiro TAKAHASHI 53

Secure road network system against earthquake taking road surface conditions into consideration in snowy areas ..... Munetaka ISHIDE and Masafumi HORII 59

Study on human evacuation considering an injured person in a high-rise building for earthquake disaster Hiroki ITO, Akihiro SHIBAYAMA and Susumu OHNO 63

Field test on the lodging, uprooting and breaking of coastal trees – Examples of casuarina in Indonesia – ..... Hideo MATSUTOMI, Kenji HARADA and Aloysius Bagyo WIDAGDO 69

The 2010 Mentawai Earthquake tsunami and mode of coastal tree failure ..... Hideo MATSUTOMI, Kenji HARADA and Subandono DIPOSAPTONO 77

Aspects of the 2010 Chile Earthquake Tsunami ..... Hideo MATSUTOMI, Kenji HARADA, Toshinori OGASAWARA and Shunichi KATAOKA 83

Study on tsunami propagation into rivers ..... Min ROH, Xuan Tinh NGUYEN and Hitoshi TANAKA 89

Experiments on inundation flow with floating objects under the condition of a movable bed ..... Takashi SOMA, Miki AZUMA and Hideo MATSUTOMI 95

Stability of detached breakwater against tsunami ..... Minoru HANZAWA, Akira MATSUMOTO and Hitoshi TANAKA 101

Sediment deposit in Lake Tuni, Bolivia ..... Hitoshi TANAKA and Ramiro PILLCO 107

Precipitation and runoff characteristics around the Lake Tuni in Bolivia ..... Yasuyuki ISHIGAKI, Yoshihiro ASAOKA, Keiko UDO and Akira MANO 113

Observations of water quality in Tuni Lake basin ..... Makoto UMEDA and Marcelo GORRITTY 119

Study on the factors affecting the increase of 2-MIB concentration in Kamafusa Reservoir ..... Atsushi SUZUKI, Makoto UMEDA and Masahiko MATSUKAWA 123

Water quality modeling in Miharu Reservoir ..... Duong Hai THUAN and Makoto UMEDA 129

Study on resuspension of sediment in Lake Izunuma caused by wind induced current ..... Yusuke BETTO and Makoto UMEDA 135

Numerical simulation of water temperature distribution in the dam with different hydrological conditions ..... Yuta OCHIAI and Makoto UMEDA 141

On the system of strong rain ..... Akira WATANABE 147

Hourly hydrograph separation for the Abukuma river based on numerical filter technique and water quality data ..... Tomohiro HAGA and Yoshiyuki YOKOO 153

Investigating physical and chemical profiles of snow cover and temporal variation of snowmelt water chemistry for understanding snowmelt processes ..... Masaya ANDO and Yoshiyuki YOKOO 159

Effects of geographic characteristics of watersheds on the flow regimes in Japanese mountainous areas ..... Ryo KIMURA, Yuri ESAKA ans Yoshiyuki YOKOO 165

Development of Inland flood potential map due to extreme rainfall in Fukushima prefecture ..... Seiki KAWAGOE, Toshinaga OHTA and Yuta SATO 171

Field observations used to river topographical survey at Kotogawa river ..... Kazushi NOMURA, Kento KIMURA, Akira TOKUDA and Kazuya WATANABE 177

Experimental study on deposition and scoring around weir equipped with sluiceway ..... Hajime MIWA 183

Development of high accuracy calculation of 2D flow by finite volume method ..... Arata HIGASHIDA, Keiko UDO and Akira MANO 189

Defensive effects of a breakwater combining submerged breakwater and horizontal plate ..... Kairi MORISZAWA and Yoshihiro TSURUMOTO 195

Prediction of Shoreline Retreat during Sea Level Rise in Japan ..... Taichi SUGAWA, Keiko UDO, and Akira MANO 201

Sand spit decline at the Sagami River mouth ..... Yinghao LI, Eko PRADJOKO and Hitoshi TANAKA 207

Toward improving prediction of sediment transport over wave-induced ripples ..... Rafic ABSI and Hitoshi TANAKA 213

Study on aquatic environment of Lake Jusan in investigating LCA ..... Mikio SASAKI, Hitoshi TANAKA and Makoto UMEDA 219

Investigation of floc transport from Nagase river mouth ..... Kazuki AOYANAGI, Hitoshi TANAKA, Makoto UMEDA, Yutaka FUJITA and Susumu KANAYAMA 225

Tohoku Research Group for Natural Disaster Science

2008 年岩手・宮城内陸地震の低周波余震*

弘前大学理工学研究科　小菅　正裕
2008 年岩手・宮城内陸地震合同余震観測グループ

1. はじめに

低周波地震には、西南日本の深部低周波微動［Obara (2002)］中に見られるもの、東北日本の地殻深部及びマントル最上部で発生するもの［例えば、Hasegawa ()］、火山の火口付近で発生するものの他に、大規模地震の余震として発生するものがある。余震中の低周波地震の振動の起源が震源にあれば、応力降下量が小さいことが考えられ、震源に働く応力や断層の摩擦係数が小さいことなどが考えられる。しかし、低周波地震の中には震源が浅いために表面波を励起するものや、特別な地下構造に起因する地震波を励起すると考えられるもの［例えば、小菅（2007)］もあるので、波形の特徴を基に地震を精密に分類して成因を議論する必要がある。2008 年岩手・宮城内陸地震の余震中にも低周波地震が含まれていることが報告されている［防災科学技術研究所（2009)、気象庁（2010)］が、抜き取り的な調査に留まっているので、本論では 2008 年岩手・宮城内陸地震合同余震観測グループによる長期間の観測データを用いて、系統的な調査を実施した。

2. データ・方法

解析には合同余震観測グループによる観測波形と験測値を用いた。対象期間は 2008 年 6 月 15 日から 9 月 30 日までである。P 波・S 波到達時刻の験測値を基にイベント波形の切り出しを行い、水平動を radial 及び transverse 成分に変換し、P 波・S 波・コーダ波部分のスペクトルを求めた（図 1)。ウィンドウ長は、P 波及び S 波は初動からそれぞれ 1 秒及び 2 秒間、コーダ波は S 波走時の 2 倍の時刻からの 4 秒間とした。図 2 の全観測点についてスペクトルを求めたところ、特定の周波数が卓越したり高周波のノイズが多い観測点もあることが判明した。そこでそのような観測点は除いて、

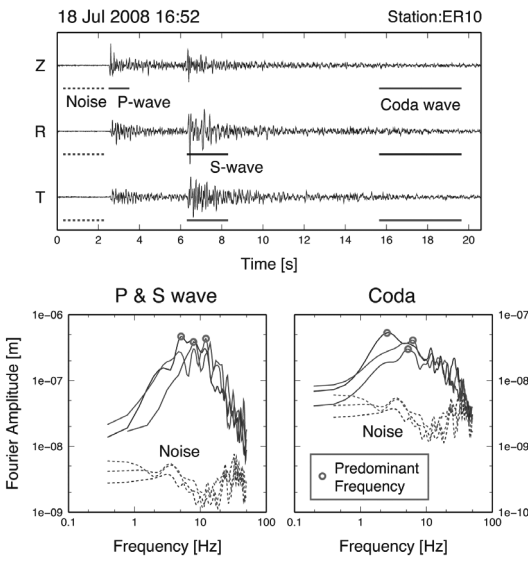


図 1　観測波形のフーリエ振幅スペクトルの例。P 波は上下動成分、S 波は radial と tangential 成分から、コーダ波部分は 3 成分から読み取った。時間ウィンドウ長は、P 波は 1 秒、S 波は 2 秒、コーダ波は 4 秒で、その位置を波形の下に横棒で示す。P 波到達前 2 秒間をノイズのウィンドウとし、フーリエ振幅スペクトルのピーク周波数（下段の丸印）は S/N 比が 5 倍以上の場合に読み取った。

* Low frequency earthquakes among the aftershocks of Iwate-Miyagi Nairiku earthquake in 2008 by Masahiro Kosuga and the Group for the aftershock observations of the Iwate-Miyagi Nairiku Earthquake in 2008

図2に黒三角印で表されている観測点59点でのスペクトルを用いて以下の解析を行った。低周波地震の検出は、得られたスペクトル中で振幅が最大となる周波数（ピーク周波数）を用いて行った。ピーク周波数は震源距離と地震のマグニチュードに依存する。そこで、各地震についてピーク周波数の対数と震源距離の関係を1次関数で近似して、震源距離が0の場合の周波数を求めた。この処理以降は、S/N比が5倍以上のデータが10点以上の観測点で得られている場合について行った。次に、震源距離が0の場合の周波数の対数とマグニチュードの関係を1 次関数で近似し、近似式からの周波数の偏差を求めた（図3）。この周波数偏差を基に低周波地震の検出を行った。

周波数偏差は図3に示す6成分について得たが、その空間分布の大局的な傾向は成分によらないことがわかっ

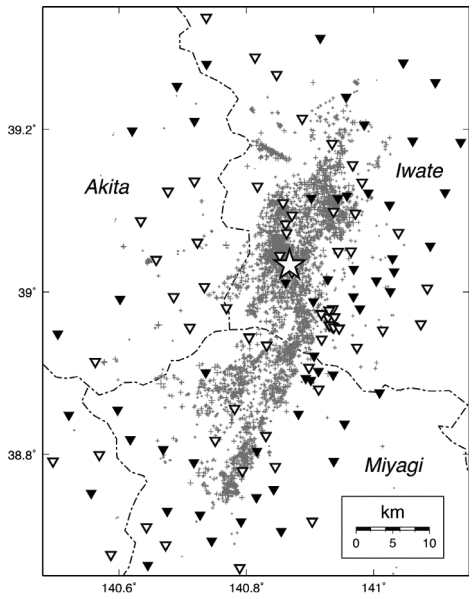


図2　合同観測の観測点（三角印）と合同観測データに含まれる地震（灰色の十字）の分布。解析には黒三角印の観測点のデータを用いた。

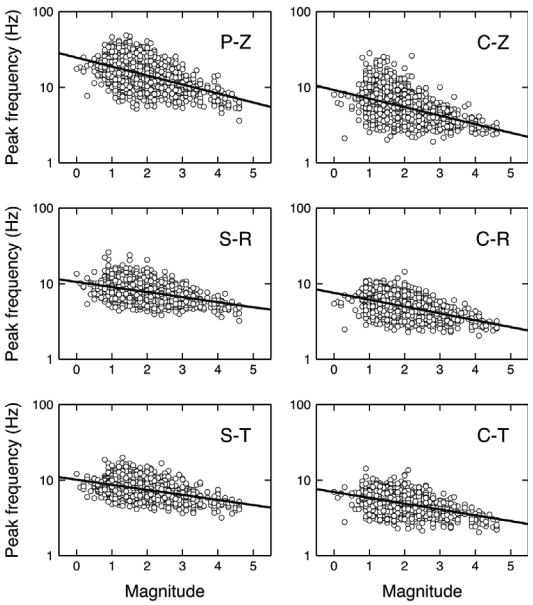


図 3　ピーク周波数の対数とマグニチュードの関係。両者の関係を直線で近似し、直線からの周波数のずれを周波数偏差と定義する。各図の右上のアルファベットの組の1文字目は位相（P波、S波、コーダ波）を、2文字目は成分（Zは上下動、Rはradial、Tはtransverse）を表す。

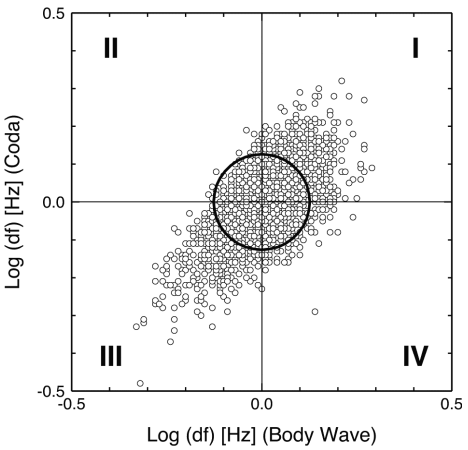


図 4　実体波の周波数偏差（横軸）とコーダ波の周波数偏差（縦軸）の相関。円は中心からの距離の標準偏差を表す。I～IVは象限を表す。

たので、実体波 3 成分及びコーダ波 3 成分ずつを平均し、各地震について実体波とコーダ波の周波数偏差を求めた。図 4 の散布図では両者に明瞭な相関が見られる。すなわち、実体波が高周波の地震はコーダ波も高周波で、実体波が低周波の地震ではコーダ波も低周波である。図 4 の円は中心からの距離の標準偏差で、この範囲内であれば「標準的」な地震と見なした。円の範囲外の第一象限の地震は高周波の地震、円の範囲外で第三象限の地震は低周波の地震と分類した。なお、数は少ないが第四象限に分布する地震もある。これは、実体波は低周波ではないがコーダ波が低周波の地震である。ただし、中心からの距離は第三象限の地震に比べて短いため、低周波の度合いはそれほど顕著ではない。

図 5 にはここで分類した三種類の地震の波形の例を示す。上から高周波（図 4 の第一象限）、低周波（第三象限）、コーダ波が低周波（第四象限）の地震である。(b)に示した低周波地震は、表面波的な低周波の後続波を有することが特徴である。

3. 高周波及び低周波地震の空間分布

高周波地震の震源分布を図 6 に示す。高周波地震は本震の震源（図 6 の星印）よりも北側では広範囲に、南側では線状に分布する。余震域の北端と南端、及び栗駒山周辺では少ない。断面図を見ると、震源の深さ方向への広がりの中では相対的に深い位置に分布することが特徴である。

図 7 には低周波地震（図 4 の第三象限の地震）の震源分布を示す。低周波地震は高周波地震よりも広範囲に分布しているが、分布域は高周波地震のそれとは明瞭に異なっている。平面的に見ると、本震震源の西側、本震断層の南側の西部、さらにその南の鳴子火山との間、及び断層北端部に分布する。高周波地震の発生が多い地域では低周波地震の発生は少なく、特に、本震断層の南側東部での低周波地震の発生はほとんど見られない。断面図で見ると、震源の深さ方向への広がりの中では相対的に浅い部分に分布する。このようなことから、高周波地震と低周波地震は明瞭に棲み分けていることが明らかになった。

実体波は高周波でコーダ波が低周波の地震（図 4 の第四象限の地震、図 5(c)）の震源分布を図 8 に示す。このタイプの地震は数が少なく分布域も限られる。本震震源周辺のやや浅部と、それよりも北側の余震域深部（d 断面）、及び焼石岳付近（b 断面）である。注目されるのは、これらが必ずしも浅い地震ではないことである。

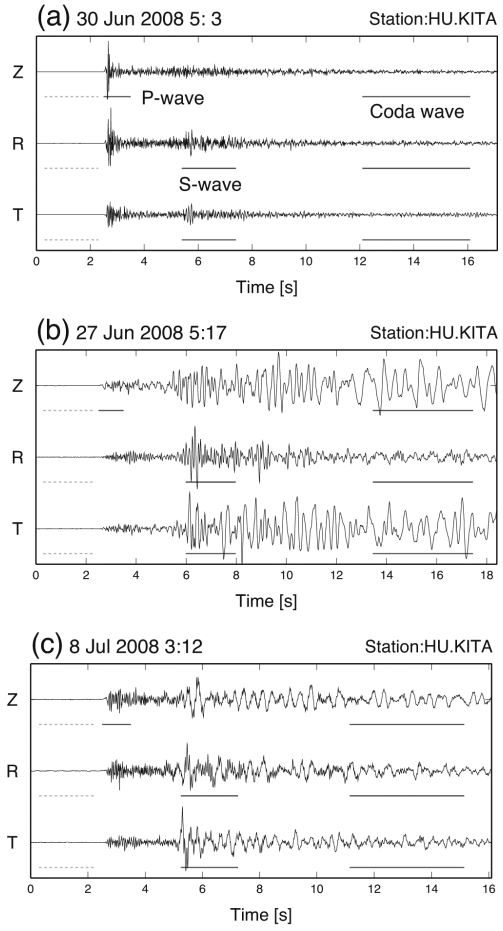


図 5　図 4 の第一象限(a)、第三象限(b)、及び第四象限(c)に位置する波形の例。

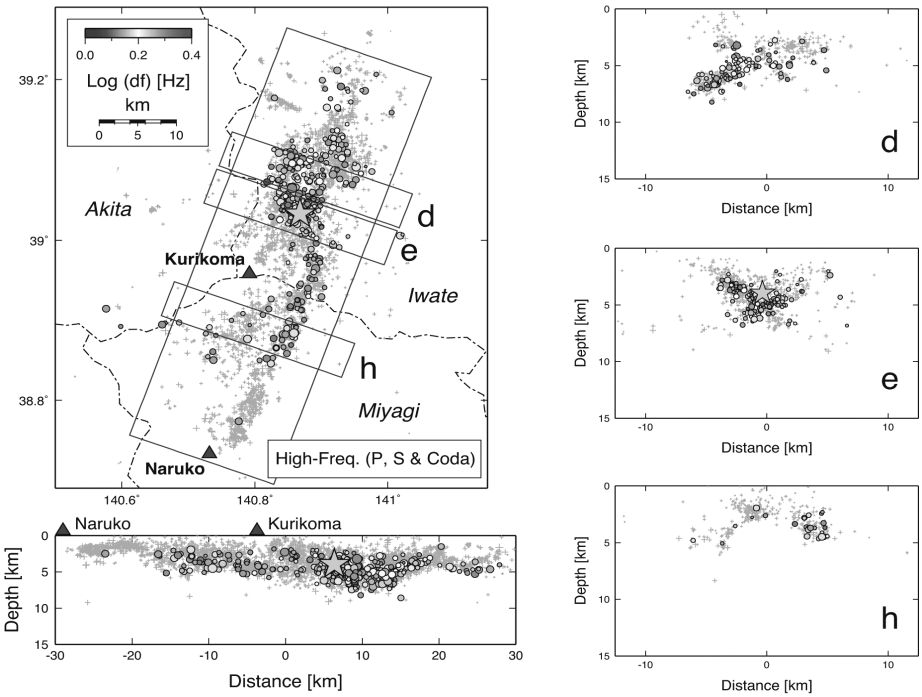


図 6　高周波の地震（図 4 の第一象限で円の外側の地震）の震源分布。北北東-南南西方向の断面を左下に、d, e, h 断面を右に示す。円の大きさはマグニチュードを、円の色は周波数偏差を表す。星印は本震の震源、灰色の十字は合同観測データの震源の位置を表す。活火山は三角印で示されている。

4. 議論

岩手・宮城内陸地震の震源過程の研究［例えば、Suzuki *et al.* (2010)］によれば、本震時のすべりが大きかった領域は本震断層南側の浅部に限られている。その領域は平面的には高周波地震の分布域（図 6）とほぼ対応するように見えるが、h 断面を見ると、高周波地震は西に傾斜した面上ではなく、その東側の深さ 3〜5 km の領域に分布する。従って、本震断層上のすべりの大きい領域と高周波地震の対応は明瞭ではない。高周波地震の発生域が低周波地震のそれよりは系統的に深部にあることは、相対的に応力が高い領域で発生していることを示すものと考えられる。

図 4 において、実体波の周波数偏差とコーダ波の周波数偏差の間には明瞭な正の相関が見られ、コーダ波部分で低周波の振動が卓越する地震は、実体波部分でも低周波の傾向があることが判明した。このことは、低周波のコーダ波の生成には、震源が浅いことの他に、震源から低周波の波が放射されたことも寄与していることを示唆する。低周波地震が最も集中的に発生しているのは、余震域の最南端の、鳴子火山の北東領域の浅部である。この領域は、鮮新世から更新世前期に活動した珪長質大規模カルデラ領域［東京大学地震研究所（2008）］とよく対応する。同様なカルデラは栗駒山南部にも広がっており、やはり低周波地震分布域と対応する。さらに栗駒山北部及び焼石岳周辺は火山地域であり、これらのことから、低周波地震は高温領域

において発生していると見ることができる。高温領域においては流動変形が進みやすいために高応力降下量の地震は発生しにくいと考えられる。

低周波地震は、余震域北端部にも広く分布する。岩手・宮城内陸地震では本震後の余効変動が GPS により観測されており、その原因は断層での準静的すべりによるものと考えられている。Iinuma *et al.* (2009) が推定した余効変動のすべり分布と対応させてみると、低周波地震はすべり域の西端部に位置している。ここでの震源の深さは 3 km 程度あるので（図 7 の b 断面）、西に傾斜した余効すべり断層深部で低周波地震が発生しているように見える。

実体波は高周波でコーダ波が低周波の地震は、本震周辺やその北の断層深部にまとまって分布している（図 8）。これらの領域での低周波地震は、震源が浅いために表面波を励起したとは考えにくく、震源特性を反映したものと考えられる。その位置の一つが本震震源付近に存在することは興味深いが、今後、他の観測結果との比較検討を進める必要がある。

5. おわりに

本論では 2008 年岩手・宮城内陸地震の合同余震観測データを用い、実体波とコーダ波についてスペクトル振幅のピーク周波数の偏差を求め、地震を(1)高周波地震、(2)実体波・コーダ波ともに低周波の地震、(3)実体波は高周波だがコーダ波が低周波の地震、の 3 種類に分類して、その空間分布の特徴を調べた。結果は以下のようにまとめられる。

(1) 高周波の地震は，主に本震の震源域の相対的に深部に分布する.

(2) 実体波・コーダ波ともに低周波の地震の一部は，栗駒山・焼石岳の周辺，鳴子の北東のカルデラ内に分布し，高温領域で発生していることを示唆する.

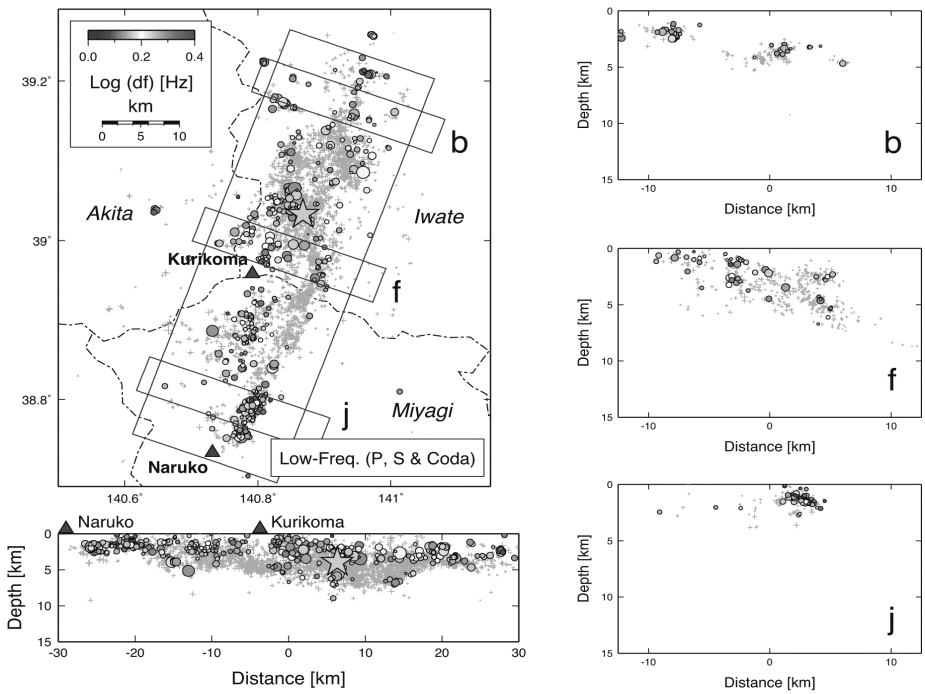


図 7　低周波の地震（図 4 の第三象限で円の外側の地震）の震源分布。

(3) 低周波地震のうち余震域北端部で発生したものは、GPS 観測から推定された余効すべり域の西端部分（余効すべり断層深部）に分布するように見える。

(4) 実体波が高周波でコーダ波が低周波の地震の数は少ないが、本震震源よりもやや浅部と北側余震域深部にまとまって分布する。ただし、その発生機構については今後の検討が必要である。

文献

防災科学技術研究所，2009，平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震余震活動中に見られる低周波卓越の地震，地震予知連絡会会報，**81**，149-151.

Hasegawa, A.

Iinuma, T. *et al*., 2009, Aseismic slow slip on an inland active fault triggered by a nearby shallow event, the 2008 Iwate-Miyagi Nairiku earthquake (Mw6.8), Geophys. Res. Lett., **36**, L20308, doi:10.1029/2009GL040063.

気象庁，2010，平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震調査報告，気象庁技術報告，**132**，187 pp.

小菅正裕，2007，地震波エンベロープを用いた新潟県中越地震のやや低周波の余震の検出，月刊地球，**29**，252-256.

Obara, K., 2002,

Suzuki, W., S. Aoi, and H. Sekiguchi, 2010, Rupture process of the 2008 Iwate-Miyagi Nairiku, Japan, earthquake derived from near-source strong-motion records, Bull. Seism. Soc. Am., **100**, 256-266.

東京大学地震研究所，2008，2008 年岩手・宮城内陸地震の地質学的背景，http://www.eri.u-tokyo.ac.jp/topics/Iwate2008/geol/.

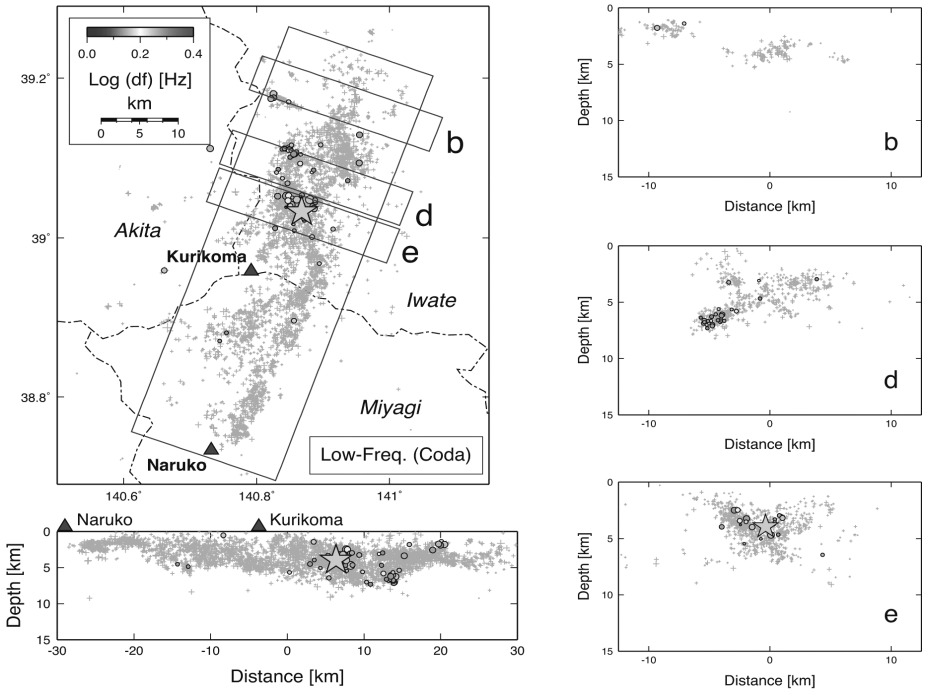


図 8　実体波は高周波でコーダ波が低周波の地震（図 4 の第四象限で円の外側の地震）の震源分布。

表面波探査および簡易微動アレー探査による盛岡市域の平均Ｓ波速度
－平均Ｓ波速度と詳細震度分布との関係－*

岩手大学工学部　岡田浩幸、山本英和、佐野剛

１．はじめに

地震時の揺れは震源、伝播特性だけでなく、地盤の地震応答特性によって大きく影響を受ける。そのため、都市部のＳ波速度構造を把握することは地震動や危険度予測をする上で重要である。最近の研究では地下 30m 程度までの平均Ｓ波速度が地盤の地震増幅率と良い対応を表すことが報告されている。

我々は、過去に、4 台の地震計からなる微動アレー探査により盛岡市域における速度構造を推定した（熊田ほか（2007））。図 1 に微動アレー探査の観測システムを示す。アレー半径 6m で上下動のみを収録した。位相速度の解析には空間自己相関法を利用している。空間自己相関法では、通常地震計間隔の 10 倍程度までの位相速度を検出可能であり、60m 程度の波長の検出が期待される。この測定条件では、地下 20m、30m の平均 S 波速度を推定することが可能である。しかし、地下 10m 以浅の平均Ｓ波速度の推定には精度が落ちてしまう。

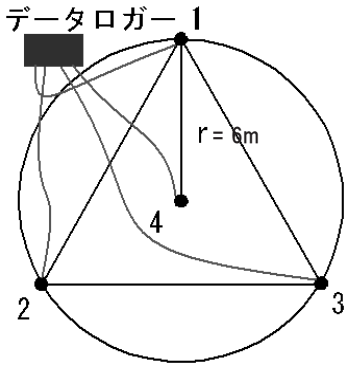


図 1　微動アレー探査の観測システム

近年、地盤探査の中でもコストが低く、環境に対する負荷が少ない探査方法が開発・改良されているが、その中で、地盤の極浅部（深度 20m 程度まで）における 2 次元構造を簡便に推定することを目的とした表面波探査がある。表面波探査は、カケヤの強打や重錘落下などの人工起振により発生させた表面波を複数の受振器で測定し、地下のＳ波速度構造を推定する。

本研究では、地下 10m 以浅の浅部構造探査が容易である表面波探査を使用し、表面波探査の結果を微動アレー探査の結果に加え、盛岡市域における表層地盤の平均Ｓ波速度を深度ごとに求めた。また、地域ごとの震度の差異の原因を調べるため、平均Ｓ波速度と 2003 年の宮城県沖の地震時のアンケート震度分布とを比較する。

---

* Estimation of average S-wave velocities at Morioka City by using surface wave microtremor array survey -Relation between the average S-wave velocities and seismic intensities by questinarry survey-
by Hiroyuki OKADA, Hidekazu YAMAMOTO and Tsuyoshi SANO

２．表面波探査による平均Ｓ波速度の推定

本研究は、熊田ほか（2007）の測定場所の中から 10 点、そして新たに都南中央公園を加え、計 11 点を測定場所とした。図 2 に観測地点を示す。

観測点No	場所
1	ゆとりヶ丘1号公園
2	小鳥沢南公園
3	東黒石野公園
4	姫ヶ丘児童公園
5	上堂桜並公園
6	大新町児童公園
7	天昌寺町児童公園
8	林古児童公園
9	東安庭東児童公園
10	大都西幼児公園
11	都南中央公園

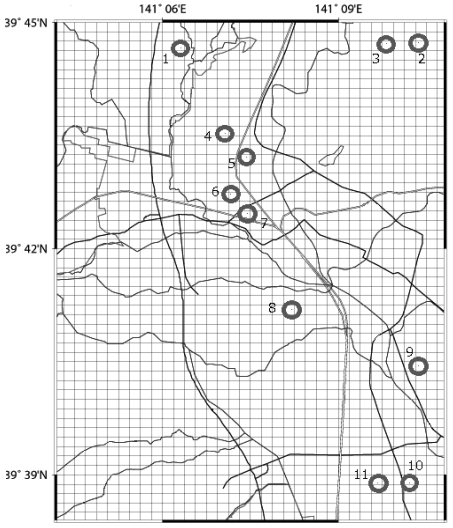


図２　観測地点の分布

測定には、応用地質(株)の高精度表面波探査を使用した。図 3(a)に探査方法の模式図を示す。高精度表面波探査は、多数の受振器で測定された波形の相関をとることで解析精度を向上させ、簡便に 2 次元解析を行うことができる。測定では受振器 24 個を使用し、直線上に等間隔に並べ、受振器および両端にある受振器の外側の計 25 ヶ所をカケヤで叩き、表面波を発生させた。測定器として応用地質(株)の McSEIS‐SXW(XP 版)、受振器は速度型地震計・固有周波数 4.5Hz ジオフォン 24 個を使用した。例として、図 3(b)に上堂桜並公園で表面波探査を行った際の位相速度分散曲線の結果、図 3(c)に解析結果の 2 次元 S 波速度構造の図を示す。

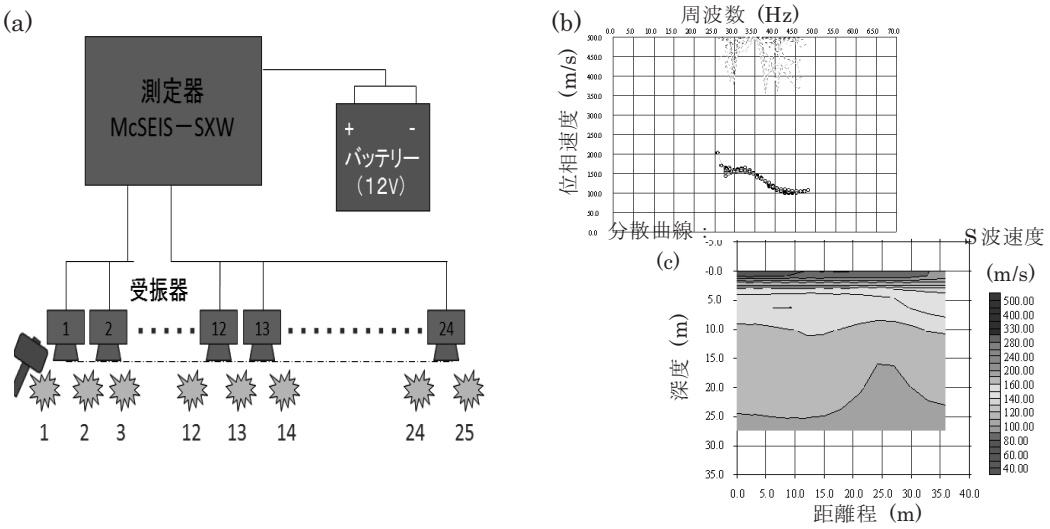


図３　(a)探査方法の模式図，　(b)位相速度分散曲線の例，　(c)2 次元 S 速度構造の例

表面波探査の位相速度分散曲線と微動アレー探査の位相速度分散曲線から、表層地盤の深度ごとの平均 S 波速度を求めた。例として、図 4 に上堂桜並公園における表面波探査と微動アレー探査の位相速度分散曲線を示す。

平均 S 波速度の換算方法として、長尾・紺野（2002）の方法を使用した。長尾・紺野（2002）では、波長 15m、30m、40m のレイリー波位相速度がそれぞれ深度 10m、20m、30m の平均 S 波速度（AVS10、AVS20、AVS30）に対応すると報告している。図 4 の斜線が波長 15m、30m、40m に相当する。今回は AVS20、AVS30 には微動アレー探査の位相速度、AVS10 に表面波探査の位相速度のデータ群から平均的な値を抜粋して使用した。

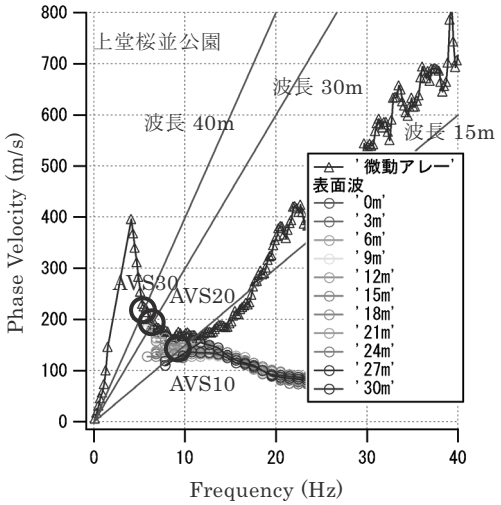


図 4　表面波探査と微動アレー探査の位相速度分散曲線の例および AVS の算出例

図 5 に全観測点の位相速度分散曲線、表 1 に AVS10、AVS20、AVS30 の一覧を示す。ゆとりヶ丘 1 号公園や上堂桜並公園、東安庭東児童公園では AVS10 から 30 にかけての変化が小さく、小鳥沢南公園や東黒石野公園では AVS10 から 30 にかけての変化が大きかった。

(a)

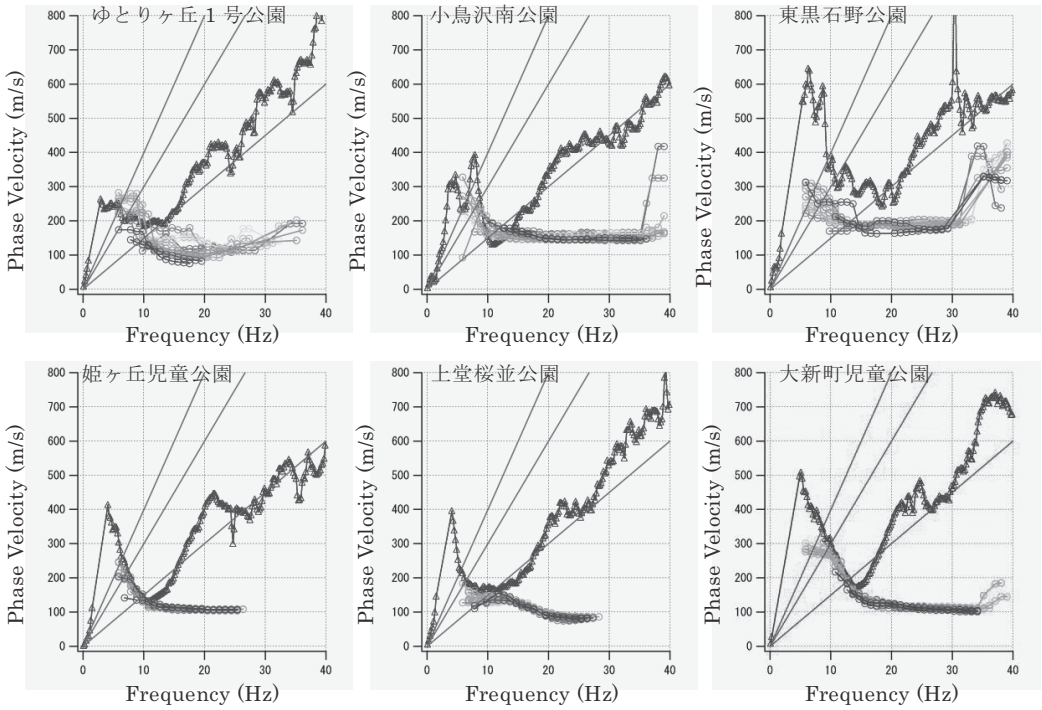


図 5 (a)　表面波探査と微動アレー探査の位相速度分散曲線と等波長線

(b)

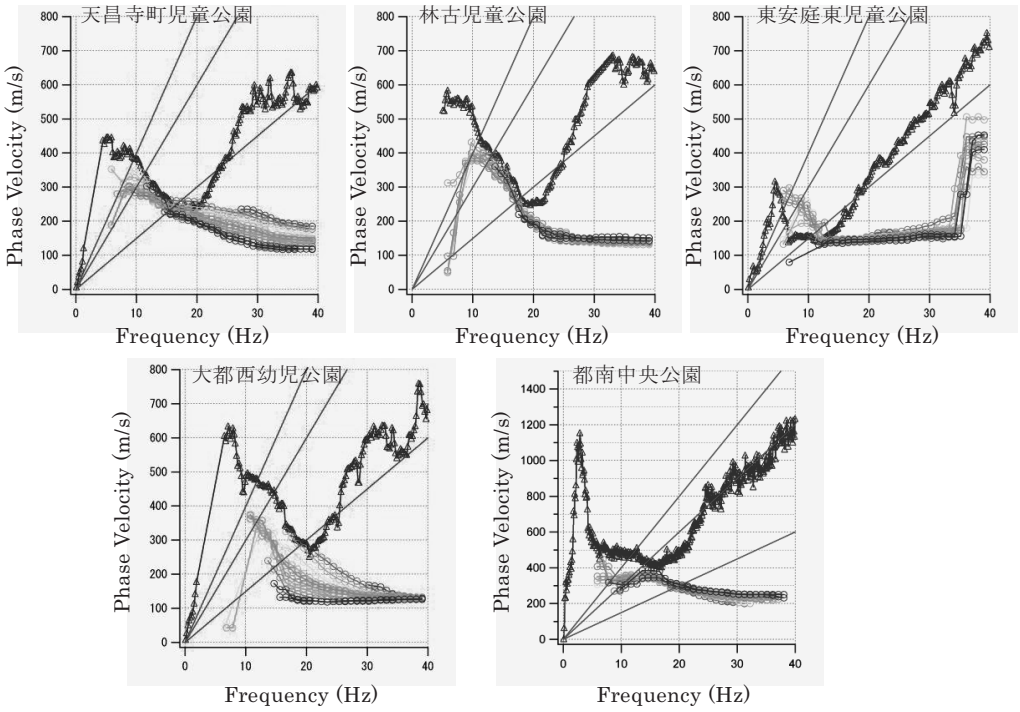


図 5 (b)　つづき

表 1　推定された AVS，AVS20 および AVS30

場所	AVS10 (m/s)	AVS20 (m/s)	AVS30 (m/s)
ゆとりヶ丘1号公園	149	201	211
小鳥沢南公園	166	257	324
東黒石野公園	192	310	372
姫ヶ丘児童公園	141	209	250
上堂桜並公園	137	180	214
大新町児童公園	190	277	321
天昌寺町児童公園	236	311	346
林古児童公園	258	387	433
東安庭東児童公園	170	179	218
大都西幼児公園	239	373	414
都南中央公園	296	390	420

図 6(a)、(b)、(c)に AVS10、AVS20、AVS30 の分布図を示す。北西部では平均 S 波速度の値が低く、反対に南東部では高くなっている。北東部では AVS10 から 30 にかけての変化が大きかった。AVS の空間分布は、北西部では岩手山起源の段丘堆積物やなだれ堆積物など、南東部には砂礫、北東部では岩盤の地質に対応していることが考えられる。

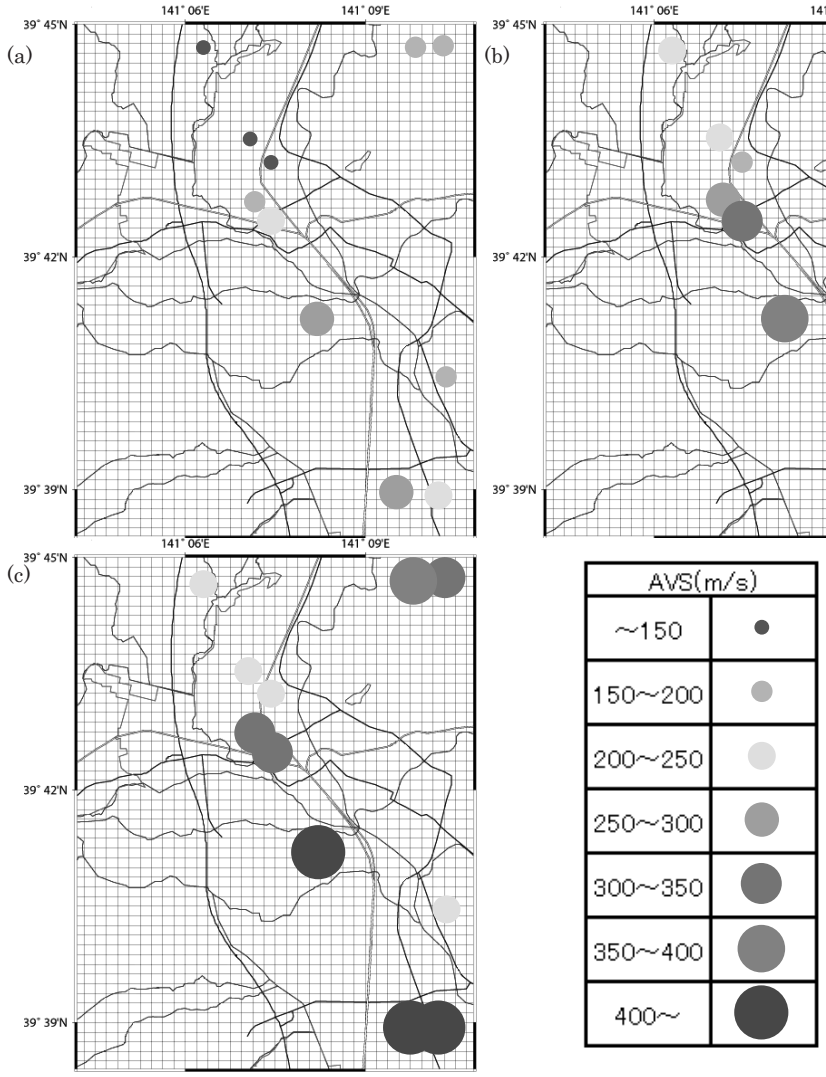


図 6　AVS の分布図，　(a)AVS10，　(b)AVS20，　(c)AVS30

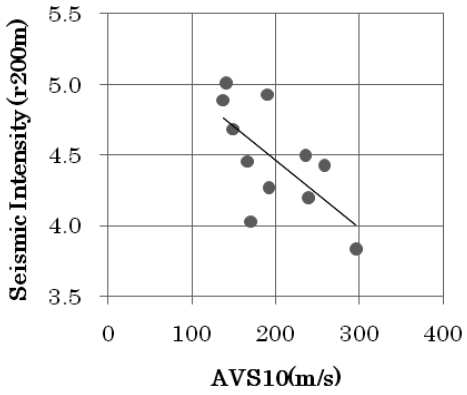
3．AVS とアンケート震度分布の比較

平均 S 波速度の結果をアンケート震度分布と比較した。アンケート震度には、2003 年の宮城県沖の地震を対象として調査した山本ほか（2005）のデータを使用した。信頼できるだけのデータ数を確保するため、観測点の周囲のアンケート震度を平均した値を震度とする。AVS10、20、30 と観測点の半径 100、150、200、250、300、400、500m 以内の平均震度との組み合わせの中で相関係数を算出した。表 2 に平均震度と AVS との相関係数の一覧を示す。今回の結果では、AVS20 や AVS30 より AVS10 の相関が高くなった。一番相関が高い

表 2　震度と AVS との相関係数

震度	AVS10	AVS20	AVS30
100m	0.12	0.10	-0.07
150m	-0.43	-0.27	-0.27
200m	-0.66	-0.51	-0.50
250m	-0.60	-0.49	-0.48
300m	-0.57	-0.48	-0.49
400m	-0.64	-0.60	-0.61
500m	-0.63	-0.59	-0.60

のは AVS10 と半径 200m 震度の組み合わせであった。図 7 に AVS10 と半径 200m 震度の関係を示す。震度が大きい観測点で AVS が小さく、震度の小さい観測点で AVS が大きくなる負の相関となっている。相関係数の値は－0.66 であった。



場所	AVS10 (m/s)	震度
ゆとりヶ丘1号公園	149	4.7
小鳥沢南公園	166	4.5
東黒石野公園	192	4.3
姫ヶ丘児童公園	141	5.0
上堂桜並公園	137	4.9
大新町児童公園	190	4.9
天昌寺町児童公園	236	4.5
林古児童公園	258	4.4
東安庭東児童公園	170	4.0
大都西幼児公園	239	4.2
都南中央公園	296	3.8

図 7　AVS10 と半径 200m 震度との関係

４．まとめ

盛岡市域の 11 点で表面波探査を実施し、微動アレー探査の結果に加え、位相速度から平均 S 波速度を換算した。北西部では平均 S 波速度の値が低く、反対に南東部では高い結果となった。北東部では AVS10 から 30 にかけて変化が大きくなった。

また、平均 S 波速度と 2003 年の宮城県沖の地震時のアンケート震度との比較を行った。その結果、AVS10 と半径 200m 震度の組み合わせが最も強い負の相関を示した。このことから、まだ 2003 年の宮城県沖の地震の場合に限られるが、盛岡市域の地盤増幅特性は地下 30m よりも浅い地盤が強く影響していたことが考えられる。

謝辞

盛岡市役所および滝沢村役場には表面波探査の便宜を図っていただいた。探査には岩手大学工学部建設環境工学科地下計測研究室の学生に協力していただいた。記してここに謝意を表する。

参考文献

熊田脩平，山本英和，佐野剛，宮越亜矢子（2007）簡易微動アレー観測による盛岡市域の平均 S 波速度分布，東北地域災害科学研究第 43 巻，pp.39-44

長尾毅，紺野克昭（2002）常時微動アレー観測に基づく表層地盤の平均 S 波速度推定精度に関する研究，土木学会論文集，No.696/I-58，pp. 225-235.

山本英和，佐野剛，斎藤徳美，斎藤裕輔，佐々木俊之（2005）アンケート調査による 2003 年 5 月 26 日宮城県沖の地震における盛岡市域の詳細震度分布，社団法人物理探査学会第 112 回学術講演会論文集，pp.180-183.

岩手県の震度観測点における地震動増幅特性*

-平成 22 年 3 月 14 日に発生した福島県沖の地震に基づいた解析-

岩手大学工学部　○佐藤瞬也 ，山本英和 ，佐野剛

1. はじめに

地震時の揺れは、震源の特性、伝播経路、表層地盤特性に依存する。各地域の地盤増幅特性を把握することは、地震防災対策を考える上で重要である。現在、岩手県には市町村、気象庁、強震観測網(K-NET)、基盤強震観測網(KiK-net)の震度観測点がある（図１）。K-NET、KiK-net は地震の波形情報を利用することが可能であるが、岩手県の市町村の震度観測点では波形情報が利用できない。また、KiK-net は地中と地表に観測点があるため直接その地域の地盤増幅特性を観測することができるが、それ以外の観測点では困難である。そこで、全ての観測点で得られる震度データが利用可能であるならば、広範囲で正確な地盤増幅特性が推定可能である。

本研究では 2010 年 3 月 14 日に発生した福島県沖の地震を対象とし、岩手県の震度観測点における地盤増幅特性（震度増幅）を推定した。最初に、KiK-net の任意の位置に与えられた地中震度を等間隔のグリッド状のデータに補間し、そこから各市町村、気象庁、K-NET の観測点の地中震度を求めた。次に、各観測点の地表震度と地中震度との差である震度増幅を求めた。最後に、求めた震度増幅と微地形区分による ARV（表層地盤増幅率）との比較や過去の地震（八幡ほか(2008)、平出ほか(2010)）の震度増幅との比較検討をした。

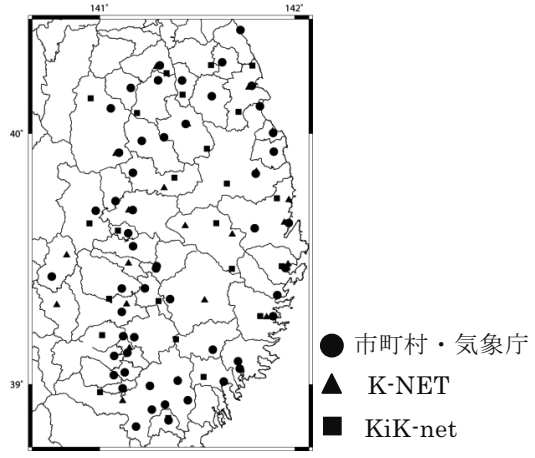


図１　岩手県の震度観測点

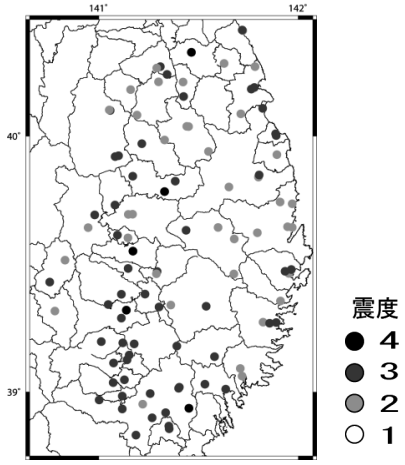


図２　岩手県の震度分布

---

*Site amplification characteristics at the strong motion observation sites in Iwate Prefecture

by Shunya SATO, Hidekazu YAMAMOTO and Tsuyoshi SANO

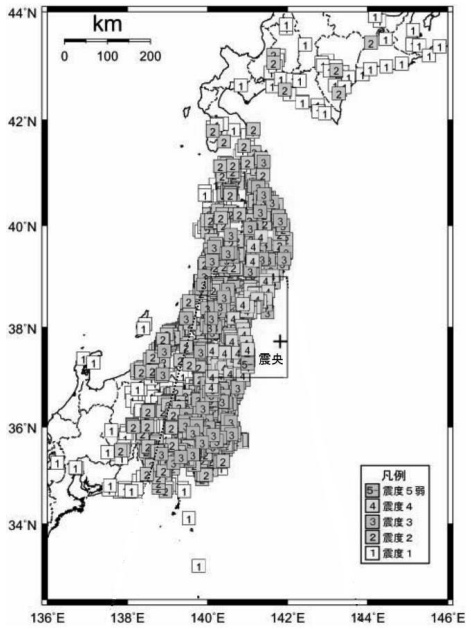


図３ 気象庁による震度分布

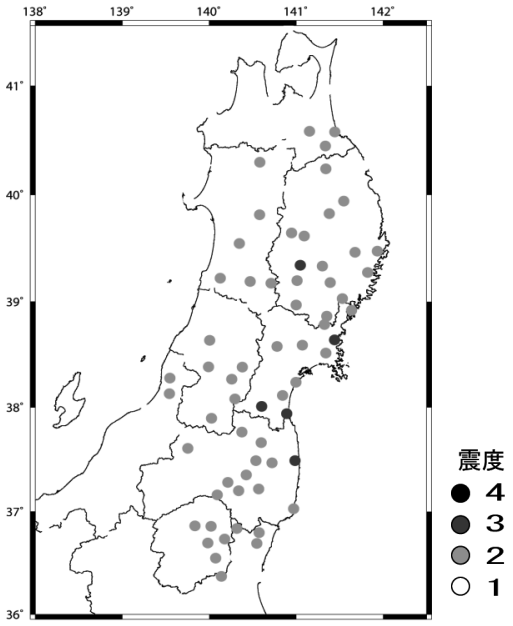


図４ 地中震度分布

気象庁による福島県沖の地震の震度分布を図３に示す。また、KiK-net で観測された地中震度を図４に示す。気象庁によれば、福島県双葉郡楢葉町で最大震度 5 弱（4.7）であった。また、地中震度の最大は福島県浪江町で 3.21 であった。これより地中震度より地表震度の方が大きくなっていることが分かる。

2. 震度増幅の推定

最初に、GMT の surface コマンドを用いて、KiK-net の地中震度を等間隔のグリッド状のデータに変換した（Wessel and Smith(1998)）。次に、そのグリッドデータを用いて、岩手県の各震度観測点（市町村、気象庁、K-NET）の緯度経度に相当する地点の地中震度を補間した。地中震度と地表震度との差を震度増幅とし、震度増幅を求めた。図５に地中震度分布を示す。岩手県南部に高地中震度地域がある。この理由として、地中の S 波速度が遅いために地中であるにもかかわらず震度が増幅されている可能性があげられる。よって、Vs700m/s 以下の KiK-net 地中観測点を除き、Vs700m/s 以上の観測点の地中震度データから地中震度を求めた（図６）。本研究では図６の地中震度を用いて各震度観測点の地中震度を補間し、そこから震度増幅を求めた。図６から求めた補間地中震度を図７に示す。また、各観測点で計測された地表震度と図４から求めた補間地中震度との差である震度増幅を図８に示す。図８より久慈市川崎町、野田村野田、普代村銅屋、K-NET 普代、K-NET 岩泉 K-NET 藪川の震度観測点で増幅が大きくなり、KiK-net 葛巻、KiK-net 大志田、花巻市大迫総合支所で増幅が小さくなっていることが判明した。

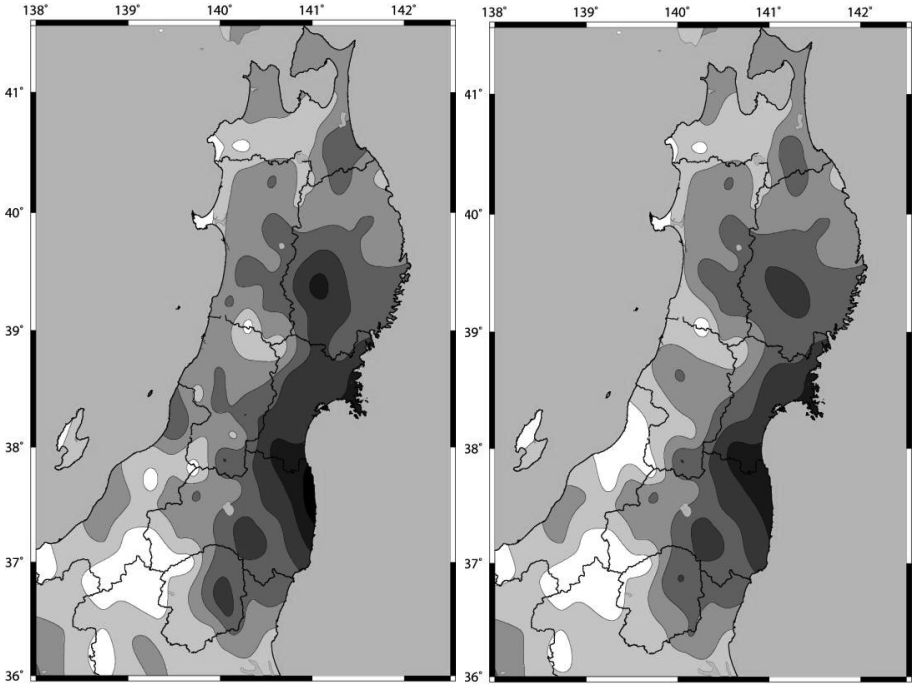


図５　地中震度分布
（全ての観測点）

図６　地中震度分布
（Vs700m/s 以上）

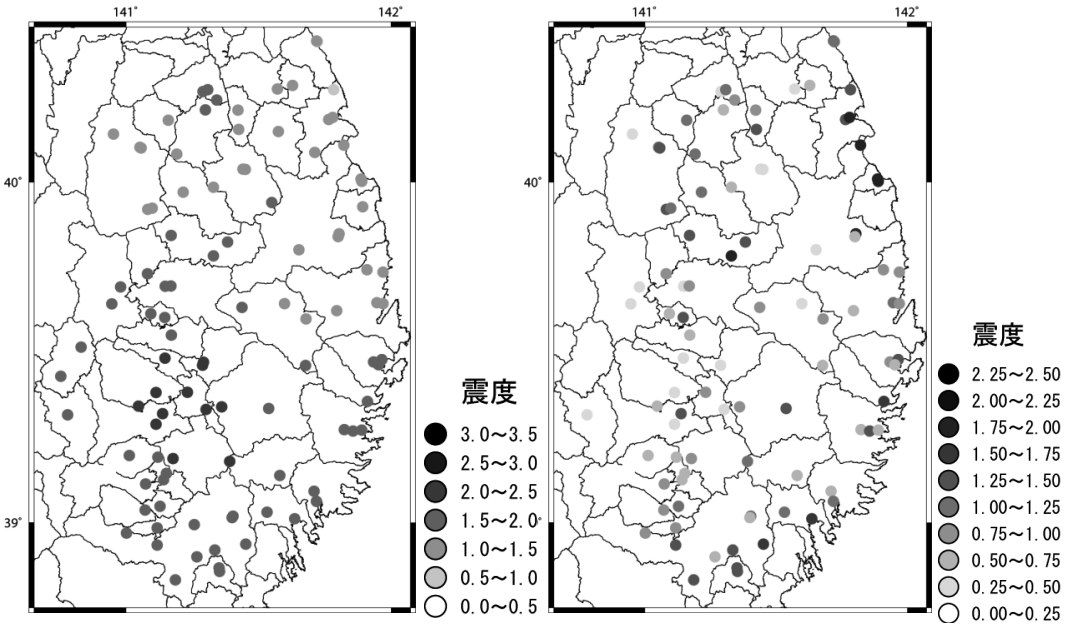


図７　補間地中震度（Vs700m/s 以上）

図８　震度増幅（Vs700m/s 以上）

3. 微地形区分による表層地盤増幅率との比較

地震調査研究推進本部による微地形区分から求められた表層地盤増幅率を図９に示す。図８の震度増幅と比較してみると野田村野田、久慈市川崎町、北上川沿いの一帯など震度増幅が大きくなっているところでは表層地盤増幅率が周りに比べて高くなっている。また、北上山地など震度増幅が小さくなっているところでは表層地盤増幅率も小さな値を示しているなど大部分の地域が同じ傾向を示している。しかし、普代村銅屋、K-NET 普代、K-NET 岩泉、K-NET 藪川など震度増幅が大きくなっているにも関わらず、表層地盤増幅率が小さい値を示している地域がいくつか見られることも判明した。

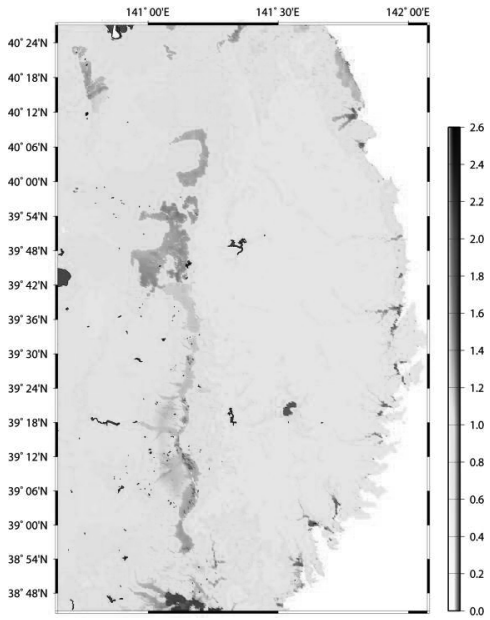


図９ ARV（表層地盤増幅率）

4. 地震による震度増幅の差異

過去に研究され求められた岩手県の震度増幅（八幡ほか(2008)、平出ほか(2010)）と今回の福島県沖の地震の岩手県の震度増幅とを比較する。過去の研究では、2005 年宮城県沖地震と 2008 年岩手・宮城内陸地震について岩手県の震度増幅を求めている。また、過去の研究では KiK-net の地中観測点の震度を用いて距離減衰式を作成し、計測震度とその式から予測した震度との差で定義される震度増幅を求めている。

2008 年の岩手・宮城内陸地震の震度増幅を図１０、2005 年の宮城県沖地震の震度増幅を図１１に示す。図８と図１０・図１１とを比較すると、普代村銅屋、K-NET 普代、K-NET 藪川、K-NET 岩泉、KiK-net 藪川、北上川沿い南部地域では全ての地震で大きな値を示している。また、KiK-net 葛巻、KiK-net 安代では常に小さな値を示している。岩手県内の観測点では震度増幅が常に大きくなる観測点や、常に小さくなる観測点があることが判明した。

2010 年の福島県沖の地震の震度増幅と 2008 年の岩手・宮城内陸地震の震度増幅との相関を図１２に示し、2010 年の福島県沖の地震の震度増幅と 2005 年の宮城県沖地震の震度増幅との相関を図１３に示す。2010 年と 2008 年、2010 年と 2005 年の相関はどちらも 0.69 となり、どの地震でも同じような震度増幅になることが判明した。ただし、図１２、図１３には気象庁により震度計が平成 20 年 7 月に移設された洋野町大野と奥州市衣川、平成 21 年 9 月に移設された二戸市福岡を含んでいる。

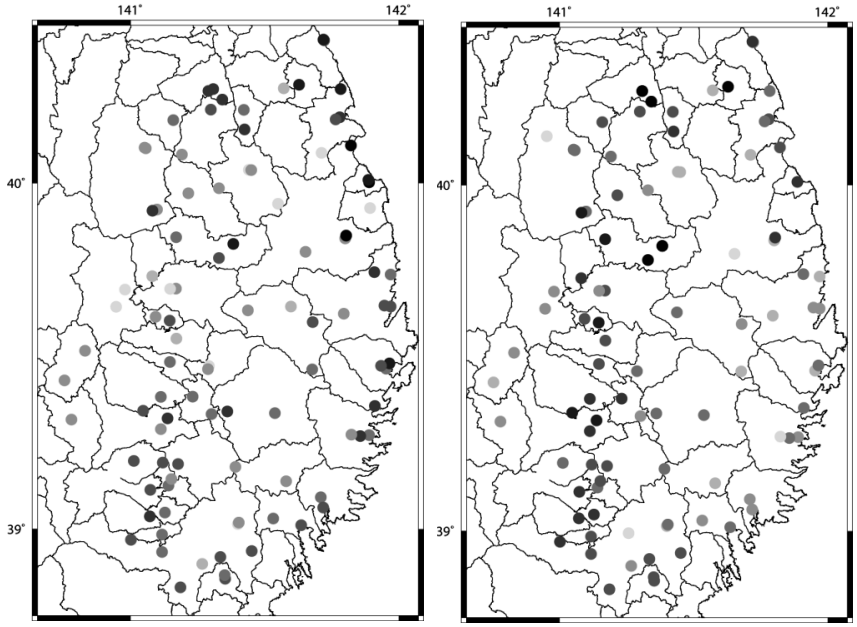
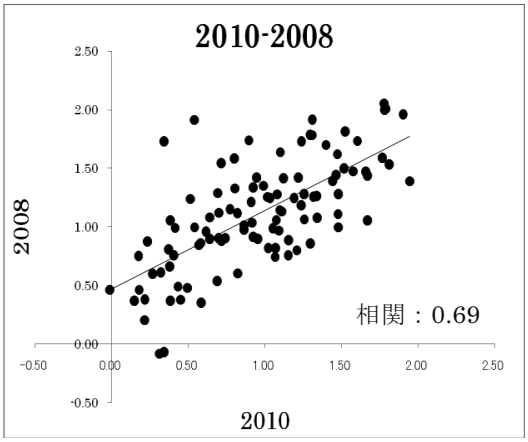


図１０ 2008 年岩手・宮城内陸地震の震度増幅

図１１ 2005 年宮城県沖地震の震度増幅



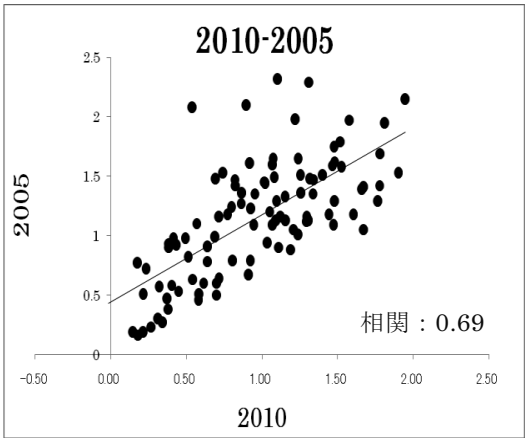


図１２ 2010-2008 の震度増幅の相関

図１３ 2010-2005 の震度増幅の相関

５．まとめ

2010 年 3 月 14 日に発生した福島県沖の地震において、KiK-net で観測された地中震度を補間し、岩手県の各観測点の震度増幅を求めると、久慈市川崎町、野田村野田、普代村銅屋、K-NET 普代、K-NET 岩泉 K-NET 藪川の震度観測点で増幅が大きくなり、KiK-net 葛巻、KiK-net 大志田、花巻市大迫総合支所で増幅が小さくなっていることが判明した。

福島県沖の地震の震度増幅と表層地盤増幅率との比較を行うと、北上川沿いでは増幅が大きく、北上山地では増幅が小さい値を示し、大部分の地域が同じ傾向を示している。しかし、震度増幅が大きくなっているにも関わらず、表層地盤増幅率が小さい値を示している地域がいくつか見られた。そのため、震度増幅特性を微地形区分のみから判断するのは困難な箇所があることが判明した。

また、福島県沖の震度増幅と過去の地震の震度増幅との比較を行うと、北上川沿い南部など常に震度増幅が大きくなる地域や、逆に常に小さくなる地域があることが判明した。

謝辞

本研究では防災科学技術研究所の強震ネットワーク(K-NET)ならびに基盤強震観測網(KiK-net)のデータを利用させていただいた。記してここに謝意を表する。

参考文献

(1) 気象庁ホームページ:地震・火山月報(防災編)
http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/gaikyo/index.html
(2)防災科学技術研究所:基盤強震観測網(KiK-net)ホームページ
http://www.kik.bosai.go.jp/kik/
(3)防災科学技術研究所:強震ネットワーク(K-NET)ホームページ
http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/
(4)地震調査研究推進本部:地震ハザードステーション:表層地盤増幅率:
http://www.j-shis.bosai.go.jp/
(5)片岡俊一・山本博昭(2007):地震動記録に基づく青森県内の強震観測点サイト増幅度、
日本地震工学会論文集、第 7 巻、第 2 号(特集号)、pp.110-129
(6)八幡邦哉、山本英和、佐野剛 (2008) :岩手県の震度観測点における地震動増幅特性、東北地域災害科学研究、44 巻、pp.51-56.
(7)平出愛実、山本英和、佐野剛 (2010) :平成 20 年岩手・宮城内陸地震時の岩手県の震度観測点における地震動増幅特性、地域災害科学研究、46 巻、pp.63-68
(8) Wessel,P. and W.H.F.Smith, (1998) :EOS Trans.-AGU,79,579

1896年陸羽地震と1914年秋田仙北地震における住家被害と地盤特性の検討

－全潰率と微動H/Vスペクトル比の比較－*

秋田工業高等専門学校　環境都市工学科　水田　敏彦
秋田工業高等専門学校　専攻科　藤井　摩弥
北海道大学　鏡味　洋史

1.　はじめに

1896年（明治29年）陸羽地震は、横手盆地東縁断層帯の北部とその東方の真昼山地東縁断層帯の一部で発生したM7.2の内陸地震であり、死者209名、負傷者779名、住家全潰5792棟、山崩れ9899箇所の被害が発生した。これらの断層帯に平行する北上低地西縁断層帯の南側の領域で2008年6月14日岩手・宮城内陸地震が発生している。この地域では1914年（大正3年）にも内陸型M=7.1の秋田仙北地震が発生し、死者94名、負傷者324名、住家全潰640棟の被害が生じている。筆者らはこれらの地震をとりあげ当時の被害報告、新聞記事等の文献調査を行い、秋田県内の詳細な被害の空間分布を明らかにしてきた[1)、2)]。本研究では、陸羽地震および秋田仙北地震の全潰率10%以上の旧町村集落を中心に微動観測を行い、それら地域での微動H/Vスペクトル比の卓越周期を抽出し、その空間的な分布と住家全潰率との関係から、被害の要因の一つとして地盤条件との関連性を検討した。

2.　陸羽地震と秋田仙北地震の概要と全潰率分布

日本被害地震総覧によれば、陸羽地震の諸元は、発震時1896年8月31日17時06分、秋田・岩手県境、λ=140.7°E、φ=39.5°N、M=7.2であり、死者209、負傷779、住家の全潰5792、山崩れ9899等となっている。また、秋田仙北地震の緒元は、発震時1914年3月15日4時59分、秋田県仙北郡、λ=140.4°E、φ=39.5°、M=7.1であり、死者94、住家の全潰640、半壊575等となっている。図1に既往の研究[1)、2)]により推定されている住家全潰率の分布を示す。陸羽地震の被害については、全潰率30%以上の町村は仙北郡南東部の平野部に広がり、全潰率10%以上の町村は横手盆地に広く分布していた。また、秋田仙北地震の被害については、全潰率30%以上の町村は震央に近い雄物川沿いとなっており、一方、横手盆地では雄物川から4㎞程度離れた横手盆地中央部で相対的に被害が大きく、全潰率10%以上の町村が南北に分布していた。

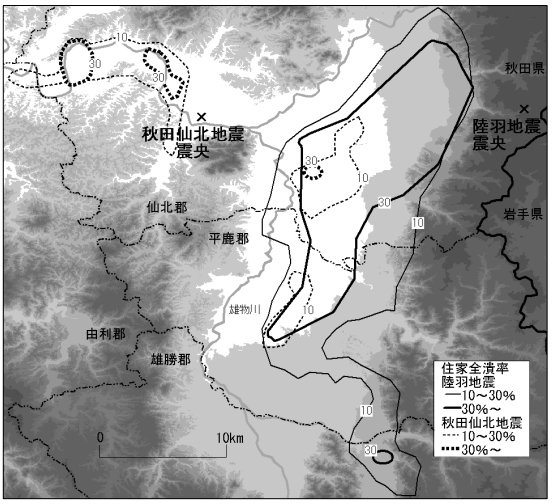


図1　陸羽及び秋田仙北地震の住家全潰率分布

* Study of the wooden houses damage related to ground motion characteristics due to the 1896 Rikuu and the 1914 Akita Senboku earthquakes －Comparison between collapses rate of houses and predominant period of H/V spectral ratio of microtremors－
by Toshihiko MIZUTA, Mami FUJII and Hiroshi KAGAMI

3. 常時微動の観測

3.1 観測の概要と解析方法

微動観測は、図２示すとおり地震の被害が大きかった地域（全潰率 10%以上）を中心に 45 点実施した。観測機材にはサーボ型速度計（東京測振製 VSE15D1）を用いた。計測は５分間行い、サンプリング周波数は 100Hz とした。微動の解析方法は、ノイズの少ない区間 20.48 秒のデータを３つ選び出し、フーリエスペクトル（平滑化 10 回、Hanning Window）を求めた。NS 成分と EW 成分のフーリエスペクトルをベクトル合成して水平成分のフーリエスペクトルを求め、水平成分を上下成分で除すことで H/V スペクトル比を求めた。作成された３組の H/V スペクトル比を相加平均し、0.1 秒から 1.0 秒の中で最も顕著なものを卓越周期として読み取った。

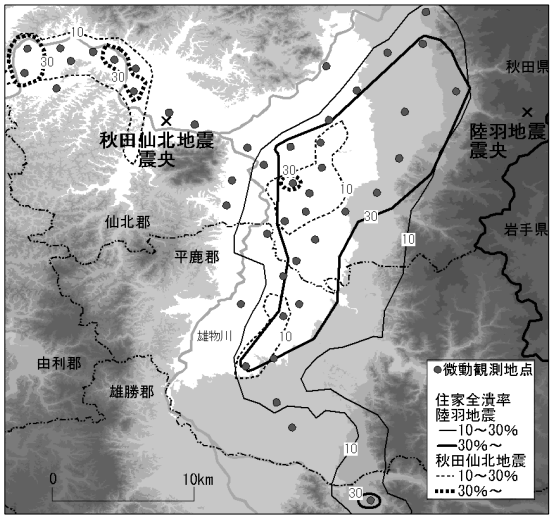


図２ 微動観測点の位置

3.2 横手盆地とその周辺地域の概要

微動観測を行った地域は秋田県南部の内陸部に位置し、西側は出羽丘陵で、東側には広大な横手盆地が発達している。横手盆地は奥羽山脈と出羽丘陵とに囲まれ、東西 15 ㎞、南北 65 ㎞の長方形の構造状盆地で南より雄物川が支流、成瀬川、皆瀬川の水を、北東より玉川の水を集め、盆地東縁部よりは数々の小支流を集めて盆地底は緩扇状地状氾濫原低地でくまなく埋積され、盆地底面の南端で標高 140m、さらにその北端、雄物川の盆地の出口付近で標高 15m未満、川はさらに北流して先行谷をつくって秋田平野へ出て日本海へ注いでいる[3)]。

4. 観測結果

4.1 住家全潰率と微動 H/V スペクトル比の卓越周期との関係

まず、住家全潰率と微動 H/V スペクトル比の卓越周期との関係を調べた。表１は微動観測を実施した全観測地点の H/V スペクトル比の卓越周期を読み取り、これらと陸羽地震及び秋田仙北地震の住家全潰率との関係を示している。また、H/V スペクトル比の代表例を図３に示す。卓越周期は 0.16s～0.79s の間で、コントラストの大きいと思われる後背湿地上の観測地点（例えば大澤郷村北野目、強首村強首、神宮寺町字留井谷地）ではピークが明瞭に現れ、逆に小さいと考えられる山地側の観測地点（例えば大澤郷村大澤郷宿、長信田村）ではピークがなだらかになるという傾向が見られた。

陸羽地震における住家全潰率と卓越周期を比較すると、全潰率 30%以上の地域は 0.16 秒から 0.6 秒以上と広い周期帯にあり、卓越周期が 0.4 秒未満の場合と 0.5 秒以上の場合と２つのグループに分類される（図４）。一般的に地盤の増幅率と地盤条件には関係があり、卓越周期 0.4 秒以上の地域は相対的に地盤条件が軟弱であったことが考えられる。一方、卓越周期が 0.4 秒未満で被害が大きい地域に関しては、震源の影響や地盤変状が主な要因として考えられる。また、秋田仙北地震については、全潰率 30%以上の集落は卓越周期が 0.4 秒以上となっており、地盤条件と被害との関連性が確認された（図５）。

表１　住家全潰率と卓越周期との関係

(ｱﾝﾀﾞｰﾗｲﾝは全潰率30%以上、雄：雄勝郡)

群	観測地点 (旧町村集落)	住家全潰率(%)		卓越周期 (s)
		陸羽地震	秋田仙北地震	
仙北郡	大澤郷村北野目	1	74	0.53
	大澤郷村大澤郷宿		7	0.18
	強首村寺館		12	0.24
	強首村大巻		13	0.3
	強首村九升田		6	0.42
	強首村強首		52	0.53
	強首村木原田		35	0.5
	刈和野町	3	15	0.28
	神宮寺町	(全潰1)	7	0.31
	神宮寺町宇留井谷地		86	0.44
	北楢岡村	(破損45)	4	0.29
	花館村	0.2	(破損55)	0.25
	大曲町	10	5	0.68
	大曲町和合		12	0.35
	大曲町東川		50	0.68
	高梨村戸地谷	62	1	0.18
	高梨村高梨		11	0.5
	横堀村	35	5	0.17
	横堀村堀見内		13	0.6
	藤木村	37	15	0.3
	藤木村下深井		28	0.64
	飯詰村	68	2	0.73
	金沢西根村	35	0.2	0.66
	大川西根村	0.7	1	0.21
	内小友村荒町	0.4	3	0.35
平鹿郡	黒川村	26	(全潰1)	0.6
	角間川町	6	2	0.73
	阿気村中島	1	4	0.28
	六郷町	68	1	0.3
	千屋村	59	(破損18)	0.22
	横沢村	50	(破損3)	0.3
	長信田村	75		0.16
	畑屋村	76		0.29
	豊岡村	47		0.25
	白岩村	4		0.2
	豊川村	25		0.19
	長野村	2		0.3
	清水村	15		0.4
	吉田村	12		0.73
	境町村	19		0.2
	田根森村根田谷地	13		0.79
	浅舞町	7	0.5	0.2
	浅舞町高野		6	0.52
	三重村	1		0.19
雄	駒形村三又	11		0.32

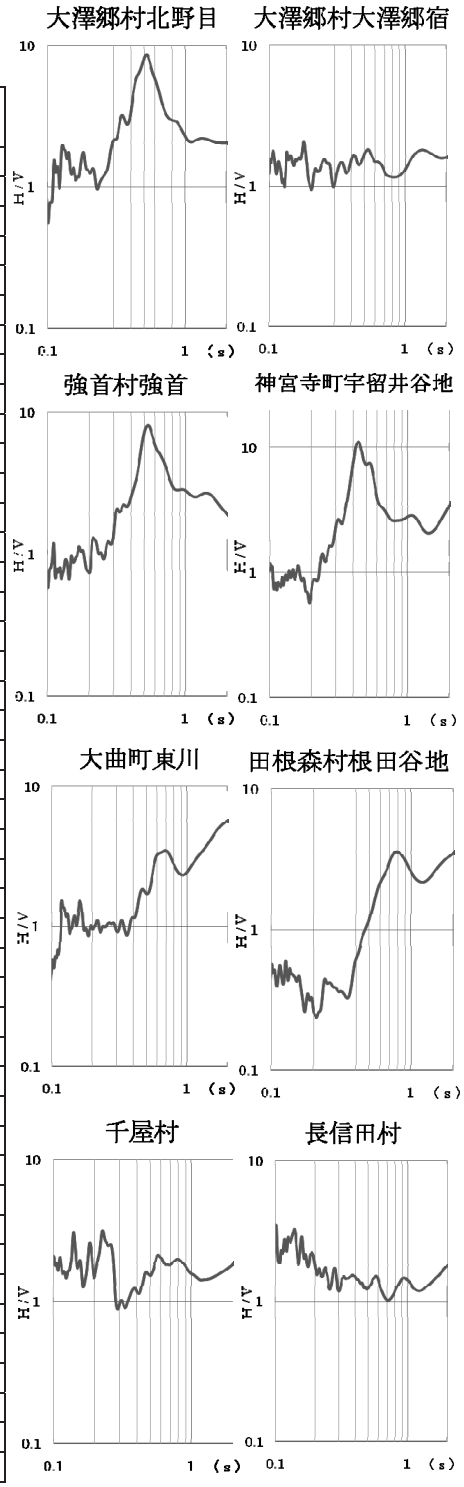


図３　微動H/Vスペクトル比の例

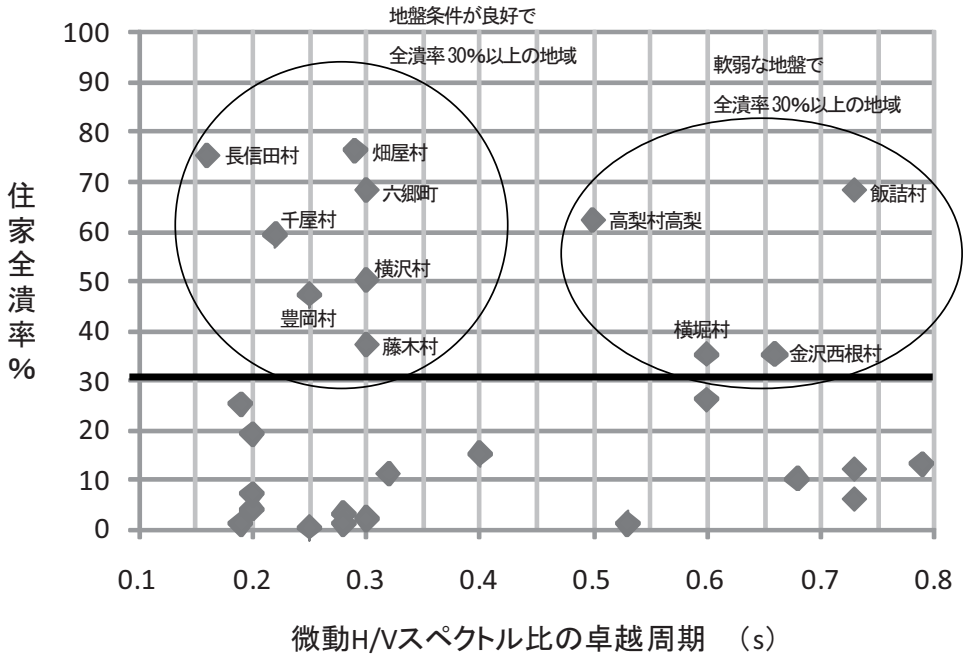


図４　陸羽地震における住家全潰率と卓越周期の関係

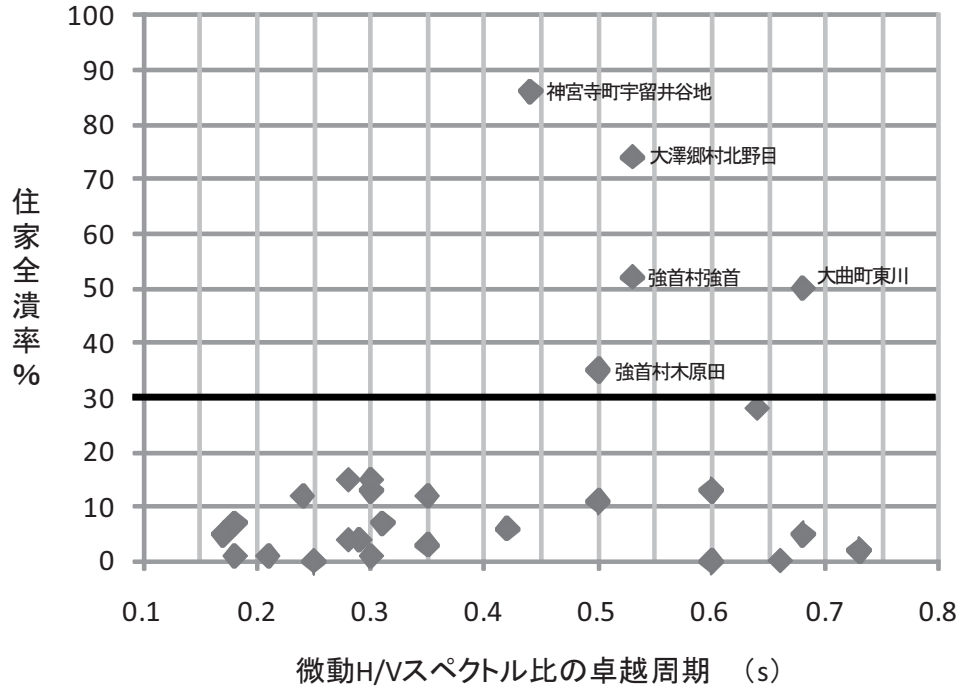


図５　秋田仙北地震における住家全潰率と卓越周期の関係

4.2　住家全潰率と微動 H/V スペクトル比の卓越周期の分布

図６に、微動観測を実施した全観測地点の H/V スペクトル比の卓越周期の分布を示す。本研究における住家全潰率と卓越周期との比較から、陸羽地震については、住家全潰率 30%以上の地域は周期 0.4 秒未満の地域と 0.4 秒以上の地域に分けることができた。卓越周期 0.4 秒未満の地盤条件が良好で全潰率が 30%以上となった地域は、震央に近い横手盆地の東側に直線状に分布している。一方、横手盆地中央部の全潰率 10%以上の地域の多くが卓越周期が 0.6 秒以上となっている。また、秋田仙北地震については、全潰率 30%以上地域は震央に近い雄物川沿いに分布しており、これらの地域は卓越周期が 0.4 秒以上であり地盤が相対的に軟弱であったために被害が大きくなったことが考えられる。さらに、陸羽地震と秋田仙北地震で被害が重なっている地域の多くが卓越周期 0.6 秒以上となっている。

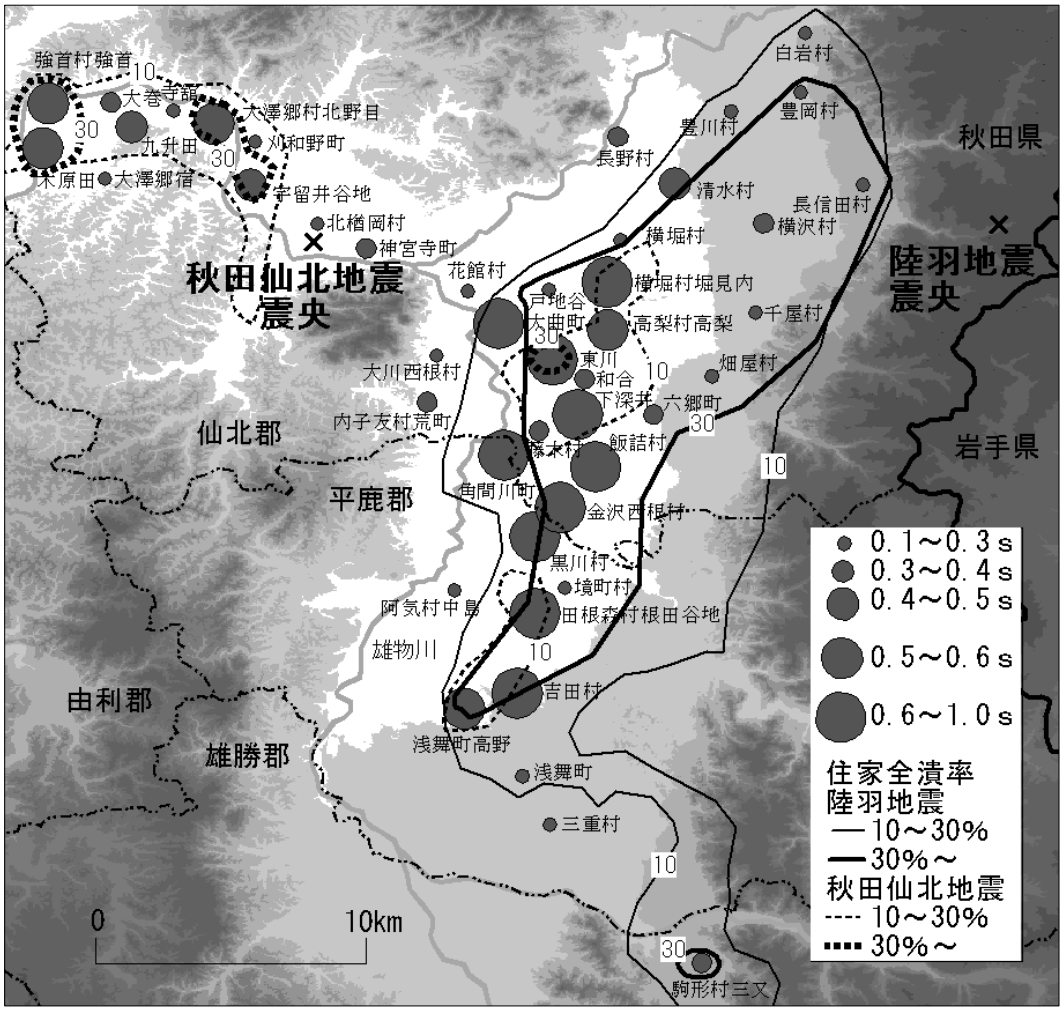


図６　住家全潰率と微動 H/V スペクトル比の卓越周期の分布

5. まとめ

本研究では、陸羽地震および秋田仙北地震の住家全潰率 10%以上の旧町村集落を中心に微動観測を行い、全潰率と微動H/V スペクトル比の卓越周期の関係から被害と地盤条件との関連性を検討した。その結果、地盤が良好で全潰率が高い地域と軟弱地盤の影響によって被害が大きくなった地域を示すことができた。

参考文献

1）水田敏彦・鏡味洋史：1986. 8. 31 陸羽地震の秋田県における被害分布に関する文献調査、日本建築学会技術報告集、第 30 号、pp. 597-600、2009.

2）水田敏彦・鏡味洋史：1914. 3. 15 秋田仙北(強首)地震の被害分布に関する文献調査、日本建築学会技術報告集、第 29 号、pp. 325-328、2009.

3）土地分類基本調査「大曲」、秋田県、1977.

盛土地盤の地震時非線形応答が建物被害に与える影響*

山形大学　三辻　和弥
東北大学　松川　和人　前田　匡樹

1. はじめに

2008 年岩手・内陸地震においては、同年代に建設された、ほぼ同じ構造形式を持つ 3 つの小学校校舎（上野目・西大崎・真山小学校）において、被害の程度に大きな差が見られた。上野目小学校では普通教室棟が被災度区分判定の結果、「大破」と判定されている一方、他の 2 つの小学校での被害は軽微なものであった。本震後に行った余震観測を通して、これら 3 つの小学校サイトでは地盤振動特性の違いがあることが明らかとなったが、上野目小学校校舎の地震被害を説明するには十分な違いではなかった。上野目小学校は敷地周辺の被害状況から盛土地盤が本震時に非線形挙動を示したことが予想され、その影響が建物被害に大きな影響を与えたことが予想される。本稿では、等価非線形解析および建物の非線形立体地震応答解析により、盛土地盤の地震時非線形応答が建物被害に与えた影響について検討した（三辻ら，2010：Mitsuji et.al. 2009：中神ら，2009：前田ら，2008）。

2. 地震被害概要

図 1 には震央と被災地の関係を示す地図および 3 つの小学校周辺の拡大図を示す。図中において，”KMN”は大きな被害のあった上野目小学校を，”NOS”，”MYM”は構造的な被害が見られなかった西大崎小学校，真山小学校をそれぞれ表す。”IWD”は 3 つの小学校から最も近接した地点にある震度計が設置されていた大崎市岩出山総合支所を示しており，岩出山総合支所の震度計では本震および余震の地震記録が得られている。このうち被害の大きかった大崎市立上野目小学校は，宮城県大崎市岩出山地区の山麓に位置しており，1963 年および 1982 年建設の 2 階建 RC 造校舎 2 棟および屋内運動場が建っている。新耐震設計法により設計された 1982 年建設の管理教室棟は無被害であったが，1963 年の普通教室棟（写真-1）と屋内運動場に被害が生じた。本震直後の被害調査は被害が見られた普通教室棟と屋内運動場について行っている。

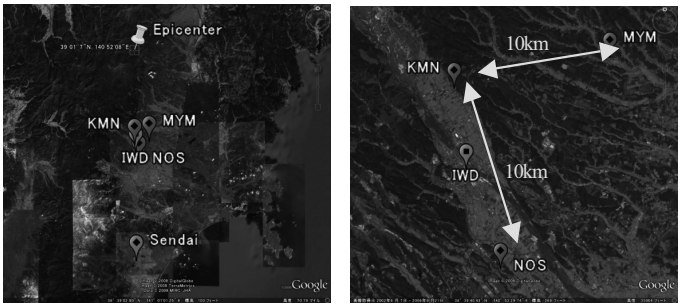


図-1　震央と被災地の地図

*The effect of non-linear seismic response of fill land to damage of buildings, Yamagata University by MITSUJI Kazuya *et al.*

1 階では，柱 22 本のうち，4 本に幅 10㎜ を超える大きなせん断ひび割れが生じ（損傷度Ⅳ・写真-2），3 本にも大きなせん断ひび割れが生じた。また、1 階の南構面は東方向に 10㎜ 程度の残留変形が生じていた。なお，上野目小が所在する大崎市内には，教室棟に関して建設時期，構造形式がほぼ同じである真山小と西大崎小が位置しているが，上野目小に大きな建物被害が見られたのに対し，真山小と西大崎小では目立った建物被害は見受けられなかった（前田・中埜，2008）。



写真-1　上野目小学校普通教室棟



写真-2　柱のせん断ひび割れ (1階：損傷度Ⅳ)

3. 余震観測記録の分析

2008 年 7 月 2 日から 8 月 1 日の 1 か月間にわたって，上野目・真山・西大崎小学校において余震観測を行った（地表面加速度の最大が上野目の 37gal）。本震時には上野目小学校から約 5㎞ 離れた大崎市岩出山総合支所で地震記録が得られている。そこで，本震時の各小学校敷地での入力地震動の程度の差を抽出することを目的として，岩出山観測点と各小学校の地表面で得られた余震記録から応答スペクトル比を算出した（各サイトで記録の得られた 6 波，真山小については 4 波）。図 2 に EW 方向の加速度応答スペクトル比を示す (h=5%)。柱断面リストなどの情報から建物モデルを作成して行った静的増分解析では上野目小学校普通教室棟の弾性固有周期は約 0.3 秒と推定した。図 2 より建物の弾性固有周期 0.3 秒周辺では，上野目小学校は他の 2 校に比べて揺れやすいことが推察される。ただし，各小学校での観測記録の長周期領域にはノイズとみられる成分が混入していることが見られたため，周期約 0.8 秒よりも長周期領域では信頼性が低くなっていると考えられる。

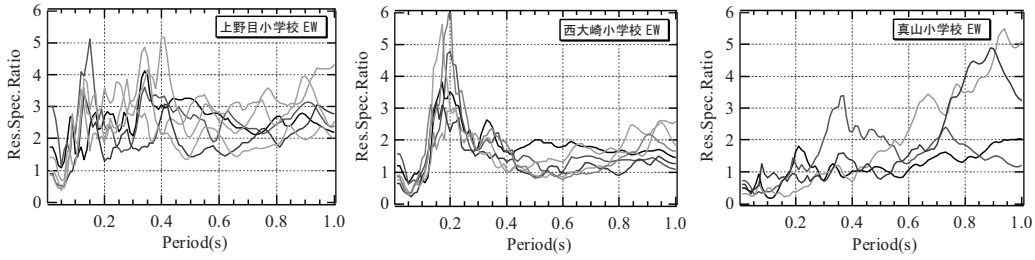


図 2　余震観測記録の応答スペクトル比（各サイト／岩出山）

4. 上野目小学校地盤の地震増幅特性

図3左図に示すように上野目小学校周辺でボーリングデータ得られている。N値の情報から図3右図に示すように，各層におけるせん断波速度を太田・後藤の式を用いて算出し（Ohta and Goto, 1976），一次元重複反射理論を用いた等価線形解析（Schnable et. al., 1972）により，上野目小学校表層の10mによる地盤増幅特性を求めた。地盤の非線形特性は図4に示す宮城県の調査報告によるものを用いた（宮城県, 1985）。ここでは，岩出山の本震記録を解放基盤面での地震動と仮定して解析を行った。図5に線形解析の場合と比較した上野目の増幅スペクトルを，図6，図7に等価線形解析の結果得られた上野目の推定地震波形およびフーリエスペクトルを示す。時刻歴波形ではそれほど顕著な差は見られないが，フーリエスペクトルおよび増幅スペクトルの図からは，表層地盤の非線形化によってスペクトルのピークが低周波数側に移動している様子がわかる。しかし，静的増分解析で求めた結果より，建物の弾性固有周波数が3Hz付近にあるとすると，非線形解析の結果は建物に大きな被害を及ぼすには3Hz付近でそれほど大きく増幅しているようには見えない。

また，図3に示したボーリング情報は上野目小学校前の道路付近で得られたもので，学校はそこから2m程度盛土された敷地に建てられている。学校関係者などへの聞き取りから，グラウンド途中に切土・盛土の境界があり，普通教室棟はその境界をまたいで建設されているようであるが，詳細については今のところ把握できていない。そこで，校舎西側の地盤が盛土されていることを考慮して図3のせん断波速度構造の表層を2mだけ高くし，最上層（Vs=83m/s）のせん断波速度よりもやや小さいVs=50m/sの層を2m分だけ最上層に載せたモデルをCase1，最上層と同じ物性値の層をそのまま2m分だけ載せたモデルをCase2として，図7に盛土による地盤増幅の影響を考慮した計算結果を地表面の地震応答のフーリエスペクトルについて示す。図7より，盛土にあたる層を考慮したことにより，振幅が増幅される周波数帯が低周波数側に移動し，盛土を考慮しないCase0の結果と比較すると，1Hz～3Hzの周波数帯で大きく増幅されており，弾性固有周波数約3Hzの建物に被害を及ぼす可能性の高い地表面の地震応答になったと考えられる。

図8には本震について，地盤の等価線形解析で得られた上野目の地表面応答と岩出山の観測記録の応答スペクトル比を示す。盛土地盤の非線形性を考慮したCase1およびCase2の結果より周期0.3～1.0秒の範囲で非線形性を考慮した方が，応答スペクトルが大きくなることが示されている。

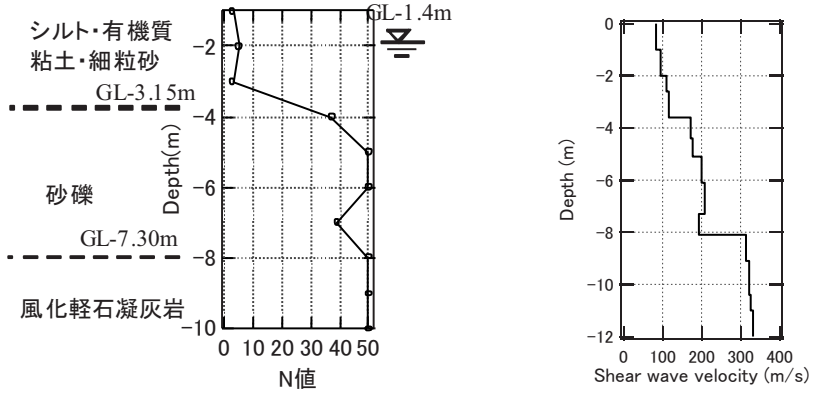


図3　上野目地盤のN値と推定せん断波速度

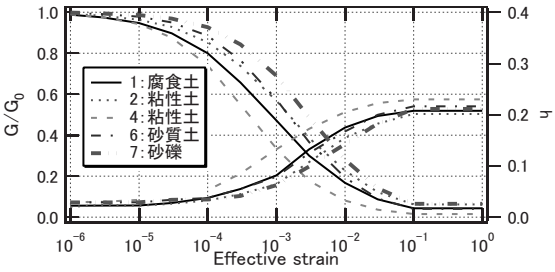


図4　地盤の非線形特性

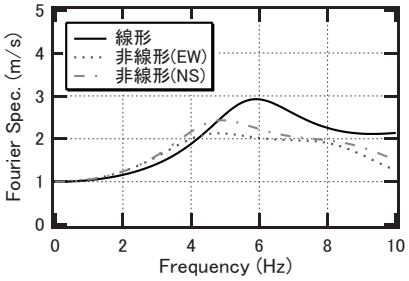


図5　上野目の増幅スペクトル

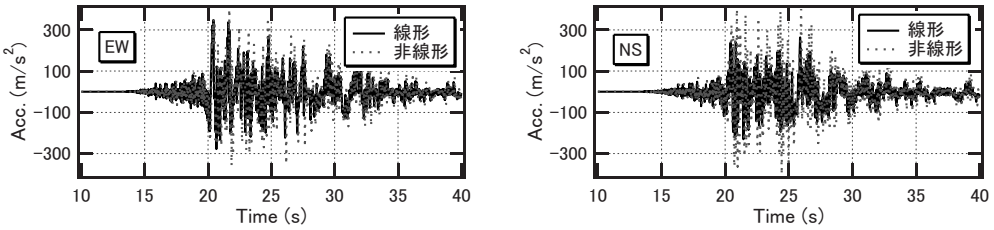


図6　上野目の推定時刻歴波形（地盤が線形の場合と非線形の場合）

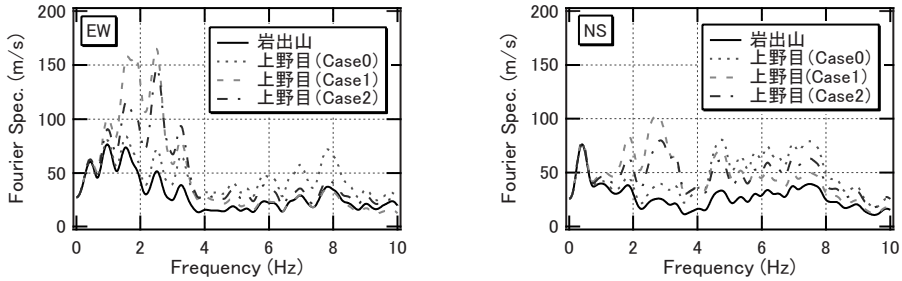


図7　岩出山の観測記録と上野目の地表面応答のフーリエスペクトル

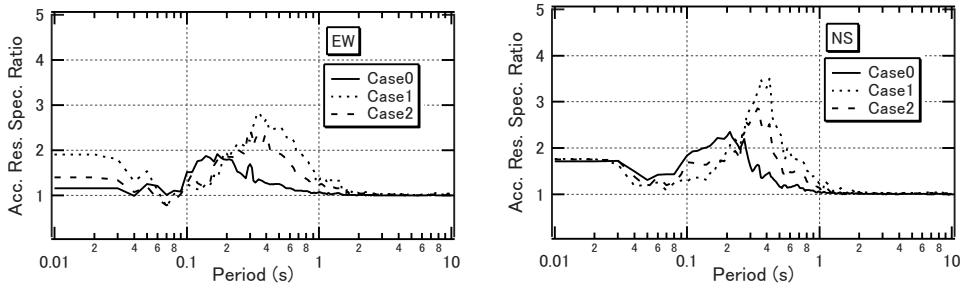


図8　応答スペクトル比(上野目／岩出山)

5. 校舎建物の非線形地震応答解析

静的増分解析に基づいて立体解析モデルを作成し，岩出山の本震記録および前節で求めた地盤の非線形増幅特性を考慮した上野目の推定地震動を入力地震動として非線形地震応答解析を行った。柱および梁は曲げせん断モデルで置換し，非線形特性には武田モデルを用いた。入力地震動は NS，EW の 2 方向とし，Case0 は上野目のボーリングデータから求めた地盤モデルに地盤の非線形性を考慮した地表面の応答波形を，Case1，Case2 は盛土の影響を考慮して求めた地表面の応答波形を用いている。図 9 に被害の大きかった，EW（建物長辺）方向の第 1 層の層せん断力 - 層間変位関係を示す。結果は地盤を線形として地表面の応答を求めた場合と地盤の非線形性を考慮した場合とで比較している。Case0 の場合は地盤の非線形性を考慮しても線形の場合とそれほど結果は変わらず，これは地表面応答のフーリエスペクトルの結果が，地盤の非線形性を考慮しても，建物の弾性固有周波数 3Hz 付近でそれほど大きく増幅していないためと考えられる。一方，Case1，Case2 の結果では，地盤の非線形性を考慮すると，第 1 層の層間変位は塑性化して大きくなり，Case1 の場合で最大層間変位が約 110㎜，Case2 の場合で約 70㎜ となった。解析では第 1 層の内法階高を 3600㎜ と仮定しており，Case1 の場合の最大層間変形角が約 1/30，Case2 の場合は約 1/50 と，被害に対応する程度の応答結果となった。建物モデルの精度など，他にも検討するべき項目はあるものの擁壁や道路の被害と考え合わせると，学校敷地の西側にあると思われる盛土の影響を考慮することによって建物への入力地震動が大きくなり，建物に大きな被害を与えたことが説明できるのではないかと思われる。

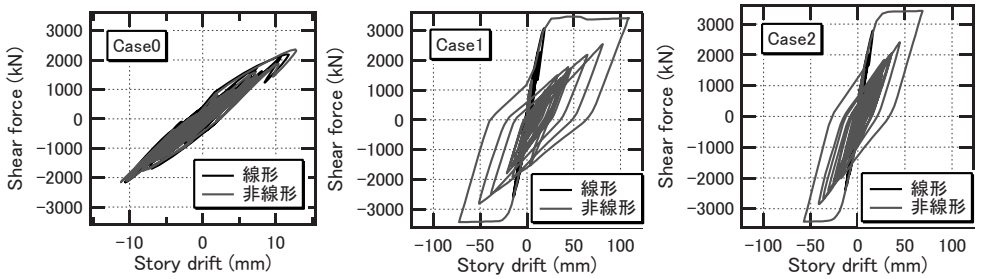


図 9　非線形立体地震応答解析から得られた第 1 層の層せん断力 - 層間変位関係

6. まとめ

2008 年岩手・宮城内陸地震において，同時期にほぼ同じ構造形式で建設された 3 つの小学校校舎のうち，唯一，大きな被害の見られた上野目小学校での被害と地盤振動特性の関係について検討した。

・各小学校で行った余震観測記録と岩出山観測点で得られた余震記録から求めた加速度応答スペクトル比の結果から，上野目小学校の敷地では建物に被害を与える影響の大きい 0.3 秒～0.5 秒の周期帯で大きな応答が得られる可能性が指摘された。

・上野目小学校周辺の敷地で得られているボーリングデータから地盤の一次元等価線形解析を行い，地盤の非線形性が地表面応答に及ぼす影響について検討した。ボーリングデータから得られる地盤の増幅特性だけでは非線形性を考慮しても十分でなく，盛土の影響を考慮することにより，建物被害に影響を与える地盤の増幅特性となった。

・立体モデルによる建物の非線形地震応答解析の結果から，盛土の非線形性を考慮した地盤の増幅特性を考慮することにより，第1層の最大層間変形角が約1/50～1/30と，建物の被害を説明できる結果が得られた。

盛土の非線形性の影響を考慮することにより，ある程度，上野目小学校の被害が大きかった理由は説明できると考えられるが，建物モデルの精度をより高めることや切土・盛土境界の不整形性の影響，建物のねじれ振動の影響などについて，さらに検討する必要があると考えている。

謝辞

調査，観測にあたり大崎教育委員会，学校関係各位に感謝いたします。地震観測記録については，気象庁から公開されている自治体震度計のデータ，および東北大学理学研究科地震・噴火予知研究観測センター大都市圏強震動観測ネットワーク（宮城県，東北大学工学研究科災害制御研究センター）のデータを使用しました。余震観測は鹿島建設小堀研究室と共同で行い，被害調査については東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻リハビリテーション工学研究室と宮城高専（現仙台高専）の共同で行いました。岡野創氏，山添正稔氏，迫田丈志助手，李晩在准教授および研究室の学生の方々には多大なご協力をいただきました。関係各位に感謝いたします。

参考文献

・三辻和弥・前田匡樹・松川和人（2010）：2008年岩手・宮城内陸地震における低層RC造建物の被害と地盤振動特性の関係，第13回日本地震工学シンポジウム，pp.2705-2712

・Mitusji K.，Maeda M.，Nakagami H. and Matsukawa K.（2009）：Estimation of Ground Motion and Seismic Response of RC Buildings Damaged in the 2008 Iwate-Miyagi Nairiku Earthquake，the 2009 Asian-Pacific of Network of Centers for Earthquake Engineering Research（ANCER）Workshop，Urbana，USA

・中神宏昌・三辻和弥・松川和人・前田匡樹（2009）：2008年岩手・宮城内陸地震により被災したRC造学校建築の入力地震動と被害要因に関する研究（その1）～（その2），日本建築学会大会学術講演梗概集．C-2，構造III，pp. 347-350

・前田匡樹・三辻和弥・迫田丈志・五十嵐さやか・松川和人・中神宏昌・山添正稔・岡野創（2008）：2008年岩手・宮城内陸地震により被災した学校建築物の調査と余震および常時微動観測（その1）～（その5），日本地震工学会大会梗概集，pp.324-333.

・前田匡樹・中埜良昭（2008）：2008年6月14日岩手・宮城内陸地震による建築物の被害調査報告，ビルディングレター2008年8月号，日本建築センター，pp63-74

・Ohta，Y. and Goto，N.（1976）：Estimation of S-wave velocity in terms of characteristics indices of soil，Buturi-Tanko，29(4)，pp.34-41

・Schnabel，P. B.，Lysmer，J. and Seed，H. B.（1972）：SHAKE，A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites，Report No. EERC72-12，University of California，Berkeley

・宮城県（1985）：宮城県地震地盤図

大網地域における地すべりの変遷について

熊谷　晃　（東北水工会員　（株）興和）
前川　勝朗（東北水工会員　山形大学名誉教授）

はじめに

平成 21 年の春から、山形県鶴岡市大網地域の七五三掛地区（旧朝日村）において地すべりが発生し、緊急に排水ボーリングや集水井、ディープウェルが実施された。しかし、農地での作付は不可能となり、最終的には、地すべり移動地内の家屋は移転を余儀なくされた。

大網地域における地すべりは古くから発生していたようであり、明治になって記録に散見されるようになってきている。大網地域には住民と地すべりとの間に長い歴史を持った集落が数多く見受けられ、地すべりと住民との繋がりが殊のほか深かったことがうかがわれる。

地すべりによってもまれた肥沃な土壌と豊富な水との関係が、農業を根底として結びつき、住民生活としての地縁関係をも維持してきた。しかし、最近の高齢化社会は大網地域においても進み、このような地縁関係の維持も困難になってきていたようである。

ここに、七五三掛地区を含んだ大網地域全体の地すべりの変遷を述べてみたい。

1　位置

大網地域は図－1 に示すように鶴岡市朝日地区内で月山の西側に位置している。庄内地方は日本海の気象条件に支配され、特に旧朝日村は朝日連峰から月山に連なる山脈の麓にあることから、豪雪地帯となっている。

大網地域はこの豪雪地帯の中でも、もっとも積雪の多いところであり、年平均３ｍ、時には５ｍを超す積雪深を記録することもあったようである。



図―1大網地すべり地域

2　地すべりの沿革

大網地区の地すべりによる災害の記録は明治４０年頃より文献に残されているが、実際には相当以前からあったと推定される。明治初年頃より地すべり現象が表面化し、次第に集落全域にその被害が拡大してきた。明治 39 年融雪期に当地区北縁部に亀裂が発生し、明治 43 年頃まで継続して変動し、上村部落付近に２～３ｍの隆起現象が生じたといわれている。この時には民家１戸、寺１棟が移転している。昭和 10 年の融雪期には、大網地区入口付近に小規模な地すべりが発生し、これを契機として、従来から継続して変動していたブロックが急激に移動し、同じ年の内に県道（旧国道 112 号線）が約５ｍ、昭和 14 年末までに約 12m も水平移動したと言われている。

※The development of the landslide at Oami region. Akira Kumagai, Katsurou Maekawa

また昭和 11 年には大網川橋右岸橋台と袖石積に亀裂が生じた。このため、民家及び寺等約 10 戸が倒壊の危険性にさらされた。さらに昭和 30 年 6 月の集中豪雨後、かつての地すべり亀裂が再び活動して、付近の民家 7 戸が崩壊の危険にさらされた。写真―1，2 に示されるように集落挙げて家屋の災害復旧にあたってきている。なお、この当時の家屋は多層民家形式がほとんであった。



写真―1　被害住宅の補修（昭和 30 年代）



写真―2 被害住宅の補修（昭和 30 年代）

3　地形・地質

山形県西北部の庄内平野と新庄盆地、山形盆地に挟まれ地域は出羽丘陵と言われており、東北日本グリンータフ褶曲帯に属した独立の地形ならびに地質を形成している。出羽丘陵南西部では鳥海火山帯に属する月山、湯殿山、葉山等の第四紀火山活動に起因する溶岩流、火山泥流等の火山噴出物が先第三紀花崗岩類及び新第三紀（中新世）堆積岩類で構成されている基盤岩を厚く覆っている。大網地域を構成している地質は表－1 に示すように、一般に新第三紀の火山砕屑岩、砂岩、泥岩ならびに先第三紀の花崗岩類を主体としている。

時代	層名	地質
第四紀	火山噴出物	火山泥流 安山岩質火山砕屑物
新第三紀 (中新世)	草薙層	硬質頁岩、凝灰岩、 集塊岩
	金山層	礫岩、砂岩、凝灰岩、 頁岩
	反位層	礫岩、凝灰岩、砂岩
先第三紀	花崗岩類	花崗岩 花崗閃緑岩

表―1 大網地域地質層序表
（「大網地すべり」報告書より）

大網地域は、北流する赤川支流梵字川右岸側にあって、南方の月山山系より派生した丘陵性山地のほぼ中央に位置しており、周辺部を鷹匠山（736m）、黒森山（930m）、長坊山（688m）、上大滝山（574m）等に連なる弧状尾根によって囲まれた盆地状をなしている。

地すべり地域の上部域を、田麦川から農業用水を取り入れた天保堰が横断しているが、調査では影響なしといわれている。

4　地すべり対策工事

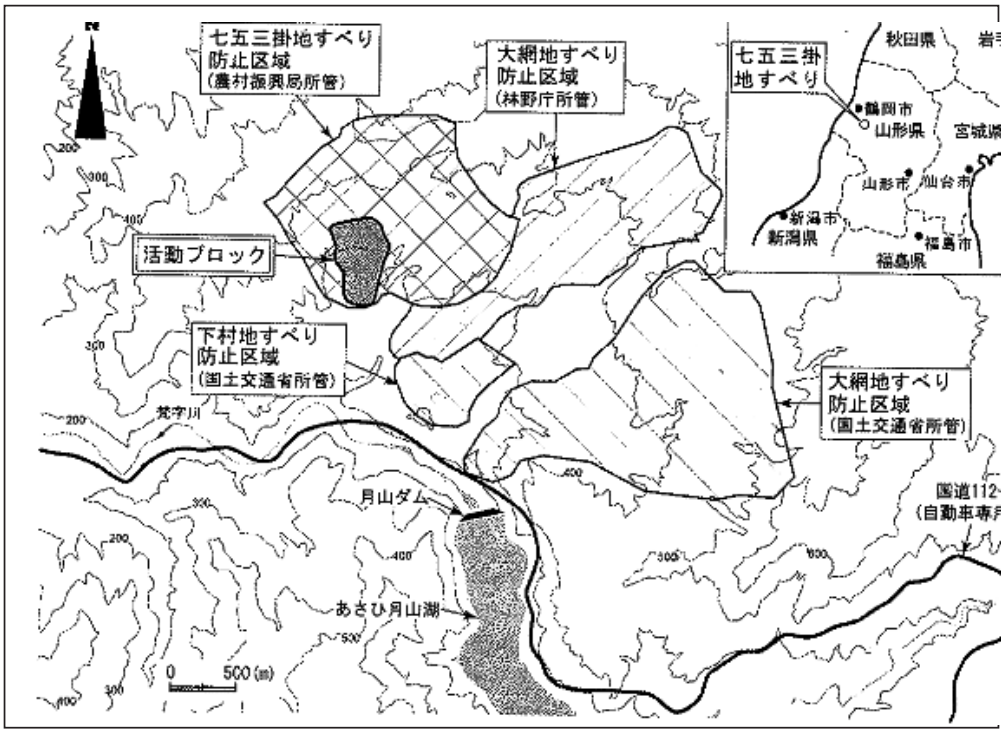
地すべり対策工事は、大網川沿いに昭和 11 年に砂防ダム工 4 基を施工して以来 10 基のダム群を施工し、渓岸の浸食防止を図ってきた。その結果、堆砂により地すべりの根足が押さえら

れ、ある程度の地すべりの進行は緩和された。

昭和 26 年より地すべりの本格的な機構調査が実施され過剰な地下水が地すべりを促進していることがわかり、昭和 29 年より当時の建設省所管の公共工事として、地すべり対策工事が着工された。防止工法は地下水排除工として横ボーリング工を実施し、また地表水排除工としてU字型コンクリート水路工が敷設されてきた。

昭和 33 年 3 月に地すべり等防止法が制定され、本格的な地すべり防止に取り組むことができるようになってきた。

大網地域には 5 つの集落があり、それぞれの集落を主な保全対象として国土交通省、農林水産省林野庁、農林水産省農村振興局が地すべり等防止法により、それぞれの所管として地すべり防止区域を指定されてある。そこにおける防止工事は、山形県の県土整備部砂防・災害対策課、農林水産部森林課、農林水産部農村整備課が国の補助事業として長年にわたって実施してきている。図－2 にこれら指定地関係を示す。



図－２地すべり活動範囲と地すべり防止区域との位置関係

地すべり学会誌　Vol.46　NO.1 p60　JAPAN News　より

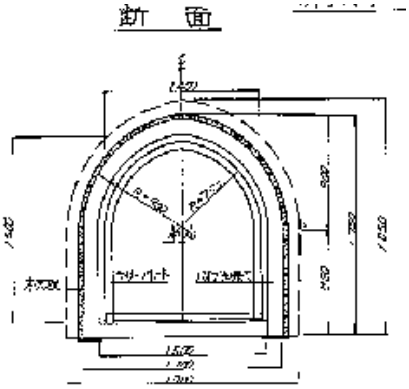
（イ）大網地すべり（上村、関谷地区　国土交通省所管

指定月日　昭和 35 年 2 月 16 日　指定面積 409.25ha　）

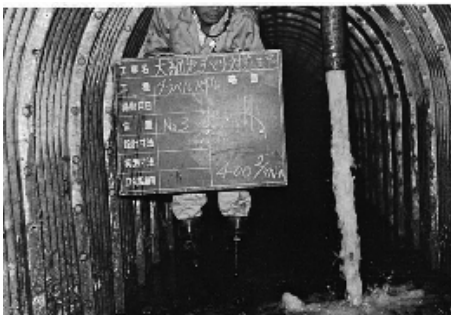
上村の集落を対象とした防止工事は、排水トンネルを主体として集水井を配置し、さらに、

排水トンネルの上にグラベルパイルを施工し、地下水の排除をおこなっている。

当初の施工は、木製支保工を用いた排水トンネルであったが、すべり面前後で破壊されてしまった。集まってきた地下水が滞留して地すべりを助長する恐れがあるため、再度、ライナプレートを使用したトンネルを再度掘削した。当時の工法を図―3 に示し、写真―3 に当時の工事結果を示す。



図―3 ライナープレートトンネル断面



写真―3　グラベルパイルからの排水状況(竣工時)

（ロ）下村地すべり（下村地区、国土交通省所管

指定月日　昭和 36 年 3 月 16 日　指定面積 38.6ha ）

この地区における地すべりは昭和 40 年頃より一般県道たらのき代大網線の民家（向田酒店）前に道路を横断するように 15cm ほどの段差が生じ、その後、じわりじわりと移動して、昭和 61 年に至りこの県道上で延長約 180m、奥行き約 200m、小網川を末端とする地すべりが発生した。地すべり地形は馬蹄形をしており、旧地すべりの再活動の様子を呈していた。この時点では道路災害復旧工事として鋼管杭工、及び集水井工（3 基）を昭和 61 年度に施工された。

現在は概成地区となっている。

(ハ)大網地すべり

（中村地区、農林水産省林野庁所管

指定月日　昭和 37 年 8 月 4 日　指定面積 122.64ha)

大網地域における林野庁所管としての地すべり防止区域は中村地区の集落及び耕地や山林の保全を目的に指定されている。中村地区の地すべり活動は大正 13 年に活発化し、一部の水田は耕作不能となり、桑畑等に転換さている。さらに昭和 18 年（1943 年）より杉の植林がおこなわれるようになった。杉林以外は水田と畑地であが、その後も緩慢な地すべりが続いたことから、現在はその大部分が畑地や休耕地となっている。

地すべり防止工事は昭和 40 年代に地下水排除工が施工されている。それらを確認できるのは集水井工のみで



写真－８　A―７ブロック末端部水田の盛り上がり状況（地すべり防止区域指定時）

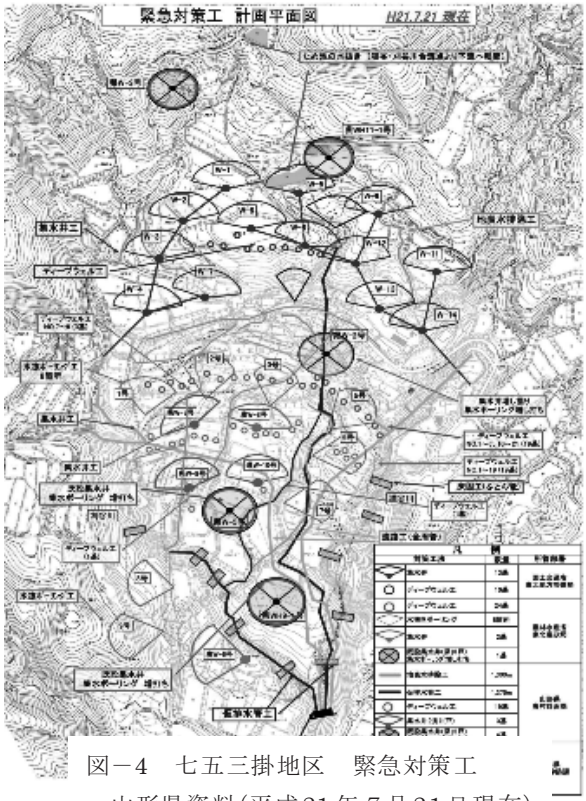
あり、この集水井工も 50 年代前半にせん断されてしまい、現在は礫等で埋め戻されているが、集水された地下水の排水機能は維持されている

この地すべりブロックの幅は 80m～100m、延長は 220m～240m、移動方向は全体的に南西方向となっている。

この地すべり防止区域のブロックはA、B～C、D、E の 4 ブロックに大別され、農道や耕地には現在も、ときどき亀裂や段差が発生している。平成 21 年現在も地すべり防止対策工事として集水井工を施工中である。

(ニ)七五三掛地すべり（七五三掛地区、振興局所管　指定月日平成 3 年 10 月 24 日　（指定面積 225.25ha）

この地区は典型的な地すべり地形をなしており、大網全体の地すべり地形の中に包含されているが関谷、上村、下村、あるいは中村地区と比較すると比較的地すべり災害が少なかったようである。しかし、平成 3 年頃より田圃に亀裂や段差が顕著にみられるようになり耕作に不便をきたすようになってきた。そのため、地下水排除を目的に集水井や排水ボーリングを施工し地すべりの安定化を図ってきた。



図－4　七五三掛地区　緊急対策工
山形県資料(平成21 年 7 月 21 日現在)

しかし、平成 21 年 2 月下旬頃より七五三掛集落及び市道等に多数の亀裂が発生し、融雪の進行とともに、これらの変動が激しくなってきた。4 月に入って集落 7 戸のうち 3 戸が自主的に避難をした。

活動している地すべりブロックの規模は、幅が約 400m、長さ約 700m と推定され、大規模な地すべりであることがあきらかになってきた。注連寺から近い下の部分に大きな段差を伴った地すべり亀裂が東西の方向に発生した。これが地すべり東部に当たる。

地すべりの西側は南北に連続した水田面において北西～南東方向に伸びた亀裂がみられた。さらに、末端部は南東方向に断続的に発生した亀裂が見られた。斜面に向かって右側に猫谷川が流れており、その右岸沿いには粘性土を伴う崩壊が見られる。大きな地すべりブロックの側方の位置と推定される。斜面の平均勾配は約 6 度で比較的ゆるい傾斜面を構成している。

大きな本体の地すべりブロックの動きに引きずられて、頭部に幅 30m、長さ約 50m の地すべりが活発化し、その先端部が市道や道路側溝に変状を与えている

緊急対策工は図―4 に示されるように実施され、約 1 年後には地すべり運動は終息に向かっており、対策工事の成果が表れた。写真 4～6 に被災状況、工事状況を示す。



写真―３地すべり頭部の滑落崖



写真－４　地すべり頭部の滑落崖



写真―５　緊急工事　デープウエル



写真―6　デープウエル排水状況

あとがき

今日までいろいろな機会に大網地域の地すべりにかかわり、地すべりを学ぶフイールドだったと思っている。また。多くの地すべり専門家や関係者、そして地元の方々にお世話になっている。このような経過の中でも七五三掛地区は比較的安定していると思われていた。森　敦の月山祭において、七五三掛集落の人々が作った濁り酒を飲みながら、地すべりのことを聞いても、それほど深刻には感じてはいなかったようであった。

この報文をまとめるに当たり、資料を提供してくださった関係機関及び関係者の方々に厚く御礼をもし上げます

参　考　文　献

山形県土木部砂防課　2003：大網地すべり対策事業概成報告書:
山形県土木部砂防課　2005：地すべり対策事業下村地区概成報告書
山形県農林水産部林業課　1985：地すべり防止事業大網地区調査委託報告書
全国地すべりがけ崩れ対策協議会　1977：大網地すべり地すべり記録集　NO.10
山形県 HPwww.pref.yamagata.jp/ 2009：鶴岡市七五三掛地区で発生した地すべりについて
国土交通省新庄河川事務所 HP www.thr.mlit.go.jp/shinjyou/ 七五三掛地すべり関係資料
山形県農林水産部農村整備課 HP www.pref.yamagata.jp/　七五三掛地すべり関係資料

木造住宅の新旧耐震診断法による評点に関する考察

仙台高専専攻科生　水野嵩之　　仙台高専　飯藤将之
仙台高専　笠松富二夫　　仙台高専　藤田智己

1　はじめに

耐震診断法は，1979（昭和 54）年に日本建築防災協会により「木造住宅の耐震精密診断と補強方法」[1]が作成され，1985（昭和 60）年と 1995（平成 7）年に改訂され，建築技術者に利用されてきた。その後，2000（平成 12）年の建築基準法の改正や住宅の品質確保の促進等に関する法律の施行を受けて，技術的な情報の蓄積を反映した「木造住宅の耐震診断と補強方法」[2]が 2004（平成 16）年に刊行され，詳細な診断が実施できるようになってきている。

このように，耐震診断法が改訂されてきている中で，一貫して行わなければならないことは，既存建築物の耐震性の実態を把握し，その実状に即した耐震補強対策を施すことである。それゆえ，新旧二つの診断法で既存建築物の耐震指標を算出し，改訂された診断法により，詳細な診断による結果を提示することができれば，耐震化率向上の一助となると考える。

本稿では，兵庫県南部地震以後用いられてきた「木造住宅の耐震精密診断と補強方法」に掲載されている精密診断法（以下「旧精密」），2004 年に刊行された「木造住宅の耐震診断と補強方法」に掲載されている一般診断法（以下「一般」）と保有耐力診断法（以下「保有」）の 3 種の診断法を用いて，複数の既存木造住宅を耐震診断し，それらの関係について検討する。

表1　木造住宅の耐震診断法
（＊印：本稿で取り上げる診断法）

刊行書籍	診断法の細分類		
木造住宅の耐震精密診断と補強方法	簡易診断法		
	精密診断法		＊
木造住宅の耐震診断と補強方法	簡易診断法		
	一般診断法		＊
	精密診断法	保有耐力診断法	＊
		限界耐力計算	
		時刻歴応答解析	

2　各診断法の概要

2．1　旧精密診断法

耐震診断の総合評点は，A（地盤の状態と基礎の形式），B×C（偏心），D×E（水平抵抗力），F（老朽度）の乗算で評価される。総合評点による判定区分は表 2 に示す通りである。旧精密診断法は，１階のみが診断の対象である。

表 2　旧精密診断法による判定区分

総合評点	判定
1.5以上	安全
1.0以上1.5未満	一応安全 （軽微な被害の危険あり）
0.7以上1.0未満	やや危険 （傾斜なのどの危険あり）
0.7未満	危険 （倒壊・大破の危険あり）

2．2　一般診断法

一般[1][3]では，対象建築物の地盤・基礎と上部構造に分けて評価し，前者については注意事項として取りまとめ，後者については，P_d／Q_rにより評価点を算出する。ここで，Q_rは各階の必要耐力，P_dは各階の保有耐力である。P_dは無開口壁の壁耐力 P_wに壁以外の耐力として P_e＝0.25 Q_rを加えたものに低減係数をかけて評価する。

表 3　一般診断法による判定区分

総合評点	判定
1.5以上	倒壊しない
1.0以上1.5未満	一応倒壊しない
0.7以上1.0未満	倒壊する可能性がある
0.7未満	倒壊する可能性が高い

Study of Earthquake Resistant Index of Wooden Houses by old and new Examination Standards

By Takayuki MIZUNO, Masayuki HANDOU, Fujio KASAMATSU and Tomomi FUJITA.

一般診断での判定区分を表 3 に示す。

2．3　保有耐力診断法

保有[2][3]では，対象建築物の各部（基礎，水平・鉛直構面，接合部など）と上部構造に分けて評価し，前者については問題点を取りまとめ，後者については，Q_d／Q_rにより評価点を算出する。ここで，Q_rは各階の必要耐力，Q_dは各階の保有耐力である。Q_dは無開口壁の壁耐力 Q_{wn}と開口壁の壁耐力 Q_{ww}を足したものに低減係数をかけて評価する。

上部構造評点による判定区分は，一般診断と変わりなく表 3 に示したものと同じである。

3　耐震診断の対象とした住宅

本稿では，表 4 に示す 21 棟を評価の対象とした。平屋建が 7 棟，2 階建が 14 棟である。

建築年代は，1943（昭和 18）年～2003（平成 15）年であり，基礎の基準が改訂される昭和 35 年以前に設計・施工された木造住宅 5 棟，昭和 36 年から昭和 55 年に設計・施工された木造住宅 12 棟，耐震基準が改訂された昭和 56 年以降に設計・施工された木造住宅 4 棟の計 21 棟である。

そのうち，耐力壁の状態が明らかな 11 棟（A～K 邸）については通常通りの耐震診断を行ったが，不明であった残り 10 棟（M～V 邸）については外壁のみの耐力を計上して診断を行った。

4　各診断法の診断結果と考察

ここでは，3 種類の診断を適用した結果をもとにそれらの診断結果の関係について示す。

表 5 は，各診断法を適用した結果，最低の評点となる階と方向をまとめたものである。旧精密では診断の対象を 1 階のみとしており，一般と保有は 1･2 階を診断の対象としている。一般では，2 階建の住宅 15 棟中 12 棟が 2 階で判定が決まっている。それに対して，保有では，4 棟以外すべて 1 階で判定が決まっている。これは，両診断法において 2 階の Qr が

表 4　診断対象住宅

	建築年代	構造	基礎	屋根
Q邸	昭和18年	木造平屋建	その他（ブロック積）	瓦葺
R邸	昭和25年	木造2階建	無筋コンクリート布基礎	瓦葺
O邸	昭和25年	木造平屋建	その他（ブロック積）	トタン葺
P邸	昭和25年	木造2階建	無筋コンクリート布基礎	瓦葺
M邸	昭和30年	木造平屋建	その他（石積）	瓦葺
N邸	昭和38年	木造2階建	無筋コンクリート布基礎	トタン葺
A邸	昭和52年	木造2階建	無筋コンクリート布基礎	トタン葺
B邸	昭和52年	木造2階建	無筋コンクリート布基礎	瓦葺
C邸	昭和52年	木造平屋建	鉄筋コンクリート布基礎	瓦葺
D邸	昭和52年	木造2階建	無筋コンクリート布基礎	トタン葺
E邸	昭和53年	木造2階建	無筋コンクリート布基礎	瓦葺
F邸	昭和53年	木造平屋建	無筋コンクリート布基礎	瓦葺
G邸	昭和53年	木造2階建	無筋コンクリート布基礎	トタン葺
H邸	昭和54年	木造2階建	無筋コンクリート布基礎	瓦葺
I邸	昭和54年	木造2階建	無筋コンクリート布基礎	瓦葺
J邸	昭和54年	木造2階建	無筋コンクリート布基礎	瓦葺
K邸	昭和55年	木造2階建	無筋コンクリート布基礎	トタン葺
S邸	平成5年	木造2階建	鉄筋コンクリート布基礎	トタン葺
U邸	平成8年	木造2階建	鉄筋コンクリート布基礎	トタン葺
V邸	平成11年	木造平屋建	鉄筋コンクリート布基礎	瓦葺
T邸	平成15年	木造2階建	鉄筋コンクリート布基礎	瓦葺

表 5　各診断法で最低評点となる階と方向

	旧精密	一般	保有	屋根と階数
Q邸	1･妻	1･妻	1･妻	瓦，平屋
R邸	1･桁行	1･妻	1･桁行	瓦，2階
O邸	1･桁行	1･桁行	1･桁行	スレート，平屋
P邸	1･桁行	1･妻	1･桁行	瓦，2階
M邸	1･桁行	1･桁行	1･桁行	瓦，平屋
N邸	1･妻	1･妻	1･妻	スレート，2階
A邸	1･妻	2･妻	2･妻	トタン，2階
B邸	1･桁行	2･桁行	1･桁行	瓦，2階
C邸	1･桁行	1･桁行	1･桁行	瓦，平屋
D邸	1･桁行	2･桁行	1･桁行	トタン，2階
E邸	1･妻	1,2･桁行	1･桁行	瓦，2階
F邸	1･桁行	1･桁行	1･桁行	瓦，平屋
G邸	1･妻	2･桁行	1･桁行	トタン，2階
H邸	1･桁行	2･妻	1･桁行	瓦，2階
I邸	1･桁行	2･桁行	1･桁行	瓦，2階
J邸	1･桁行	2･桁行	1･妻	瓦，2階
K邸	1･妻	2･妻	1･妻	スレート，2階
S邸	1･妻	2･妻	1,2･妻	スレート，2階
U邸	1･妻	2･桁行	2･妻	スレート，2階
V邸	1･桁行	1･桁行	1･桁行	瓦，平屋
T邸	1･妻	2･桁行	2･妻	瓦，2階

表 6　各診断法による評点の分布

1階　桁行方向			評点	1階　妻方向		
旧精密	一般	保有		旧精密	一般	保有
			1.5≦	C*	A,D,K	
			1.4≦	D	I	
	A		1.3≦			
	I,K		1.2≦		O*	
			1.1≦			
C*	G,Q*		1.0≦	I	B,C*,G,J,V*	A
	B,D,J,S	K	0.9≦			
A,I	C*	A	0.8≦	V*	E,H,Q*	C*,K
D,K	H,T,U,V*	C*	0.7≦	B,J		D
B,G,S	E,F*,O*,P,R		0.6≦	A,G,H,K	F*,S,T,U	
F*,H,J,T	N	G,I,S	0.5≦	F*,R,T		B,F*,G,I,U
U,V*		B,F*,J,T,U	0.4≦			E,T
E,R		D	0.3≦	E,S	N,R,P	H,J,O*
N, P,	M*	E,H	0.2≦	N,O*,P, U	M*,	P, R,S,V*
M*, O*, Q*		N, O*, Q*, R	0.1≦	M*, Q*		
		M*, P, V*	0.0≦			M*,N, Q*,

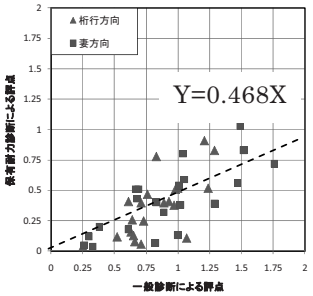


図1-1　一般と保有の診断結果の関係（1階）

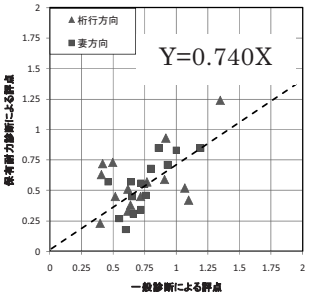


図1-2　一般と保有の診断結果の関係（2階）

大きく違わないのに対して，保有において 1 階の形状割増係数が高く，結果として Qr が高く設定されるためである。これにより，保有では 1 階の倒壊の可能性を指摘する結果が得られている。

一般と保有では必ずしも1階で判定が決まるわけではないが、1階のみ診断する旧精密の結果と照合するために1階の両方向における評点の分布を表6に示す。ここで，*印は平屋建を表している。これより，21棟中14棟で　保有の評点≦旧精密の評点≦一般の評点　の関係があり，21棟中5棟で旧精密の評点＜保有の評点≦一般の評点　の関係があることがわかる。旧精密と新しい診断法による総合評点は物理的に異なった量ではあるが，旧精密により「危険」もしくは「やや危険」となった建物の100%が保有でも「倒壊する可能性が高い」「倒壊する可能性がある」となる傾向がある。

3 種類の診断結果の傾向は上記の通りであるが，次にそれぞれの診断法の評点の値について調べる。図 1-1 は，一般と保有の 1 階の評点を表したものである（21 棟×2 方向）。1 階において保有の評点は，一般の評点のおおよそ 50%あり，相関係数は 0.729 である。図 1-2 は同様にして 2 階の評点についてまとめたものである（15 棟×2 方向）。2 階において保有の評点は，一般の評点のおおよそ 70～80%あり，相関係数は 0.572 である。

以上の関係を建設年代別に比較する。図 2-1 と図 2-2 は昭和 35 年以前の建物の評点の関係である。1 階は 5 棟×2 方向，2 階は 2 棟×2 方向である。1 階において保有の評点が一般の評点のおおよそ 20%で著しく小さくなっている。2 階については保有の評点が一般の評点の約 60%であるが，データ数が少ないため一般的な傾向か否かの判断はできない。

図 3-1 と図 3-2 は昭和 36 年から 55 年の建物の評点の関係である。1 階は 12 棟×2 方向，2 階は 10 棟×2 方向である。1 階において保有の評点は一般の評点のおおよそ 50%あり，相関係数は 0.761 である。2 階については保有の評点が一般の評点の約 80%あり，相関係数は 0.554 である。

図 4-1 と図 4-2 は昭和 56 年以降の建物の評点の関係である。1 階 4 棟×2 方向，2 階は 3 棟×2 方向である。1 階において近似のより保有の評点が一般の評点のおおよそ 45%と算出されるが，図よりほとんど相関がないことがわかり，データを増やすことが必要である。2 階については保有の評点が一般の評点の約 60%である。

５．まとめ

既存木造住宅21棟を対象として，新旧の3種類の耐震診断を行い，それらの耐震診断法の関係について検討した。得られた知見を以下に示す。

1）3種類の診断法による評点には，おおよそ　保有の評点≦旧精密の評点≦一般の評点　の関係が

ある。

2）1階における保有の評点は，昭和35年以前の場合，一般の評点のおおよそ20%となり，昭和36年以降の場合おおよそ50%となる。

3）2階における保有の評点は，一般の評点のおおよそ50～80%となる。

各診断法における評点の大小関係の理由とともに，評点の弱点となる階と方向が，一般診断においてのみ他の診断法と異なる原因を検討して行く必要があると考える。

参考文献

[1] （財）日本建築防災協会：“木造住宅の耐震精密診断と補強方法”，国土交通省住宅局，2001.9.

[2] （財）日本建築防災協会：“木造住宅の耐震診断と補強方法－木造住宅の耐震精密診断と補強方法（改訂版）”，国土交通省住宅局，2005.9.

[3] 木村惇一，田原賢：“木造住宅　耐震診断・改修コンプリートガイド”，エクスナレッジ，2007.5.

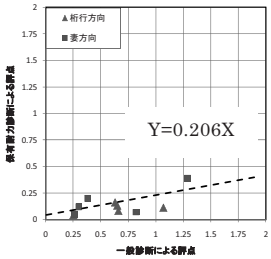


図2-1　昭和35年以前の木造住宅における一般と保有の診断結果の関係（1階）

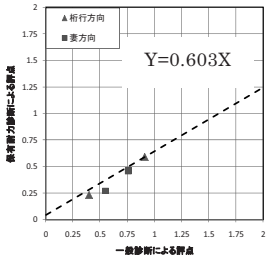


図2-2　昭和35年以前の木造住宅における一般と保有の診断結果の関係（2階）

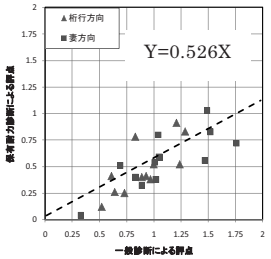


図3-1　昭和36年から昭和55年の木造住宅における一般と保有の診断結果の関係（1階）

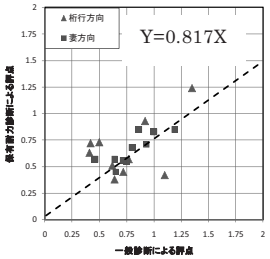


図3-2　昭和36年から昭和55年の木造住宅における一般と保有の診断結果の関係（2階）

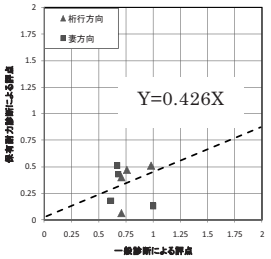


図4-1　昭和56年以降の木造住宅における一般と保有の診断結果の関係（1階）

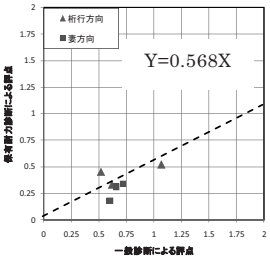


図4-2　昭和56年以降の木造住宅における一般と保有の診断結果の関係（2階）

汎用端末の内蔵センサー群を活用した即時被害把握システムの開発*

東北大学大学院災害制御研究センター　岡元　徹
東北大学大学院災害制御研究センター　柴山明寛
東北大学大学院災害制御研究センター　大野　晋

1. はじめに

地震直後に迅速かつ早期に被害状況の把握を行うことが，2 次災害の軽減及び早期の復旧復興に繋がることは周知のことである．そのための一つの方法として，気象庁が発表する計測震度の情報がある．全国に約 4200 点[1]もの計測震度の観測点が整備されているが，市区町村の総数から換算した場合，一行政区あたり約 2 点から 3 点の観測点しかなく，個別の地点に対しては大まかな被害把握しかできないのが実情である．この問題を解決する方法として，面的な地震動推定例えば[2,3]やさらなる高密度の観測網[4]の整備が考えられる．しかし，面的な地震動推定に関しては，精度の良い補間には高密度かつ高精度な地盤情報が必要なことが指摘されている[5]面的な地震動推定は現状では簡易推定が主であり，新たな強震計の設置は莫大な費用がかかる．地震観測点を埋める方法として，簡易加速度センサーを用いた地震動把握の研究[6,7,8,9]や地震動把握とともにカメラを使用した状況把握を行う研究がなされている[10]．これらの研究では，端末に内蔵もしくは接続された加速度センサーを利用し，そこで計測された情報をクライアント・サーバ方式(ユニキャスト)で集約する方法が取られている．しかし，この方式は，接続する端末数に従ってサーバへの負荷が高くなる問題，サーバ又はネットワーク経路が地震等の影響による障害を受けた場合に情報を集約することができなくなる問題がある．対応策としては，システムの冗長化が可能であるがコストが高くなる．そこで本研究では，複数の端末に一斉に送信が可能なマルチキャスト方式を用い，汎用端末内に内蔵されているセンサー群を活用した即時被害把握システムの開発を行った．本論では，開発を行った即時被害把握システムの概要について述べ，次に端末内蔵センサーの有用性を確認するための振動実験結果と，誤検知防止判定確認実験結果について述べる．

2 即時被害把握システムの概要と構成

2.1 即時被害把握システムの概要と特徴

本研究で開発した即時被害把握システムは，既存の地震観測網より高密度に地震動及び建物応答を把握するとともに個々の室内被害状況を詳細に把握し，消防隊員等の救援救助を補助し及び効率的に行うためのシステムである．本システムは，2009 年に開発したシステム[11]を発展させたシステムであり，以下の特徴を持っている．

①汎用のノート端末に内蔵されている加速度センサーを用いて現在の揺れの測定を行うことが可能．
②揺れの情報は，気象庁の計測震度と同様な計算方式で求めた計測震度の値を表示することが可能．
③簡易な振動計測装置となり，理科の教育素材等に用いることが可能．
④地震発生時には，揺れの情報を一斉に他のパソコンに配信(マルチキャスト)することが可能
⑤個々の端末で一斉に配信された揺れの情報は，サーバ等で 1 カ所に集めるのではなく，個々の端末で集約さ

*Development of Real-Time Disaster Information Collection System Using Terminal Built-in Sensors, Disaster Control Research Center Tohoku University by Tohru Okamoto, Akihiro Shibayama, Susumu Ohno

れ，揺れの情報を一括表示することが可能.

⑥地震と地震以外の揺れを判別するために，他の端末からの同時刻に発生した揺れの情報や震源情報 USGS[12]，AQUA[13]，緊急地震速報など[14]を利用し，地震と地震以外の揺れを区別することが可能.

⑦揺れの計測と連動して周囲の映像と音声を記録し，地震時の室内の被害状況を記録することが可能.

⑧ローカルネットワーク環境(閉じられたネットワーク環境，例えば，職場内，学校内など)でも使用が可能.

2.2 システムの処理の流れについて

本システムでは，個々の端末同士で震度情報の配信・受信の処理が行われるが，システムの処理をわかりやすくするために配信側の端末と受信側の端末の 2 つに分けて説明する. まず，前提条件として，本システムを導入する際もしくは端末を別の場所に移動させた際は，端末設置場所の位置情報(緯度経度及び建物階数)の登録を行うものとし、各端末の時刻については 検出時刻を基にした同一震源の地震動判定(後述)に影響する大幅なずれがないことをシステムの前提としている. また，地震以外の要因(端末の持ち上げや端末が置いてある机に過度の衝撃が加わった等)によって振動を検知することもあるため、振動情報を端末間で相互にやり取りすることで地震の揺れと地震以外の揺れを区別する機能を設けた. この機能のため，検出した振動情報それぞれに信頼度情報という数情報値を導入した. なお，この信頼度情報の初期値は 0 である.

システムの処理の流れを図 1 に示す.

まず，配信側の端末では，常時加速度センサーで取得される揺れの計測を行い，成分毎の最新15秒間の平均を算出し，これを加速度の基線とする. 次に，ある一定の閾値(端末毎に設定可能)を超えた合成加速度を取得すると加速度データ，画像および音声の記録が行われる. また，表示画面上に毎秒毎に気象庁の計測震度の算出方式に合わせた震度値が表示される. この振動が地震によるものなのか，そうでないのかを判断するために外部震源情報から震源情報を入手する. 同時に，他の端末に検出した振動情報(端末 ID(端末毎に生成した固有 ID)，端末の位置情報，震度情報，加速度検出時刻等)をマルチキャストで配信を行なう.

次に，受信側の端末群はそれぞれにおいて，同一震源の地震動判定を行ない，判定結果が否となる受信端末のみが信頼度情報を-1 としてマルチキャストで応答する.

最初の配信端末は，他の受信側の端末群の信頼度情報(-1)を受信した場合は、該当する振動情報の信頼度を 1 減ずる. 同時に，他の端末から配信された地震動情報のうち，同一震源の地震動と判断できる情報があれば，自分が検出した振動情報の信頼度を 1 加える。これらを一定数総合した結果、信頼度が正となり地震動であると判断した場合，マルチキャストで全端末に再配信する. 地震動と判断できない場合，自端末の地震カタログの振動情報を更新する.

再配信された信頼度情報を受信した端末群は，受信した情報を地震情報として地震カタログに登録する.

なお，信頼度の合算に関しては，配信端末の近くに端末が少なく，遠方の端末が多いと，局所的な地震に対応できないことから配信端末と受信端末との物理距離に閾値を設けることができ，距離は任意に設定することができる.

・同一震源の地震動判定方法

配信端末と受信端末との物理距離から P 波，S 波の地震動の伝達時間を計算し，配信端末側の振動検出時刻に地震動の伝達時間を足し引きし，その時間内に受信端末側が振動を検出したか否かで信頼度の判定を行う.

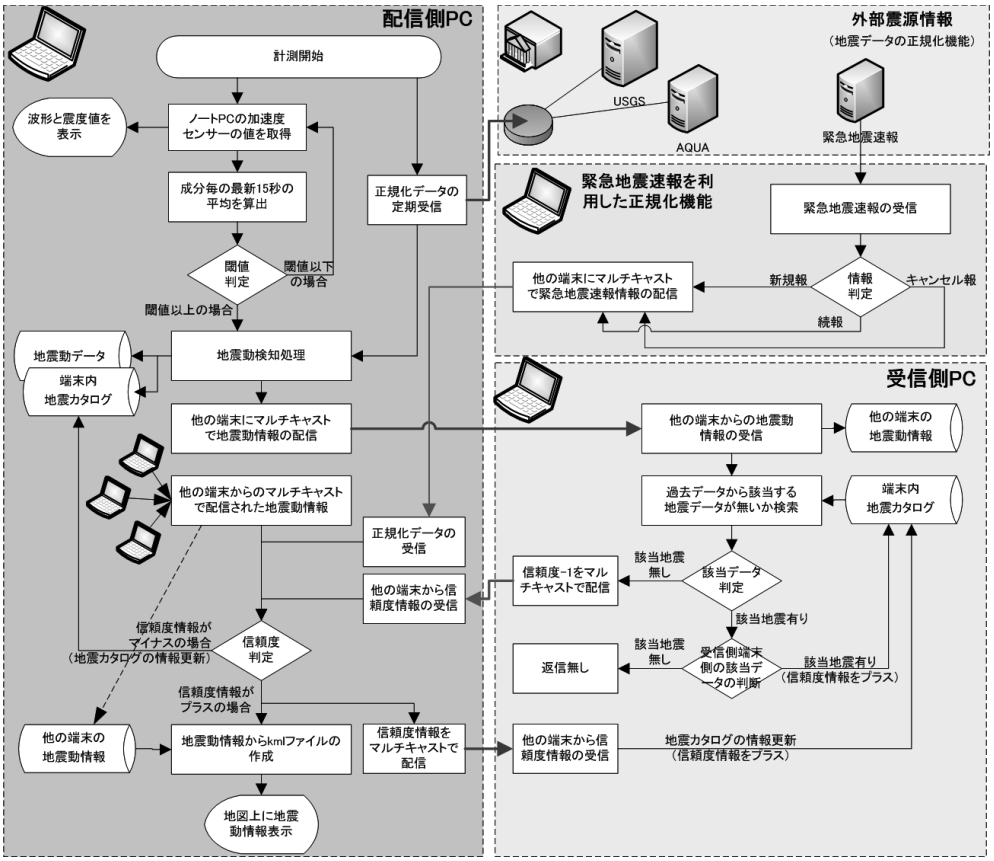


図 1 システムの処理の流れ

3 性能試験および実証実験

本システムの有用性を検証するために，端末に内蔵されている加速度センサーの性能試験及び振動時の端末の挙動確認試験，マルチキャストの配信実験の 3 つの試験を行った．まず，加速度センサーの性能試験に関しては，センサー自体の性能を確認することが目的である．次に端末の挙動確認試験に関しては，一般的な利用と同様な設置状況でどの程度の振動計測が可能であるかを検証するための実験である．最後のマルチキャストの配信実験に関しては，マルチキャストの配信確認及び誤検知防止機能の確認を行った．

3.1 加速度センサーの性能試験

端末に内蔵されている加速度センサーの性能の確認を行うために，一軸の振動台（株式会社サンエス SSV-125）を用いて性能実験を行った．実験に用いた地震動は，El Centro 地震の NS 波を用いた．端末に内蔵された加速度センサーと比較するために，共和電業社 AS-2GB の加速度センサーを振動台につけてリファレンスとして用いた．実験では，Lenovo 社端末（Thinkpad X61T）と Apple 社端末（MacBook MB466J/A）を用い，加振時は，端末を振動台面に固定し，端末のディスプレイを開いた状態で行った．サンプリングレートは， Lenovo 社端末は 50Hz，Apple 社端末は 100Hz とし，共和電業社 AS-2GB は 100Hz とした．計測した加速度の値は，Lenovo 社端末，Apple 社端末から取得した計測値（count）にそれぞれ一定倍率（Lenovo 社端末：8.2，Apple 社端末：3.84）を掛けることで物理量

(cm/s2)に変換した. この倍率(較正値)は, 1Hz から 15Hz の正弦波で加振した結果が, Lenovo 社, Apple 社ともに AS-2GB に対して周波数によらず一定値であることを確認して, 機種別に設定した。

El Centro 地震の NS 波で加振した結果を図2, 図3に示す. まず, 加速度波形に関しては, 両端末共に良く表現されているが, Lenovo 社端末に関しては, 各波のピーク加速度が数～数十 gal 程度低い値となっている. これはサンプリングレートが低いため, 各波のピーク値が取れていないためと思われる. 次に, フーリエスペクトルに関しては, 両端末共に, 高周波領域で AS-2GB と異なる傾向があるが, 計測震度算出のフィルター処理 [15]の範囲の周波数 0.5Hz から 10Hz 程度のスペクトルの一致は概ね良好であり, 震度算出に利用するには十分な精度があると考えられる. 本地震動で得られた一軸で求めた計測震度相当の値は, AS-2GB が 5.1, Lenovo 社端末が 5.2, Apple 社端末が 5.1 であった. また, その他の地震記録でも同様な結果が得られた.

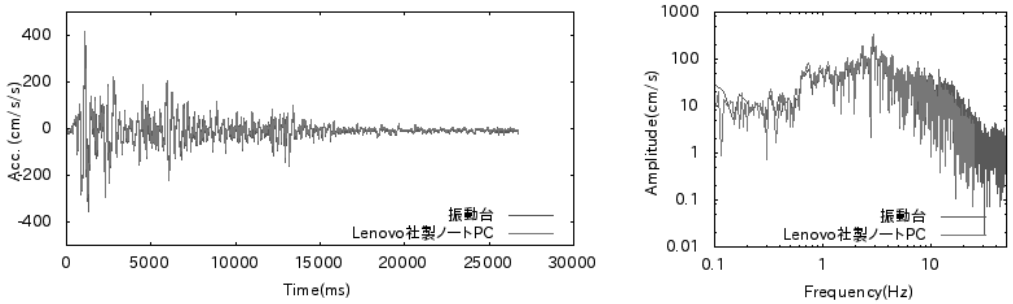


図 2 Lenovo 社製端末を El Centro 地震の NS 波で加振した結果（左：加速度波形，右：スペクトル）

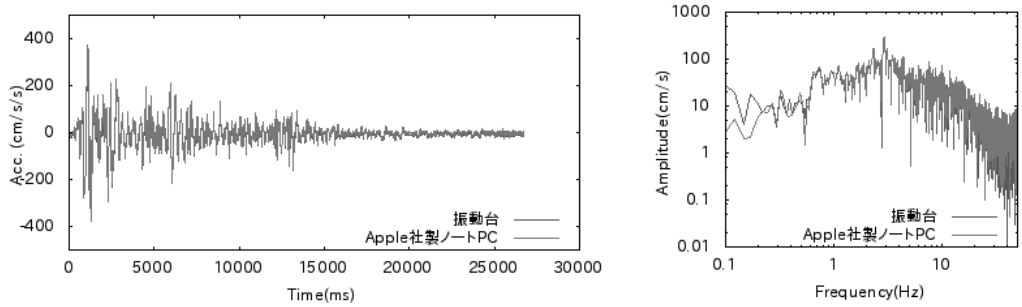


図 3 Apple 社製端末を El Centro 地震の NS 波で加振した結果（左：加速度波形，右：スペクトル）

3.2 振動時の端末の挙動確認試験

前述の試験では, 端末内蔵の加速度センサー単体の性能確認試験のために固定した状態で計測を行った. 本実験においては, 一般利用時と同じ状況下でどの程度の振動まで計測できるかを検証するために, 端末を固定していない状態で振動させた際の挙動の確認を行った. 実験は, 震度別の挙動を確認するために, El Centro 地震の NS 波の加速度波形に一定倍率を掛け, 震度3から震度6強になるように調整して実験を行った. 使用した機材は, 上記と同じ機材, 同じサンプリングレートで行い, 端末を載せる台としてアルミ板と化粧板の 2 種類で行った. 比較として端末を固定した状態においても同様な実験を行った.

各震度で揺らした実験結果を表1に示す. Lenovo 社の端末に関しては, アルミ板で震度6弱程度, 化粧板で震度5強程度から端末が滑り出す結果となった. Apple 社の端末に関しては, Lenovo 社の端末と比べて滑り出す震度

が高くなり，アルミ板で震度 6 強程度，化粧板で震度 6 弱程度から滑り出す結果となった．結果の違いについては，両端末共に同じ重量(2kg)であったが，端末の底面のゴム足形状が異なっていたためと思われる．

本実験結果から，端末の形状及び重量によって多少異なるが，端末を固定していない場合では，震度 5 強程度から端末が滑り出し，入力加速度を正確に計測することが困難であることがわかった．しかしながら，震度5強程度までは正確に計測できること，それ以上の大加速度を計測した場合には端末の落下等の影響によるものと考えられることから震度 6 弱以上とおおよその判断が可能であり，本論文の主目的である，初動期の災害対応支援や要救助者の救助支援のための大まかな被災場所把握への利用は十分可能と考えられる．

表 1　振動時の端末の挙動確認試験結果

		震度 3		震度 4		震度 5 弱		震度 5 強		震度 6 弱		震度 6 強	
		震度	PGA	震度	PGA	震度	PGA	震度	PGA	震度	PGA	震度	PGA
加速度計(AS-2GB)		2.9	32	4.0	105	4.8	256	5.3	464	5.7	705	6.3	1389
Lenovo 社	アルミ板	3.0	35	4.1	118	4.9	291	5.4	521	5.7	504	6.1	669
	化粧板	3.1	35	4.1	117	4.9	281	5.4	379	5.6	430	5.9	472
	固定	3.1	35	4.1	110	4.9	290	5.4	496	5.8	750	6.4	1524
Apple 社	アルミ板	3.0	38	4.0	116	4.8	261	5.3	491	5.7	709	6.1	892
	化粧板	2.9	36	4.0	108	4.8	269	5.3	450	5.7	530	6.1	674
	固定	2.9	34	4.0	110	4.8	271	5.3	463	5.7	712	6.1	1426

※赤字は，端末が台上で滑ったと思われる結果．セルを赤で塗りつぶした箇所は，目視で端末が台上で滑ったと判断できたもの．

3.3 マルチキャストによる配信実験

本システムのマルチキャスト方式の通信方法及び誤検知防止機能の有用性を確認するための実験をおこなった．実験では，加速度センサーを内蔵している地震動検知用端末の 5 台で行った．実験は，1 台から順に同時に振動させる台数を増やして行き，誤検知防止機能が正常に動作しているか確認をした．実験結果を表 2 に示す． 1 台から順に同時に振動させる台数を増やして行き実験を行い， 2.2 で述べたシステムの処理の流れの通りに配信が行なわれていることを確認した．また，マルチキャストの配信数が増えるにつれて共有に要する時間も増える結果となった．これは，検知端末への信頼度情報の応答の送信待ち時間を数 ms から最大 5s までランダムに設けたことによる時間の増加と，検知端末からの信頼度設定通知部分においても送信待ち時間を同様に設けたためである．振動させた台数が 4 台以降で，共有に要した時間が大きく増加しているのは後者の理由による．振動を検知し

表 2　誤検知防止機能の実験結果

同時に振動させた台数（検知端末）	1 台	2 台	3 台	4 台	5 台
振動させていない台数（未検知端末）	4 台	3 台	2 台	1 台	0 台
誤検知判断	非地震	非地震	非地震	地震	地震
共有に要した時間	4.2sec	5.4sec	5.5sec	10.1sec	8.3sec
全マルチキャストの配信数	5	8	9	12	10
全マルチキャストの配信数の内訳)					
検知端末から配信数	1	2	3	4	5
検知端末への信頼度情報の応答数 (応答台数×検知端末数)	4 (4 台×1 台)	6 (3 台×2 台)	6 (2 台×3 台)	4 (1 台×4 台)	0 (0 台×5 台)
検知端末からの信頼度設定通知数	0	0	0	4	5

た端末の再送はそれぞれの端末毎に最大でも1度のみ行われるため，全体の処理時間はこの待ち時間と送信回数から推定される範囲に収まる．そのため，配信数の増加に伴い共有に要する時間が線形に増加することはない．今後，最適な送信待ち時間を様々な実験から検討する予定である．

4 まとめ

本稿では，サーバを持たずに複数端末間で同時且つ即時に地震動情報の共有を可能にする方法としてマルチキャスト方式の通信方法に着目し，高密度の地震動把握及び個別建物の建物応答，室内被害の把握を目的として，ノートパソコン内蔵加速度センサーとマルチキャストによる即時震度情報収集システムを開発した．ノートパソコン内蔵加速度センサーの採用により，既存端末を利用して安価に震度センサーネットワークを構築することができると伴に，マルチキャスト通信の採用により，震災時に冗長性を確保し，また，外部から遮断されたネットワークでも稼働するという利点を持つ．加速度センサーの性能実験及び振動時のノート端末の挙動確認試験，マルチキャストの配信実験から本システムの有用性を示した．

今後に関しては，様々な振動試験を行い，単独の端末による地震動以外の振動の排除方法の検討及び落下による大加速度情報の処理方法について検討する予定である．また，本研究で用いたマルチキャスト方式は，セキュリティ上の問題で利用できないネットワーク環境が存在するため，そのような状況下でも稼働できるようにサーバ・クライアント方式を一部利用し，マルチキャスト方式との併用で様々な環境で利用できるようにする予定である．

謝辞

本研究を進めるにあたり，独立行政法人情報通信研究機構の滝澤氏，中川氏にはマルチキャスト通信について技術的なご協力を頂き，安全・安心サポート株式会社に緊急地震速報について技術的なご協力を頂いた．ここに記して感謝の意を表する．

参考文献

1) 平成22年版防災白書：http://www.bousai.go.jp/hakusho/h22/index.html（参照 2010/10/01）
2) 気象庁：推計震度分布図について，http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/suikei/kaisetsu.html（参照 2010/10/01）
3) United States Geological Survey(USGS)：ShakeMaps，http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/shakemap/（参照 2010/10/01）
4) 大野晋，柴山明寛：地盤増幅と地震動の空間相関を考慮した応答スペクトルの分布推定，第13回日本地震工学シンポジウム，DVD，2010.11
5) 翠川三郎：最近の強震計ネットワークについて－阪神大震災以降の動向－，建築防災12月号，pp.12-16，1996
6) Griscom, D. T., SeisMac: Turn your Apple laptop into a self-contained seismograph, Seismological Research Letters, vol.77, pp.731-733, 2007
7) Cochran, E.S., J.F. Lawrence, C. Christensen, R. Jakka, The Quake-Catcher Network: Citizen science expanding seismic horizons, Seismological Research Letters, vol.80, no.1, pp.26-30, 2009
8) Quake-Catcher Network：http://qcn.stanford.edu/index.php （参照 2010/10/01）
9) Yureプロジェクト：http://weathernews.jp/yure/（参照 2010/09/01）
10) Van Den Einde, L.; Wei Deng; Wilson, P.; Elgamal, A.; Hubbard, P.; NEESit MacBook Accelerometer and Video Sensor Platform (iSeismograph) for education and research, Frontiers in Education Conference, 2008. FIE 2008. 38th Annual
11) 柴山明寛：ノートパソコン内蔵のMEMSセンサーを利用した早期被害把握システムに関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2分冊，pp.239-240，2009.8
12) United States Geological Survey(USGS)：Latest Earthquakes: Feeds & Data, http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/catalogs/（参照 2010/10/01）
13) 松村稔，伊藤善宏，木村尚紀，小原一成，関口渉次，堀貞喜，笠原敬司： 高精度即時震源パラメータ解析システム(AQUA)の開発，地震2, 59, pp.167-184，2006
14) 気象庁：緊急地震速報について, http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/EEW/kaisetsu/index.html (参照 2010/10/01)
15) http://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/shindo/keisoku.html (参照 2010/10/01)

がけ崩れ危険住宅移転支援促進支援制度に関する現況調査

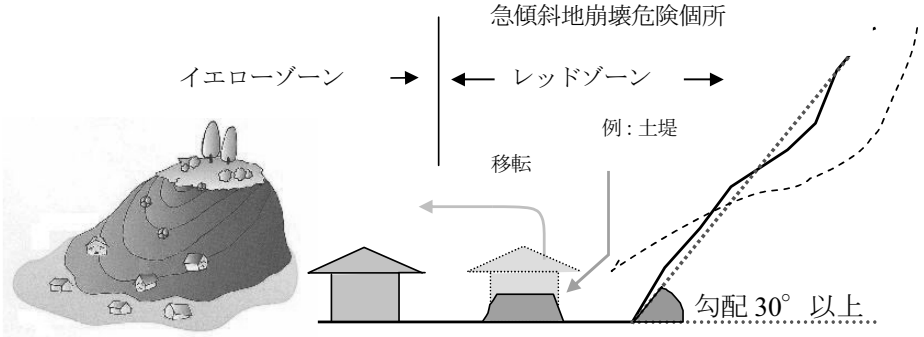
岩手大学農学部　井良沢 道也、目黒渚

１．はじめに

岩手県は 14,348 の土砂災害危険個所を持ち、そのうち 6,959 ががけ崩れ危険箇所（急傾斜地崩壊危険箇所）となっている。それぞれ東北 6 県では最も多い。しかし、急傾斜地崩壊危険箇所の整備率が 14.7%と全国より 10%程度低く、今後、土砂災害対策を効果的に推進するためには、厳しい財政状況にあることも踏まえ、既存のハード対策に加えて住民移転を促進するなど新たな方策に取り組む必要を打ち出している（2004, 岩手県土砂災害危険防止施策検討委員会提言）。具体的な支援策として平成 18 年度より「がけ崩れ危険住宅移転促進事業」を実施している。本事業は全国初の試みであり、既存の事業である「がけ地近接等危険住宅移転事業」を利用する住宅に対し、①住宅の除去費用、②住宅の建設・購入費用、③移転経費のそれぞれ一部を上乗せし、全額県単費で支援する。ただし、平成 18 年度から毎年 2 から 3 件程度あった利用者が平成 22 年度は 0 となった。本研究では実際に利用した住民及び行政担当者から聞き取り調査を実施することで、本制度の現状と課題を探るものである。

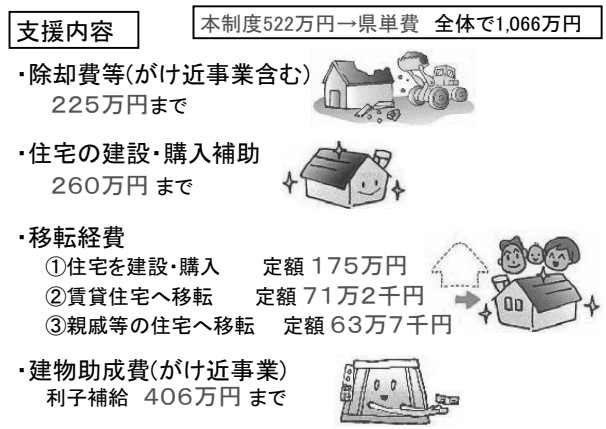
２．がけ崩れ危険住宅移転促進事業の概要

本制度の考え方は 2002 年 7 月に岩手県釜石市で発生したがけ崩れ災害がモデルとなっている。行政は住民の意向が移転したいことから「がけ地近接等危険住宅移転事業」を適用するとともに、土地の買収を行い住居跡地に土堤を建設した。この土堤の設置により斜面下にある人家が保全されることなり、結果として人家が移転しない場合にその人家を守るための擁壁を設置するより総事業費は安くついた。本事業は図-１に示すように災害後ではなく、災害前にこうした住居移転を行うものである。「がけ地近接等危険住宅移転事業」を利用する住宅に対し、①住宅の除去費用の一部　②住宅の建設・購入費用の一部　③移転経費の一部について助成するものである。住民への災害前の事前の移転を促すため、高い移転支援金を準備している(最大で本制度で 522 万円、がけ地近接を入れて 1,000 万円程度)。対象は土砂災害特別警戒区域（レッドゾーン）の指定がされている人家である。他にレッドゾーン指定の全世帯の移転承諾が必要、危険区域内に原則として５戸以上の住宅がある箇所、移転先は岩手県内に限るなどである（図-2)。



図―１　「住宅移転支援事業」の模式図

*An interview to the residents and administration person concerning with slope failure dangerous housing relocation support promotion support system in Iwate Prefecture, Iwate University Faculty of Agriculture by Michiya Irasawa and Meguro Nagisa



図―２　「住宅移転支援事業」の概要（岩手県ｳｪﾌﾞｻｲﾄより）

３．聞き取り調査の概要

本事業の利用者は釜石市３名、奥州市１名、大船渡市４名の８名であり、そのうち、聞き取り可能な６名に対して行った。調査方法は本年６月頃に岩手県より各利用者へ聞き取りの同意書をとっていただいた上で､9 月下旬から 10 月上旬にかけて各移転先の世帯を訪ね約 1 時間程度の聞き取り調査を行った。聞き取り調査項目は年齢や職業などの属性、移転前での体験、制度の評価や要望、全体への意見や問題点など全部で 25 項目である。また、県および市の担当者には 8 項目について、聞き取り調査を行った。また移転前の住居の立地環境についても調査した。写真-1 に移転前の住居跡と斜面の状況を、写真-2 に移転後の住居と斜面の状況を示す。



写真―１　移転前の住居跡と斜面の状況（左上・右上：釜石市浜町、
左下・右下：大船渡市赤崎町）



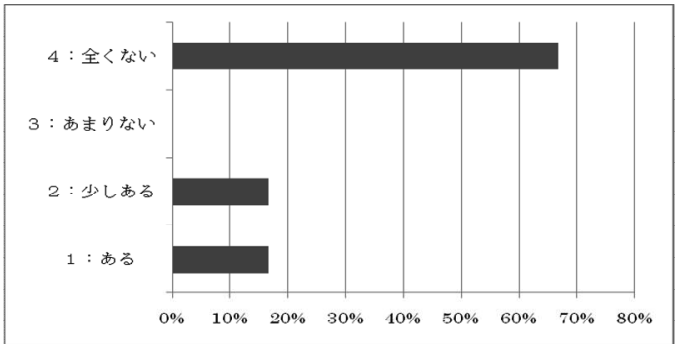
写真―２　移転後の住居と斜面の状況（左上：大船渡市赤崎町、右上：釜石市浜町、左下：江刺区田原、右下：大船渡市赤崎町）

４．聞き取り調査の結果

聞き取りを行った 25 項目のうち代表的な結果については以下の通りである。なお住民の回答者は 60 代-3 人、50 代-2 人、40 代-1 人である。

4.1　本制度を知る前に移転を考えたことがあったか

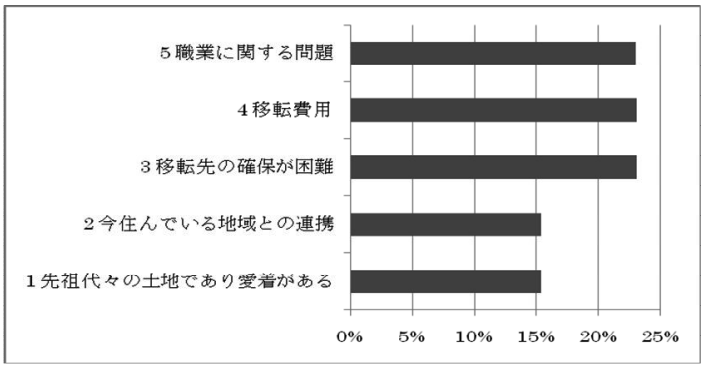
本制度を知る前に移転を考えたことがあったかの質問には、4 名が全く考えたことが無いとの回答であり、もともと移転を考えていた人は 2 名と少ない。一方、本制度を知る前に災害の危険を感じたことがあったかの質問には、移転前には 6 名全員が災害への危険を感じていた。実際に小規模な災害に遭っている世帯も 3 世帯であった。災害の危険を感じても移転をするのは困難であると言える。



図―３　本制度を知る前に移転を考えたことがあったか

4.2　住宅移転を考える際に問題となる点

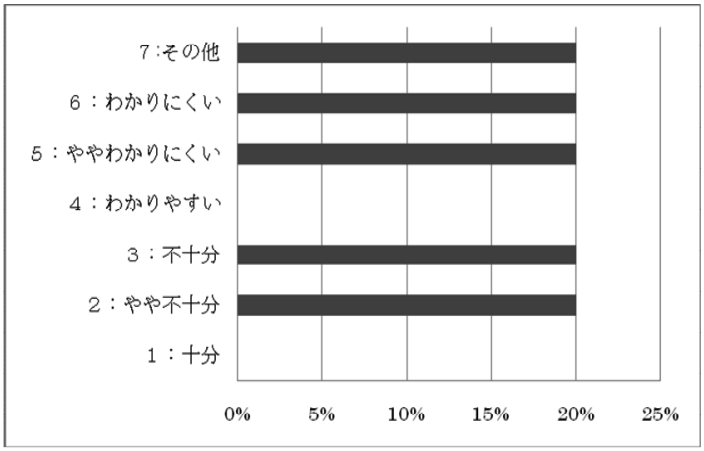
本制度を利用した住民が実際に住宅移転を考える際の問題となる点としては､職業に関する問題(高齢者や年金受給者では銀行から移転費用の借り入れが困難である)、移転先の確保、移転費用、愛着がある、地域との連携などの項目が多い。 移転先の確保と移転費用などの問題は 4.5 で述べる本制度の課題にもあげられている。



図―４　住宅移転を考える際に問題となる点は何か

4.3　本制度の内容についての意見

本制度の内容についての意見は十分である、わかりやすいと答えた方は皆無であり、内容についてはやや不十分、不十分、ややわかりにくい、わかりにくいと答えている。ほとんどの方が時間がかかることを挙げていた。金額面や土地の確保、管理などの点から不十分と感じてしまうようだ。また、制度が複雑であるためわかりにくいと感じるようだ。一方、市や県の職員が自宅まで来てくれたりととてもよく動いてくれたなどの意見もあり、担当者の対応が市によって差があるようだった。

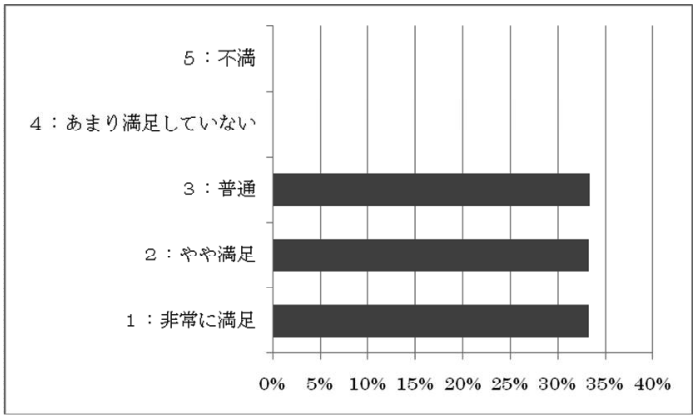


図―５　本制度の内容についての意見

4.4　移転した上での満足度

非常に満足-2 人、やや満足-2 人、普通-2 人となった。5 段階評価で聞いた結果なので、評価は全

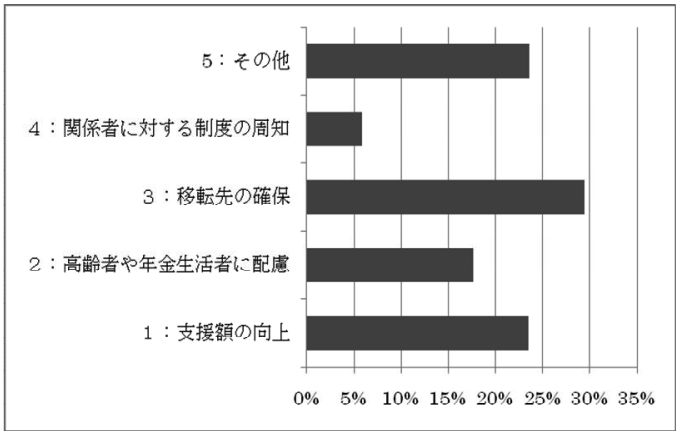
体として高いと言える。非常に満足の方は、危険区域でなく日当たりも良いため、崩れてこないという安心感の意見である。やや満足の方は安全な場所で心配しなくてもいいから、補助制度の金額がもう少しあれば…との意見もあった。普通の方は愛着や風当たりの悪化と安全な場所への移動を差し引きしての判断で､前の地区に知人がいるので会いに行くのにするが大雨の際に心配がいらないので･･。やはり安全な場所に移動したというのは精神的にも満足度は大きいようだ。



図―6　移転した上での満足度

4.5　本制度の課題

4.2 とも関連するが、支援額の向上-4 人、高齢者などへの配慮-3 人、移転先の確保-5 人、制度の周知-1 人となった。また、残った土地の利用や管理、イエローゾーンへの住民への対応、銀行からの融資といったコメントも頂いた。現行の制度よりも高い移転支援金ではあるが、金額への不満はあるようだ。もちろん増額は助かるが、このままでも十分と答えた方もいた。特に移転先の確保はやはり大変で、改善点と感じる方がほとんどであった。高齢者への配慮としては、移転の際には多大な支出がかかることから銀行からの融資が得られるかどうかが大きいようだ。



図―7　本制度の向上のために必要なこと

4.6　行政担当者（市町村や県）の意見

実際に当該事業を担当された 6 名からの意見としては、全戸移転は現実的に条件が厳しい、移転の合意形成を申請者がまとめるのは大変な労力を要する。移転と補強を組み合わせる等(補強も補助するとして)の条件の緩和が必要である。移転が 3 月まで(年度内)に完了することが条件となっており、制度の利用時期が制限されているので年度を跨いだ制度利用を検討すべきである。他に、「がけ近」の予算の裏付けがない(想定で予算計上していない)ため申請を受理できない期間があった。関係市町村の制度利用に対する意識が低い(制度利用の実績が少ない)。「がけ近」「移転促進」の 2 つの制度を利用するため、申請者は関係市町村と県に対し同様の書類を複数回にわたり提出しており、負担が大きい。県の窓口も砂防災害課と建築住宅課の 2 つとなっており、申請の簡素化が必要の意見が寄せられた。

５．まとめと課題

本施策は造らない公共事業で人命を守るという全国の先駆けとなるものであり、他県からも視察があるなど注目を受けている。本制度を利用した 8 名全員が移転前の居住地の近くに移転しており、移転後でもこれまでのコミュニテイの存続を重視している。8 名のうち、購入 6 戸（新築住宅 4 戸、中古住宅 2 戸)、賃貸 2 戸（賃貸住宅 1 戸、アパート 1 戸）である。 移転前には 6 名全員が災害への危険を感じていた。もともと移転を考えていた人は 2 名と少ない。本制度は全員、公民館で行われた危険区域の説明会で周知した。

住宅移転を考える際の問題となる点としては、移転先の確保、移転費用、愛着がある、地域との連携などの項目が多い。 移転した上での満足度は 5 段階評価で非常に満足-2 人、やや満足-2 人、普通-2 人と全体として評価が高い。本制度の問題点として、移転先の確保、支援額の向上、（残った）土地の利用・管理、同意の得難さ、時間がかかりすぎるなどの意見があげられた。改善策として支援額の向上や土地の管理など現実的に厳しい点もあるが、移転先の確保や同意については担当職員の熱意によって利用者の負担が変わるようである。また実際に担当された県や市の担当者からは全戸移転は現実的に条件が厳しいので緩和を、年度を跨いだ制度、利用関係市町村の制度利用に対する意識が低い、申請の簡素化が必要、建築関係者・地主・大家に対する制度の周知も必要であるとの意見も寄せられた。

本制度についての住民の満足度は比較的高いものの、検討すべき課題も多くあげられた。なお、住民からは市町村や県の担当職員の熱意をあげる意見も多く、窓口となる方の本事業に対する啓蒙も重要である。平成 18 年度から毎年 2 から 3 件程度あった利用者が平成 22 年度は 0 となった。今後も利用者が新たに現れないと制度そのもの存在意義が問われるので、一般住民へ関心を高めるためにも周知を積極的に行う必要である。

本報告においては岩手県砂防災害課、関係する県や市の担当者に多大な御支援を頂きましたことを厚く感謝いたします。

参考・引用文献

１）岩手県土砂災害危険防止施策検討委員会(2004)：総合的な土砂災害対策に関する提言、 p 1-21
２）岩手県砂防災害課ｳｪﾌﾞｻｲﾄ(2011)：http://www.pref.iwate.jp/~hp0607/
３）井良沢道也(2006):地域との共創による土砂災害からの減災を目指して､機関誌 SAB04 月号 p 4-10
４）岩手県砂防災害課(2006):がけ崩れ危険住宅移転促進事業への展開について､河川 5 月号 p 40-43

2009年10月30日秋田県能代市で発生した竜巻災害*

東北大学　植松　康
北方建築総合研究所　高橋章弘

1. はじめに

2009年10月30日9時20分頃，秋田県能代市浅内でフジタスケールF1の竜巻が発生し，負傷者1名の人的被害のほか多数の建物被害を引き起こした。2005年12月25日山形県酒田市で発生した羽越線特急「いなほ14号」の突風(F1)による脱線・転覆事故(死者5名，負傷者32名)や2006年11月7日北海道佐呂間町で発生した竜巻(F3)による甚大な被害(死者9名，負傷者26名)など，北海道や東北地方では秋から冬にかけて竜巻等突風災害がしばしば発生している。特に秋田県で多く，2010年だけに限ってみても8件発生している。このような突風災害は非常に局所的ではあるが，甚大な被害に結びつく。しかし，局所的であるが故に発生予測が難しく，気象現象や災害の実態についても不明な点が多い。都道府県や市町村の地域防災計画を見ても，竜巻等突風災害に関する具体的な記述はほとんどないのが実状である[1)]。

筆者らは，竜巻等突風災害を低減するための個人および行政レベルでの対応マニュアルに関する研究を行っている[2)-4)]。より効果的な対応策を提案するためには，実際の災害時に個人および行政がどのような対応をとり，それらが被害低減にどう結びついたか，あるいは，逆に被害を拡大させてしまったかなど，実態を把握することが重要である。今回の能代市における竜巻災害については，気象状況や被害実態は秋田地方気象台等による調査がなされているが[5)]，市役所等行政の対応に関してはほとんど検討されていない。そこで筆者らは能代市並びに能代山本広域市町村圏消防本部に対するヒアリング調査と現地調査を行った。

本報では，2009年10月30日に発生した竜巻とそれによる被害の概要を示した後，能代市における過去の竜巻等突風災害の概要と風水害や突風災害に対する事前対応や今回の竜巻災害における対応について調査した結果をまとめ，個人および行政レベルでの対応マニュアルを作成する上で重要となる課題を抽出する。

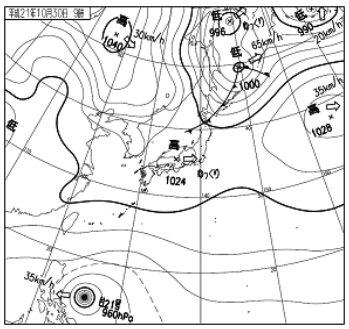


図1 天気図（10月30日9時，気象庁）

2. 竜巻および被害の概要

2009年10月30日朝から夕方にかけてオホーツク海の低気圧から延びる寒冷前線が秋田県を通過した(図1参照)。そのため，秋田県内では大気の状態が不安定となり，8時40分過ぎから10時頃にかけて発達した積乱雲が能代市浅内付近を通過した。その積乱雲の下で，9時20分頃フジタスケールF1の竜巻が発生した[5)](図2)。消防本部が纏めたこの竜巻による被害は以下のようである(図3～6(能代市提供)参照)。なお，当日秋田地方気象台は秋田県内に「竜巻注意情報」を発表していた(第1号　07:50，第2号　08:49，第3号09:37)。



図2 竜巻の写真（能代市提供）

*Tornado disaster in Noshiro City on October 30, 2009 by Yasushi Uematsu and Akihiro Takahashi

・人的被害　軽傷者　1 名
・住家被害　半壊 2 棟，一部損壊 4 棟
・非住家被害　25 棟
・ビニールハウス倒壊　5 棟
・ブロック塀等倒壊　2 箇所
・電柱折損　2 本　　・停電　102 戸
・車両損壊　22 台



図 3　半壊住家



図 4　全壊した木造作業所

3. 秋田県および能代市における過去の突風災害と風水害

地域防災計画や対応マニュアルを作成するには，当該地域における竜巻等突風やそれによる被害の特徴を把握することが重要である。ここでは，気象庁の「竜巻等の突風データベース」[6]および能代市の災害記録に基づいて検討する。



図 5　倒壊したビニールハウス



図 6　電柱の折損

3.1 秋田県内で発生した竜巻等突風災害

前述のように，秋田県では東北地方で最も頻繁に竜巻等突風災害が発生している。気象庁の「竜巻等の突風データベース」[6]によれば，1961～2009 年の間に 60 回の発生が確認されている。発生時期は，図 7 に示すように 9 月から 2 月にかけて多く，全体の 8 割弱を占めている。総観場をみると，図 8 に示すように，「気圧の谷」や「寒冷前線」，「日本海低気圧」が約 7 割を占めている。つまり，関東以西の地方のように台風に伴って発生することはほとんどなく，多くが秋から冬にかけての低気圧に伴って発生している。フジタスケールは F1 以下のものがほとんどであるが，F2 に近いものも 2 回発生している（八森町，にかほ市）。被害状況をみると，負傷者などの人的被害が発生したものは 8 回である。他の被害をみると，住家被害や非住家被害等の建物被害だけでなく，農作物や車両等，広範囲に及んでいる。

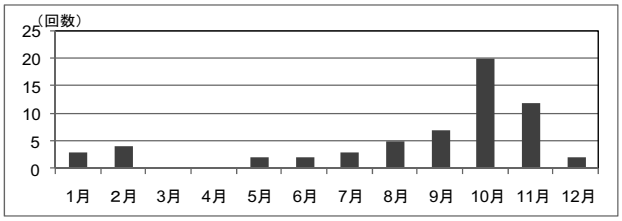


図 7　月別の発生回数

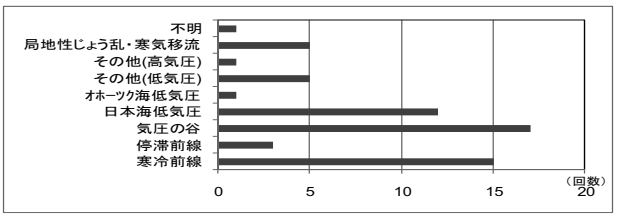


図 8　原因別の発生回数

3.2 能代市における過去の竜巻等の突風災害や強風災害

能代市において記録が残っている顕著な竜巻等突風災害について，その概要を表 1 に示す。竜巻と特定されているものは 2 回（1958 年，1991 年），竜巻以外あるいは原因が特定されていないものは 4 回（1962 年，1975 年，1999 年）である。これら以外にも冬季の発達した低気圧や前線に伴う風水害や風雪害をしばしば経験している。そのほか，稀にではあるが，大型台風による強風被害も発生している（例えば 1991 年台風 19 号）。

表1 能代市における過去の顕著な風水害（能代市提供資料の災害年表からの抜粋）

年	種別(原因)	被害の概要
1958	竜巻	2月22日0時30分頃, 能代市向ヶ丘市営住宅付近に雹をまじえた竜巻が起こり, 住宅3棟, 非住家1棟が損壊し, 子供2名が負傷。
1962	突風	10月23日, 能代市の向能代と出戸沼で突風があり, 作業小屋が全壊した他, 住家の屋根などに被害。
1975	突風	3月25日朝, 低気圧が北海道北部と三陸沖にあり, その後から真冬並の寒気が入ったため風雪が強まり, 鷹巣で3月24日の降雪19cm, 能代で3月25日アーケードなどが崩れたほか, 米内沢高校の屋根が剥がれる等373万円の被害。
	突風	11月25日, 能代市で突風が発生, 非住家3棟が一部破損し192万円の被害。
	竜巻	11月19日, 向能代地区において竜巻が発生し, 住家, 工場, 倉庫等の屋根材の剥離, アルミサッシ戸に被害。
1999	竜巻	10月29日, 荷八田および中川原で突風が発生し, 倉庫などに被害。

4. 2009年10月30日の竜巻災害時およびその後の行政の対応

ヒアリング調査は, 被災後3ヶ月半ほど経過した2010年2月15日に実施した。調査対象は, 災害対応に中心的な役割を担った能代市(総務部防災危機管理室, 都市整備部河川管理課)および能代山本広域市町村圏組合消防本部(警防課, 予防課)である。結果の概要は表2のようである。以下, 各項目について整理する。

表2 行政の対応に関するヒアリング結果のまとめ

大規模災害の被災経験	・1972年や2007年, 2009年に水害が発生し, 水害に対する危機意識は高い ・1983年日本海中部地震による津波被害の経験があり, 津波対策の意識は高い ・1999年竜巻の被災経験はあるが, 対応方法等の継承はない
竜巻発生時の対応状況	・消防署からの情報提供 ・防災担当職員の人数が少なく, 各種対応（特に, 報道機関対応）に忙殺 ・秋田県庁や消防署等との連絡・調整を主体に実施したが, 初動期の情報収集に支障
竜巻発生後の各部署の対応状況	・総務課：災害対策連絡部の設置, 報道機関対応 ・道路河川課：市道被害対応 ・農林水産課：農地被害対応 ・税務課：建物被害調査, 税の減免 ・子育支援課：施設被害調査 ・長寿生きがい課：安心電話の開設 ・福祉課：救援物資配布 ・環境衛生課：瓦礫処理 ・福祉協議会：支援制度や融資制度対応
各種被災経験に基づいた対応	・地域防災計画の改訂予定, 各地で説明会を実施 ・発災時に全市職員, 自治会長, 消防団員へ防災情報メールを一斉配信 ・災害に対する各種マニュアル(職員動員マニュアル, 避難指示勧告マニュアル, 避難所運営マニュアル)を平成21年度に作成 ・庁内では縦割り対応ではなく, 横断的な対応体制を構築実施 ・防災情報をホームページで公表

4.1 大規模災害の経験と教訓

大規模災害の経験については，過去に多くの水害を経験していることから(例えば，2007 年 9 月や 2009 年 7 月の大雨による米代川の氾濫に伴う洪水など)，水害に対する危機意識は高く，被災経験に基づく対応が可能と捉えている。例えば，2009 年に発生した大雨災害では，2007 年の洪水時の教訓が活かされた。しかし，台風の来襲頻度が低いため，強風などの災害対応については不安感を抱いている。特に，他の自然災害に比べて発生頻度が低い竜巻等突風災害をみると，過去に何度か災害を経験しているにもかかわらず，行政組織内において被災経験の継承が行われていなかったことと，竜巻等突風災害に対するマニュアル等が整備されていなかったことにより，今回の竜巻災害発生時の各種対応に支障が生じた(特に，初動態勢)。能代市の地域防災計画においては，風災害は第 3 編「一般災害」の中の「風害予防計画」に入っており，その中に「竜巻災害」の記載はあるものの，内容は具体性・実効性に欠けている。また，当日秋田地方気象台から秋田県内に「竜巻注意情報」が発表されていたが，能代市内で発生することは想定していなかった。「能代市では竜巻なんて起こらない」といった誤った先入観があったようである。

竜巻等突風災害に対しては，台風等の強風災害における対応や各種対応策等の経験の継承とともに，対応マニュアル整備等の事前準備の充実，さらには竜巻等突風災害に対する意識を高めることが被害低減を図る上で特に重要であると考えられる。

4.2 竜巻発生時の対応

竜巻発生後消防本部から市役所防災・危機管理室に第一報が入ったが，防災担当職員が不足し(もともと職員は 2 名のみであるが，そのうち 1 名は当日休暇中であった)，さらに報道機関からの問い合わせに防災担当職員が忙殺されたことにより，初動期の情報収集および各種対応に支障がみられた。

竜巻発生時に重要となる初動期の情報収集は，その後の対応全般に大きな影響を与えるため，職員の招集方法や連絡体制の確立，被災地への職員派遣方法，関係機関との連携方法等を事前に準備しておくことが重要である。また，マスメディア対応については，窓口を一本化し，そこでの一元管理など，予め対応を決めておく必要がある。竜巻災害は極めて局所的であるため，なかなか正確な情報が入手できず，対応が後手に回るなど即時性に欠けることから，他の災害に対する対応とは別に考える必要がある。

4.3 竜巻発生後の各部署の対応

竜巻災害発生後の各部署の対応をみると，災害対策連絡部の設置後，全庁的な取り組みが行われた。具体的な内容は，建築物やライフライン等の被害状況の把握と復旧，農林水産業被害への対応，建物破損や飛散物による瓦礫の処理，被災者への見舞金の分配や各種証明書の発行，各種公的支援制度や融資制度の紹介と手続き，報道機関への対応等，ハード面からソフト面まで広範囲に及ぶ。したがって，組織内の連携が重要となる。

今回の竜巻災害では，第一報の入手の遅延や防災担当職員の不足から対応全般が後手に回ってしまった。このため，被災住民に対する瓦礫処理(実施時期や分別方法，撤去費用等)に関する情報伝達に支障が生じた。具体的には，被災者から瓦礫処理方法について苦情が寄せられた。市では広報誌で対応を周知していたが，それを被災者が実際に見ていなかったことが原因である。これより，被災状況や住民ニーズの把握，情報伝達等の広報手段について十分な配慮が必要であるといえる。特に，発災直後は自治体の対応に支障が発生しやすいため，被災地の近隣に臨時的な対策本部や対策室等を設置し，情報収集や情報提供など，各種対応を即応的かつ効率的に行うことが重要である。

4.4 各種被災経験に基づいた対応

水害や竜巻等突風災害など，各種被災経験に基づいた対応をみると，地域防災計画の改訂や対応マニュアルの整備，災害情報発信といったソフト面の整備から，避難所や避難施設の整備，災害用品の備蓄といったハード面の整備まで，広範囲な対応が進められてきている。特に，初動期における情報収集・情報発信の重要性は認識されており，それらに関する対応マニュアル等の整備は進みつつある。一方，一般住民への対応や災害時要支援者などへの情報発信については不十分であり，さらなる検討が必要である。

今回の竜巻災害においては，初動期における情報収集・情報発信に支障がみられた。このため，市職員や自治会長，消防団員などに対して防災情報メールの一斉配信を開始し，全庁的な対応と関係機関との連携により，即時対応が可能となるよう図られている。また，住民に対する防災情報を能代市のホームページで公開・提供している。さらに，災害発生時，各種災害対応に支障や遅延が生じないよう，庁内に横断的な組織連携が可能となるような体制が構築された。

能代市のような比較的小規模な自治体では，職員数も限られることから，初動期の対応は全庁的な対応となる。初動期の情報収集・情報発信は，その後の各種対応や復旧・復興に大きな影響を及ぼすことから，如何に短期間で効率的に行うかが重要となるため，情報メールやホームページ，自治会組織の整備・活用など，多様な対応策を実施することが必要である。

5. まとめ

能代市および能代山本広域市町村圏組合消防本部に対するヒアリング調査から，竜巻等突風災害に対する対応や減災などに関する課題や教訓，得られた知見をまとめると以下のとおりである。

①台風等の強風災害における対応や各種対応策等の被災経験の継承を行うと同時に，対応マニュアルの整備等事前準備の充実が重要である。

②竜巻等突風災害に対する危機意識を行政自体がもつことは勿論であるが，一般住民に対する啓発活動も重要である。気象台が発表する「竜巻注意情報」の活用も必要である。

③初動期の情報収集・情報発信は，その後の各種対応に大きな影響を与えるため，職員の招集方法や連絡体制の整備，他関係機関との連携の充実等，事前準備から初動期の対応まで考慮しておくことが重要である。

④マスメディア対応は，特に発災直後の対応に支障をきたすことが多いため(二次災害ともいえる)，窓口の一本化など管理体制を整えておくことが重要である。マスメディア各社の意識改革も求められる。

⑤発災直後から復旧復興まで迅速な対応を行うには，防災担当部局の組織強化と充実，庁内組織の横断的連携を構築しておくことが重要である。

⑥初動期の対応を円滑かつ迅速に行うためには，被災地の近辺に臨時的な対策本部や対策室を開設すると即応性が増し，効率的な対応が可能となる。

⑦被災住民に対する情報提供や各種対応を円滑に行うには，相談窓口の集約化や被災地での出前相談窓口の開設が効果的である。

⑧災害情報の発信方法として，災害情報メールやホームページ活用等の整備推進は重要であるが，高齢者，災害時要支援者への情報発信についての整備･構築にも配慮が必要である。

⑨平常時から自治会や自主防災組織の整備・充実，防災教育の実施，関連機関との緊急連絡体制の構築や共同訓練の実施等，円滑な連携が可能となるような考慮が必要である。

竜巻等突風災害では，台風災害と異なり短時間かつ局地的に発生するため，認知から各種対応の実施までに比較的長い時間がかかり，それが原因で対応が後手に回ってしまうことも多い。したがって，初動期の対応策の強化は非常に重要である。また，対応はハード面からソフト面まで広範囲にわたって実施されるため，効率的な情報収集・発信の実施，組織内の横断的な連携や関連機関との連携，一般住民への普及啓発活動の強化が被害を低減する上で重要である。

謝　辞

ヒアリング調査の実施にあたり，能代市総務部総務課防災・危機管理室および都市整備部河川管理課，並びに，能代山本広域市町村圏消防本部から資料の提供等，多大なる協力を頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

1) 池内淳子ほか：竜巻等突風災害に対する行政の災害対応能力向上に関する研究，第 20 回風工学シンポジウム論文集，pp.241-246，2008
2) 田村幸雄ほか：竜巻等の実態および発生予測と対策，平成 19 年度科学技術振興調整費補助金(重点政策課題への機動的対応の推進)研究成果報告書，2008 年 3 月
3) 高橋章弘，植松　康ほか：2006 年 11 月 7 日佐呂間町で発生した竜巻災害に関するアンケート調査，第 20 回風工学シンポジウム論文集，pp.175-181，2008
4) 高橋章弘，植松　康，堤　拓也：竜巻等突風災害に対する行政の対応状況，第 21 回風工学シンポジウム論文集，pp.161-166，2010
5) 秋田地方気象台：現地調査報告・平成 21 年 10 月 30 日に秋田県能代市で発生した突風について(気象庁機動調査班による現地調査の報告)，2010 年 11 月 9 日
6) 気象庁：竜巻等の突風データベース，http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/tornado/index.html

路面状態を考慮した積雪地域における地震に対する道路網保全システムに関する一検討

日本大学大学院工学研究科土木工学専攻　石出　宗峻
日本大学工学部土木工学科　堀井　雅史

1. はじめに

積雪地域では、積雪や路面凍結の影響により道路ネットワーク機能が損なわれ、大きな混雑が発生する。また、それらの地域には、その地形が険しいことから冬期交通不能区間が存在する。したがって、これらの地域において冬期に地震が発生すると、雪崩発生の危険性が容易に想定できるので、この地域の社会・経済活動を支える交通網が、より大規模な被害を受け、我々の生活に与える影響は計り知れない。その中でも道路交通は、消防、救急、救援物資輸送の面から、いかなる場合においても正常に機能することが要求される。

そこで、本研究では福島県内の一般国道における交通流および気象条件に関する資料をもとに冬期における速度の実態を把握するとともに、その結果を考慮した積雪地域における地震に対する道路網保全システムについての検討を行う。

2. 分析資料

本研究では、まず路面状態と速度の関係について分析するため、福島県内の国道 4 号、6 号、13 号、49 号および磐越自動車道の 2009 年 11 月から翌年 3 月までの気象データ・交通流データ[1]を使用する。

つぎに、ネットワーク解析のための対象道路網は、平成 17 年度道路交通センサス[2]を用いて福島県内の道路網（高速自動車道 32 リンク、高速アクセス道路 26 リンク、一般国道 724 リンク、主要地方道 611 リンク、一般県道 699 リンク）の計 2092 リンク、ノード数 1473 である。また OD 交通量は平成 17 年度 OD 集計表[3]を用いた。規制想定リンクは、福島県ホームページ内記載の冬期交通不能区間[4]、平成 8 年度道路防災総点検要対策箇所分布図[5]より福島県で起きる可能性のある雪崩被災想定区間および「平成 8 年度福島県地震・津波被害想定調査」[6]より積雪地域の会津地域で発生するとされている会津盆地西縁断層帯地震で被害が想定される橋梁を含むリンクとした。これらは、阪神淡路大震災の際に被害の多かった震度分布が 6-の地域にあり、かつ設計準拠年が 1971 年および 1964 年以前の橋梁とした。規制想定リンクを図-1 に示す。

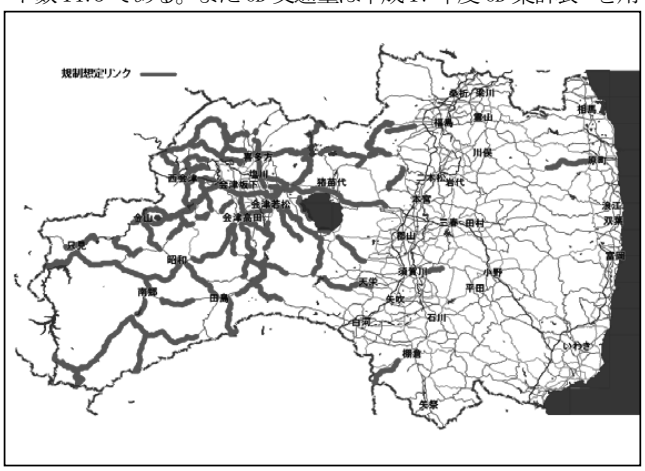


図-1　規制想定リンク

＊ Secure road network system against earthquake taking road surface conditions into consideration in snowy areas

by　Munetaka Ishide and Masafumi Horii

3. 評価方法

平常時と橋梁被災想定リンク、雪崩被災想定区間および冬期交通不能区間を規制した場合の道路ネットワークに対して、県内の集約市区町村 38 地区間の最短経路をそれぞれ探索し、これらの結果を用いて以下の評価指標を算出し、図-2 に示す評価方法により事前対策優先順位を算出する [7),8)]。

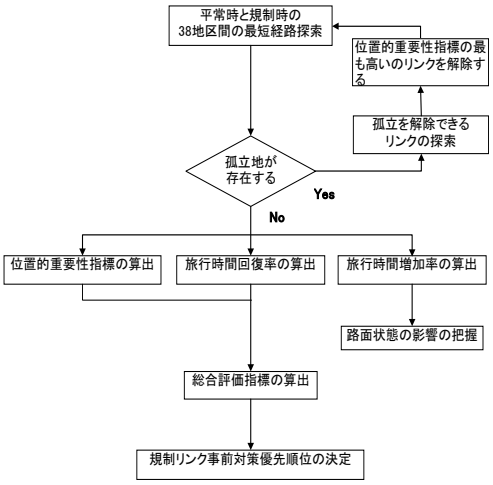


図-2　事前対策優先順位評価方法

3.1　旅行時間増加率

最短経路が通行不能となった場合、どの程度の旅行時間の増加が想定されるのかを表す指標であり、規制時の旅行時間を平常時の旅行時間で除することで旅行時間の伸び率を算出する。これを旅行時間増加率と定義する。この指標は 1 から無限大までの値をとり、1 に近いほど平常時に近い旅行時間で目的地に到達できることを示す。これに対して、この値が大きいほど平常時に比べ旅行時間が増加するので、これらの規制区間の影響が大きいと判断できる。

3.2　位置的重要性指標

最短経路探索の際、経路として採用されたリンクに回数 1 を記憶させる。この回数を累加していくことで、利用回数が大きいリンクほどネットワークにおいて位置的な重要性が高いことが示される。

3.3　旅行時間回復率

想定される橋梁被災想定リンク、雪崩被災想定区間および冬期交通不能区間から 1 つのリンクを被災想定から除外した際の旅行時間増加率の平均を算出する。これを旅行時間回復率と呼ぶことにし、(1)式に示す。これによりその被災リンクが事前に対策されることによる道路網への影響の低減度合いを評価できる。

$$RTH^{(m)} = \frac{1}{n}\sum_{ij} TH_{ij}^{(m)} \qquad \cdots (1)$$

$RTH^{(m)}$：m 番目の規制リンク旅行時間回復率

$TH_{ij}^{(m)}$：m 番目の規制リンクを規制解除した時のゾーン i, j 間の旅行時間増加率

n：全ゾーンペア数

3.4　総合評価

位置的重要性指標と旅行時間回復率の 2 つの指標から総合的に事前対策優先順位を設定する。各指標の順位の和を算出し、その和が小さいものほど重要性が高いといえるので上位とする。

4. 分析結果および考察

まず、路面状態と平均速度に関する分析を行った。表-1 に国道 49 号の代表地点についての路面状態ごとの平均速度（2010 年 1 月）を示す。あわせて、図-3 に国道 49 号車トンネルの 1 月の交通量と平均速度の関係を示した。これらによると、路面状態によって平均速度にばらつきがみられるが、路面状態の悪化により平均速度が低下しているようである。そこで気象データの 1 月の路面状態より雪氷路面(積雪・凍結)の割合が 50%を越えている観測地点付近の道路の速度条件を表－1 をもとに修正し、Q-V 式の自由速度を 10km/h 低く設定した。

この速度条件で交通量配分を行うために、各地区間の最短経路を算出した結果、今回想定した規制区間によ

ると、金山、昭和、田島、南郷、只見地区が孤立するため、旅行時間増加率が無限大になる。したがってまず、連結性確保の観点から、各地区の孤立を解消するリンクの中から位置的重要性指標の最も大きい値を示すリンクを事前対策優先順位1位とする。今回は孤立を解消する各地区の規制リンクの中でリンク番号574、575(一般国道400号、金山町)、588(一般国道401号、会津美里町)、1816(小林会津宮下停車場線、只見町)、2052(一般国道289号、南会津町)が最も高い値が得られたため、事前対策優先順位1位とし、規制を解除した。

つぎに、孤立を解消できる規制リンクを解除した後のネットワークに対して、橋梁被災想定リンク、雪崩被災想定区間および冬期交通不能区間を規制した場合と路面状態を考慮し速度を低下させたときと同様な規制時の集約市区町村38地区の旅行時間増加率を図-4に示す。これによると、路面状態の悪化による速度低下を考慮することにより、会津地域の旅行時間増加率が増加している。特に冬期交通不能区間が多く、比較的迂回路が少ない南会津地域では旅行時間増加率がより高くなった。

表-1　路面状態および平均速度(2010年1月)

観測地点	路面状態	割合(%)	速度(km/h) 上り	速度(km/h) 下り
大利(8.8kp)	乾燥	93.5	66.6	67.9
	湿潤	3.0	64.7	65.6
	積雪	0.0		
	凍結	3.5	67.4	69.1
三和(20.3kp)	乾燥	81.1	62.9	62.2
	湿潤	3.0	61.0	61.0
	積雪	0.0		
	凍結	15.9	61.7	61.3
安子ヶ島(91.6kp)	乾燥	21.4	59.0	43.7
	湿潤	3.2	59.4	44.6
	積雪	18.3	51.7	38.0
	凍結	57.1	59.2	44.0
七折峠TN郡山(147.4kp)	乾燥	12.5	59.6	55.1
	湿潤	21.6	58.1	54.0
	積雪	21.5	48.9	43.7
	凍結	44.4	58.1	54.4
車トンネル(169.4kp)	乾燥	10.6	50.2	57.5
	湿潤	19.0	48.3	55.2
	積雪	19.1	38.5	46.0
	凍結	51.3	43.0	49.5

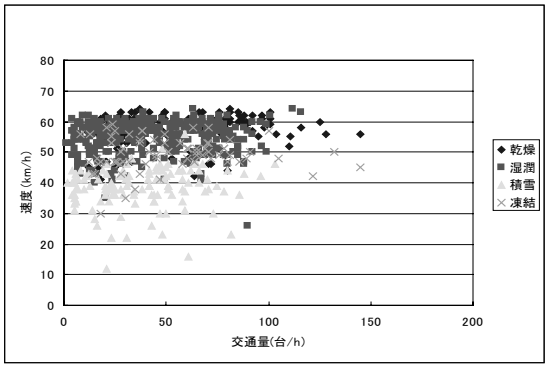


図-3　速度と交通量の関係(車トンネル, 下り)

図-5には位置的重要性指標の上位リンクを示した。これによると位置的重要性指標の上位リンクは会津地域と中通りを結ぶ磐越自動車道であり、平常時に最短経路として多く利用されていることがわかる。したがって、冬期に震災が発生した場合も、道路交通が正常に機能するようこれらの区間の事前対策が重要と考える。

図-6には旅行時間回復率の上位リンクを示した。上位リンクは南会津地域への経路となるリンクが多く、これらの回復効果が高いリンクを事前対策することで、より平常時の道路網に近づくことを示している。

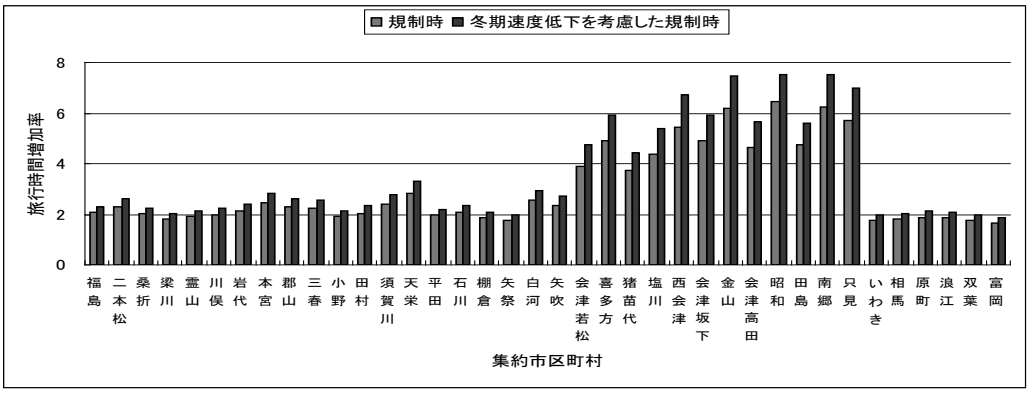


図-4　38地区間の旅行時間増加率

図-7 には総合評価の上位リンクを示した。磐越自動車道が上位に位置しており、これらのリンクを事前に対策しておくことは、会津地域と中通りを結ぶ経路の確保につながると考えられる。また迂回路が少ない南会津地域にある上位リンクを効果的に事前対策することで健全な道路網を構築していくことが可能となる。

5. まとめ

本研究では、交通流および気象条件に関する資料をもとに冬期の速度特性を考慮した積雪地域における地震災害に対する道路網保全システムについての検討を行った。路面状態の悪化による速度低下を考慮することで道路ネットワーク機能への影響が大きくなることを示した。また、事前対策優先順位の上位リンクを予め対策しておくことで、積雪地域で地震が発生した場合でも被害の防止または、最小限に抑えることができると考えられる。

最後に、資料を提供していただいた東北地方整備局道路部、郡山国道・福島河川国道・磐城国道事務所、福島県土木部の関係各位の皆様に深く感謝を申し上げます。

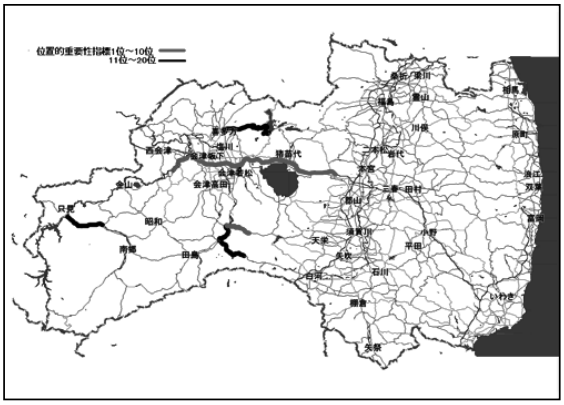


図-5　位置的重要性指標上位リンク

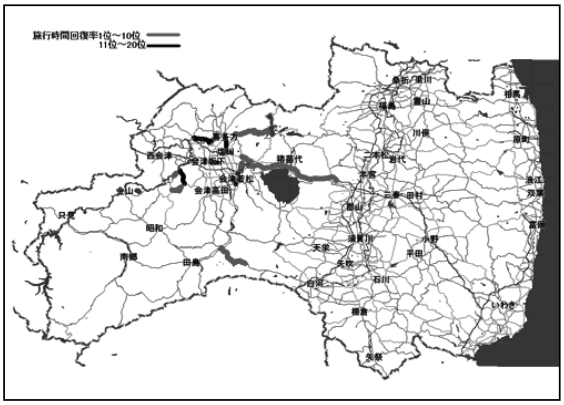


図-6　旅行時間回復率上位リンク

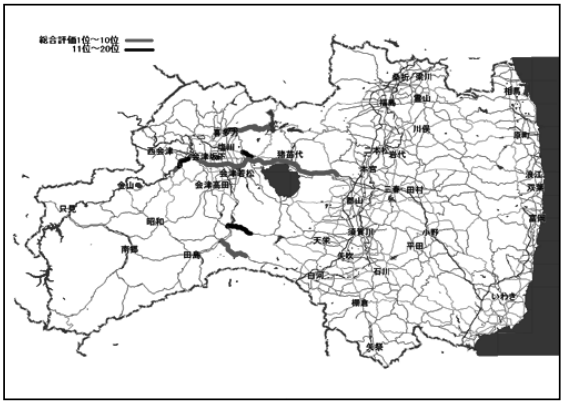


図-7　総合評価指標上位リンク

参考文献

1) 国土交通省郡山国道・福島河川国道・磐城国道事務所：気象および交通量観測データ, 2010.
2) 社団法人　交通工学研究会：平成 17 年道路交通センサス　一般交通量調査, 2005.
3) 国土交通省東北地方整備局：平成 17 年度道路交通センサス　OD 調査集計表, 2005.
4) 福島県土木部：冬期交通不能区間一覧.
5) 福島県土木部：平成 8 年度道路防災総点検要対策箇所分布図, 1997.
6) 福島県：平成 8 年度福島県地震・津波想定調査, 1997.
7) 石出宗峻・堀井雅史：積雪地域での地震に対する道路網保全システムに関する一検討, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要 IV-23 , 2010.
8) 石出宗峻・堀井雅史：路面状態を考慮した積雪地域における道路網保全システムに関する一考察, 雪氷研究大会(2010. 仙台)講演要旨集, P25, 2010.

震災時における負傷者搬送を考慮した高層建築物の避難方法に関する研究

東北大学大学院工学研究科災害制御研究センター　伊藤 博紀
東北大学大学院工学研究科災害制御研究センター　柴山 明寛
東北大学大学院工学研究科災害制御研究センター　大野 晋

1. はじめに

近年の超高層建築物に代表される多層建築物においては、利用者が迅速にかつ安全に避難できる避難計画を整備することが必要不可欠である。特に大規模地震災害時には、高層建物内で負傷者の発生が懸念されるため、それを考慮した避難計画が必要となる。これまで、高層建築物における避難については、避難シミュレーション[例えば 1)]や震災時火災を考慮した研究[例えば 2)、3)]、震災時の室内被害を考慮した避難シミュレーション[4)]、避難者用車椅子の実証実験や避難シミュレーション[例えば 5)、6)]などの研究が行われている。

ただしこれらの研究は、室内被害予測、負傷者発生予測、負傷者の避難方法などに対する個別の評価法の提案を主な目的としており、高層建築物各階の床応答レベルから室内被害を算定し、それに基づく負傷者を予測して、室内散乱及び通路閉塞を考慮しながら負傷者を含む在館者の全館避難方法について検討すると言ったトータルでの安全な避難方法に関する検討はまだ十分に行われていない。このような検討により、負傷者を伴う全館避難において影響が大きい因子を抽出することで、安全な避難方法を検討できるものと思われる。

そこで本研究では、高層建築物において実際に観測した強震記録[7)]をもとに床応答レベルから室内被害及び負傷者数を算定し、マルチエージェントシステムを用いて負傷者を考慮した全館避難シミュレーションを実施した。

2. 避難シミュレーションのためのモデルの構築

①高層建築物のモデル化について

本研究で対象とする建物は、1974 年に竣工した仙台市に実存する地上 18 階、地下 2 階のオフィスビルである。対象建物では、1978 年宮城県沖地震を経験し、地下 2 階、9 階、18 階の 3 地点で強震記録が観測されている。この建物を対象とした理由は、今後の宮城県沖地震を想定し、実際の建物応答記録に基づく避難シミュレーションを行うためである。今回、避難シミュレーションを行うにあたり、地下階の避難者の影響は少ないと考え、地上階のみでシミュレーションを行った。

対象建物の平面形状及びオフィスレイアウトを図 1 に示す。対象建物の平面形状は、32.4m×32.6m のほぼ正方形の明快な平面形であり、避難階段は 2 ヵ所、避難階段室の面積は 11.52m²、階段幅は 1.2m である。建物高さは 66.0m、階高に関しては、1 階は 4.02m、2 階から 15 階は 3.45m、16 階は 3.65m、17 階 は 4.05m、18 階は 5.65m である。オフィスレイアウトは、文献調査 8)、9)を参考に執務空間内占有比率を基に什器類を設置した。オフィスレイアウトは各階で同一とした。これは、対象建物がテナントビルであり、随時企業の入れ替わりがあるため、標準的なオフィスレイアウトを採用したためである。

設置する什器の種類に関しては、負傷者数の算定のために表 1 に示す「転倒しくいもの(Type A)」 と「転倒しやすいもの(Type B)」の 2 つに分類した[10)]。ここで示している「転倒しくいもの(Type A)」は、奥行き:45cm、幅:80cm、高さ:120cm、「転倒しやすいもの(Type B)」は、奥行き:45cm、 幅:80cm、高さ:180cm の 2 種類に分

*Study on human evacuation considering an injured person in a high-rise building for earthquake disaster by Hiroki Ito

類した。Type A と Type B の違いは、什器の高さの違いのみである。

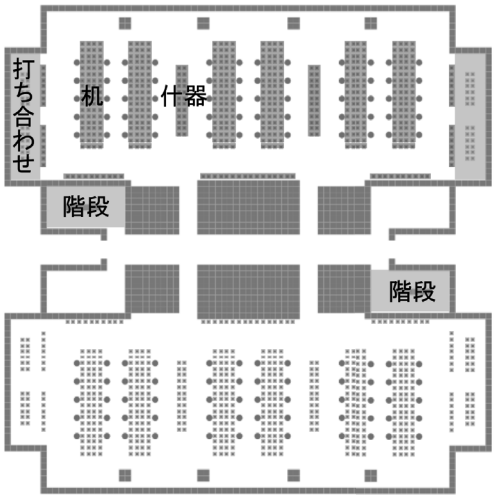


図１ オフィスレイアウト

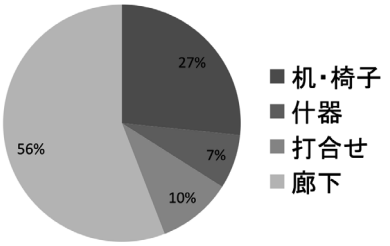


図２ 執務空間内占有比率

表１ 什器の分類 [10)]

転倒しにくいもの (Type A)	・単体家具 (壁、独立、高さ 150cm 未満の背中合わせ) ・多段積み家具の最下段
転倒しやすいもの (Type B)	・高さ 150cm 以上の背中合わせ ・多段積み家具の最下段以外

②在館者と負傷者のモデル化について

在館者数は、図 1 で示したオフィスレイアウトから執務スペースにおける 1 人当りの占有面積を約 5 ㎡として、各階を 120 人、全体の在館者数を 2,160 人と設定した。これは、日本での執務スペースにおける 1 人当りの占有面積の平均 5～8㎡に相当するものである。

設定した在館者数を基に各階の負傷者数の算定を行う。1978 年宮城県沖地震の際に対象建物の地下 2 階、9 階、18 階の 3 地点において観測された水平最大速度[7)]を線形補間して各階の床応答速度を算出し、翠川・佐伯のフロー[10)]に従って什器類の転倒防止対策が施されていない状況の負傷者数の算定を行った。また、重傷率は負傷率の 1 割であると仮定して重傷者数を算定した[11)]。表 2 に各階の床応答速度と負傷者数を示す。

表２ 各階の床応答速度と負傷者数

階数	応答速度 (m/s)	負傷者数 (重傷者数)
18	92	22(3)
17	88	21(3)
16	83	20(3)
15	79	20(3)
14	75	19(3)
13	70	18(3)
12	66	17(3)
11	62	16(3)
10	58	15(2)

階数	応答速度 (m/s)	負傷者数 (重傷者数)
9	53	14(2)
8	51	14(2)
7	49	13(2)
6	47	12(2)
5	45	11(2)
4	42	10(2)
3	40	10(2)
2	38	9(1)
1	36	7(1)

下層階から上層階になるにつれて負傷者数が増大し、最上階 18 階で 22 人、最下階 1 階でも 7 人の負傷者が発生する結果となった。

③避難者エージェントの行動規範及び移動能力

避難シミュレーションを行うにあたり、本研究では、個々の人間をシミュレートするマルチエージェントシステム(artisoc[12])を用いて行った。

避難者エージェントの行動フローを図3に示す。避難者エージェントは、現在の位置、最終的な避難口の位置、避難口までの経由地点の位置、周辺の人や壁等の障害物の位置を情報として持っており、これらの情報を基に障害物との衝突を回避しながら最終的な避難口を目指すようにした。シミュレーションにおける避難者エージェントの種類は、以下の3種類である。

①自立歩行可能な避難者

②自立歩行可能な負傷者

③自立歩行が困難である重傷者

③の自立歩行が困難である重傷者の搬送に関しては、①の歩行可能な避難者2名が重傷者を腕組みによる介助運搬するものとした。①、②の自立歩行可能な避難者が階段室を降下する際には、③自立歩行が困難である重傷者の追い越しができないものとした。

3種類の避難者エージェントの移動速度を表3に示す。①自立歩行可能な避難者[13]、②自立歩行可能な負傷者[14]の水平移動速度は、平均値及び標準偏差の正規分布に従って与えられ、それぞれの階段降下速度は60%減少するものとした。③の自立歩行が困難である重傷者に関しては、搬送する際の水平移動速度を 0.5m/s、階段降下速度を0.3m/s となるように設定した[15]。

避難者エージェントの初期位置と執務空間内の移動に関して述べる。まず、避難開始前の避難者エージェントの初期配置は、机周辺に設定し、自立歩行が困難な重傷者に関しては什器周辺にランダムに発生させた。次に、執務空間内の移動に関しては、①、②の自立歩行可能な避難者は、避難開始と同時に一斉に最も近い出口に向かい階段室へと移動する。③の重傷者に関しては、転倒した什器類からの救出及び搬送形態への移し替えに要する時間[8]を考慮して避難行動を開始するものとした。

この際の執務空間内の避難行動に関して、①、②の自立歩行可能な避難者は、転倒した什器類を乗り越えて避難するものとする。現状では転倒した什器類を乗り越える速度及び転倒した什器類からの救出に要する時間の関係を示したデータがないので、実証実験を行いこれらの値を取得した。実験の結果、転倒した什器を乗り越える際の移動速度は64%減少し、救出に要する時間は平均で 14.8 秒であった。③の重傷者は実験より得られた値及び搬送形態への移し替えに要する時間[16]に基づき、約23秒遅れて避難を開始することとした。

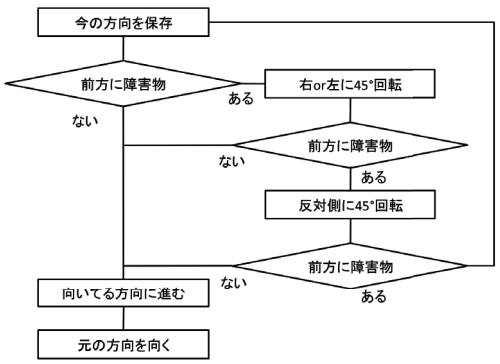


図3 エージェントの行動フロー

表3 避難者エージェントの種類と移動能力

エージェントの種類	水平移動(m/s)		階段降下
	平均	標準偏差	(m/s)
①自立歩行可能	1.47	0.246	60%減少
②負傷者(自立歩行可能)	0.95	0.32	60%減少
③重傷者(2名で腕組み)	0.5		0.3

3. シミュレーション結果

①負傷者の発生の有無による比較

負傷者の発生がない場合と負傷者の発生がある場合との避難率と避難完了時刻(在館者が全員１階から屋外に出た時刻)を図４に示す。避難率をみてみると、負傷者の発生がある場合では介助歩行される重傷者の影響で避難効率の低下がみられ、最終的な避難完了時刻は、負傷者の発生がない場合と負傷者の発生がある場合とで 400 秒ほどの差が出る結果となっている。この差の主な要因は、重傷者が介助歩行で降りる際に、その後ろにいる自立歩行が可能な避難者が介助歩行者を追い越しできないために生じた遅れだと思われる。そこで、各階の在館者毎の避難完了時刻を図５に示す。散布図は、ポイント一つ一つが１人の避難者の避難完了時刻を表しており、青色が自立歩行可能な避難者、赤色が自立歩行の困難な重傷者である。避難完了時刻は、上階ほどその階より下で発生した重傷者の影響により遅れが生じており、途中で途切れる形となっている。これらのことから、自立歩行が困難な重傷者を伴って在館者が一斉に避難を開始した際、重傷者の階段での移動がボトルネックとなり、避難に遅れが生じる可能性が大きいと言える。

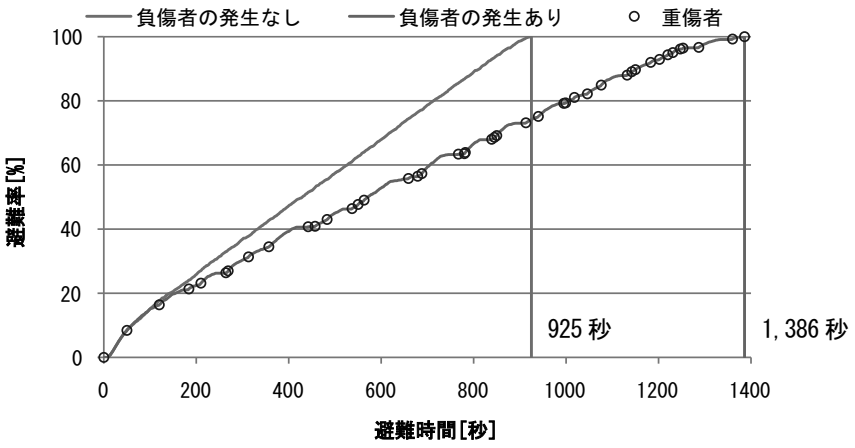
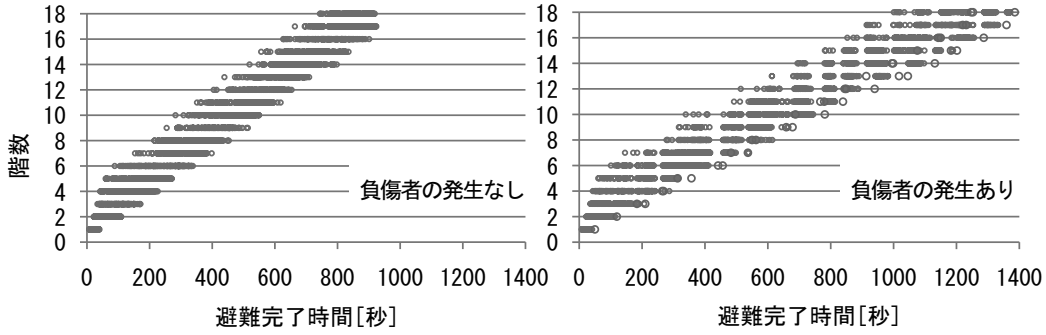


図４ 避難率と避難完了時刻

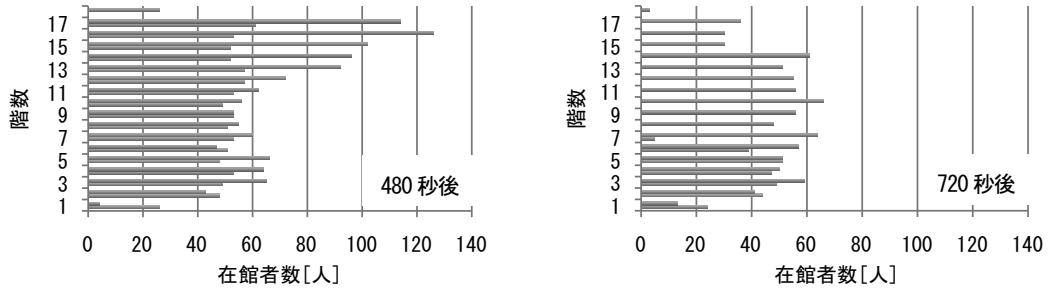


○：自立歩行可能な避難者、○：自立歩行が困難な重傷者

図５ 自立歩行可能な避難者が介助歩行者を追い越しできない様子

②時間変化ごとの各階在館者数

ここでは重傷者の発生が、在館者全員の避難完了時刻のみならず、各階の避難経過に与える影響について検討を行う。経過時間(480 秒後、720 秒後)ごとの各階の在館者数を棒グラフで表したものを図 6 に示す。図 6 より、負傷者の発生がない場合は避難時間の経過とともに避難が順調に進行していく様子がみてとれるが、一方の介助歩行される重傷者を伴う避難では、避難開始から 480 秒経過しても各階、特に上層階の在館者数には大きな変化はみられない。さらに避難時間が経過すると、負傷者の発生がない場合は、上層階にいた在館者が中層階及び低層階に移動しているのに対して、重傷者を伴う避難の場合では、避難開始から 720 秒経過してもなお、最上階である 18 階に在館者が留まっている結果となった。このような非常時に長時間にわたり同じ場所に留まることは、 避難者に心理的な不安を生じさせる可能性があると言える。



－ 負傷者の発生なし、－ 負傷者の発生あり

図６ 什器類の転倒防止対策率の違いによる各階在館者数の時間変化

③負傷者の搬送形態による比較

上記の通り 2 名腕組みによる重傷者の搬送形態では、自立歩行可能な避難者が介助歩行者を追い越しできない状況がボトルネックとなり避難時間に遅れが生じている。そこでこのボトルネックを軽減できる搬送形態として自立歩行可能な避難者が介助歩行者を階段室において局部的な追い越しが可能となる避難者用車椅子がある。それぞれの避難者エージェントの移動速度を表 4 に示す。また避難率及び避難完了時刻を図 7 に示す。

図 7 の避難率をみると、避難者用車椅子の搬送形態では 2 名腕組みの搬送形態でみられた重傷者の影響による避難効率の低下が軽減されていることがわかる。このことにより、最終的な避難完了時刻も 2 名腕組みの搬送形態と比較すると 200 秒ほど短縮される結果となった。

4. まとめ

本研究では、高層建築物において実際に観測した強震記録をもとに床応答レベルから室内被害及び負傷者数を算定し、マルチエージェントシステムを用いて負傷者を考慮した全館避難シミュレーションを実施した。その際、什器類の転倒防止対策率の違いを考慮して室内被害を算定した。シミュレーションの結果、什器類の転倒防止対策を進めると重傷者の発生が抑えられ、避難時の階段室でのボトルネックが少なくなるために、順調な避難が可能となる。したがって、避難計画上も什器類の転倒防止対策の重要性が再確認された。

一方、重傷者を伴う避難の場合、階段室において介助歩行される重傷者の追い越しができない状況がボトルネックとなることから、階段室においての局部的な追い越しが可能となる搬送形態を採用することが重要であることがわかった。

表４ 避難者エージェントの種類と移動能力

エージェントの種類	水平移動速度(m/s)		階段降下
	平均	標準偏差	(m/s)
①自立歩行可能	1.47	0.246	60%減少
②負傷者(自立歩行可能)	0.95	0.32	60%減少
③重傷者(2名で腕組み)	0.5		0.3
③重傷者(避難者用車椅子)	1.6		0.31

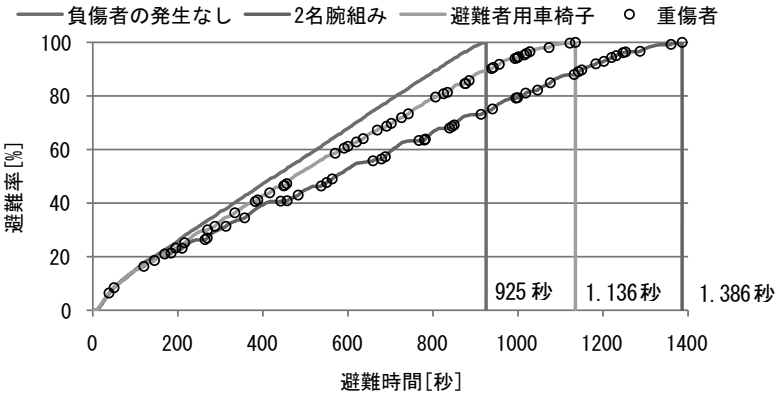


図７ 避難率と避難完了時刻

参考文献

1) 鴨井悠太、翠川三郎:簡易なシミュレーションに基づく高層建築物における地震時避難状況の把握に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、B2、pp.643-644、2005
2) 峰岸良和、吉田克之、竹市尚広:高層建築物における中間避難階を利用した全館避難時の群集流動の制御、日本建築学会大会学術講演集梗概集、A2、pp.31-32、2009
3) 矢代嘉郎、海老原学、掛川秀史:避難シミュレーションに基づく大規模建築物の全館避難の課題大規模建築物の避難安全性に関する研究(その3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、A2、pp.221-222、1995
4) 北後明彦、原田曜輔、関沢愛、掛川秀史:商業施設における地震時の避難シミュレーションに関する研究、神戸大学都市安全研究センター、研究報告、第13号、pp.43-48、2009
5) 中野陽介、佐野友紀、阿部修太郎、大宮喜文、石突光隆、荻原一郎:高層建築物における在館者の避難行動特性(その4):避難者用車いすの訓練とアンケート調査を踏まえた利用可能性、日本建築学会 関東支部研究報告集 I、pp.327-330、2004
6) 荻原一郎、佐野友紀:防災計画における避難者用車いすの利用に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演集、A2、pp.113-114、2003
7) 宮城県:'78 宮城県沖地震災害の教訓、今野平版印刷株式会社、昭和59年3月
8) 日本建築学会編:第2版コンパクト建築設計資料集成、丸善、1994年
9) 片方善治 監修:オフィス環境プランニング総覧、フジ・テクノシステム、1994年
10) 翠川三郎、佐伯琢磨:オフィスビル群における地震時の室内負傷者発生予測、日本建築学会構造系論文集、第476号、pp.49-56、1995
11) 大都市大震災軽減化特別プロジェクト平成18年度成果報告書:
http://www.kedm.bosai.go.jp/japanese/seikahoukoku/h18/2-3.1.pdf (参照 2010/09/01)
12) 構造計画研究所:artisoc、http://mas.kke.co.jp/(参照2010/09/01)
13) Wills et al："Human movement behavior in urban spaces"、 Enviroment and Planning B：Planning and Design 31、pp.805-828、2004.
14) K.E. Boyce、et al ： Toward the Characterrization of Building Occuoancies for Fire Safty Engineering ; Capabilities of Disabled People Moving Horizontally and an Incline、 Fire Technology、 1994.
15) 兼田敏之 編集代表:artisoc で始める歩行者エージェントシミュレーション、株式会社構造計画研究所、2010年
16) 大西一嘉、室崎益輝:病院の避難計画に関する研究(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、E、 pp.289-290、1986

海岸樹木の倒伏，抜根，折損に関する現地試験*

―インドネシアの Casuarina を例に―

秋田大学　松冨英夫　　埼玉大学　原田賢治
インドネシア BPPT　Aloysius Bagyo Widagdo

１．はじめに

津波の減勢を目的とした海岸林の樹木は津波の流勢次第で倒伏，抜根，折損したりする．したがって，海岸林の津波減勢効果をより正確に推定するには，樹木の倒伏，抜根，折損といった被害限界を知っておく必要がある．また，対象樹木の幾何学的特性と力学的特性は，海岸林の津波減勢効果をより正確に推定するためばかりでなく，諸検証のために実施される水理実験での樹木模型の縮尺や比重，弾性係数，材料選択といったことにおいても必要である．

本研究は，津波の減勢を目的とした海岸林の実装をインドネシアで考えているため，対象樹種を Casuarina とし，先ずその幾何学的特性に関する現地調査結果を論じる．次に，力とモーメントから見た対象樹種の被害限界に関する現地試験結果を論じる．最後に，これらの結果を踏まえて，津波減勢効果などに関する水理実験における Casuarina 模型の検討例を示す．

２．対象の海岸樹木

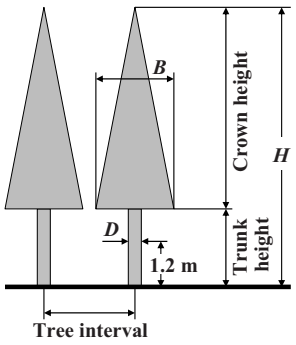
インドネシアで実装する海岸林の樹種はCasuarinaとした．その例を**図−1**に示す．図の左は基本的に樹幹が1本で，高木となるSea casuarina，図の右は根元近くで樹幹が複数に別れ，樹高が低いShrimp casuarinaである．Mangroveは，適用が河口域に限られるということで，対象としなかった．



図−1　対象の海岸樹木

３．現地調査と現地試験の方法

Casuarina の幾何学的特性に関する現地調査はスマトラ中部西岸の Padang 近くの Painan と Pariaman，ジャワ中部南岸の Yogyakarta 近くの Pacitan, Samas, Kuwaru と Cilacap で実施した．調査項目は樹高 *H*，樹冠高（Crown height），樹幹高（(Branchless) trunk height），胸高直径 *D*，最大樹冠幅 *B*（樹冠部の下端とは限らない），樹木間隔（Tree interval）である（**図−2**）．



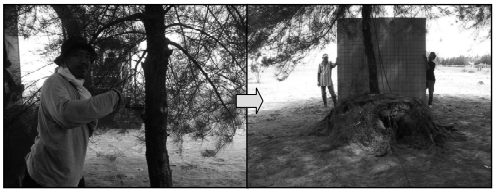
図−2　幾何諸元の調査項目

力学的特性に関する現地試験は Pariaman で実施した．測定項目はワイヤーとパワーショベルにより樹木へ載荷する水平または鉛直方向の力 *F*，水平変位*δ*，胸高直径，最大樹冠幅，樹木の各高さ

* Field test on the lodging, uprooting and breaking of coastal trees – Examples of casuarina in Indonesia –　　by Hideo MATSUTOMI, Kenji HARADA and Aloysius Bagyo WIDAGDO



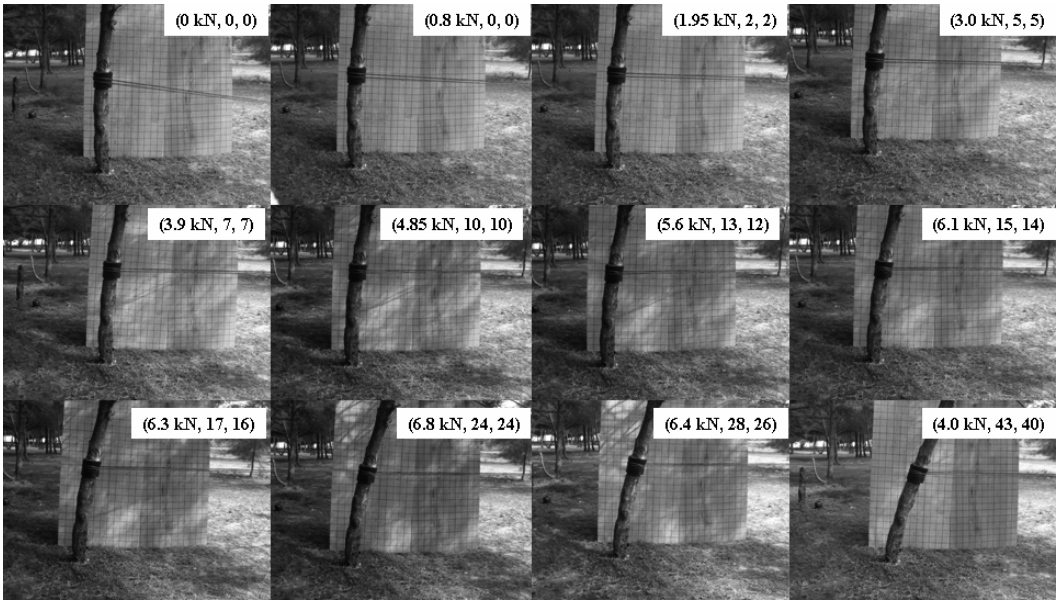
図−3　倒伏，抜根，折損の試験手順



図−4　鉛直抜根の試験手順



図−5　樹木の実質体積の測定法



図−6　倒伏過程の時系列例（Case 1）

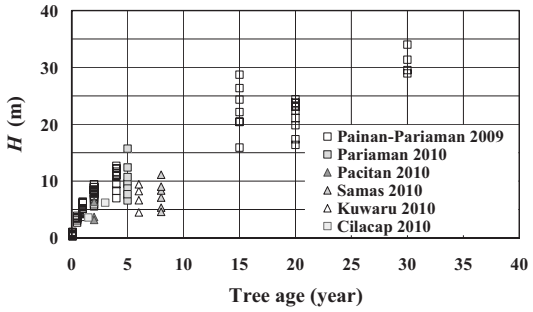
における実質体積，抜根時の根部の深さ h_R と幅（短軸と長軸の 2 方向），樹幹の比重である（**図−3**）．力は引張型荷重計（東京測器研究所，定格容量 100 kN）で測定した．力の載荷点は地面から高さ 1.2 m の胸高直径測定部である．鉛直抜根の力の測定では胸高直径測定部に孔を開け，ワイヤーを通すことで，載荷点がずれないようにした（**図−4**）．水平変位は 10 cm 間隔の碁盤目を対象樹木の横に設置し（**図−3**），各載荷荷重段階で撮影した写真から判読した．樹木の各高さにおける実質体積は，水を満たしたドラム缶に樹高の 1/10 に細分（ドラム缶に入らない場合はさらに細分）した樹木の実質部分を投入し，排除した後の水の減少量から評価した（**図−5**）．

図−6 は倒伏過程の時系列例を示す．各過程中の数値は左から水平力，地面から高さ 1.2 m での水平変位（cm），胸高直径測定部の水平変位（cm）である．この樹木は最終的に折損した．

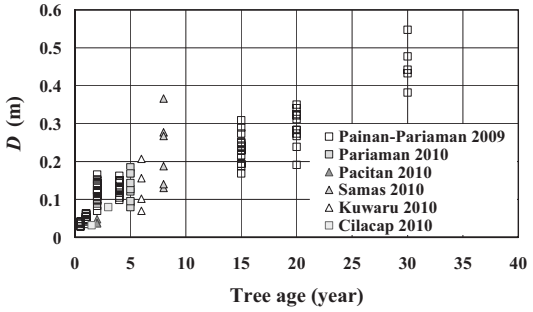
4．幾何学的特性

図−7 と **8** は各々樹高と胸高直径の樹齢への依存性を示す．以下，**図−17** を除いた**図−18** まで，凡例の四角は Sea casuarina，三角は Shrimp casuarina である．樹齢は年輪からではなく，植林年から判断している．図から，樹木の幾何学的特性は樹齢でも表現可能であるが，各樹齢でデータの変動幅が大きく，樹齢は幾何学的特性のよい説明変数とは言い難い．

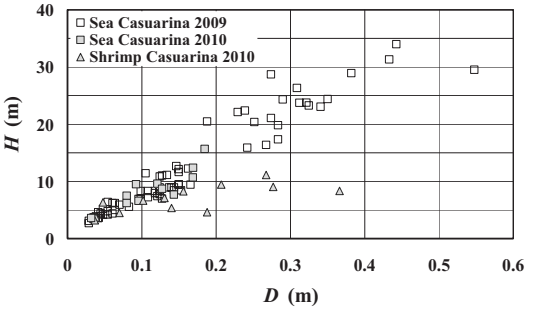
図−9〜12 は各々樹高，樹冠高，樹幹高と最大樹冠幅の胸高直径への依存性を示す．樹齢の場合に比べてデータのまとまりがよく，幾何学的特性は Casuarina においても胸高直径でよく表現できると言える．また，Sea casuarina と Shrimp casuarina の幾何学的特性の違いが明瞭である．



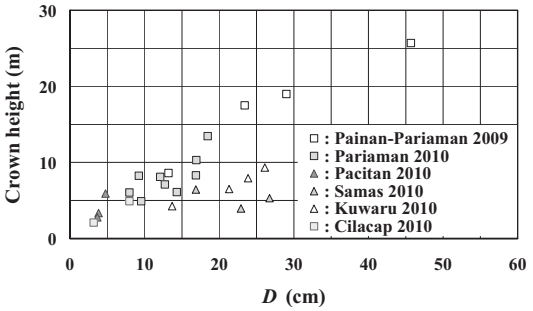
図−7　樹高 *H* と樹齢の関係



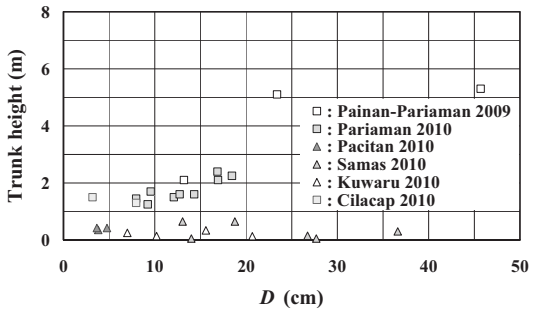
図−8　胸高直径 *D* と樹齢の関係



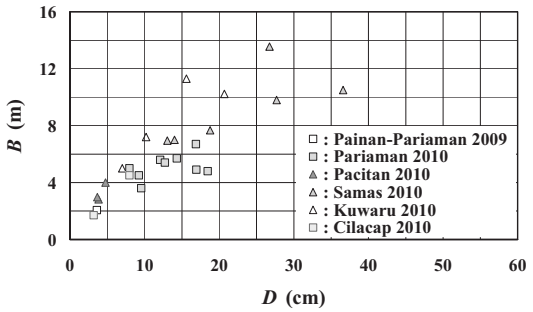
図−9　樹高 *H* と胸高直径 *D* の関係



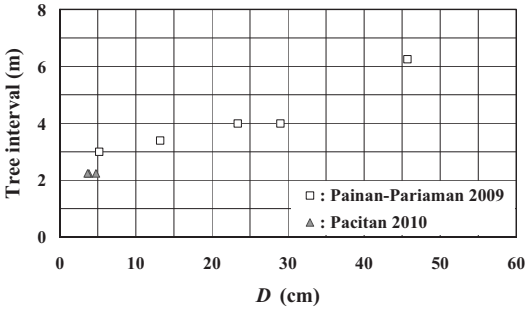
図−10　樹冠高と胸高直径 *D* の関係



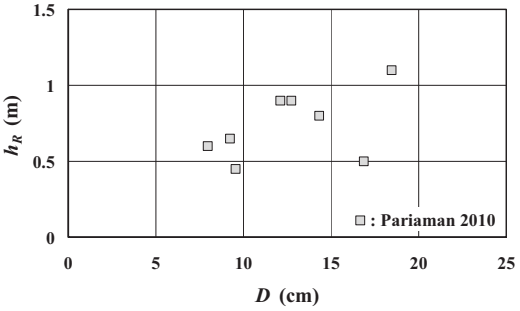
図−11　樹幹高と胸高直径 *D* の関係



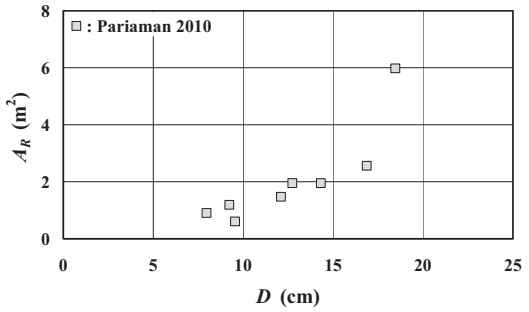
図−12　最大樹冠幅 *B* と胸高直径 *D* の関係



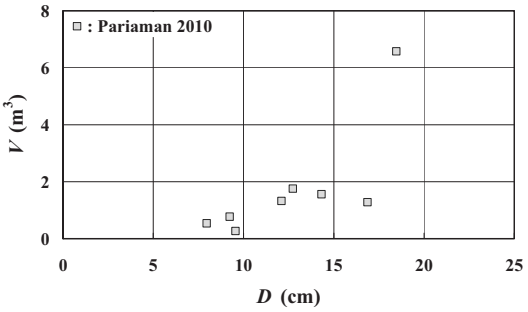
図−13　樹木間隔と胸高直径 D の関係



図−14　根部の深さ h_R と胸高直径 D の関係



図−15　根部の平面積 A_R と胸高直径 D の関係

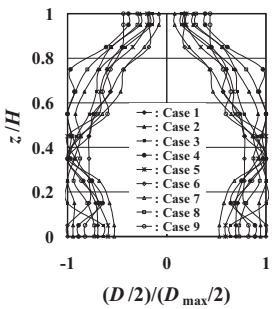


図−16　根部の体積 V と胸高直径 D の関係

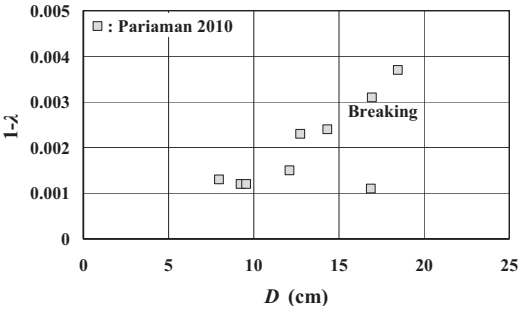
図−13 は樹木間隔の胸高直径への依存性を示す．植林された樹木なので，胸高直径の増大につれて，樹木間隔は間伐により階段的に増大すると考えられる．図によると，約 2 m の整数倍で樹木間隔が増大しているように見える．階段的に増大していないとすれば，Casuarina の植林における樹木間隔の基準はなく，経験に頼っていると言わざるを得ない．

図−14〜16 は各々抜根時の根部の深さ，地面での平面積（短軸長×長軸長）と体積（短軸長×長軸長×深さ）の胸高直径への依存性を示す．図から，根部の深さはほぼ D^1，平面積は D^m（m>1），体積は D^n（n>m>1）に依存していることが判る．

図−17 は Sea casuarina の各高さ z（樹高を 10 等分）における実質体積を直径 D の円柱に換算して表現したときの D の鉛直分布を示す．ただし，D の最大値 D_{max} で正規化されている．Sea casuarina は地面から樹高の 4 割あたりで最大の実質体積を持つようである．参考までに，樹冠部の下端は地面から樹高の 2 割弱あたりである（**図−9** と **11**）．



図−17　樹木の実質体積



図−18　樹冠部の空隙率λと胸高直径 D の関係

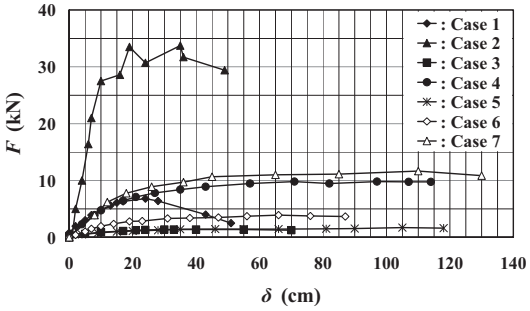
図−18 は，樹冠部の全実質体積と樹冠部を円錐と仮定したときの体積から算定した，樹冠部平均の空隙率λの胸高直径への依存性を示す．図から，Sea casuarina の樹冠部の実質体積は 0.1〜0.4%（樹冠部を円柱と仮定すればこの 1/3）程度，逆に空隙率は 99.6〜99.9% 程度で，実質体積は胸高直径の増大とともに増大する傾向にあることが判る．

５．力学的特性

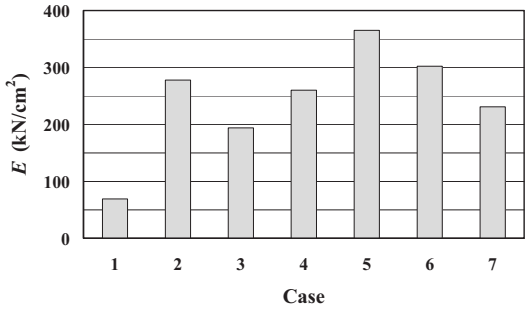
図−19 は水平力 F と水平変位δ の関係を示す．変位は地面から高さ 1.2 m のもので，ワイヤーを巻いた胸高直径測定部のものではない．図から，弾性領域の存在が認められる．どちらの変位を採用しても，以下に述べる合成弾性係数 E に差がないことは確認した．

図−20 は樹木を片持ち梁と仮定し，弾性限度内の水平力と水平変位を用いて評価した弾性係数 E である．地盤の変形を含めてのものであり，この弾性係数は地盤と樹幹の合成弾性係数と解釈すべきものである．合成弾性係数は平均で 272 kN/cm^2（27,700 kgf/cm^2）であり，日本の黒松の弾性係数の 1/3 程度，コンクリートの弾性係数の 1/10 程度である．

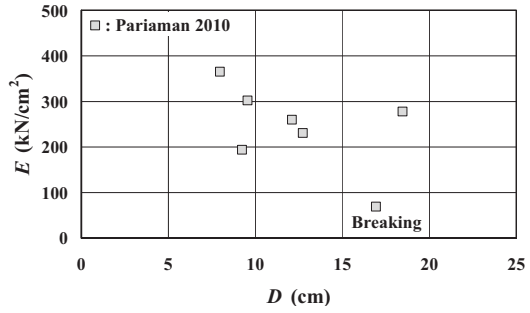
図−21 は合成弾性係数の胸高直径への依存性を示す．胸高直径（樹齢）が増大（増加）するにつれて，合成弾性係数はやや小さくなる傾向にある．



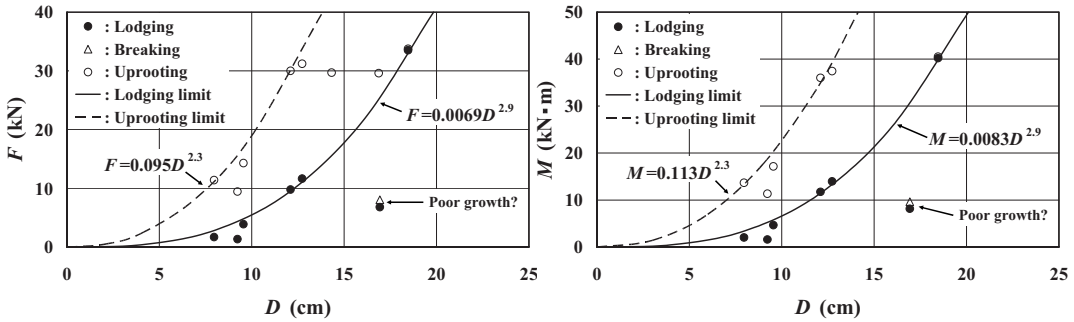
図−19　水平力 F と水平変位δ の関係



図−20　各試験ケースにおける合成弾性係数 E



図−21　合成弾性係数 E と胸高直径 D の関係



（a）力から見た場合　　（b）モーメントから見た場合

図−22　Sea casuarina の被害限界に関する現地試験結果（Pariaman）

図−22(a)と(b)は Sea casuarina の被害限界に関する現地試験結果を示す．各図中の 2 曲線は倒伏時（実線）と抜根時（破線）の水平力やモーメントの上限を示すが，データ数が少なく暫定的なものである．倒伏時の水平力やモーメントはほぼ D^3 に依存している．倒伏時の地盤反力を円弧すべりによるせん断力とすれば，すべり面の面積は D^2 に比例し（**図−15**），円弧の半径は D^1 に比例する（**図−14**）と考えられるので，モーメントは D^3 に依存することになる．風によるカラ松の根返りに対して，同じような式が提案されている（島田，2009）．

図−22(a)の胸高直径 14〜16 cm にかけて抜根データのみのものがある．これらは鉛直方向の力を載荷した場合のものである．図から，鉛直抜根時と他の斜め抜根時の力はほぼ同じか，後者が大きめであることが判る．

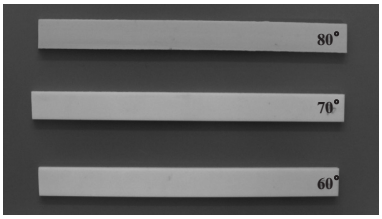
折損のデータは 1 つ（Case 1）しか得られなかった．しかも，樹幹の根元近くに弱点があったためか，非常に弱い水平力やモーメントで倒伏後，すぐに折損した．折損は，樹幹に弱点が存在する場合ばかりでなく，曲げモーメントやせん断力でも生じ得る．今後，水平力の載荷点を胸高直径測定部より高くするなどして，折損のデータを収集し，その限界を検討する必要がある．

表−1　Casuarina 模型の検討例

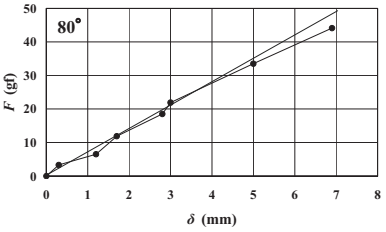
	Prototype	Model 1 (1/100)	Model 2 (1/200)	Remarks
Tree height (m)	10	0.1	0.05	
Crown height (m)	8	0.08	0.04	
Breadth (m)	6	0.06	0.03	
Diameter (m)	0.15	0.0015	0.00075	
Specific gravity	1.28	1.28	1.28	
Modulus of Elasticity (kgf/cm^2)	27,700 (2.72 GPa)	277 (27.2 MPa)	139 (12.6 MPa)	
Inundation depth (m)	5	0.05	0.025	0.3 → 0.05 0.2 → 0.03
Flow velocity (m/s)	4.2	0.42	0.297	
Drag force (kgf/m)	153 (1.50 kN/m)	0.0153 (0.150 N/m)	0.00382 (0.037 N/m)	ρ=1030 kg/m^3 C_D=1.1
Deflection at water surface (m)	1.74	0.0174	0.0086	

表−2　模型材料の特性値

Material	Specific gravity	Modulus of Elasticity (kgf/cm^2)
80°	1.49	73.0 (7.15 MPa)
70°	1.01	54.8 (5.37 MPa)
60°	0.88	33.6 (3.29 MPa)



図−23　Casuarina 模型の材料



図−24　力 F と鉛直変位 δ の関係

６．樹木模型の検討

前章までの幾何学的特性と力学的特性に基づいて，津波減勢効果に関する水理実験を実施する場合の Casuarina 模型の検討を行う．津波減勢機能の継続性（Casuarina の寿命は 40 年程度）を考慮し，海岸林として純林かつ複層林を想定する．汀線での津波の高さが 3.3 m，周期が 15 分の場合，Casuarina では樹齢 5 年ものが津波の減勢に最も効果的である（原田ら，2010）．したがって，高さの低い林帯に樹齢 5 年ものを想定して検討を行う．

表−1 に検討結果例を示す．原型の樹高は 10 m，胸高直径は 0.15 m，比重は 1.28，弾性係数は 272 kN/cm^2 を，実験水路は長さ 30 m 程度を想定している．弾性係数の相似則には Matsutomi ら（2007）のものを用いた．この相似則は樹冠部の枝にも適用できる（今井・松冨，2008）．

氾濫流速の推定には Matsutomi & Okamoto（2010）の推定式を用いた．表中の（0.3 → 0.05）は，長さ 30 m の実験水路において，水路上流端から長さ 15 m にわたって 0.3 m 貯水したときのゲート急開流れの陸上部での氾濫水深は 0.05 m 程度であることを示す．ただし，陸上部の高さは水路底から 0.15 m，その前面は斜面と水平底からなり，水平底での静水深は 0.07 m である．

Casuarina 模型の材料として硬度 80°～60°の低比重シリコンゴムを用意した（**図−23**）．これらの材料特性値を**表−2** に示す．弾性係数は曲げ弾性係数であり，高さ 20 mm，幅 5 mm，支間 100 mm の供試体を用いて評価した（**図−24**）．**表−1** と **2** から，想定した実験水路では縮尺 1/200，硬度 80°以上の低比重シリコンゴムの Casuarina 模型が推奨される．

7．おわりに

本調査研究で得られた主な結果は次の通りである．①Casuarina の幾何学的諸元に関する基礎データを収集し，その特性を検討した．幾何学的特性は，Casuarina においても，胸高直径でよりよく表現できることを確かめた．②Casuarina の倒伏，抜根，折損に関する現地試験を実施した．倒伏と抜根についてはその限界式を提示した．③斜め抜根時と鉛直抜根時の力はほぼ同じか，前者が大きめであることを確かめた．④Casuarina 林の津波減勢効果に関する水理実験を実施する場合の Casuarina 模型の縮尺，比重，弾性係数，材料について検討例を示した．

謝辞：本調査研究は JST-JICA 地球規模課題対応国際科学技術協力「インドネシアにおける地震火山の総合防災策」（研究代表　佐竹健治）と科学研究費補助金（基盤研究(C)）「津波被害の軽減を目的とした植生の実装に関する基礎的研究」(研究代表　松冨英夫) として行われた．

参考文献

今井健太郎・松冨英夫：樹冠部の変形を考慮した樹木の抵抗則とそれを用いた沿岸林域の氾濫計算，土木学会論文集 B，Vol.64, No.3, pp.214-225, 2008.

島田宏行：カラマツの風害に関する力学的評価，日林誌 91, pp.120-124, 2009.

原田賢治・松冨英夫・A. Bagyo Widagdo：海岸林の生長による津波減衰効果の検討と管理手法の提案　－インドネシア沿岸における適応性の検討－, 第 29 回日本自然災害学会講演概要集，pp.75-76, 2010.

Matsutomi, H., Ohnuma, K., Suzuki, A. and Imai, K.: Governing equations for inundated flow in vegetated area and similarity law for trunk, Proc. of 30th Intl. Conf. on Coastal Eng., ASCE, pp.1638-1650, 2007.

Matsutomi, H. and Okamoto, K.: Inundation flow velocity of tsunami on land, *Island Arc*, Vol. 19, Issue 3, pp.443-457, 2010.

2010 年 Mentawai 地震津波と海岸樹木の被害形態*

秋田大学　松冨英夫　　埼玉大学　原田賢治
インドネシア MMAF　Subandono Diposaptono

１．はじめに

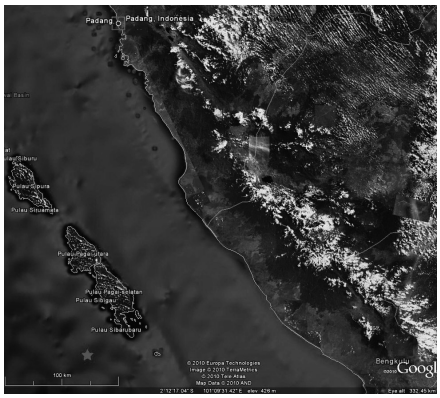
海岸林は防風，防砂，防潮，防雪，環境機能ばかりでなく，特に途上国においては資材，燃料，食料の供給源としての機能を有する．海岸林は来襲津波の視認を妨げ，巨大津波では漂流物源となるなど両刃の剣であるが，津波の二次的な減勢（面的防護），漂流物の阻止，流された人・物の捕捉などといった機能も有する．海岸林で堆砂が進み，地面が高くなって，海岸林の津波防御機能が促進される場合もある．

津波の減勢を目的とした海岸林の利用は，1854 年の南海地震津波直後に浜口吾稜により和歌山県広村（現広川町）で行われている．しかし，海岸林は，樹冠部を想像すれば容易に理解できるように，柔な複雑体の集合であり，津波の流勢次第で樹木が倒伏，抜根，折損するため，その津波減勢効果の評価は難しく，その合理的な利用指針は定まっていない．

本研究は，先ず 2010 年 Mentawai 地震津波の概要を論じる．次に，この津波における海岸樹木の被害形態と海岸樹木への抗力やモーメントとの関係を論じる．ただし，抗力やモーメントは Matsutomi & Okamoto（2010）の簡易な津波氾濫流速推定式を用いて推定される．さらに，この結果と 2010 年にインドネシアの中部スマトラ西岸の Padang 近くの Pariaman で行った海岸樹木（Casuarina）の倒伏・抜根・折損に関する現地試験結果（松冨ら，2011a）との比較・検討を行い，津波に対する海岸樹木の倒伏限界と抜根限界を論じる．推定津波氾濫流速のクロスチェックなどのため，建物周りの津波痕跡分布に関する調査結果も論じる．

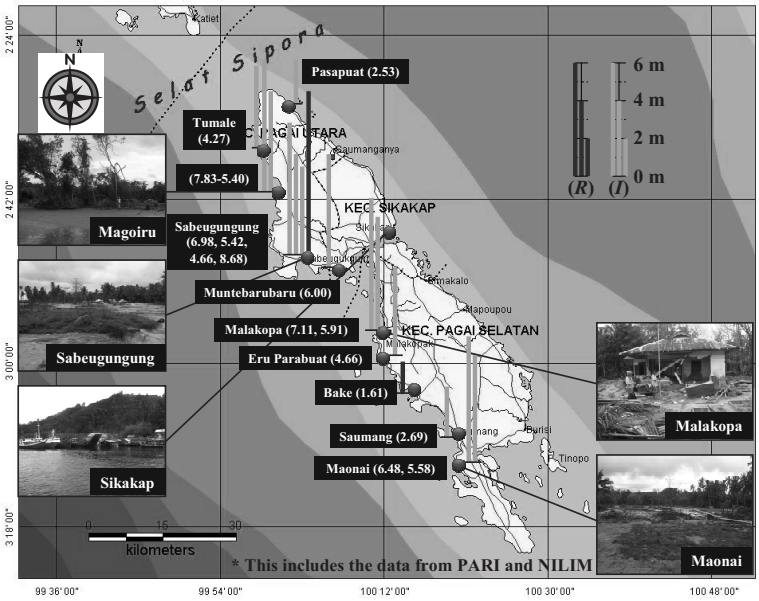
２．津波の概要

2010年10月25日21時42分（日本時間25日23時42分），中部スマトラ西岸沖に位置するPagai島の南方沖（3.484°S, 100.114°E）でM_W=7.7の地震（深さ25 km，走向326°，傾斜角12°，すべり角101°）とそれに伴う津波が発生した（USGS, 2010）（ **図−1**）．証言によれば，北Pagai島のSikakapにおける津波の初動は引きで，地震後15分で第1波が来襲した．津波来襲時の潮位はDL 18 cmである．検潮記録によれば，中部スマトラ西岸のPadangでも津波の初動は引きで，周期は25分程度である．また，Sikakap港では地盤が沈降し，本地震前までは5年に1度の海水の陸への氾濫が，地震後は毎日となった．



図−1 震源とPagai島の位置（Google Earth）

* The 2010 Mentawai Earthquake tsunami and mode of coastal tree failure
by Hideo MATSUTOMI, Kenji HARADA and Subandono DIPOSAPTONO



図−2　南北Pagai島における津波の浸水高や遡上高

南北Pagai島における津波の浸水高や遡上高の分布を**図−2**に示す. 図中にはPARIとNILIMの調査結果（港湾空港技術研究所，2010）も示してある．*R* は遡上高，*I* は浸水高，基準面は津波来襲時の潮位（DL 18 cm）で，単位はmである．地震規模と津波規模の関係は平均的なものと考えられる．しかし，地震規模と震源距離の割に震度が小さく，震度の割に津波規模が大きいと言える．

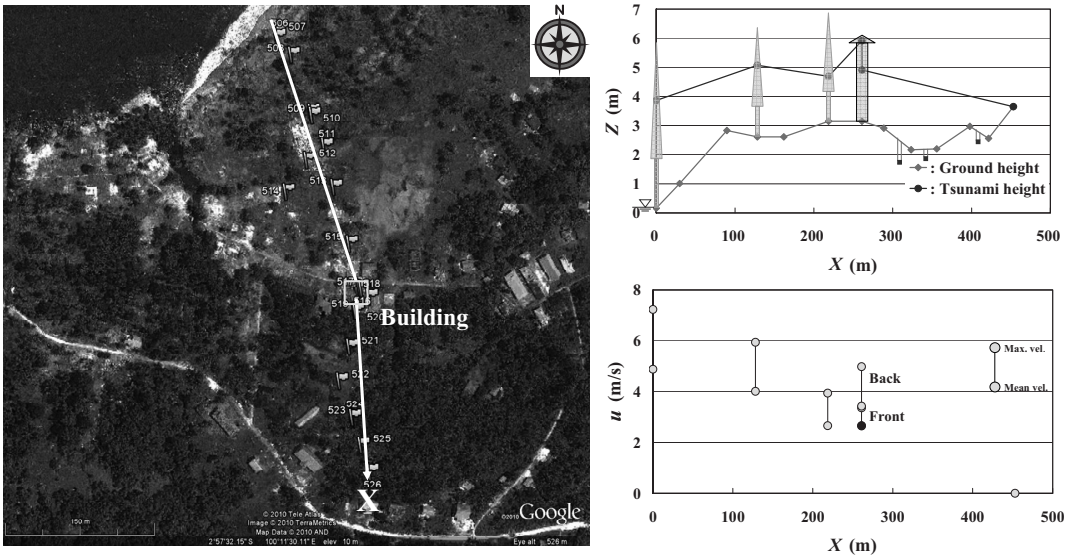
この津波による死者は，2010年10月30日現在，449人，行方不明者は約50人である．死者の内訳は南Pagai島のMalakopa村で125人（人口2259人），Bulasat村で37人（2163人），北Pagai島のBetumonga村で230人（1188人），Silabu村で7人（967人），Taikako村で9人（1385人），Sipora島のBosua村で15人（1293人），Beriulou村で26人（853人）である．

３．現地調査

現地調査は 2010 年 11 月 6〜8 日（正味）にかけて，中部スマトラ西岸の Padang 南沖に位置する南北 Pagai 島で行った．調査地域は南 Pagai 島が Malakopa 村の Malakopa 地区（死者 0 人/人口 405 人）と Bulasat 村の Maonai 地区（36/177），北 Pagai 島が Silabu 村の Magoiru 地区（1/282）と Betumonga 村の Sabeugungung 地区（117/258）である（**図−2**）．主な調査項目は浸水深と海岸樹木の諸元や被害形態である．

４．Malakopa 地区の氾濫水深と氾濫流速

Malakopa 地区は北北東に伸びる長さ 1.5 km ほどの砂浜（ポケットビーチ）海岸の南南西端に位置し，砂浜海岸の中央辺りから海岸線に沿って川が流れ，北北東端に河口がある．これらから日頃の波浪の入射方向が推定できる．本地区ではこの津波の前に居住区の高地移転が行わ



図−3　浸水位，縦断地形と推定氾濫流速（Malakopa 地区）（左：Google Earth）

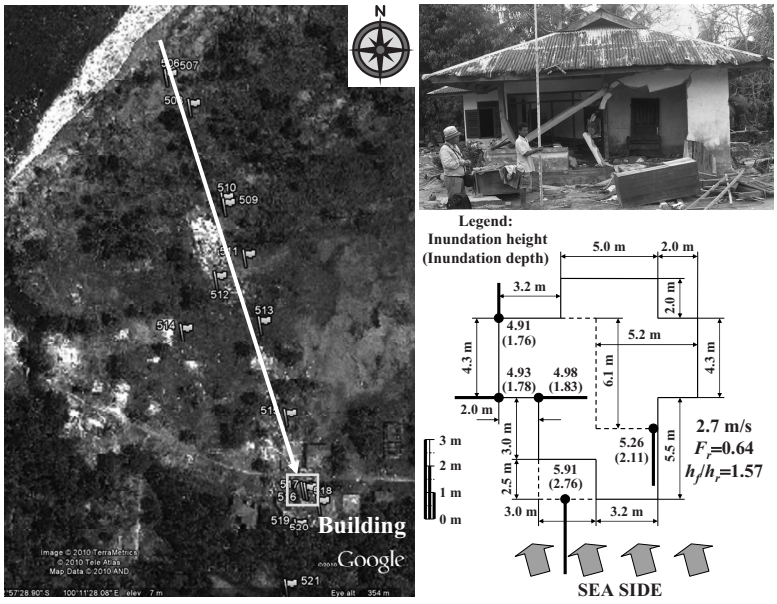
れ，これが被害の軽減につながった．本地区の海岸線から建物域にかけての浸水位 Z，縦断地形（ともに高さの基準は津波来襲時の DL 18 cm）と推定氾濫流速 u の分布例を**図−3** に示す．測線は図の左部分の白線で，卓越的な氾濫方向であり，浸水延長は 460 m である．浸水位は氾濫流による撓みが小さいと考えられる海岸樹木の枝の折損や樹木の樹幹に引っかかった枝葉などの漂流物から評価しており，最大のものでない可能性があることに注意を要する．また，氾濫流速 u は次式で推定している（Matsutomi & Okamoto, 2010）：

最大流速：$u_{Max}=1.2\sqrt{gh_{Max}}$，平均流速：$u_{Mean}=0.81\sqrt{gh_{Mean}}$，黒丸流速：$u=0.6\sqrt{2g(h_f-h_r)}$　(1)

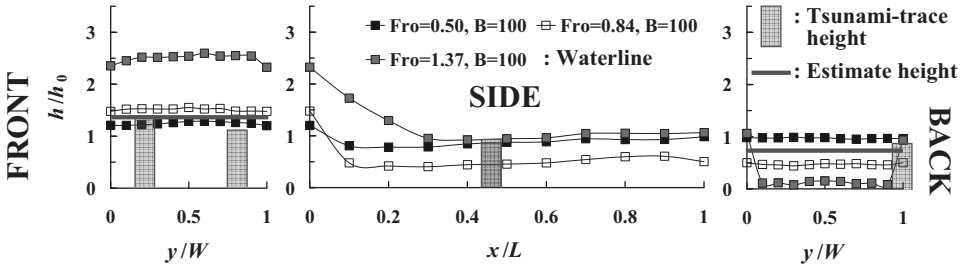
ここで，g は重力加速度，h_{Max} は最大浸水深，h_{Mean} は平均浸水深，h_f と h_r は建物の前・背面の浸水深である．建物における氾濫流速については，建物の前面または背面の浸水深のみで推定したもの（図中に各々Front，Back と記したもの）も示してある．図から，氾濫流速は，建物の背面浸水深によるものを除けば，浸水際に向かって単調的に減少したことが推定される．

できるだけ平坦地にあり，しかも孤立的で，引き波や反射流の影響を受けていないと判断（松冨・原田，2010）した建物周りの津波痕跡分布を**図−4** に示す．建物は写真と平面図の両方で示してある．図中の太い黒実線と矢印は各々痕跡浸水深と建物周りの痕跡分布から推定した津波の氾濫方向を示す．建物は衛星写真中の白矢印線に沿って，勾配約+1/30 の斜面に続く勾配約+1/500 の緩斜面上にあり，汀線からの距離約 260 m 地点に建っている．建物の平面形状はやや複雑で，5 点で痕跡の水位と水深を得た．建物がないとしたときの津波ピーク時の入射氾濫流速（松冨・原田，2010）は 2.7 m/s（**図−3** 中の黒丸），入射フルード数 F_r は 0.64 と推定された．津波はここからさらに 200 m 程度内陸へ氾濫した．

図−5 に建物の前・背面の痕跡水深（縦棒）と正四角柱模型におけるその実験結果（自由曲線）（Matsutomi & Okamoto, 2010）の比較を示す．実験結果は定常流で得られたもので，凡例の B は水路幅（cm），F_{r0} は等流のフルード数である．また，h は水路底面から水際線までの水深，



図−4　建物周りの津波痕跡分布（Malakopa 地区）（左：Google Earth）

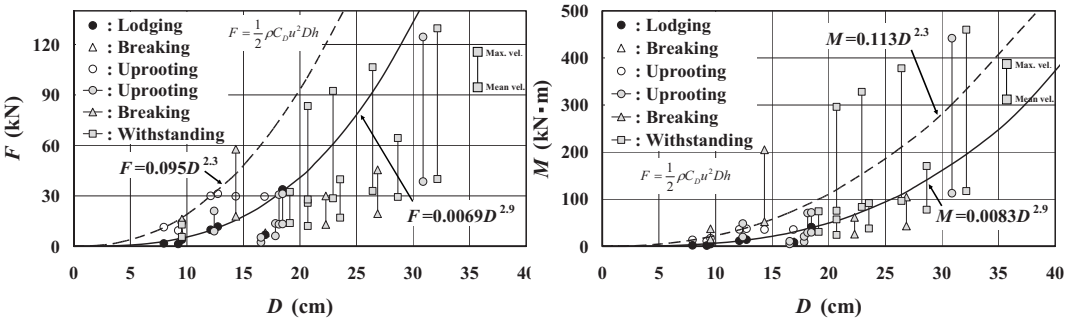


図−5　正四角柱周りの浸水深分布（自由曲線）と現地調査データ（縦棒）の比較

h_0 は等流水深，y は模型前面（左図）では模型左端，模型背面（右図）では模型右端を原点とする水平距離座標で，模型幅 W で無次元化されており，x は模型の右側面に沿い，模型上流端を原点とする距離座標で，模型長さ L で無次元化されている．図において，実津波の無次元最大前面痕跡水深は，入射フルード数 F_r（≅F_{r0} と考える）を考慮しながら，実験結果から線形補間して決めたもの（図面左側の太い水平直線）と一致させている．これに基づいて実津波の等流水深と無次元背面痕跡水深を順次評価し，実験の無次元背面痕跡水深（図面右側の太い水平直線）と比較している．図から，Malakopa における実津波の無次元背面痕跡水深は実験のものより大きめであることが判る．この理由として，実際の津波氾濫流は非定常であり，窓や戸口を通して建物の背後へ流れ込むことが考えられる（松冨・原田，）．

５．海岸樹木の被害形態

海岸樹木の被害形態の調査では，時間と浸水深の測得の制約から，樹種や樹木の大きさはこ



（a）力から見た場合　　（b）モーメントから見た場合

図−6　海岸樹木の被害形態に関する現地試験結果と本津波の現地調査に基づく結果の比較



図−7　海岸林と海岸線に平行に流れる川（Painan の北隣）

だわらなかった．ただし，椰子の木は避けた．結果的に海岸樹木の倒伏・抜根・折損に関する現地試験で対象とした Casuarina（松冨ら，2011a）は 19 例中 1 例もなかった．ほぼ同一地点で浸水深が複数得られた場合はそれらの最大を h_{Max}，平均を h_{Mean} とした．したがって，大きな浸水深が 1 つと小さな浸水深が複数得られた場合は，浸水深が 1 つだけの場合に比べて，式(1)で推定される氾濫流速の最大値と平均値の差は大きくなる．

図−6(a)と(b)に海岸樹木の被害形態に関する現地試験結果（松冨ら，2011a）と本津波の現地調査に基づく結果の比較を示す．**図−6**(a)は力 F，**図−6**(b)はモーメント M から見たものである．樹木に働く力 F は抗力とした．抗力の氾濫流速には式(1)によるものを採用した．抗力係数 C_D は 1.1 とした．投影面積は胸高直径 D×浸水深 h で評価した．モーメント M は抗力×浸水深の半分で評価した．図中の 2 曲線は松冨ら（2011a）が提案した Casuarina に対する倒伏限界線（実線）と抜根限界線（破線）である．実際の倒伏限界や抜根限界は氾濫流による洗掘のため，提案されたものより小さいと考えられる．樹木の抜根（Uprooting）は倒伏（Lodging）より大きな力やモーメントを必要とする．樹木の折損（Breaking）は樹木の状態（欠陥があるなど）により倒伏限界や抜根限界より大きい場合も，小さい場合もあり得る（松冨ら，2011a）．**図−6** によると，力から見た抜根，折損，無または小被害（Withstanding）は，現地調査結果 19 例中 11 例が現地試験結果を満足している．モーメントから見た場合は 19 例中 12 例が満足している．力とモーメントの両方を満足しているものは 8 例，どちらか一方を満足しているものは 15 例で

ある．

図−7 は中部スマトラ西岸の Painan 近くの海岸林と海岸線に平行に流れる川を示しており，インドネシアで比較的よく見かける地勢である．規模は小さかったが，今回の津波で被災した南 Pagai 島 Bulasat 村の Maonai 地区はこのような地勢であった．海岸線に平行に流れる川は両刃の剣の面があるが（例えば，松冨ら，2011b），津波氾濫方向に流速がない川水は津波の減勢に有効と考えられ，海岸林と合わせて活用することが推奨される．Painan には津波減勢を目的とした Casuarina の植林計画がある．海岸線沿いの土地が狭く，埋め立てにより土地を確保する計画であるが，環境面に十分な注意を払いながら，**図−7** にある川のような機能を有する水域を設けることが推奨される．

６．おわりに

本調査研究で得られた主な結果は次の通りである．①地震規模と津波規模の関係は平均的なものと考えられる．しかし，地震規模と震源距離の割に震度が小さく，震度の割に津波規模が大きい．②簡易な津波氾濫流速推定式を用いて推定した海岸樹木への抗力やモーメントと海岸樹木の被害形態（倒伏，抜根，折損）の関係を検討し，現地試験で得たものとの比較を行った．その結果，4 割強の現地調査結果が現地試験結果を満足した．③自然物による津波減災手法として，両刃の剣の面があるが，海岸林と海岸線に平行に流れる川による面的防護が考えられる．

謝辞：本調査研究は JST-JICA 地球規模課題対応国際科学技術協力「インドネシアにおける地震火山の総合防災策」（研究代表　佐竹健治）と科学研究費補助金（基盤研究(C)）「津波被害の軽減を目的とした植生の実装に関する基礎的研究」（研究代表　松冨英夫）の一環として行われた．ここに記して感謝の意を表する．

参考文献

港湾空港技術研究所：インドネシア・スマトラ島南部沖の地震・津波（2010 年）現地調査報告書，http://www.pari.go.jpbsh/ky-skb/trc/fieldhtml.

松冨英夫・原田賢治：建物周りの津波痕跡分布とその活用　―2009 年サモア地震津波を例に―，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. B2-66, No.1, pp.271-275, 2010.

松冨英夫：2010 年チリ地震津波，http://www.hel.ce.akita-u.ac.jp/%7Ematsu/.

松冨英夫：2010 年メンタワイ地震津波，http://www.hel.ce.akita-u.ac.jp/%7Ematsu/.

松冨英夫・原田賢治・Aloysius Bagyo Widagdo：海岸樹木の倒伏，抜根，折損に関する現地試験―インドネシアの Casuarina を例に―，東北地域災害科学研究，第 47 巻，2011a.（印刷中）

松冨英夫・原田賢治・小笠原敏記・片岡俊一：2010 年チリ地震津波の諸相，東北地域災害科学研究，第 47 巻，2011b.（印刷中）

Matsutomi H. and Okamoto K.: Inundation flow velocity of tsunami on land, *Island Arc*, Vol. 19, Issue 3, pp.443-457, 2010.

USGS: Magnitude 7.7 – KEPULAUAN MENTAWAI REGION, INDONESIA, http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews /2010/usa00043nx/.

2010 年チリ地震津波の諸相*

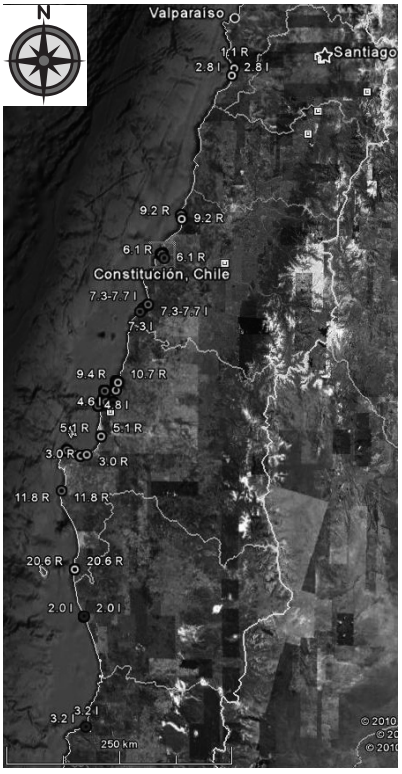
秋田大学　松冨　英夫　埼玉大学　原田　賢治
岩手大学　小笠原敏記　弘前大学　片岡　俊一

１．はじめに

「津波は高さばかりでなく，流速が問題」と言われて久しい．そこで，本研究は先ず建物周りの津波痕跡分布の現地調査結果を示す．これにより，建物に押し寄せた津波の高さ，流向，氾濫流速や流体力の推定が可能となるからである．次に，その結果と実験結果（Matsutomi and Okamoto, 2010）の比較・検討を行う．さらに，建物前・背面の痕跡測定位置の違いによる推定氾濫流速の変動係数 *C.V.*（松冨・原田，2010），建物群域の津波，海岸線に平行に走る川の影響，隆起した岩礁の白化の上端位や津波対策のヒントとなる事例も論じる．

２．津波の概要

2010 年 2 月 27 日 03 時 34 分（日本時間 27 日 15 時 34 分），チリの Maule 州沖を震源（36.027°S，72.834°W）とする M_W=8.8 の地震（深さ 30 km, 走向 14°, 傾斜角 19°, すべり角 104°）により大津波が発生した（USGS, 2010）．津波発生時の潮位（潮差約 1.6 m）はほぼ干潮であった．チリ沿岸での津波の浸水高や遡上高を**図−1** に示す（Fujima, 2010）．R は遡上高，I は浸水高，高さの基準面は DL で，単位は m である．2010 年 4 月 7 日現在，地震と津波による死者は 486 人，行方不明者は 79 人である．死者の半数は津波によると言われている．



図−1　チリ沿岸での津波の浸水高や遡上高（Google Earth）

３．建物周りの津波痕跡分布

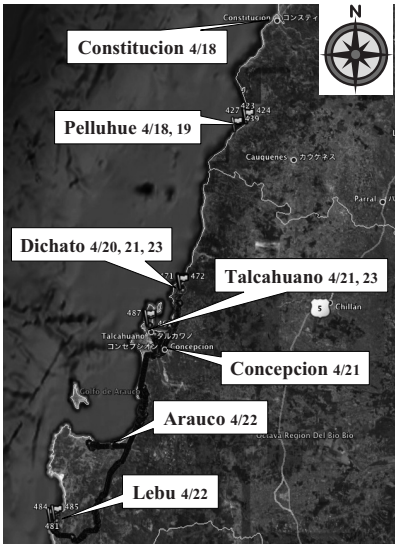
現地調査は 2010 年 4 月 18〜23 日（正味）に行った．調査地域は北から南に Constitucion，Pelluhue，Dichato，Talcahuano，Concepcion，Arauco，Lebu である（**図−2**）．

図−3 と **4** に引き波や反射流の影響を受けていないと判断（松冨・原田，2010）した建物周りの津波痕跡データを示す．建物は写真と平面図の両方で示してある．図中の太い実線と矢印は浸水深と建物周りの痕跡分布から推定した氾濫方向を示す．この他に 3 つの建物で調査したが，痕跡は引き波や反射流の影響を受けていた．

* Aspects of the 2010 Chile Earthquake Tsunami
by Hideo MATSUTOMI, Kenji HARADA, Toshinori OGASAWARA and Shunichi KATAOKA

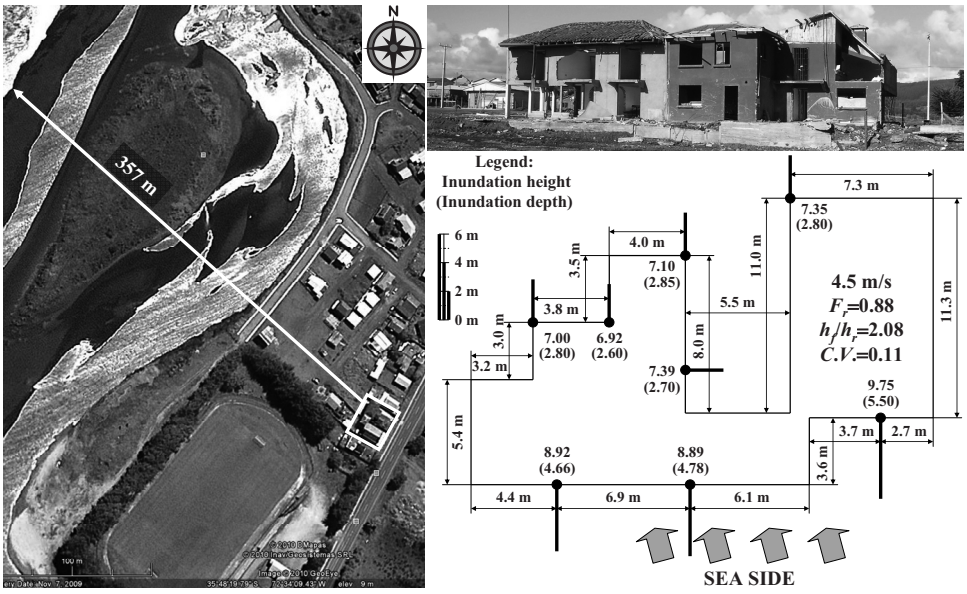
図−3 は Pelluhue での調査結果である．建物は，衛星写真中の直線に沿って，高さ 8 m の砂丘，84 m の滞水域，勾配+1/190 の緩斜面に続く高さ 0.9 m の段上にあり，汀線から 357 m 地点に孤立的に建っている．建物の平面形状は複雑で，8 点で痕跡の水位と浸水深を得た．建物がないとしたときの津波ピーク時の入射氾濫流速 u は 4.5 m/s，入射フルード数 $F_r(=u/\sqrt{gh_r})$は 0.88 と推定された（松冨・原田，2010）．ここで，g は重力加速度，h_f と h_r は建物の前・背面浸水深である．

図−4 は Talcahuano での調査結果である．鉄筋コンクリート造の建物は岸壁に続く勾配+1/220 の平坦地上にある．汀線から 120 m 地点に位置し，他の建物といっしょになって背後地を塞ぐように建っている．ここでも 8 点で痕跡の水位と浸水深を得た．津波ピーク時の入射氾濫流速は 2.4 m/s，入射フルード数は 0.51 と推定された．入射フルード数がやや小さい．これまでに現地調査で推定された入射フルード数は 0.42〜1.2 である（松冨・原田，2010）．これには岸壁の存在，すなわち岸壁での津波の反射現象が一因していよう．

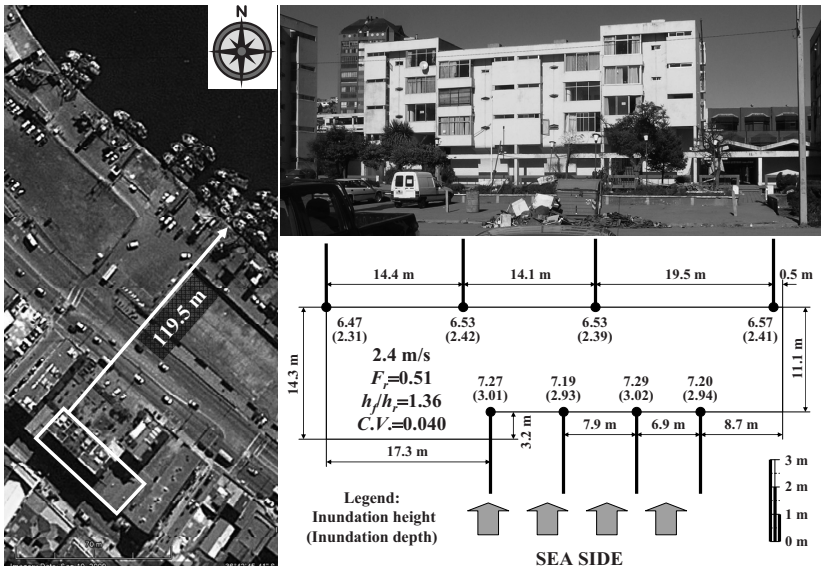


図−2　チリの現地調査地域と日程（Google Earth）

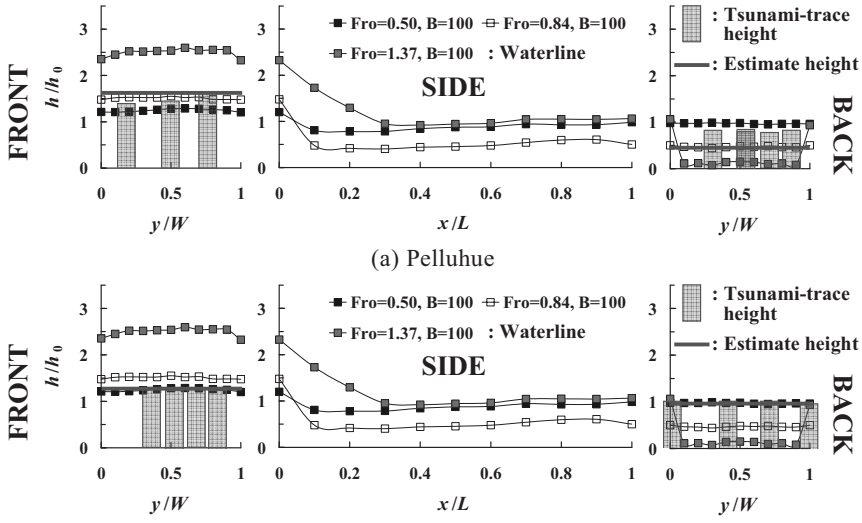
図−5(a)と(b)に Pelluhue と Talcahuano での建物の前・背面痕跡水深（縦棒）と正四角柱模型での実験結果（自由曲線）（Matsutomi and Okamoto, 2010）の比較を示す．実験結果は定常流で得られたもので，凡例の B は水路幅（cm），F_{r0} は等流のフルード数である．また，h は水路



図−3　建物周りの津波痕跡分布（Pelluhue）（左：Google Earth）



図−4　建物周りの津波痕跡分布（Talcahuano）（左：Google Earth）



(a) Pelluhue

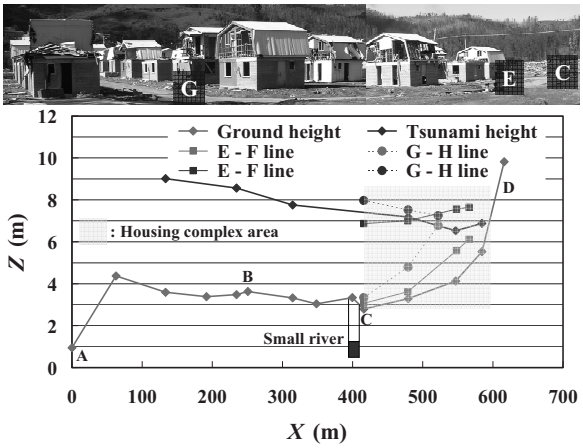
(b) Talcahuano

図−5　正四角柱周りの浸水深分布（自由曲線）と現地調査データ（縦棒）の比較

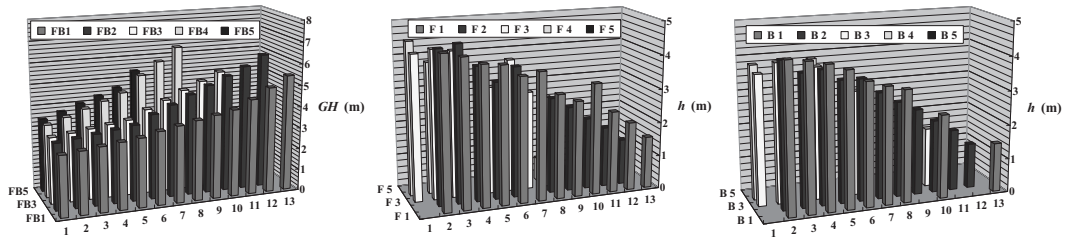
底面から水際線までの水深，h_0 は等流水深，y は模型前面（左図）では模型左端，模型背面（右図）では模型右端を原点とする水平距離座標で，模型幅 W で無次元化されており，x は模型右側面に沿い，模型上流端を原点とする距離座標で，模型長さ L で無次元化されている．図において，実津波の無次元最大前面痕跡水深は，入射フルード数 F_r（≅F_{r0} と考える）を考慮しながら実験結果から線形補間して決めたもの（図面左側の太い水平直線）と一致させている．これ



図−6　Dichato の道路網，居住域と小川（Google Earth）



図−7　建物群，浸水位と縦断地形



図−8　地盤高（左），前面浸水深（中）と背面浸水深（右）

に基づいて実津波の等流水深と無次元背面痕跡水深を順次評価し，実験のそれ（図面右側の太い水平直線）と比較している．図から，Pelluhue での実津波の無次元背面痕跡水深は実験のものより大きめであることが判る．この理由として，実際の氾濫流は非定常であり，窓や戸口を通して建物の背後へ流れ込むことが考えられる．

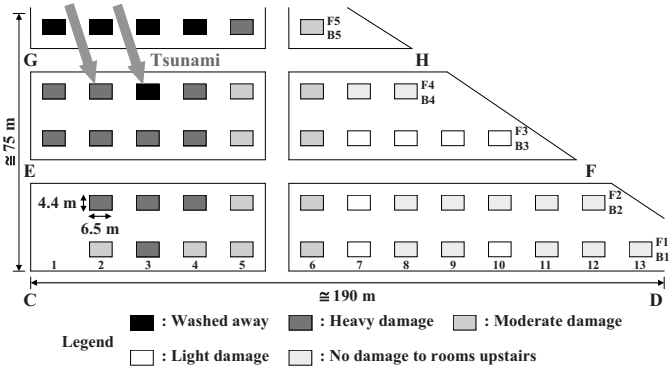
4．建物群域の津波

Dichato において，海岸線にほぼ平行に走る小川の右岸沿い（内陸側）の建物群域で津波の浸水位 Z や浸水深 h の平面分布を得た．建物群域でのこれらの平面分布の現地調査データの収集は初めてである．Dichato の道路網と居住域の配置や小川の流路を**図−6** に示す．対象の建物群域は多角形領域 CDHG である．古い衛星写真であり，この領域に建物群は写っていない．建物群の近景（図の上部），海岸線から建物群域にかけての浸水位と縦断地形（ともに基準は DL）を**図−7** に示す．G 地点近くで浸水深が大きく，4.6 m に達した．各建物での地盤高 GH（i, FBi），前面（i, Fi）と背面（i, Bi）の浸水深の分布を**図−8** に示す．ここで，i は整数，線分 GH 側が前面，線分 CD 側が背面である．G 地点近くでは建物の前・背面の浸水深に差が認められるが，他ではほとんど認められない．これは氾濫した津波が滞留したためと考えられる．G 地点から C や H 地点に向かうにつれて，浸水深は小さく，建物の被害程度は低くなる．4 方向から撮っ

た建物の被災状況写真例を**図−9** に示す．これは（1, FB5）地点のものである．調査した 47 戸の被災状況写真は参考文献（松冨，2010）に示してある．建物群の 1 階はブロックの組積造，2 階は木造である．よって，1 階部分は窓や戸が壊れた程度で，建物の物理的被害は 2 階部分に集中した．2 階部分の被災程度を**図−10** に示す．以上のことから，対象の建物群域の津波は，海岸線からも来襲したが，途中の建物群や小川による減勢もあってか，小川沿いからが卓越したと判断される．



図−9　建物の被災状況写真例



図−10　建物群の 2 階部分の被災程度

５．隆起と白化

Lebu の海岸で岩礁の白化現象（隆起）が認められた（**図−11**）．正確な地盤の隆起量は地震前後の GPS や SAR 観測で推定できるが，現地での簡易推定法として岩礁の白化現象の利用が考えられる．白化の上端位が干潮，満潮，



図−11　岩礁海岸の白化現象（Lebu）

平均潮位に対応すると考えると，ここでの隆起量は各々2.14 m，0.52 m，1.33 m と推定された．Lebu や 65 km 北に位置する Santa Maria 島での隆起量は 2 m 程度と言われている．白化の上端位は干潮位に対応するようで，これは既報（松冨ら，2007）の判断と整合する．



図−12　流動・流出を免れた製紙工場敷地内の貯木（Google Earth）

６．陸上貯木の管理

Constitucion の Maule 川河口左岸に位置する製紙工場の敷地内には大量の丸太が積まれていた（**図−12**）．河口の少し上流で氾濫した津波の浸水高は 7 m 程度，河口南西側の工場敷地南西端近く（敷地外）での津波遡上高は 26 m 程度に達した（Fujima, 2010）．工場の敷地内も津波で浸水したが，積まれた貯木は崩れず，流動・流出しなかった．これには工場の敷地を囲む土堤が貢献したと考えられる．

７．おわりに

本調査研究で得られた主な結果は次の通りである．①建物周りの津波痕跡分布は実験結果と調和的である．②痕跡測定位置の違いによる推定氾濫流速の変動係数は 0.04～0.11（2009 年 Samoa 地震津波では 0.043～0.20）で，建物前面に対する津波の斜め入射度が強いほど，大きい傾向にある．③建物群域の津波浸水高や浸水深の分布例を初めて示した（Dichato）．④海岸線にほぼ平行に走る小川沿いでも顕著な建物被害が認められた（Dichato）．⑤隆起した岩礁の白化の上端位は地震前の干潮位に対応するようである．⑥製紙工場敷地内に積まれた貯木は崩れず，流動・流出もしなかった（Constitucion）．土堤で守られていたためと考えられ，本例は貯木場等での津波対策のヒントとなる．

謝辞：現地調査にあたり，日本地震工学会，(財)漁港漁場漁村技術研究所，平成 22 年度北東北国立 3 大学連携推進研究プロジェクト（代表：岩手大学　堺　茂樹教授）の補助を受けた．

参考文献

松冨英夫・藤間功司・鴫原良典：2007 年ソロモン諸島地震津波の現地調査，第 26 回日本自然災害学会講演概要集，pp.85-86, 2007.

松冨英夫・原田賢治：建物周りの津波痕跡分布とその活用　―2009 年サモア地震津波を例に―，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. B2-66, No.1, pp.271-275, 2010.

松冨英夫：2010 年チリ地震津波，http://www.hel.ce.akita-u.ac.jp/%7Ematsu/.

Fujima K.: Tsunami measurement data, http://www. nda.ac.jp/~fujima/TMD/index.html.

Matsutomi H. and Okamoto K.: Inundation flow velocity of tsunami on land, *Island Arc*, Vol. 19, Issue 3, pp.443-457, 2010.

USGS: Magnitude 8.8 - Offshore Maule, Chile, http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/2010/us2010tfan/.

STUDY ON TSUNAMI PROPAGATION INTO RIVERS

Min Roh[1], Xuan Tinh Nguyen[2], Hitoshi Tanaka[3]

ABSTRACT

When tsunami wave propagation from the narrow river mouth, water surface is raised and fluctuated by long wave propagation to river upstream area. Observed water level measurement data within rivers in Ishinomaki area from the 2010 Chilean Tsunami event was used to estimate the impacts of tsunami propagation to river upstream. At that time, almost measurement station detected the change of water height due to tsunami wave. In this process, measured data shown that water surface have a different variations and wave height due to river mouth morphology. In this study, a series of numerical tests of tsunami behaviors when it passes through various river entrance morphologies was conducted. Constructed river entrance tests are similar to the characteristic of existing rivers in this area. The numerical results show a significant river mouth types that affect the wave height and water level due to tsunami wave.

1. INTRODUCTION

February 27, 2010, magnitude 8.8, earthquake occurred in Chilean coast. Due to this earthquake, tsunami was caused and propagated along the Pacific Ocean. As the tsunami was occurred, 53 countries issued the tsunami warning system. Also 2010 Chilean Earthquake is regarded as the latest powerful earthquake. The tsunami arrived the eastern part in Japan through the Pacific Ocean after 22 hours. Tsunami wave was detected on the east coast of Japan. The recorded data shown over 1 m maximum tsunami height and tsunami propagation distance was estimated a several tens kilometers.

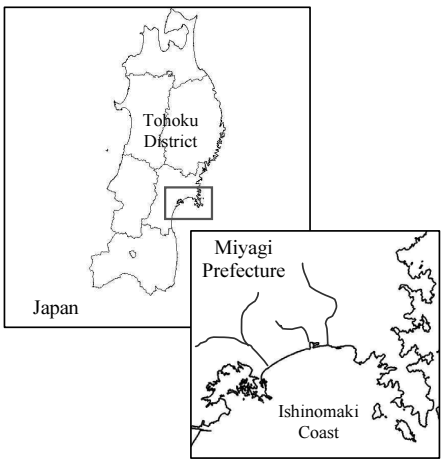


Figure 1 : *Location of study area*

Generally, approaching tsunami wave into the coastal regions are companied many phenomenon such as inundation near coastal regions, wave propagation into rivers, erosion and overwash in sand spit, etc. However, this study has concentrated on the tsunami propagation into rivers. In that tsunami event, tsunami wave is propagated along the tidal wave, and tsunami wave height is dominated by river mouth morphology. Also, tsunami wave penetrate in rivers, especially the bottom friction, river bed slope, width, water depth, upstream river discharge, etc. are affected to propagate tsunami wave.

In this regard, Abe (1986) analyzed tsunami height data in rivers about Nihonkai Chubu Earthquake of 1983. Tanaka et al. (2011) proposed the classification of river group according to river mouth morphology through relationship between river mouth structure and tsunami propagation also studied influence of sand spit type of river mouth due to tsunami overtopping. Wijetunge (2009) researched influence of coastal geomorphology and topography due to 2004 Sri Lanka tsunami using the field measurements and numerical simulation. Recently, Yasuda (2010) conducted numerical analysis of various wave models about tsunami ascending into rivers.

In this study, when the tsunami propagation into rivers, the river mouth is one of the important factors from the previous research. Therefore, main purpose is to evaluate the effect of river mouth morphology by using the numerical model. The collected water level variation data have been shown that tsunami impacts were affected by the tsunami and numerical results can be expected the change of wave height due to river mouth.

[1]Doctoral student, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan
[2]Post-doctor Fellow, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan
[3]Professor, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan

2. FIELD MEASUREMENT DATA COLLECTION AND ANALYSIS

2.1 Study Area

Ishinomaki Coast is located in the eastern part of the Miyagi Prefecture as shown in Figure 1. This area consists of four different rivers namely, Old Kitakami River, Jo River, Naruse and Yoshida Rivers in which Naruse and Yoshoda Rivers area sharing the same river entrance. The maximum tsunami height by the Chilean tsunami event was obtained about 1.2 m in the Jo River. The rivers have a specific river mouth structures and classified into different river scale. In this way, study area provides variety of research environments and interesting facts. Therefore, Ishinomaki Coast is most proper place to study about the influence of tsunami propagation by river mouth morphology. (Figures 2, 3, 4)

Old Kitakami River and Naruse-Yoshida Rivers belong in First Grade River and Jo River is Second Grade River like this each river has different river mouth morphology and the river scale. Thus, this study area can be expected to the various comparison and analysis research about river mouth due to the tsunami.

2.2 Classification of river mouth

The measurement data and the aerial photo are used to classify river mouth type for each river. Type 1 is inside the port or bay and part of jetties is non-constriction in river mouth. Type 2 is composed sand spit and the constriction structure. (Tanaka et al., 2011) The classification is applied three rivers systems in the study area. Based on these criteria, Old Kitakami River and Jo River are Type 1 (Figure 2, Figure 3) and Naruse-Yoshida Rivers are Type 2 (Figure 4). Old Kitakami River and Naruse-Yoshida Rivers are contained jetties structure in river mouth but there are distinct difference in width between inside of river and river mouth. Old Kitakami River has non-constriction river mouth and jetties type is straight, Figure 4 is shown for the constriction structure of river mouth. Both of two types indicate one of greatly difference feature. Jo River mouth is connected to Ishinomaki Industrial Port and river mouth width became narrow to upstream river.



Figure 2 : *River mouth morphology of Old Kitakami River (Type 1)*



Figure 3 : *River mouth morphology of Jo River (Type 1)*



Figure 4 : *River mouth morphology of Naruse-Yoshida Rivers (Type 2)*

2.3 Measurement station data

Each rivers system has about 1~3 measurement stations to collect water level variation data of 10 minutes intervals. First measurement station is used to calculate the tsunami height in river mouth, Ayukawa tidal level data was used to compare with measured water level inside of river for all stations.

In order to know influence of the tsunami wave, draw the water level data in station of each river mouth. Figure 5 shown that water surface was fluctuated in all station by tsunami. These station data follow the Ayukawa tide but when tsunami wave arrived at the small river, Jo River, observed rising the water level and

wave phase is delayed clearly during tsunami propagation. These phenomena can be explained that wave propagation is affected by the river scale. First Grade River such as Old Kitakami River and Naruse-Yoshida Rivers, water level moved along the Ayukawa tidal level but Jo River has the difference water level and wave phase compare with the tidal level. Furthermore, the relationship between river scale and river characteristics can be considered in this field. First of all, the different factors are bottom friction and river bed condition according to the river scale when the long wave through a river. So, to analyze tsunami propagation into rivers, it should be firstly considered river mouth morphology, tidal wave and river scale. Totally, Figure 5 contains this facts and information when the tsunami propagation in rivers.

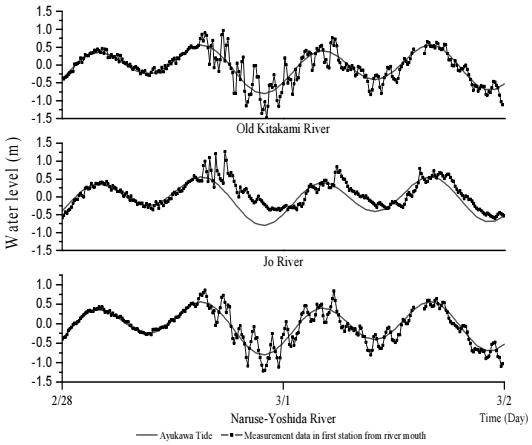


Figure 5 : *Water level variation in river mouth measurement station*

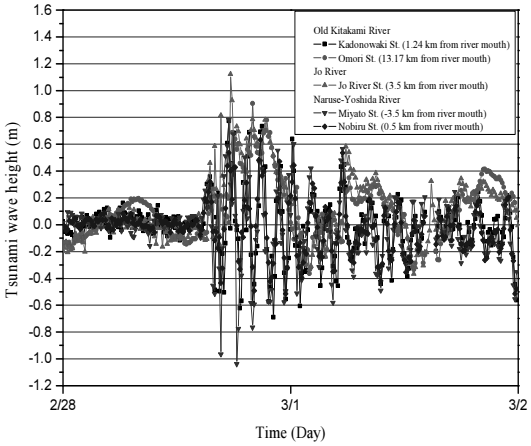


Figure 6 : *Tsunami wave height in river mouth station*

In this study, Ayukawa tidal level is eliminated to consider the influence of tsunami wave from measurement data of the stations and then tsunami wave height can be drawn like that Figure 6. This figure provides maximum tsunami height in each river mouth. The measurement data is summarized in Table 1.

Table 1 : *Summary of river mouth type and maximum tsunami height in Ishinomaki Coast*

	Old Kitakami River	Jo River	Naruse-Yoshida River
River mouth type	Type 1	Type 1	Type 2
Maximum tsunami height (m)	0.775	1.12	0.666
Propagation distance (km)	21.78 (Wabuchi St.)	3.5 (Jo River St.)	4.18 / 8.99 (Ono-Naruse St./ Kashimadai-Yoshida St.)

Table 1 provides that Type 1 have a higher maximum tsunami height than Type 2. It means Type 1 river mouth is possible to easily propagate into river and wave energy is maintained far away until river upstream area, measurement data is clearly shown the difference of tsunami effect due to river mouth morphology, river scale. Thus, the classification of river mouth can be applied to simply in study area.

3. Numerical Experiments

This section is to investigate the effects of different type of construction at mouth to tsunami energy dissipation. In general, Type 1 is known a non-constriction mouth and having higher maximum tsunami height compare with Type 2 from field data. So it needs numerical experiments to evaluate influence of river mouth structure. Numerical results will provide useful information about hypothesis of river mouth morphology. A numerical experiment was conducted simple and representative river mouth structure, also Initial condition and boundary condition limited through an assumption because only to consider the impact of tsunami propagation due to the change of various river mouth structures.

3.1 Governing Equation

In this study, the wave motion is simulated by the horizontal two-dimensional shallow water equation model, this model use depth averaged velocity, including bottom friction. In river area, river bed condition and bottom friction are important factors to calculate wave height in shallow water depth. So, this model was employed Manning coefficient approaching method. Wave simulation model was based on Vu et al. (2002) in this study and that paper shown the theory about numerical model.

3.2 Initial Condition and Boundary Condition

This wave model is restricted initial condition and boundary condition. Basically, Initial condition is assumed the regular sinusoidal wave from estimated the tsunami wave height at Miyato coastal station in Figure 7. Computational domain was composed of sea, river, and land boundaries. In the sea area, a wave-absorbing zone is approached at the lateral boundaries to minimize wave reflection. The bottom friction is assumed constant within first five meshes, and a free slip boundary condition is applied at surfaces of the coastal structures.

To calculate bottom friction, Manning coefficient is adapted 0.035 and the grid size is the square of 50 m vertically and horizontally.

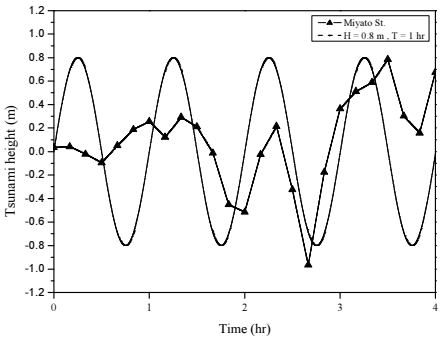


Figure 7 : *Initial condition of numerical model*

3.3 Numerical Case Test Results

In the numerical test, the model is applied for the six kind of different river mouth structures. In facts, these cases are based on the representative river mouth type to see easily in the coastal area, and Figure.8 shows top view of total calculation domain and the bathymetry data of the sea and river. In addition, the test cases are illustrated with the size of river mouth.

Figure 9 shows the horizontal distribution of the wave height for Case 6 near the river mouth. It can be seen that the wave reflected by the structure interact with the tsunami wave, propagate a part of wave energy to the river upstream.

Figure 10 provides the change of maximum wave height of the first peak wave due to river mouth morphology. Most importantly, the numerical results have the definite relationship between maximum wave height and river mouth morphology. From the results, Case 4 such as Jo River is most greatly

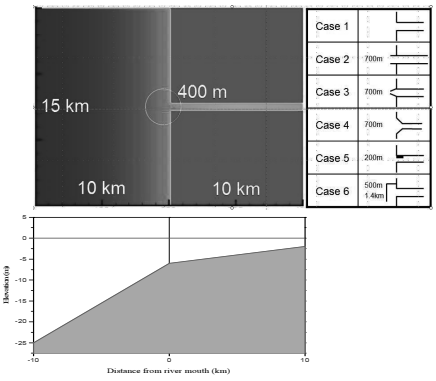


Figure 8 : *Numerical domain and test cases*

affected by the tsunami wave. Wave energy is possible to penetrate and concentrate readily into rivers through the river mouth type and wave energy is retained for a long time to the river upstream area. And computed Case 6 give the interesting result because the maximum wave height is second higher than another cases although the connected breakwater or inside a port. So, it can be seen the coastal structure can not prevent long wave propagation such as tsunami wave and tidal wave. Case 2 is similar to the river mouth of Old Kitakami River, this case also indicate the high maximum wave height like that Case 4 and Case 6.

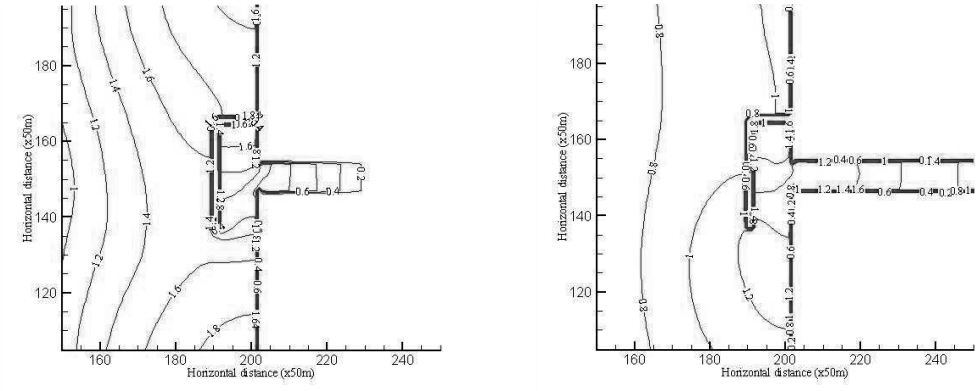


Figure 9 : *Computed wave height of Case 6 (t=400 sec, t=500 sec)*

Case 3 and Case 5 show the different results compare with another cases, the opening rate of river mouth is the important factor to travel the long wave into a river. Case 5 was represented the entrance of Naruse-Yoshida Rivers and Type 2 of river mouth classification. It can be seen the constriction structure is difficult to propagate into rivers. As a result, numerical results follow the long wave theory and it can say that river mouth morphology dominate the change of wave height due to tsunami wave.

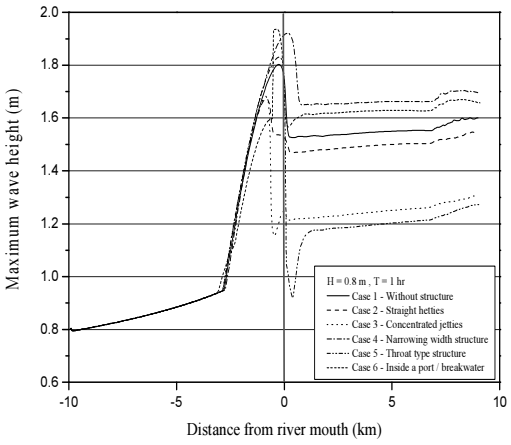


Figure 10 : *Maximum wave height along the center line*

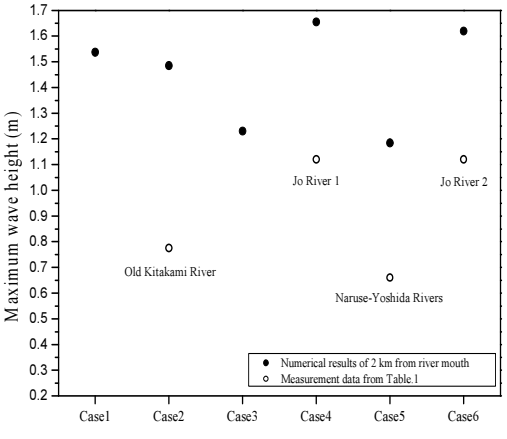


Figure 11 : *Comparison with measurement data*

Finally, Figure 11 shows the comparison between the observed data and the computational results. The tendency of maximum wave height is similar to the comparison according to the river mouth type although the numerical analysis has many limited condition that initial, boundary condition and numerical geometry, etc. Therefore, this model can be used for the evaluation of the influence of tsunami propagation and expectation of the significant wave height in this field.

4. Discussion

In this study, the importance of river mouth morphology can be known by the numerical results and measurement data as well as the tidal wave and river scale also should be considered to express the real phenomenon. Jo River shown the wave phase delayed and risen in measurement data compare with large rivers data of Old Kitakami River and Naruse-Yoshida Rivers because the tidal wave is closely related to the size of river and a small river is generally affected by bottom friction. Actually, the process is difficult to prove compounding the operation of these factors. Therefore, first step, the numerical model was simulated about influence of river mouth morphology using the simple assumption and geometry. As a result, threatening river mouth type is found by the Numerical experiment results and measurement data. In addition, this model can be able to simulate natural phenomenon physically when the tsunami propagation into rivers. For the future, modified numerical model can help to expect influence of tsunami wave into rivers and provide the tsunami protection method on the inundation of river upstream area.

5. Conclusions

- The river mouth type of adjacent the port and narrowing the width have the maximum tsunami height as the most significant cases. In this area, maximum tsunami height is recorded 1.12 m in Jo River, and Type 1 river mouth group have a higher wave height than Type 2 and river mouth morphology can be classified the effect of tsunami from water level variation according to the river scale.
- The numerical results and measurement data have a similar tendency of maximum wave height due to each river mouth type. The model is useful for many researchers to simulate and analyze the tsunami wave.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like very much to express our sincerely thank to the Kitakami River Lower Reach Office, the Ministry of Land, Infrastructure and Transport for providing us such valuable data and information. This study can not be conducted without the financial support from Grant-in-Aid for Scientific Research from JSPS (No. 21-360230) and the second author is a Postdoctoral Fellow granted by JSPS (No. P09287). The authors would like also gratefully appreciate their supports.

REFERENCES

Abe, K. (1986) Tsunami propagation in rivers of the Japanese Islands, *Continental Shelf Research*, Vol. 5, No. 6, pp.665-677.

Tanaka, H., Nguyen, X.T., Roh, M. and Nguyen, X.D. (2011) Propagation of 2010 Chilean tsunami into rivers in Tohoku District -Tsunami intrusion and river mouth morphology-, *Journal of JSCE Ser.B1(Hydraulic Engineering),* Vol. B1-67, JSCE. (in Japanese, in press)

Vu, T.C., Tanimoto, K., Yamamoto,Y. and Arimura, J. (2002) Simulation of wave dynamics and scouring near coastal structures by a numerical model, *Proc. 28th International Conf. Coastal Eng.*, pp.1817-1829.

Wijetunge, J.J. (2009) Field measurements and numerical simulations of the 2004 tsunami impact on the south coast of Sri Lanka, *Ocean Engineering*, Vol.36, pp.960-973.

Yasuda, Y. (2010) One-dimensional study on propagation of tsunami wave in river channels, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 136, No. 2, pp.93-105.

移動床下の漂流物を伴う氾濫流に関する実験*

秋田大学　相馬崇志　東　美樹　松冨英夫

1. はじめに

2004 年インド洋津波では，漂流物を伴う氾濫流が，人や建物に甚大な被害を与え，話題となった．防災・減災を考える上で，漂流物を伴う氾濫流の基本特性を理解する事は必須である．

松冨ら（2008）は，固定床での水理実験を行い，提案した水理量評価法による実験値を用いて既報理論（松冨ら，2007）の適用性，また，実験値と既報理論を基に対象氾濫流の基本特性を検討した．本研究では，固定床での水理実験に加えて移動床での水理実験を新たに行い，固定床と移動床の対象氾濫流に対して既報理論の適用性を検討し，固定床と移動床における対象氾濫流の基本特性を比較・検討する．

2. 実　験

実験装置の概略, 測定機器の配置と諸記号の定義を図-**1**に示す．実験水路は両面ガラス張りの鋼製矩形水路で, 氾濫流はゲート急開流れで模擬し，貯水深h_1は20と30 cmの2通りである．漂流物には漂流物群間の空隙率e（=1-全漂流物の占有面積/漂流物配置域の面積）の評価が容易な断面1.8 cm×1.8 cm，長さL_w=1.8，5.4，10.8 cm（それぞれ，L1，L3，L6と記す）の白木材を用いた（図-**2**）．実験中に漂流物の密度ρ_0が変化しないように, 予め90分以上水に浸しておいた（表-**1**）．ここで，湿潤時の漂流物と底面間の静止摩擦係数は, 移動床と固定床でそれぞれ0.48と0.66であり, 乾燥時はそれぞれ0.49と0.30であった．湿潤時の固定床での静止摩擦係数が乾燥時のそれより大きくなった原因は，表面張力によると考えられる．移動床はゲート上下流域の全域に深さ5 cmとなるように砂を敷き詰め，漂流物はゲート下流域の全域に一層かつ向きはランダムに配置した．

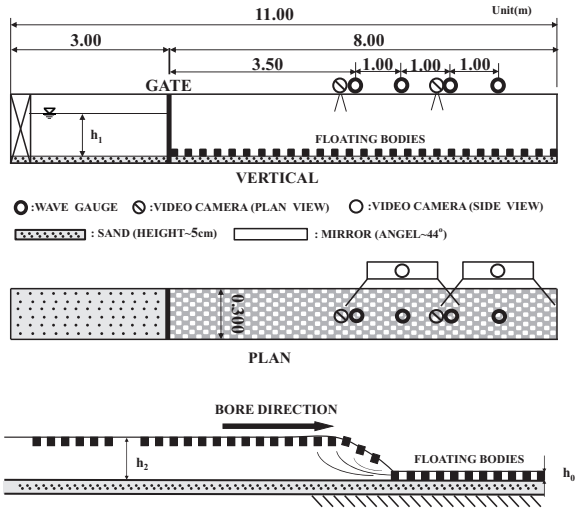


図-**1**　実験水路，測定機器の配置と諸記号の定義

表-**1**　時間経過による漂流物の比重の変化

t (min)	0	1	5	10	30	60	90	120
比重 (L1)	0.45	0.51	0.53	0.54	0.55	0.55	0.56	0.56
比重 (L3)	0.52	0.55	0.56	0.56	0.57	0.57	0.58	0.58
比重 (L6)	0.53	0.56	0.57	0.57	0.58	0.59	0.59	0.59

* Experiments on inundation flow with floating objects under the condition of a movable bed
by Takashi SOMA, Miki AZUMA and Hideo MATSUTOMI

表-2に実験条件を示す. 実験条件は全部で12パターンあり, 各パターン3回ずつ実験を行った. 砂は粒径分布が実験ごとに同一になるよう，実験前に毎回砂全体を撹拌させた.

測定項目は，超音波式変位計（㈱キーエンス，UD-500）による観察断面（ゲートから3.5, 5.5 mの位置）での氾濫水深h_2と氾濫伝播速度ω，水路上方からのビデオ撮影による観察断面での漂流物移動速度u_2，水路側方に設置した鏡の反射を利用して鏡上方から水路側面を撮影したビデオ映像による観察断面での漂流物域層の縦断面積Aである.

3. 砂の粒径について

本研究では実験前と実験後に，使用する砂を JIS Z 8801 に規定されている金属製網ふるい 2 mm, 850 μm, 425 μm, 250 μm, 106 μm を用い，JIS A 1204 に沿って粒度試験を行った．実験前の砂の採取場所は，ゲート上流 2 m 地点・ゲート地点・ゲートから下流方向に 2 m ずつの地点の計 6 か所である．実験後の採取場所は上記の 6 か所に加え，水路から流出した砂も採取している．ここで，実験前に粒度試験をする理由として 2 つ挙げる．1 つ目は，長期間にわたり実験を行っていくことにより，各採取場所の砂の粒径分布に変化が生じているか否かを確認するためである．つまり，全実験を通して同一粒径分布の移動床かを確認するためである．実験回数を重ねるにつれて各採取場所の粒径分布が大きく異なってきてしまうと，砂の粒径分布が全実験を通して一致しなくなり, 同一条件の移動床ではなくなる. その確認例として, 貯水深 30 cm, 空隙率 0.8 の場合の漂流物長ごとの実験での粒径加積曲線を図-3 に示す．これより，本実験の移動床は同一粒径分布を持った移動床であることが判る. 2 つ目は, 1 回 1 回の実験において砂の各採取場所で粒径分布に変化が生じているか否かを確認するためである．これも 1 つ目の理由と同様，各実験の各採取場所で粒径分布が大きく異なってしまうと同一粒径分布の移動床ではなくなってしまう．このような確認は怠ってはならない．実験後の移動床の変動や粒径分布の変化の詳細については別の機会に報告する.

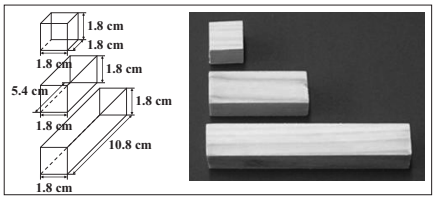


図-2　漂流物模型

表-2　実験条件

h_1 (cm)	L_w (cm)	e	砂層厚 (cm)	漂流物初期配置
20 , 30	1.8 , 5.4 , 10.8	0.7 , 0.8	5	一層 , ランダム

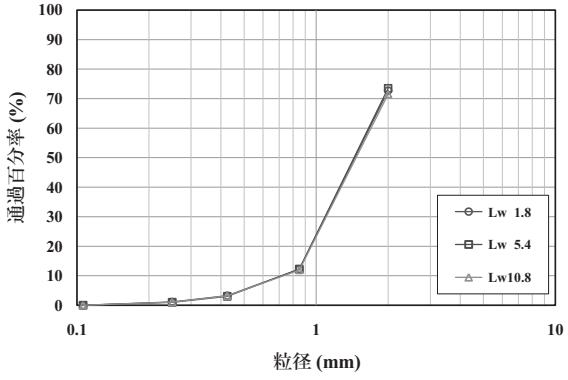


図-3　使用した砂の粒径加積曲線

4. 実験結果

本研究では，松冨ら（2008）が提案した水理量評価法に基づいて実験結果を得ている．また，ゲートから 3.5 m の観察断面での実験結果について論じる．

図-**4** に移動床での氾濫水深 h_2 と空隙率 e の関係について示す．固定床と移動床を同じ実験条件下で比較した場合，氾濫水深 h_2 は移動床の方が固定床よりも大きな値をとる傾向になった．これは，固定床での漂流物域層の抵抗よりも移動床での抵抗が大きいことになる．氾濫流先端の漂流物域層の抵抗が氾濫流を堰上げ，その結果，氾濫流上流域の氾濫水深に影響を与えるものである．

図-**5** に移動床での漂流物移動速度 u_2 と空隙率 e の関係，図-**6** に移動床での氾濫伝播速度 ω と空隙率 e の関係について示す．固定床と移動床を同じ実験条件下で比較した場合，漂流物移動速度・氾濫伝播速度ともに固定床の方が移動床よりも大きな値をとる傾向になった．これも氾濫水深同様，氾濫流先端の漂流物域層の抵抗に依存している．漂流物と底面間の静止摩擦係数（移動床では 0.48 と固定床では 0.66）を見た場合，固定床の方が大きい値となり，故に速度が移動床より遅くなるであろうと想定できるが，実験結果は逆となった．湿潤し，直方体に整形された漂流物とペンキ塗装された鋼の固定床間の静止摩擦係数は特殊な条件下のものと考えられる．

図-**7** に移動床での漂流物域縦断面積 A と空隙率 e の関係について示す．漂流物縦断面積は上記の 3 つの水理量とは異なり，実験条件によって移動床と固定床での値の大小の傾向に違いがあった．

図-**8** に移動床での漂流物域層長 L_{exp} と空隙率 e の関係について示す．固定床と移動床を同じ実験条件下で比較した場合，漂流物域層長は固定床の方が移動床よりも大きな値をとる傾向になった．$L_{exp}=A/h_2$ として評価しているため，漂流物域縦断面積 A と氾濫水深 h_2 に依存する．A は移動床と固定床で傾向に違いがあったが，h_2 は移動床の方が大きい傾向になっていたので，漂流物域層長の傾向は妥当である．

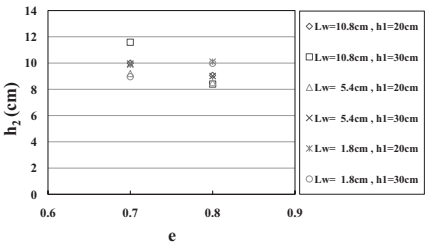


図-**4**　氾濫水深と空隙率の関係

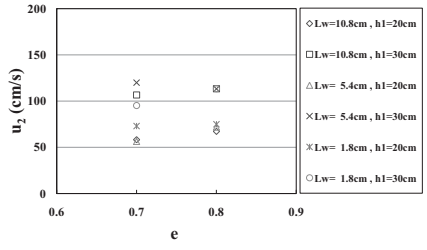


図-**5**　漂流物移動速度と空隙率の関係

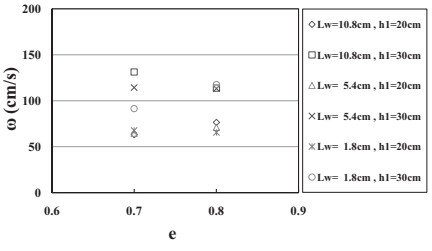


図-**6**　氾濫伝播速度と空隙率の関係

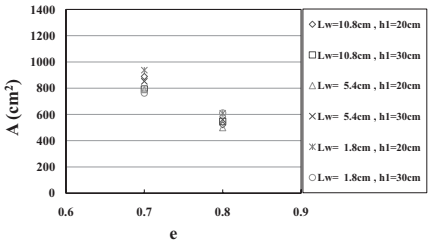


図-**7**　漂流物域層縦断面積と空隙率の関係

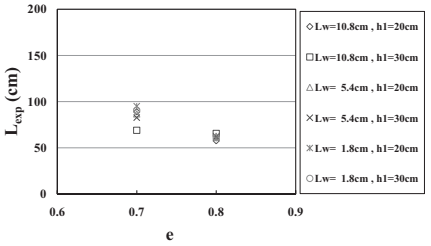


図-**8**　漂流物域層長と空隙率の関係

5. 理論の適用性

移動床と固定床の対象氾濫流に既報理論が適用できるかを検討するため，理論式の氾濫水深に実験値を用いて，氾濫伝播速度ω の実験値と理論値を一致させた場合の漂流物移動速度 u_2 の実験値と理論値の比較（図-**9**，図-**10**），同様に漂流物移動速度 u_2 の実験値と理論値を一致させた場合の氾濫伝播速度ω の実験値と理論値の比較（図-**11**，図-**12**）を行った．どちらの比較でも，移動床と固定床で多少一致度に違いがあるものの実験値と理論値はほぼ一致したので，既報理論が適用可能と言える．

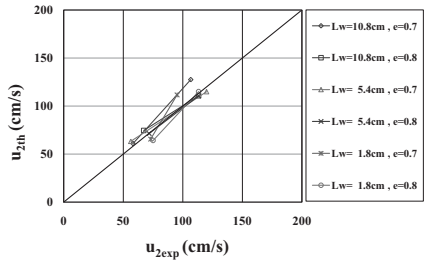


図-**9**　漂流物移動速度の実験値と理論値の比較 (移動床)

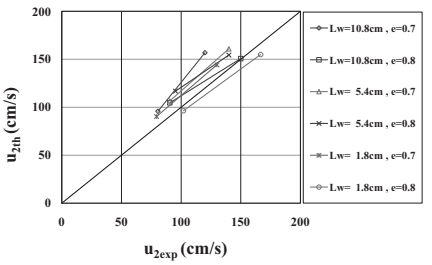


図-**10**　漂流物移動速度の実験値と理論値の比較 (固定床)

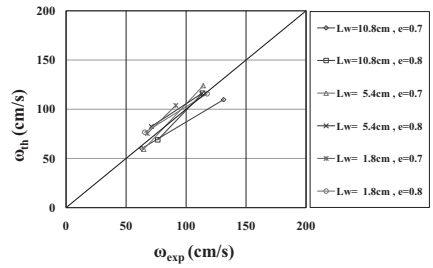


図-**11**　氾濫伝播速度の実験値と理論値の比較 (移動床)

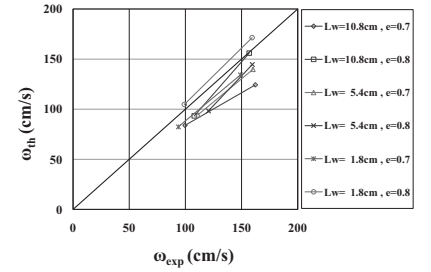


図-**12**　氾濫伝播速度の実験値と理論値の比較 (固定床)

6. 基本特性

実験値と既報理論を用いて，対象氾濫流の基本特性について検討する．

理論式の氾濫水深に実験値を用い，漂流物移動速度と氾濫伝播速度が実験値と理論値の一致度で比率的に同程度になるようにして決めた総合抵抗係数 $\mu\rho_a L/\rho_0 h_0$ と空隙率 e の関係について図**-13**，図**-14** に示す．移動床での総合抵抗係数は 3.50-4.83，固定床での総合抵抗係数は 1.70-3.85 という値になり，移動床と固定床とも空隙率が大きくなるにつれて総合抵抗係数は小さくなる傾向にあった．しかし，漂流物長及び貯水深による影響は認められなかった．

図**-15**，図**-16** に氾濫水深の総合抵抗係数への依存性を示す．総合抵抗係数に対する氾濫水深を見ると，移動床の方が大きい傾向になった．これより，移動床での氾濫流の方が固定床より抵抗が大きいことが判る．図−**17**，図**-18** に漂流物移動速度の総合抵抗係数への依存性，図**-19**，図**-20** に氾濫伝播速度の総合抵抗係数への依存性を示す．先ず，データのまとまりがよいことが判る．また，移動床の方が総合抵抗係数が大きい分，漂流物移動速度や氾濫伝播速度が小さくなる傾向になった．

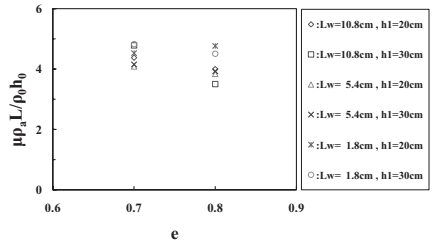


図**-13**　総合抵抗係数の空隙率への依存性 (移動床)

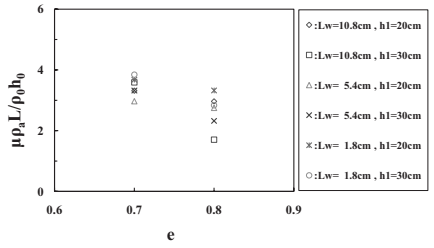


図**-14**　総合抵抗係数の空隙率への依存性 (固定床)

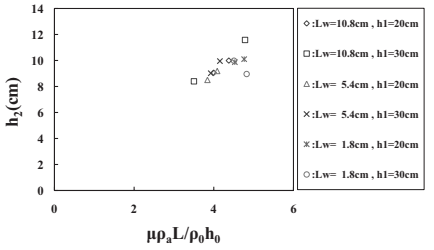


図**-15**　氾濫水深の総合抵抗係数への依存性 (移動床)

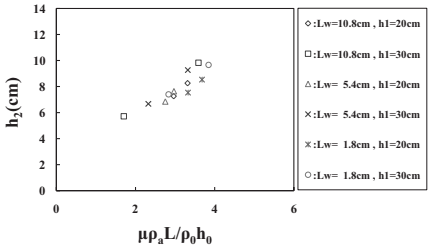


図**-16**　氾濫水深の総合抵抗係数への依存性 (固定床)

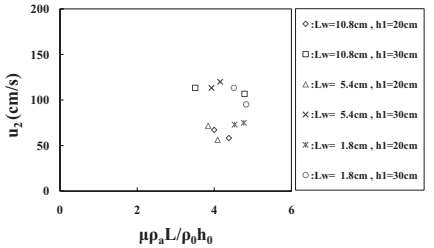


図**-17**　漂流物移動速度の総合抵抗係数への依存性(移動床)

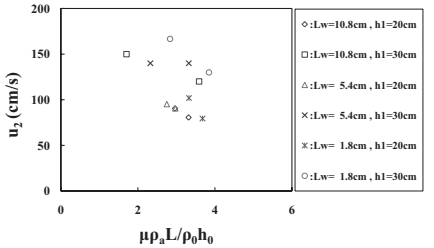


図**-18**　漂流物移動速度の総合抵抗係数への依存性(固定床)

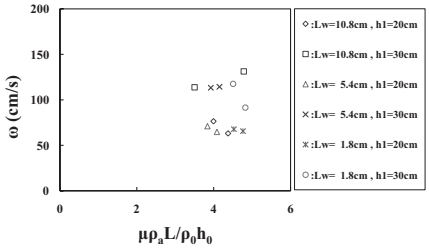


図-**19**　氾濫伝播速度の総合抵抗係数への依存性(移動床)

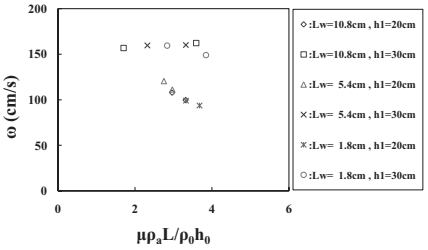


図-**20**　氾濫伝播速度の総合抵抗係数への依存性(固定床)

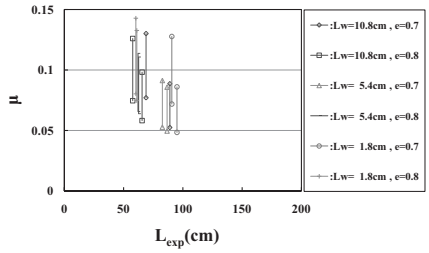


図-**21**　合成摩擦係数の漂流物長への依存性(移動床)

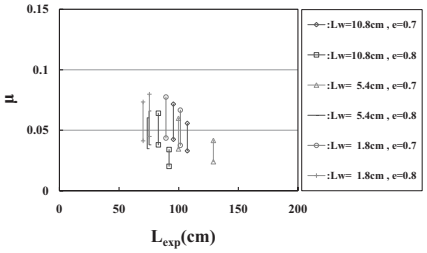


図-**22**　合成摩擦係数の漂流物長への依存性(固定床)

図−**21**，図-**22** に合成摩擦係数 μ の漂流物域層長への依存性を示す．ここで，合成摩擦係数 μ は総合抵抗係数 $\mu\rho_a L/\rho_0 h_0$ において，L に実験値 $L_{\exp}$ を用い，漂流物域層の密度 ρ_a に ρ_0 と ρ（ρ は水の密度）を用いて算出した．図に上限値と下限値があるが，これは ρ_a に ρ_0 と ρ を用いているからであり，ρ_0 で上限値，ρ で下限値を得る．移動床での合成摩擦係数 μ は 0.05-0.14，固定床での合成摩擦係数は 0.02-0.08 となり，移動床の方が抵抗が大きいことが判る．

7. おわりに

本研究では，既報（松冨ら，2008）の水理量評価法に基づき実験値を得て，移動床と固定床への既報理論の適用性の検討，実験値と既報理論を用いて基本特性を比較・検討した結果，次のことが判った．

①既報理論の適用性において，移動床と固定床で多少一致度に違いがあったが，移動床と固定床ともに既報理論の適用が可能である．

②総合抵抗係数と合成摩擦係数の結果から，固定床より移動床での氾濫流の方が漂流物による堰止め効果が大きい．

参考文献

松冨英夫・藤井　碧・山口　健：漂流物を伴う氾濫流の基礎実験とモデル化，海岸工学論文集，第 54 巻，pp.226-230, 2007.
松冨英夫・古戸貴大：漂流物を伴う氾濫流の水理量評価法と基本特性，海岸工学論文集，第 55 巻，pp.356-360, 2008.

離岸堤消波ブロックの津波に対する安定性について*

株式会社不動テトラ　半沢　稔，松本　朗，東北大学大学院　田中　仁

1. はじめに

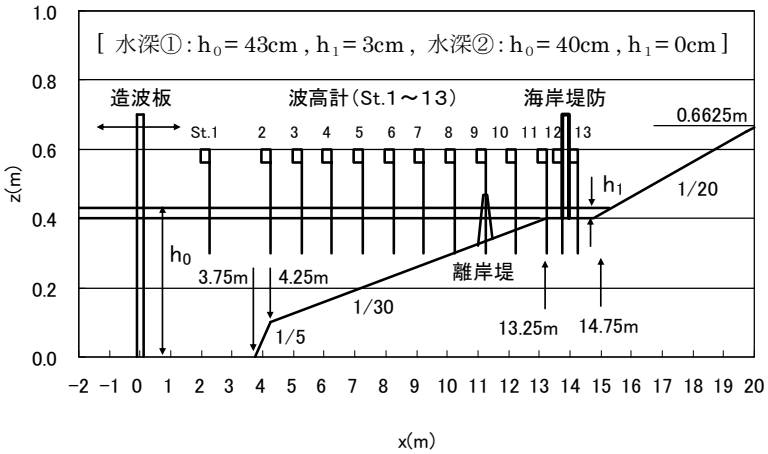
近年の東海、南海、東南海、宮城沖などの地震による津波発生リスクの高まりや、2004 年末に発生したインド洋大津波を契機に、津波災害軽減に向けた研究が精力的に進められている。例えば、海岸施設に作用する津波波力については、水谷・今村[1), 2)]、朝倉ら[3)]、池野ら[4), 5)]、加藤ら[6)]などの研究例がある。

しかし，多くの海岸で設置されている離岸堤に関する検討は、1983 年の日本海中部地震津波を契機に宇多ら[7)]、その後、中村ら[8)]によって津波遡上抑制効果について検討された以外にはほとんどなく、海岸堤防に作用する津波波力の離岸堤による低減効果は未解明である。前述のインド洋大津波の際には、モルディブのマレ島を対象とした解析の結果、島の前面に設置されている離岸堤が浸水域低減に効果を発揮したことが示唆されている（大谷ら[9)]）が、離岸堤の効果を設計に反映できるまでには至っていない。また、既往の研究においては、津波による離岸堤の被災は考慮されていないが、実際には津波によるブロックの散乱が報告されており（富樫ら[10), 11)]）、こうした現象を考慮することは離岸堤の防災効果を評価する上で必須である。

こうした背景を踏まえ、著者らは離岸堤の津波防災効果に着目し研究を行ってきている[12)]。今回、離岸堤消波ブロックの津波に対する安定性について実験検討を行ったので、ここに結果を報告するものである。

2. 実験方法・実験条件

実験には（株）不動テトラ総合技術研究所所有の長さ 30m、幅 0.5m、深さ 1.0mの二次元造波水槽を用いた。本水槽はピストンタイプの造波装置を有している。図-１に水槽内の配置を示す。

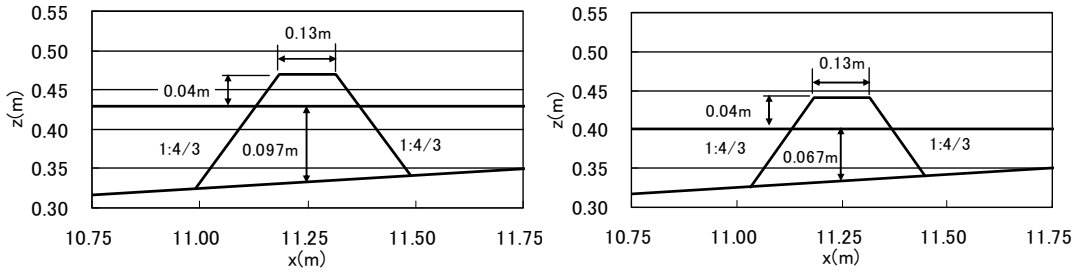


図－１　水槽内配置図

*Stability of detached breakwater against tsunami by Minoru Hanzawa, Akira Matsumoto and Hitoshi Tanaka

造波板の位置を x= 0m とし、x=3.75～4.25m の区間 を 1/5 勾配斜面、x=4.25～13.25m の区間を 1/30 勾配斜面とした。そこから x=14 .75mまでの 1.5m の区間を水平部とし、更に陸側には 1/20 の斜面を形成した。

離岸堤は天端中心位置が x=11.25m（St.9）となるように、テトラポッド（質量 M=59ｇ）により天端３個並びで形成した。天端高はクリアランス（静水面上高さ）hc を 4cm とした場合をベースとした。図-２（ａ）は沖水深 h_0=43cm（離岸堤設置位置水深 h=9.7cm）の場合、（ｂ）は h_0=40cm（h=6.7cm）の場合の離岸堤断面を示しているが、両者共に天端幅および、クリアランスは同一としている。本断面は離岸堤断面として標準的なものを想定している。すなわち，クリアランスは使用したテトラポッド模型に対して、通常設計で用いられる KD 値 8.3 よりハドソン式[13]にて計算される安定限界波高 8cm の 1/2 として設定したものである。



（ａ） 沖水深 0.43m の場合　　（ｂ） 沖水深 0.40m の場合

図－２　離岸堤断面図

表－１に実験ケースを示す。ケースＡは離岸堤設置水深 h=9.7cm の場合、Ｂは h=6.7cm の場合である。ケースＡについては、安定性に対する天端高の影響を見るため hc=4cm のベースケースに加えて、hc=8cm および、12cm の２ケースも対象とした。更に、安定性に対するブロック質量の影響を見るため、テトラポッドの質量を大きくした場合（M=98.6ｇ，125ｇ）についても実験を行った。

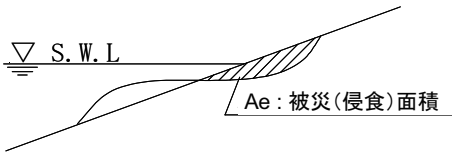
今回、実験波浪は津波の一形態として孤立波を対象とした。堤体は１波高ランクの波当て終了後に初期状態に戻して実験を行っている。

表－１　実験ケース表

ケース	離岸堤位置水深 h (cm)	天端高 hc (cm)	テトラポッド質量 M (g)
A-1-1	9.7	4.0	58.9
A-1-2			98.6
A-1-3			125.0
A-2-1		8.0	58.9
A-2-2			98.6
A-2-3			125.0
A-3-1		12.0	58.9
A-3-2			98.6
A-3-3			125.0
B-1-1	6.7	4.0	58.9

3. 被災度の定義および測定方法

従来、消波ブロックの被災は被害率D（%）（ブロック全個数に対する被災ブロック個数の比率）で定義されることが多かった。今回はかなり大きな被災状況まで想定され、その際に被災ブロック個数特定に困難が伴うことが考えられた。そこで、van der Meer [14] が捨石堤に対して定義した被災パラメータSを用いることにした。Sは図－3で示される初期断面から被災を受けて減少した断面積Aeをブロックの代表長Dn（体積の3乗根）の2乗で除して算定される。すなわち、$S=Ae/Dn^2$である。

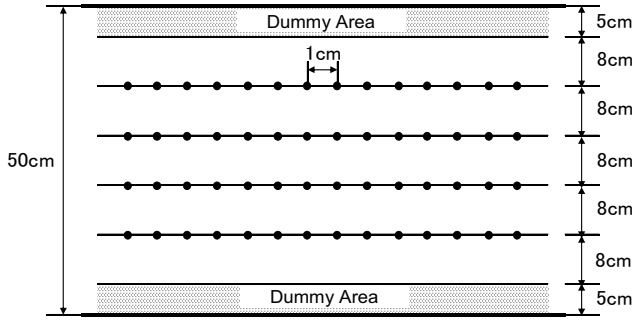


$S=Ae/Dn^2S$

$Dn=V^{1/3}$（V：体積）

図-3　被災度の定義

被災断面積Aeの測定方法を以下に示す。水槽幅 50cm の中に図－4に示すように4側線を設定した。すなわち、水槽壁に接する部分は消波ブロックのかみ合わせ状況が異なることから、幅 5cm をダミーとした。残り 40cm 幅を検討対象範囲とし、5等分する形で4側線を設定したものである。岸沖方向には間隔 1cm として砂面計を用いて断面形を測定した。計測は波当ての前後に各点において行い、その差から被災断面積を算定した。なお、4側線のデータを平均して1断面のデータとした。



図－4　断面変化測定点

4. 実験結果

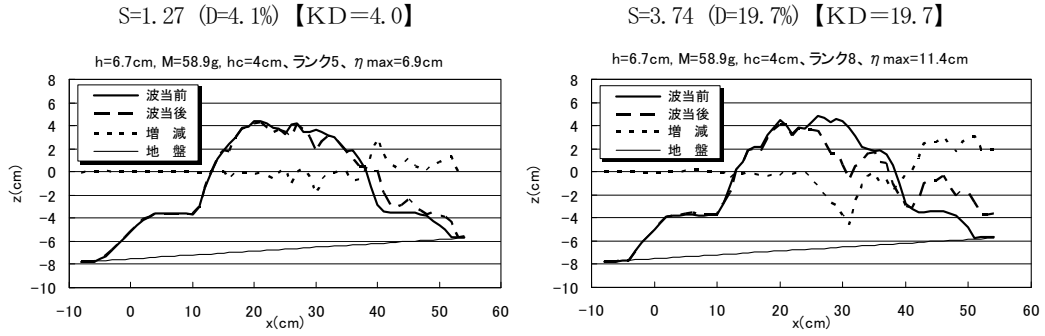
図－5は離岸堤設置水深 h=6.7cm の場合を例にとり、断面変化の測定結果の一部を示したものである。（a）は入射津波高 ηmax が 6.9cm、（b）は 11.4cm である。 ηmax は図－1における St.9 における通過波状態（離岸堤が無い場合）での入射津波高で定義している。

図中、実線は波当前、破線は波当後の断面形状であり、点線は増減を示している。岸側法肩のブロックが下方へ移動している様子がわかる。先に定義した被災度パラメータSは（a）で 1.27、（b）で 3.74 と算定される。従来の被災の定義に従い被害率D（%）で見ると、それぞれD=4.1%および、19.7%となる。また、入射津波高を風波の場合と同様にハドソン式 [13] に当てはめてKDを逆算してみると、（a）、（b）それぞれ、KD=4.1および、19.7と算定される。これらの値は図－5の各図の上にも記載している。

通常の風波に対してはKD=8.3相当の波高に対して、被害率Dは1%程度とされている。今回の結果からすると、（a）からわかるように、それよりも小さい波高レベル（KD=4.0 相当）に対して既に被害率4%

が生じており、風波に比べて津波の方がより大きな被災を生じることがわかる。

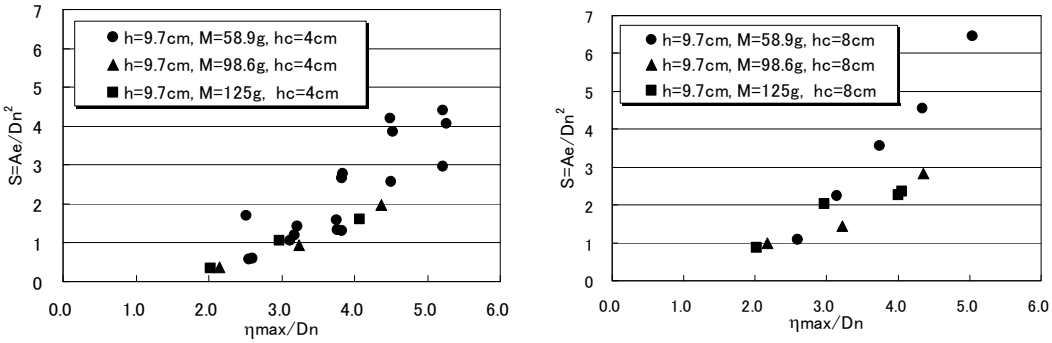
被災の発生形態について見ると、津波（孤立波）の波頂部が通過した後にブロックの被災が生じる傾向が見られた。また、通常、風波に対しては来襲波１波１波毎に不安定なブロックが抜け出るような形で被害が生じることが多いが、津波に対しては離岸堤岸側部のブロック部分が、あたかもすべり破壊を生じるような形で被害が生じることも特徴的である。津波の波頂部が通過するタイミングでブロックのかみ合わせが緩み、その後で一気に崩れるようなイメージである。こうした状況は特に津波高が大きい場合に顕著に見られた。以上の現象の物理的な解釈については今後の課題としたい。



（a） η max＝6.9cm　　（b） η max＝11.4cm

図－５　断面変化測定結果例（離岸堤設置 *h*＝6.7cm の場合）

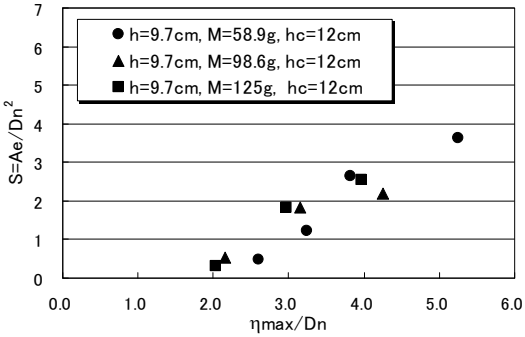
図－６は設置水深 *h*＝9.7cm の場合の実験結果について、入射津波高 η max と被災度 S の関係をプロットしたものである。横軸は入射津波高 η max をブロックの代表長Dn で無次元化してある。（a）、（b）、（c）はそれぞれクリアランス（天端高）*hc*＝4cm、8cm、12cm に対応している。各図中にはベースとなるブロック質量 58.9g の結果に加えて、98.6g 並びに、125g に対する結果も併せて示している。



（a）クリアランス *hc*＝4cm　　（b）クリアランス *hc*＝8cm

図－６　入射津波高と被災度の関係（*h*＝9.7cm）

どの質量についても入射波高が大きくなれば被災も大きくなるという結果であるが、その傾向は大まかには直線的である。また、データのばらつきはみられるものの、天端高によらずブロック質量増加による被災低減の効果も確認される。天端高を高くすることによっても、被災が低減できているように見えるが、その効果はブロック質量増加によるそれほど明確ではない。この辺りの現象の物理的な意味合いについても今後の課題としたい。

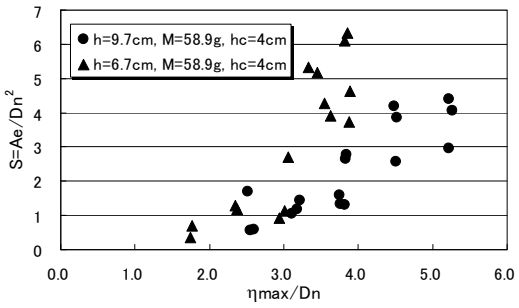


（c）クリアランス *hc*=12cm

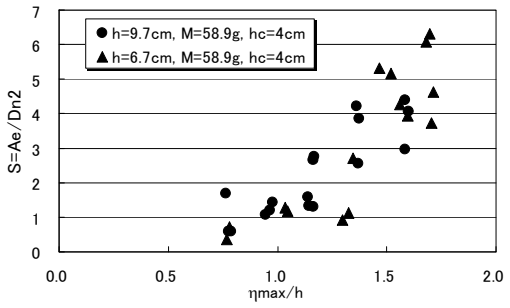
図－6　入射津波高と被災度の関係（つづき）

図－7は離岸堤設置水深 *h*=9.7cm と 6.7cm の結果を比較したものである。天端高はどちらも *hc*=4cm である。（a）は横軸を図－6と同様に入射津波高ηmax とブロックの代表長Dn の比とした場合である。図から同じ津波高に対して、水深が小さい（浅い）方が被害は大きいことがわかる。これは、津波高が同じ、すなわち流入量の規模が同程度と考えれば、浅い方が通水面積が小さい分、流速が大きくなるためと考えられる。

一方、（b）はηmax と設置水深hの比として整理したものである。（a）に比べてデータのまとまりがよくなっている。このことより、前述の流速の大小がηmax/hによって表現できる可能性が示唆される。



（a）ηmax/Dn とSの関係



（b）ηmax/hとSの関係

図－7　入射津波高と被災度の関係（水深の影響）

5. まとめ

離岸堤の津波防災効果検討の一環として、消波ブロックの津波に対する安定実験を行い以下のような結果を得た。

1）離岸堤は津波に対しては、前面斜面よりは岸側肩部分での被災が顕著となる。

2）離岸堤消波ブロックの被災は、波の峰が通過した後に生じる傾向が見られた。

3）風波と津波を比較した場合、同一の波高（津波高）に対しては、津波の方が風波よりも被害は大きくなる傾向が見られた。

4）風波に対するのと同様に津波に対しても、ブロック質量を大きくすることでより安定（被災を小さく）な結果となった。

5）離岸堤天端高を高くすることによっても、安定性を高めることができそうであるが、その効果は質量増大の効果ほどに顕著ではなかった。

6）同じ波高（津波高）に対しては、離岸堤設置水深が小さい方が被災は大きくなる傾向が見られた。

7）消波ブロックの被災度は、設置水深と入射津波高の比率で表現できる可能性が示唆された。

以上、今回の検討結果をまとめたが、消波ブロックの津波に対する安定検討は未だ端緒に付いた段階である。今後、より詳細な検討を行い、設計手法の提案を目指して研究を進めたいと考えている。

参考文献

1) 水谷将、今村文彦（2000）：構造物に作用する段波波力の実験、海工論文集、第47巻、pp. 946-950.
2) 水谷将・今村文彦（2002）：津波段波の衝撃性および越流を考慮した設計外力算定フローの提案，海岸工学論文集，第49巻，pp.731-735.
3) 朝倉良介・岩瀬浩二・池谷毅・高尾誠・金戸俊道・藤井直樹・大森政則（2000）：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究、海工論文集、第47巻、pp. 911-915.
4) 池野正明・森　信人・田中寛好（2001）：砕波段波津波による波力と漂流物の挙動・衝突力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第48巻，pp.846-850.
5) 池野正明・田中寛好（2003）：陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第50巻，pp.721-725.
6) 加藤史訓・稲垣茂樹・福濱方哉（2005）：津波により海岸堤防に作用する波力に関する大型模型実験、海工論文集、第52巻、pp. 756-750.
7) 宇多高明・小俣　篤・横山揚久（1986）：離岸堤の津波遡上抑制効果，第33回海岸工学講演会論文集，pp.461-465.
8) 中村克彦・佐々木崇之・中山哲巌（1998）：海岸構造物の津波遡上抑制効果に関する実験的研究，海洋開発論文集，vol.14，pp.293-298.
9) 大谷英夫・藤間功司・鴫原良典・富田孝史・本多和彦・信岡直道・越村俊一・折下定夫・辰巳正弘・半沢　稔・藤井裕之（2005）：インド洋大津波によるモルディブ共和国マレ島・空港島の浸水特性とそれに及ぼす護岸・離岸堤の影響，海岸工学論文集，第52巻，pp.1376-1380.
10) 富樫宏由・平山康志・川野　徹・早田佳朗（1986）：ソリトン分裂遡上津波による消波ブロック散乱のメカニズムについて，第33回海岸工学講演会論文集，pp.466-470.
11) 富樫宏由・平山康志・杉山正弘（1987）：ソリトン分裂遡上津波による消波ブロック堤の破壊機構，第34回海岸工学講演会論文集，pp.517-521.
12) 半沢稔、松本朗、田中仁、山本方人（2010）：離岸堤の津波防災効果に関する実験的研究、土木学会論文集 B2（海岸工学）、第66巻、pp. 886-890.
13) Hudson, R.Y. （1959）：Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters, Proc. ASCE, Vol.85, W.W.3, pp. 93-121.
14) van der Meer, J.W. （1987）：Stability of breakwater armor layers - Design formulae, Coastal Engineering, 11, pp. 219-239.

ボリビア Tuni 湖における土砂の堆積*

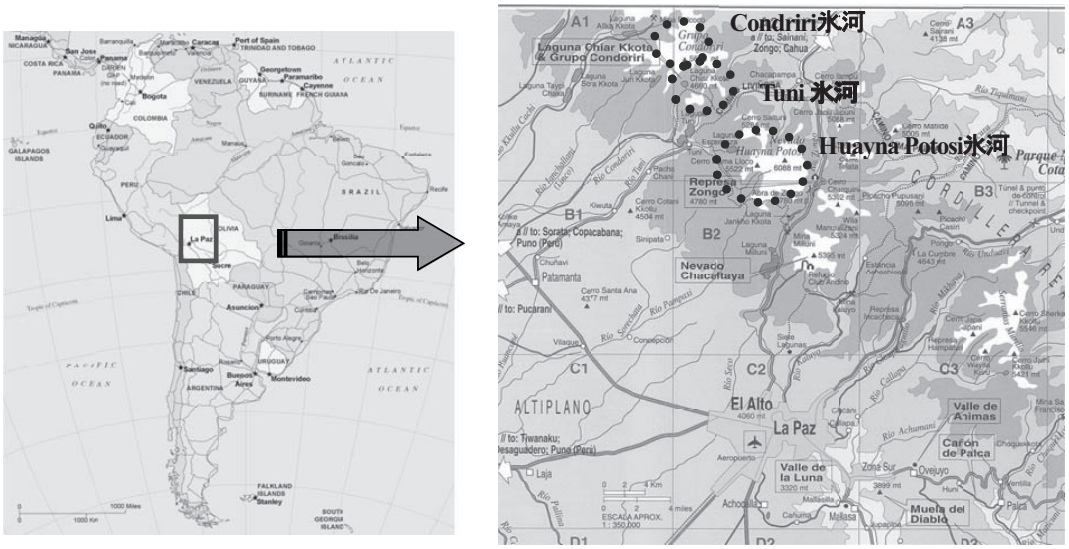
東北大学大学院工学研究科土木工学専攻　田中　仁
サンアンドレス大学水理研究所　Ramiro Pillco

1. はじめに

南米ボリビアにおいては，温暖化による氷河の融解水によって水資源が豊富になっている一方で，将来的に氷河の縮退が進み，水資源が枯渇化することが懸念されている．このため，将来への影響予測と水資源の確保ならびに渇水への適応策が重要な課題となっている．昨年度の本論文集においては，著者らのグループにより開始されたボリビアの水資源問題に関わるプロジェクトの紹介を行った（田中・真野[1)]）．このプロジェクトにおいては，将来予測が可能な数値シミュレーションよって，気候変動による水需要予測を通した都市計画や総合水資源マネージメントによる社会環境と気候の変化に対する適応策を提案することを目的としている．実際の研究活動は，各要素（雪氷解析，流出解析，ダム堆砂予測，水質評価，地域計画立案）毎に実施されるものである．以下では，2010 年 9 月に実施された現地調査および過去の資料の解析をもとに，貯水池における土砂堆積について検討を行った成果を報告する．

2. 調査の概要

研究対象であるボリビアの氷河地域の位置を**図－1**に示す．同国の首都ラパスの標高は 3,600m であり，今回の調査対象とした Huayna Potosi，Condoriri は，それぞれ 6,088m，5,850m の標高を有し，いずれも山頂部は氷河に覆われている．すでに報告を行ったように，今回の研究の対象は，首都ラパス市と隣接するエルアルト市の水源である，Huayna Potosi 西氷河および Tuni-Condoriri 氷河を対象とすることとしている[1)]．



図－1　研究対象地域

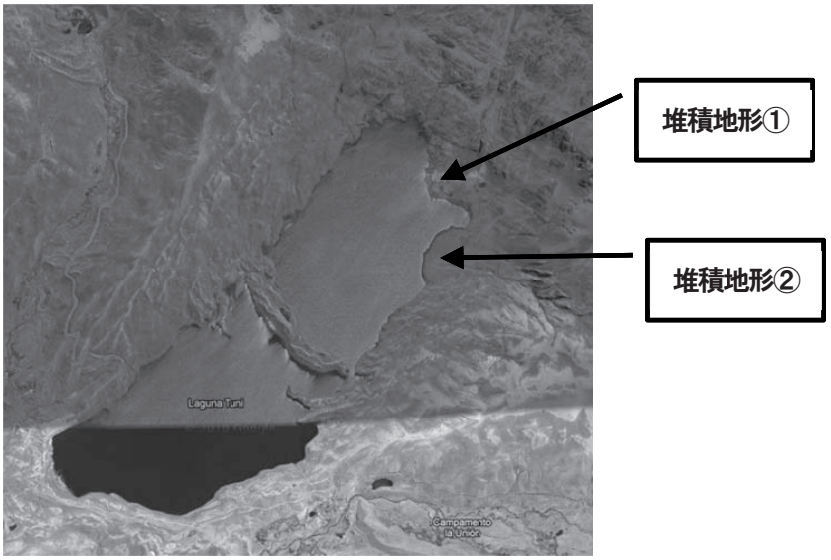
* Sediment deposit in Lake Tuni, Bolivia, Hitoshi Tanaka and Ramiro Pillco

現地調査は2010年9月23日から24日にかけて実施され，現地の研究カウンターパートであるサンアンドレアス大学（UMSA）水理研究所（IHH）の研究者とともに実施された．

3. 調査の結果

踏査を行ったTuni湖の概要を**図－2**に示す．湖の中心部には西側から半島状の地形が突出して，湖を二分している．

Tuni氷河からTuni貯水池に流入する河川の最下流部には，二カ所の顕著な土砂堆積が認められる．以下では，**図－2**に示す様に，堆積地形①，堆積地形②と呼ぶこととする．それぞれの堆積地形を，**図－3**，**図－4**に示す．現地調査を実施した9月は乾期に当たるため，湖内の水位が低下している．このため，雨期の洪水時に形成された円弧状の土砂堆積地形が明瞭に認められる．



図－2　Tuni湖の概要



図－3　堆積地形①



図－4　堆積地形②

写真より明らかなように，堆積地形②に比べて堆積地形①はより大規模である．これは，湖北部からは常時Tuni川が流入しているのに対して，堆積地形②を作り出した河川は涸川であり，雨期にのみに出現する川であることによる．ただし，Tuni川沿いには蛇篭を用いた砂防ダムが設置され，粗粒分はその上流に捕捉されている．このため，堆積地形①の近年の発達は以前に比べて鈍化しているものと推測される．

また，二つの地形を比較して明瞭な点は，堆積地形①が平坦な地形を示しているのに対して，堆積地形②がより急峻な勾配を有している点である．実際，堆積地形②の頂部には植生が見られ（**図－５**），この高度では比較的安定した地形が維持されているのに対し，堆積地形①ではそのような植生が見られない．

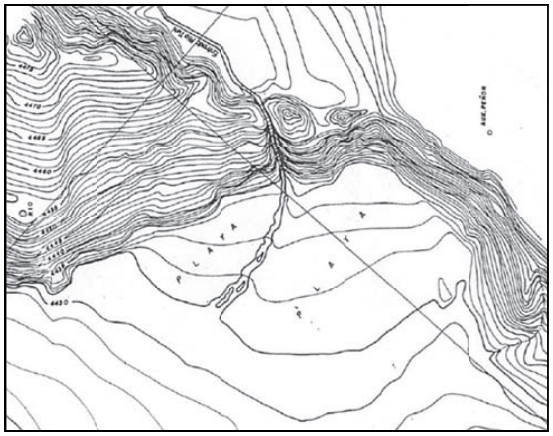
より長期的な地形の変化を調べるために，地形図ならびにGoogle Earthから対象地域の画像を入手した．**図－６**はTuni川河口部の堆積地形①を示している．これらのうち映像を見ると，堆積地形が変動しているようにも見えるが，実際には貯水池の水位に応じて画像の水際が変化している．従って，この映像のみでは過去の地形変動を理解することは困難である．

同様に，堆積地形②の変遷を**図－７**に示した．同図によれば，この箇所には二本の河川が流入することが確認される．また，**図－６**と比較すると，明らかに堆積地形の勾配が急であることが認められる．また，堆積地形の形状は，Tanaka[2)]やSieh et al.[3)]により報告されている水理実験結果ときわめて類似した形状を有することが分かる．

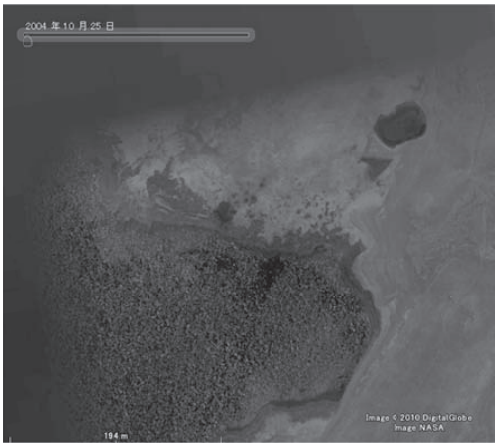
今後，IHHの協力の下，定期的な測量を行うことにより貯水池の堆砂量を評価する予定である．また，数値シミュレーションを用いて堆積地形の再現計算を行う予定である．**図－８**は河口地形として仙台市七北田川を与え，仮想的な洪水流量に対して実施した数値シミュレーションである[4)]．これによれば，**図－６**，**図－７**に見られる堆積地形にきわめて類似した計算結果を得ていることが確認される．



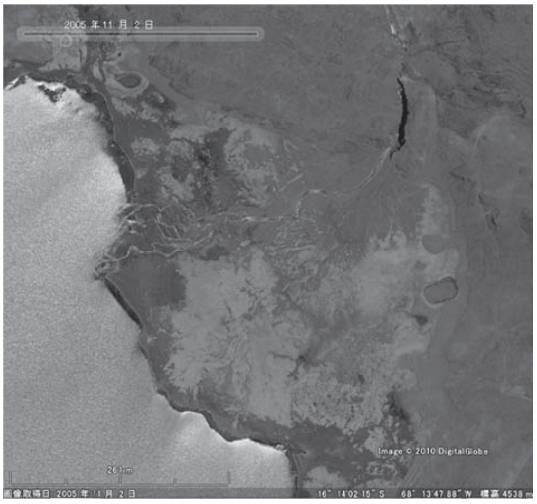
図－５　堆積地形②の上部に繁茂する植生



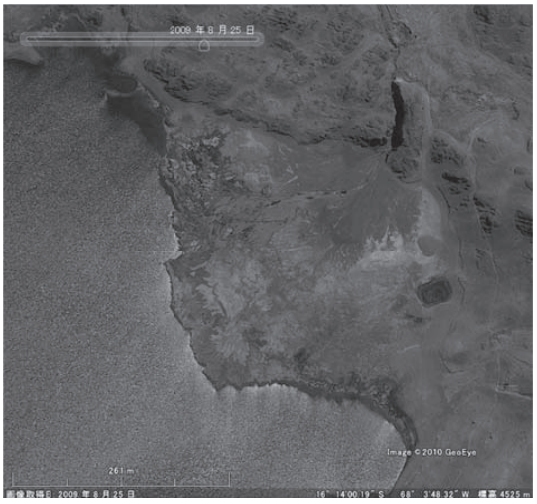
(a)　1999 年 12 月



(b) 2004 年 10 月

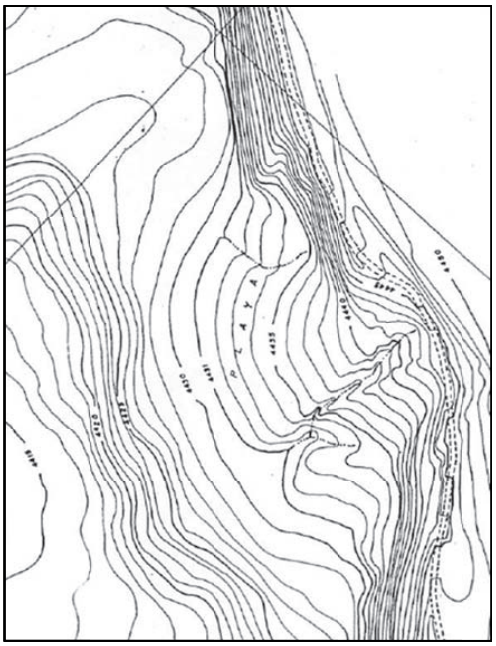


(c)　2005 年 11 月

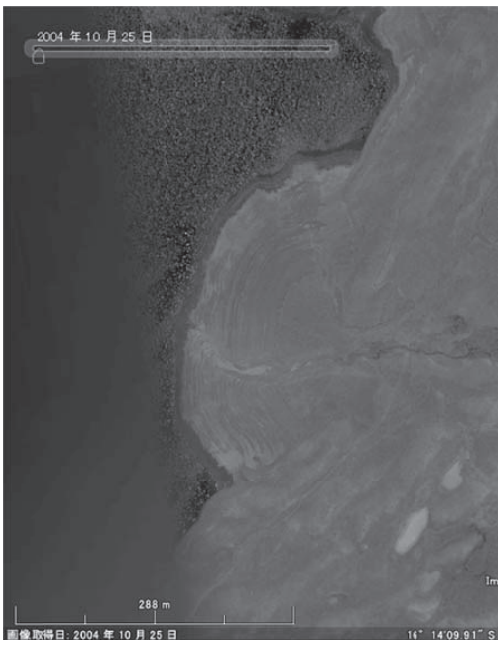


(d) 2009 年 8 月

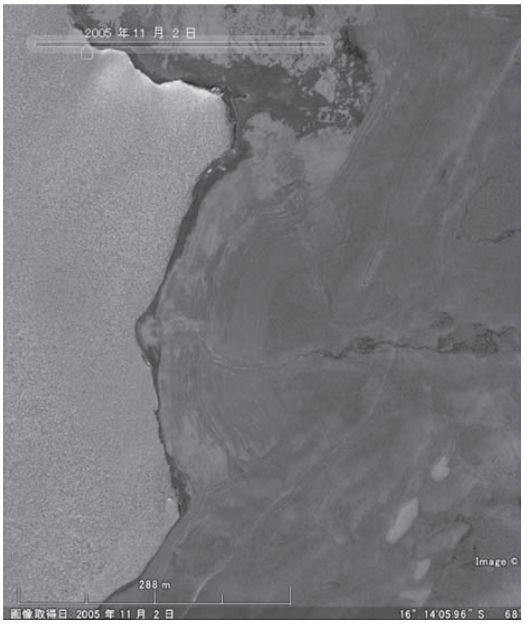
図－６　堆積地形①の変遷



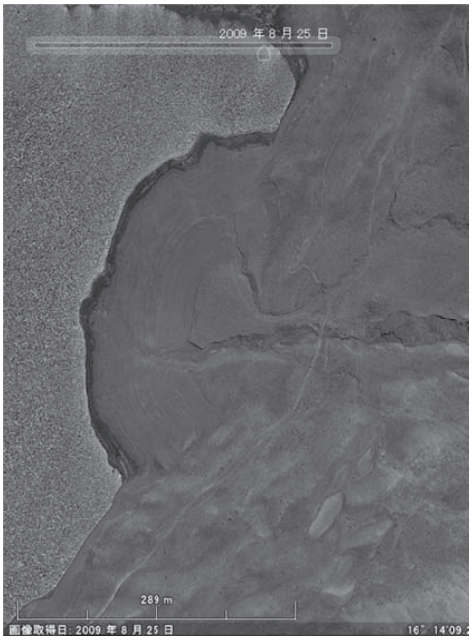
(a)　1999 年 12 月



(b) 2004 年 10 月

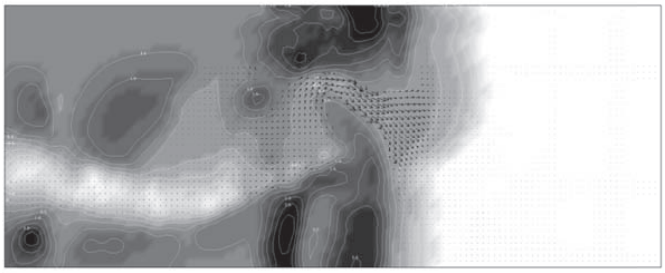


(c) 2005 年 11 月

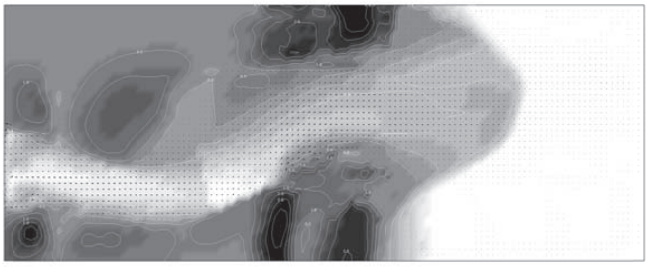


(d) 2009 年 8 月

図－7　堆積地形②の変遷



(a) 初期地形



(b) 洪水後地形

図－8 仮想地形に対する数値シミュレーション[4)]

4. おわりに

本稿においては，今年度より着手された，ボリビアにおける氷河後退に関する研究のうち，貯水池内の土砂堆積に関する研究の概要を紹介した．今後，具体的な調査結果について報告を行う予定である．

謝辞：本研究は，JST－JICA 地球規模課題対応国際科学技術協力事業「氷河減少に対する水資源管理適応策モデルの開発」ならびに日本学術振興会科学研究費（基盤研究(B)，No.21360230）の補助を受けて実施されたものである．ここに記して関係各位に謝意を表する．

参考文献

1) 田中 仁・真野　明: ボリビアにおける氷河後退と同国の水資源問題，東北地域災害科学研究，第 46 巻，pp.161-166，2010.
2) Hitoshi Tanaka: Sediment deposit in Lake Tuni, Bolivia -experimental study and predictive model-, Advances in Geoscience, 2010. (in press)
3) Sieh, C.L., Tseng, C.M., and Hsu, S.M.: Development and geometric similarity of alluvial deltas, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 127, No. 1, pp.17-29, 2001.
4) 田中　仁・佐藤達也・鈴木　猛・妹尾泰史・長沼宏一・高水克哉・佐藤功二: 七北田川における河口出発水位推定のための河口砂州フラッシュ機構の数値解析，水工学論文集，第 55 巻, 2011. (印刷中)

ボリビア Tuni 湖周辺の降水・流出特性*

東北大学工学部　石垣康之
東北大学大学院工学研究科　朝岡良浩
東北大学大学院工学研究科　有働恵子
東北大学大学院工学研究科　真野　明

1.　はじめに

近年，地球温暖化によりアンデス山脈にある熱帯氷河の融解が加速してきており，この融解水を重要な水資源とするボリビアの首都ラパス，隣接都市エルアルトでは将来深刻な水不足が生じると懸念されている．熱帯氷河は安定した水資源としての役割を果たし，飲料水，水力発電ならびに農業用水の貴重な供給源である．また河川流量への寄与も高く，氷河流域の河川や支流に至り，降水量が少ないことに起因する水不足を補っている．世界的に地球温暖化問題への関心が高まっているが，温暖化は世界に一様に現れるのではなく，極地や高地に特に大きな影響を及ぼすと指摘されている [1)]．アンデス高地は南米の貧困地域であり，かつ気候変動に脆弱な地域である．また歴史的に先住民が多く，ラパスをはじめ都市が集中していることから氷河融解の影響は極めて大きいと考えられる．気温が上昇し，氷河融解が加速すれば，(1) 水をめぐる社会情勢の不安定化，(2) 観光業，手工業，伝統農業衰退による失業率の増加，(3) 低地への人口移動，(4) アンデス住民文化の崩壊，など社会・経済基盤に深刻な影響を与える [1)]ことが考えられる．このような問題に対処するために現地での流出予測ならびに氷河が融解し消失した時の代替となる水資源の確保が課題となってくる．以上の点から，まずボリビア Tuni 湖流域における水収支の現状について理解し，将来の流出予測に結び付けることが必要となる．

そこで本研究では，両都市の主要水源である Tuni 湖の集水域を対象として，現地データから降水‐融解‐流出の現象を解明すること，また気象庁の全球数値予報モデル（Global Scale Model, GSM）を用いて統計的ダウンスケーリングを行い，Tuni 湖における月間降水量を算定することを目的とする．

2.　対象地点

ボリビアは南米大陸南緯 16~17 度，西経 68~69 度付近に位置する内陸国である（**図-1**）．Tuni 湖に流入する河川は大きく 3 つあり，それぞれの流域に氷河が存在している．Tuni 氷河流域からは直接河川が流入しているが，Condoriri 氷河流域と Huayna Potosi 氷河流域からは人工的な導水路を経由して流入している [2)]．この地域は乾燥地帯であり，雨季と乾季における河川の流れが異なるのも特徴である．降水量と流出量のデータ分析を行う上で，**図-2** に示す 4 地点で観測されているデータ

*Precipitation and runoff characteristics around the Lake Tuni in Bolivia, by Yasuyuki ISHIGAKI, Yoshihiro ASAOKA, Keiko UDO and Akira MANO

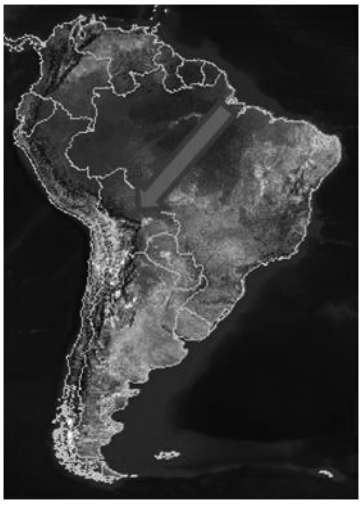


図-1　ボリビアの位置

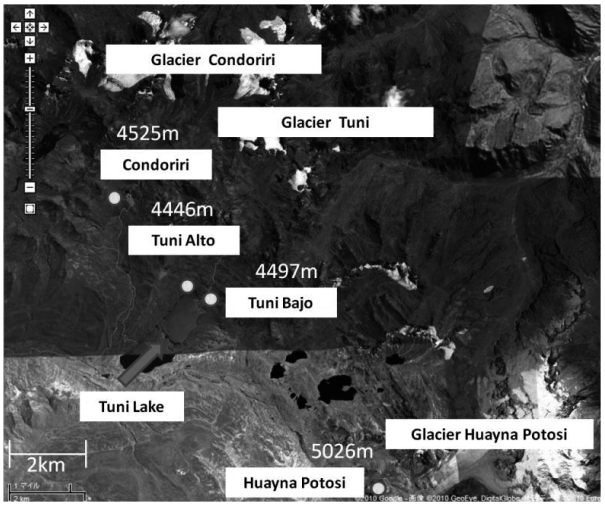


図-2　対象地点

を用いた．Condoriri（標高 4525m），Tuni 湖付近に位置する Tuni Alto（標高 4446m），Tuni Bajo（標高 4497m），そして Huayna Potosi（標高 5026m）である．なお流域面積は Condoriri が 15km^2, Huayna Potosi が 35km^2，Tuni Bajo が 10km^2 である．

3.　研究方法

3.1　現地データの分析

まず，各地点で 30 分ごとに計測されている降水量，流出量を積算して年間降水量，年間流出量を算出し，各地点の差異を把握すると同時に 1 年間の推移を解析する年を決定した．次に，月間降水量，月間流出量を算出し，各地点における季節性の変化と傾向（雨季・乾季）を分析した．本研究では雨季を 11 月から 3 月，乾季を 6 月から 8 月と設定して解析した．流域面積が分かっている 3 地点（Condoriri，Tuni Bajo，Huayna Potosi）については流出量の単位を mm に変換し，月間降水量と月間流出量を比較した．

3.2　全球数値予報モデルの出力分析

数値予報とは，物理学の方程式により風や気温などの時間変化をコンピュータで計算して将来の大気の状態を予測する方法である．まずコンピュータで取り扱いやすいように，規則正しく並んだ格子で大気を細かく覆い，各々の格子点の気圧，気温，風などの値を世界中から送られてくる観測データを使って求める．これをもとに未来の気象状況の推移をコンピュータで計算する．この計算に用いるプログラムを「数値予報モデル」と呼んでいる．

GSM の出力分析を行う際，気象庁が提供する格子点データのアーカイブ（東京大学生産技術研究所喜連川研究室 [3]，京都大学生存圏研究所 [4]）を利用した．GSM は 2002 年 5 月 1 日から配信が開始され，2007 年 11 月 21 日にモデルが改良された．旧モデルは 12 時間予報，新モデル更新後の 2007 年 11 月 21 日以降は 6 時間予報である．使用した予報データは，Tuni 湖の観測所（南緯 16.24

度，西経 68.25 度）が含まれる格子の積算降水量，鉛直流・東西流の平均風速である．モデルの概要は**表-1** のとおりである. 統計的ダウンスケーリングには後述するニューラルネットワークを用いた．降水量に関して，Tuni 湖の観測値は月間値であり，観測値と予報値を比較するために予報値を積算して月間降水量を算出した．また Tuni 湖の予報値は，格子点 4 点の予報値を距離の逆数に基づく重み平均で加重平均することによって推定した．その方法は以下の式で表される．

$$P_{Tuni} = \frac{\sum_{i=1}^{4} wiPi}{\sum_{i=1}^{4} wi}, wi = 1/di^2$$

P_{Tuni}：Tuni 湖の観測値
Pi　：各格子点の予報値
Wi　：Tuni 湖と各格子点の重み係数
Di　：Tuni 湖と各格子点の距離

表-1　GSM の概要

モデル名	旧モデル（2002 年 5 月 1 日 - 2007 年 11 月 20 日）	新モデル（2007 年 11 月 21 日 - 現在）
初期値	00,12UTC	00,06,12,18UTC
予報時間	12 時間予報	6 時間予報
格子系（等緯度等経度）	1.25 度	0.5 度

3.3　Artificial Neural Network（ANN）の適用

Artificial Neural Network とは人工神経網のことで，脳機能に見られるいくつかの特性を計算機上のシミュレーションによって再現することを目指した数学モデルである．今回は Tuni 湖の観測値を教師信号として入力することで出力データが最適化される教師あり学習を行っている．ANN の概要は**図-3** のとおりである．入力データとして，月間降水量，500hPa・700hPa における鉛直流と東西流の月間平均風速を使用し，降水量に関して Tuni 湖の観測値に近似するように予報値の補正を行った．

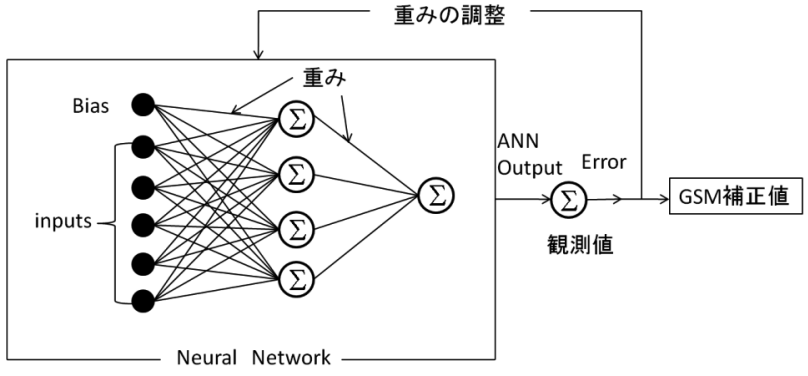


図-3　ANN

4. 結果と考察

4.1 水収支

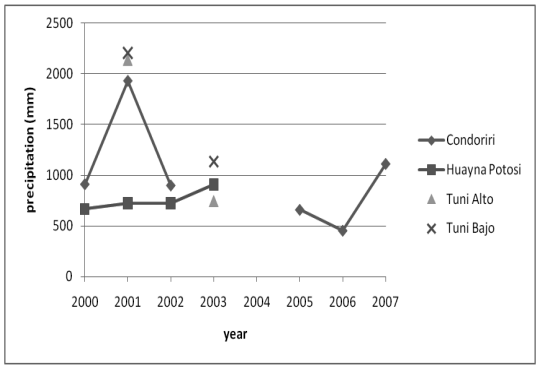


図-4 年間降水量

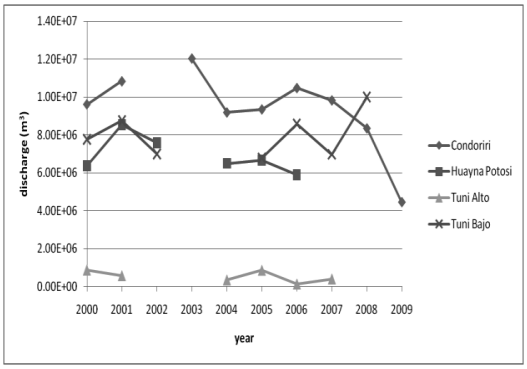


図-5 年間流出量

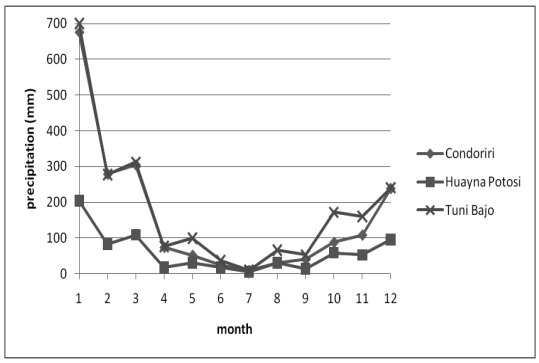


図-6 月間降水量（2001）

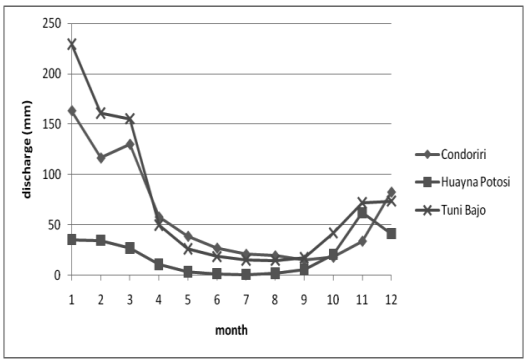


図-7 月間流出量（2001）

図-4 に年間降水量，**図-5** に年間流出量を示す．年間降水量に関してはデータの欠損が多く，4 地点の降水量を比較できる年が 2001 年に限定された．そこで 2001 年の降水量を見てみると，標高が最も高い Huayna Potosi（5026m）で最小値を示していた．年間流出量に関しては年ごとの傾向が見られず，Tuni Alto において流出量が極端に少ないということが確認できる．これは Tuni Alto の集水面積が小さく，かつ Tuni 氷河からの融解水が寄与していないためと考えられる．

図-6，**図-7** に 2001 年の月間降水量と月間流出量を示す．月間降水量に関しては Condoriri と Tuni Bajo で 1 年を通じてほぼ同じ値をとっており，Huayna Potosi で最小値をとっていた．また乾季の降雨はごく僅かであり，雨季と乾季の降水量の差が大きいことが確認できる．月間流出量に関しては 3 地点とも雨季に多く，乾季に少ない傾向を示した．

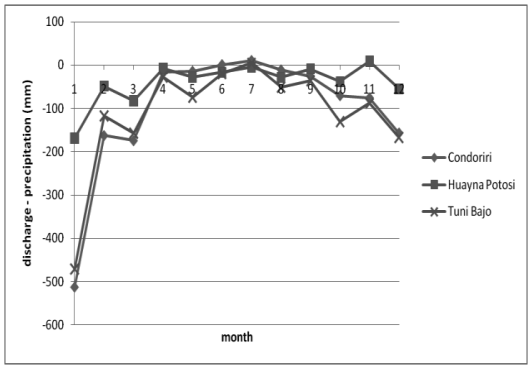


図-8　月間流出量と月間降水量の差（2001）

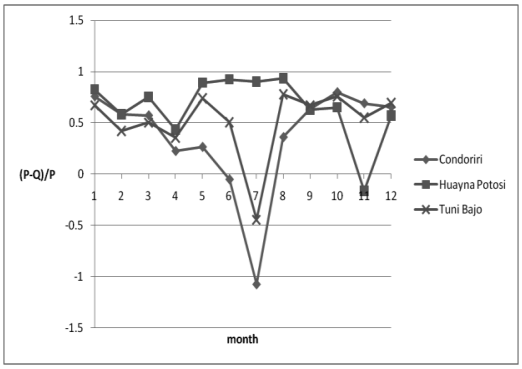


図-9　降水量に対する貯留と蒸発散の割合（2001）

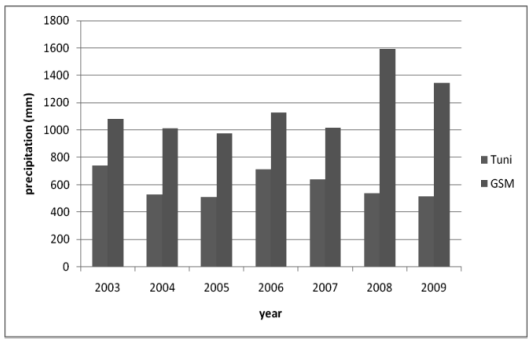


図-10　観測値と予報値の比較（2003-2009）

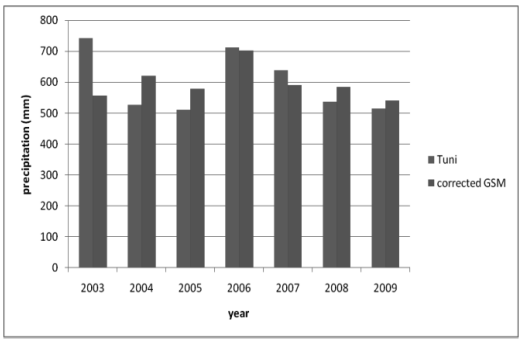


図-11　観測値と補正値の比較（2003-2009）

次に本研究では以下の水収支式を仮定して解析を行った．

$$P + SGM = Q + E + \Delta S$$

P：降水量，Q：流出量，E：蒸発散量，ΔS：貯留量，SGM：融雪量と氷河融解量

図-8 に 2001 年の月間流出量と月間降水量の差, **図-9** に 2001 年の月間降水量と月間流出量の差を月間降水量で無次元化した値を示す．**図-8** より，乾季には 3 地点とも流出量と降水量の差が小さくなっており，乾季の流出量は降水量が少ないことから氷河融解水が大半を占めていると推察される．**図-9** より，雨季には 3 地点とも降水量に対する貯留と蒸発散の割合が高いことが確認できる．乾季において，Condoriri と Tuni Bajo ではマイナス値をとっていることから貯留分が放出されており，Huayna Potosi ではプラス値をとっていることから蒸発散で多く失われていると考えられる．

4.2　ダウンスケーリング

図-10，**図-11** に 2003 年から 2009 年までの年間降水量について Tuni 湖観測値と予報値，Tuni 湖観測値と補正値を比較したものを示す．**図-10** より，年間では予報値が常に過大評価となっていることが分かる．旧モデルから新モデルに移行し，格子系が小さくなってもその傾向は変わらなかった．しかしながら，**図-11** より ANN を適用した後の補正値は，過大評価が改善される傾向が確認された．そこで，次に 2009 年の月間降水量の推移について分析した．

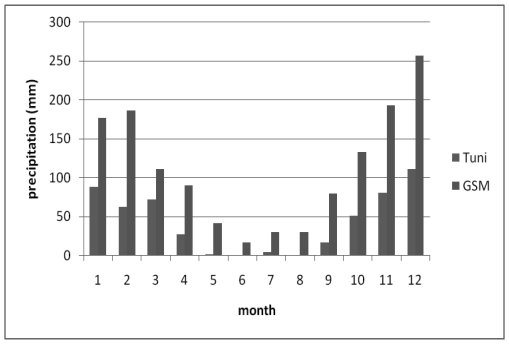


図-12　観測値と予報値の比較（2009）

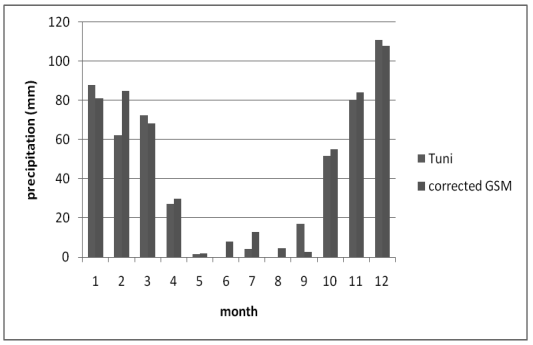


図-13　観測値と補正値の比較（2009）

図-12，**図-13** に 2009 年の月間降水量について Tuni 湖観測値と予報値，Tuni 湖観測値と補正値を比較したものを示す．相関係数は予報値が 0.95，補正値が 0.97 となり，1 年を通じて見ると双方とも観測値と相関が強い．**図-12** より，予報値は雨季において特に過大評価となっており，雨季の降水過程が複雑であると考えられる．**図-13** より，ANN を適用すると雨季の降水量が観測値に近似するように補正されていることが分かる．以上より，ANN を適用することで Tuni 湖における月間降水量の算定が可能であることが確かめられた．

5.　結論

現地データの分析から，乾季の流出量は氷河融解水が大半を占めており，雨季は降水量に対する貯留と蒸発散の割合が高いことが推察できた．また乾季において，Condoriri と Tuni Bajo では貯留分が放出されており，Huayna Potosi では蒸発散で多く失われている可能性があると示唆された．GSM の出力分析から，ANN を適用することで補正値は Tuni 湖観測値とほぼ一致し，Tuni 湖における月間降水量の算定が可能であることが確かめられた．これにより，Tuni 湖において日降水量までダウンスケーリングを行った詳細な流出解析が可能になる．今後は，経験式を用いて蒸発散量を推定することで流域水収支を考慮した氷河融解水の算定を行い，その後に既存の流出モデルを用いて将来の流出予測を行う予定である．

謝辞：本研究は JST/JICA 地球規模課題対応国際科学技術協力事業「氷河減少に対する水資源管理適応策モデルの開発」の成果の一部である．ここに記して関係各位に謝意を表する．

6.　参考文献

1) 山口和敏，地球温暖化による熱帯アンデスの氷河消失，ラテンアメリカ時報　No.1382，pp.6-12
2) 梅田　信，朝岡良浩，ボリビア Tuni 湖流域の水環境調査，東北地域災害科学研究，第 46 巻，pp.167-172
3) 気象庁提供の GPV（格子点データ）アーカイブ，http://dias.tkl.iis.u-tokyo.ac.jp/gpv/
4) 気象庁データ，http://database.rish.kyoto-u.ac.jp/arch/jmadata/
5) 気象庁 HP，http://www.jma.go.jp/jma/index.html

ボリビア・トゥニ貯水池流域の水質調査*

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　Marcelo Gorritty

1. はじめに

ボリビア多民族国は，図-1 に示すように南米の中部に位置する内陸国である．首都ラパスは，アンデスの高山域の盆地（アルティプラノ，Altiplano）に位置し，水資源の多くを高山域の降水に依存している．このうちで氷河の融解を起源とする表流水が重要である．それというのも，ラパスを含むアンデス高地は，図-2 に示すよう降水が少ない半乾燥地域であるため，渇水が発生することも多い．これに対して，ラパス市及び近郊のエルアルト市では，人口集中に伴う都市域の拡大と耕作地の拡大によって水需要は増加している．さらに気候変動の影響により，将来的に氷河が融解し消失した後の水資源の確保が大きな課題となっている．こうした自然環境と社会環境の変化に対応した水資源システムの再構築による，十分かつ安定した水供給の確保は，ボリビア国内で大きな関心となっている．

本研究では，ラパス市の主要な水源の一つであるトゥニ貯水池およびその流域における将来的な水資源の展望を行うことを目的として実施されている研究の一環として，水質に着目して調査を行った．本論では，現在までに得られた調査データを踏まえた現地の状況に関する報告を行うものである．



図-1　ボリビア及びラパス市の位置

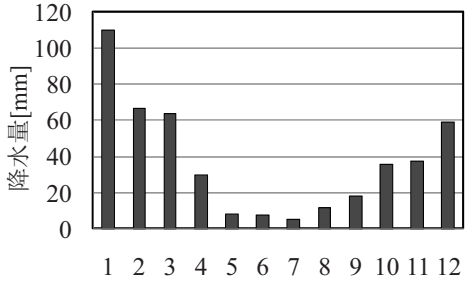


図-2　ラパスの月別平均降水量

2. 研究対象地域の概要

トゥニ貯水池は，ラパス市から北北西に約 30km に位置するダム貯水池である．1977 年に

* Observations of water quality in Tuni Lake basin, by Makoto Umeda and Marcelo Gorritty (Tohoku University)

完成したロックフルダムである．総貯水容量は $24.7\times10^6m^3$，満水時の水位高度は 4,437m である．この貯水池からエルアルト市内の浄水場へ $1.0m^3/s$ の水が送られており，エルアルト市に 80%，ラパス市に 20%の比率で配水されている．

図-3 にトゥニ湖の流域状況を示す．流域は，大きく 3 つに分けられる．またそれぞれの流域の最上流部には氷河が存在している．流域の一つは，トゥニ貯水池へ直接流入するトゥニ氷河流域である．流域面積は約 $10km^2$ である．あとの二つは，河川が直接トゥニ貯水池へ流入するのではなく，人工的な導水路を経由して流入している．一つはトゥニ氷河の西側に位置するコンドリリ氷河流域で，トゥニ貯水池への集水面積は約 $15km^2$ である．もう一つは，トゥニ貯水池の東側にあるワイナポトシ西氷河流域で，集水面積は約 $35km^2$ である．

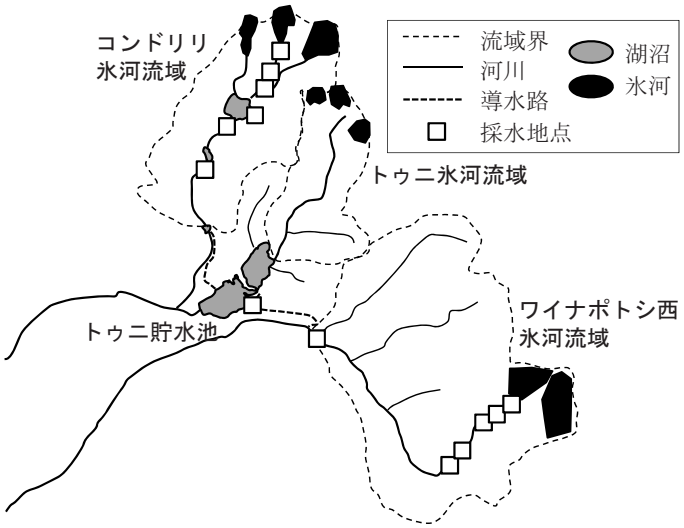


図-3　トゥニ貯水池の流域概略と調査地点

3. 調査の概要

採水調査は，2010 年 6 月から概ね 1 ヶ月毎に行っている．測定項目は，現場の計器測定として水温，水素イオン濃度指数（pH），電気伝導度（EC）を測定した．また水域の富栄養化に関連する項目として，アンモニア性窒素（NH_4-N），硝酸性窒素（NO_3-N）および総リン（T-P）の採水分析を行った．

対象とした流域は, 上記の 3 つのうち, コンドリリ流域とワイナポトシ西流域の 2 つである．調査地点は，氷河からの融解水の流下過程における水質変化とトゥニ貯水池への流入水質の評価という観点から設定した．それぞれの流域について，氷河の直下流からたどるように，5 地点程度ずつ選定した．氷河湖や湿地など特徴的な場所がある場合には，その近辺も含めるような配置とした．

また 2010 年 9 月 21 日は，トゥニ貯水池内で投げ込み式の多項目水質計を用いた鉛直分布の計測を行った．項目は，水温，濁度，クロロフィル a，DO，pH，電気伝導度である．

4. 調査結果

測定結果を表-1 に示す．本稿では 2010 年 6，7，9 月の測定結果をとりまとめた．この表では，それぞれの流域について，平均値および標準偏差として整理した結果を示している．その理由は，標準偏差の段を見ると分かるように，2 流域の概ねすべての項目について，地点間の差が小さかったためである．ただし，コンドリリ流域の電気伝導度については，地点間の変化傾向が見られるため，後述する．

測定結果の概略は以下の通りである．まず水温は全般的にかなり低い．これは，氷河からの流出水であることに加え，標高が高い（概ね標高 4700m 以上）ため気温が低いためである．窒素濃度は，アンモニア性窒素と硝酸性窒素のどちらもかなり低い値となっている．一方，総リン濃度はかなり高い．これは流出水が土砂によって懸濁しており，土砂に由来するものと考えられる．

今回の計測項目のうち，地点間の傾向が見られた電気伝導度について，図-4 に地点別の結果を示す．図-4 のうちで左図がコンドリリ流域を，右図がワイナポトシ西流域をそれぞれ示す．また横軸は地点を示しており，番号の若い方から順に上流から下流へと向かっていることを示す．なおトゥニ貯水池内の測点は，コンドリリ流域側の 7 番目の点として，この図では扱っている．この図から，上流から下流へ向かうにしたがって，電気伝導度が上昇している傾向があることが分かる．特にコンドリリ流域の方が上流と下流の差が大きい．氷河から融解後の流下過程で流域からミネラル等を溶解していると考えられる．

図-5 は多項目水質計で計測した結果である．濁度やクロロフィルは非常に低いことが分かる．9 月は乾期であることから，流入水も概ね清んでいたためだと考えられる．一方で雨期には，貯水池内の濁りが比較的高かったことを目視で確認している（2009 年 12 月）．雨期の時期は，流入河川（特にトゥニ氷河流域）の濁りが比較的高く，このときは貯水池の水もトゥニ氷河流域からの流入水と近い色を呈していた．

表-1　水質測定結果．

各流域の全地点に対する平均値（各調査日の上段）および標準偏差（下段）を示す．

流域	調査日	水温	pH	EC	NH_4-N	NO_3-N	T-P*
		[℃]	—	[μS]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]
Condoriri	2010/6/25	7.9	7.9	59.2	0.07	0.03	0.14
		1.1	1.1	16.7	0.07	0.01	0.08
	2010/7/31	6.6	6.6	64.7	0.02	0.03	0.35
		3.0	3.0	0.3	0.02	0.0	0.45
	2010/9/1	11.3	7.0	95.9	0.01	0.03	0.18
		3.4	0.6	88.5	0.19	0.01	0.03
Huayna Potosi	2010/6/29	5.3	7.7	61.6	0.07	0.01	0.59
		2.7	0.5	8.0	0.04	0.01	0.64
	2010/7/28	3.7	6.6	76.2	—	0.02	0.29
		3.2	0.7	11.8	—	0.01	0.09
	2010/9/4	4.7	7.3	60.8	0.1	0.01	0.19
		2.2	0.4	12.2	0.0	0.01	0.40

*2010 年 9 月 4 日のリンは，オルトリン酸態リンを計測した．

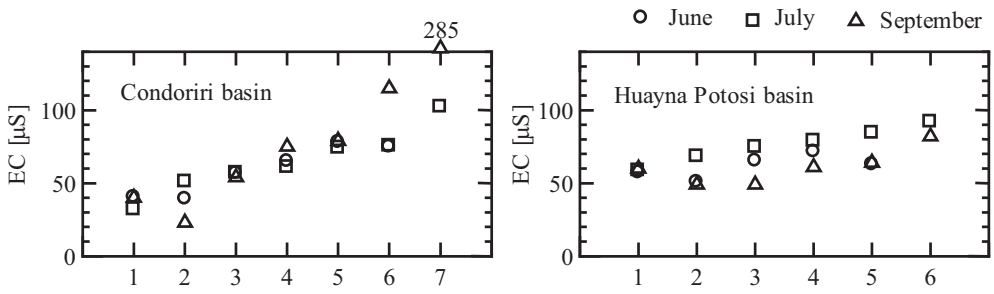


図-4　電気伝導度の分布．左図がコンドリリ流域，右図がワイナポトシ西流域．横軸は地点を示しており，番号が若い方が上流側を示す．

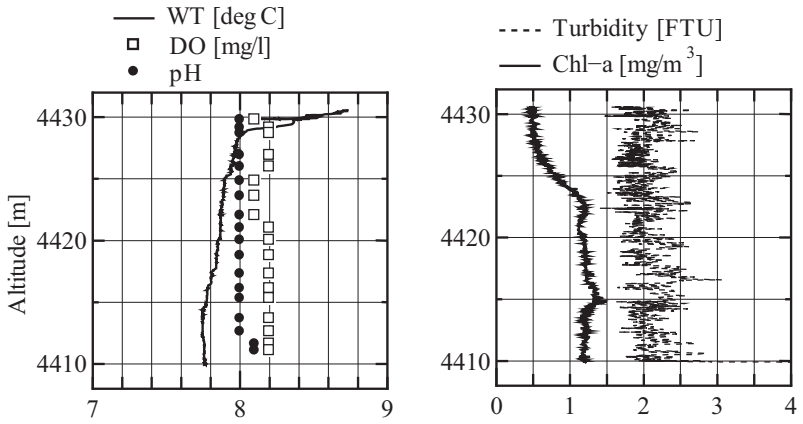


図-5　トゥニ貯水池内における水質鉛直分布の測定結果（2010 年 9 月 21 日）

5. おわりに

今後も調査は継続し，通年の季節的な水質変動をとらえ，そこを足がかりに，将来的な水質の展望を行っていく必要があると考えている．またその結果を活用し，熱帯氷河を持つ流域に関する知見を増やすとともに，ボリビアの水資源管理に寄与する成果を出していきたいところである．

謝辞：本研究は，地球規模課題対応国際科学技術協力事業(SATREPS, JST/JICA)の支援を受けて実施された．

釜房湖における 2-MIB の増加要因の検討

東北大学工学部　鈴木淳士
東北大学大学院工学研究科　梅田　信
国土交通省釜房ダム管理所　松川正彦

1. はじめに

2-MIB（2-メチルイソボルネオール）は飲料水におけるカビ臭原因物質の一つである．無毒性であるが，少量であってもカビ臭が発生する特徴がある．この物質は貯水池の富栄養化に伴って増加する傾向が高い藍藻類の一種である *Phormidium tenue* などが産出することが知られている [1)~2)]．2-MIB 濃度増加時の対策として浄水場における活性炭の投入をすることにより，水中から 2-MIB を除去させる方法がとられている．また，ダム湖内の藍藻類の増殖を抑制するための対策として，曝気循環施設の運用により湖水を循環させ，植物プランクトンを表層から無光層へ送ることによって増殖を抑える方法などがなされている．これらの対策をより効果的に実施するためには，2-MIB の発生，増加要因について把握することが重要である．

2. 研究対象の概要

本研究の対象領域は宮城県柴田郡川崎町に位置する釜房湖である．1970 年の釜房ダム竣工によってできたダム湖であり，流域面積 195.25km^2，総貯水容量 4.53×10^{7}m^3 を持つ，洪水調節，灌漑，発電，水道用水，工業用水のために建設された多目的ダムである．ダム湖の平面図を図-1 として示す．仙台市の水道水供給量の約 36 パーセントを占め，仙台市の最大の水がめと呼ぶことができる．その一方，釜房ダムの供用を開始した 1971 年に仙台市上水道にカビ臭が発生した．湖水の循環を強化して植物プランクトンの増殖を抑制する対策として，間欠式空気揚水筒を導入した．この対策により，いったんはカビ臭の発生が抑制されたものの，1996 年からカビ臭が再発生している．そのため，湖水の循環効率がより大きい散気式の曝気循環装置へと対策の改良を図った．しかし，依然として 2-MIB の発生が確認される．

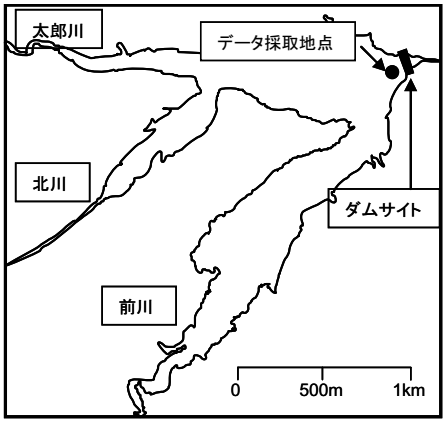


図-1　釜房湖の概要とデータ採取地点

Study on the factors affecting the increase of 2-MIB concentration in Kamafusa Reservoir

by Atsushi Suzuki, Makoto Umeda, and Masahiko Matsukawa

3. データの概要

本研究では，釜房ダム管理所および仙台市水道局によって測定されたデータを用いた．このデータの測定は，次のように行われたものである．測定地点は湖内に多数設定されているが，そのうち図-1 に示したダムサイト付近の表層で実施されたデータに注目した．また項目は，2-MIB 濃度，*Phormidium* 属細胞数，クロロフィル a 濃度(Chl-a)，BOD，COD，総窒素(T-N)，硝酸性窒素(NO_3-N)，亜硝酸性窒素(NO_2-N)，総リン(T-P)，について本研究では整理を行った．測定頻度は，ダム管理所が月 1 回，水道局ではカビ臭の発生状況に応じて月 1 回から週 2 回程度までの間隔で不定期に実施された．本論文では，1997 年 1 月から 2008 年 12 月までの 12 年間のデータを対象として解析を行った．図-2 に各水質項目の時系列を示す．2-MIB 濃度は 98 年，99 年において大きく上昇しており，01 年，03 年，05 年においてもわずかに上昇している．この 2-MIB 濃度と比較して増減の傾向が一致しているものとしてクロロフィル a 濃度が挙げられる．98 年，01 年，03 年，05 年において増加している点が一致している． また，BOD，COD についても 2-MIB 濃度の上昇時には上昇しており，増加時の傾向が一致している．他の要因については 2-MIB 濃度と増減の挙動が一致する点がなく，2-MIB の増加要因と推定することができない．

4. 2-MIB と水質項目の相関

採取データを用いて 2-MIB 濃度と相関がある項目の調査をする．縦軸に 2-MIB 濃度，横軸に採取データの項目をとることによって，単相関を調べる．単相関を調査し，関係性を持つものがあれば，その項目は 2-MIB 増加と相関を持つと考えることができる．図-3 に 2-MIB 濃度と他の要因との相関を示す．全ての要因を調査したが，相関があると考えられる項目は見られなかった．これより，2-MIB は 1 つの要因に対して増減するのではなく，様々な要因が影響を与えることによって 2-MIB が増減するということが考えられる．

5. 解析方法

2-MIB は，*Phormidium tenue* が生産すると考えられる生物学的な現象であるため，前章で調べたとおり，単純な相関解析から濃度の予測を行うことが難しいと考えられる．しかし，図-2 で概略的に確認されたように，いくつかの水質項目と増減する時期が対応しているようである．そこで本研究では 2-MIB 濃度よりも，増加する時期をより重視した解析を試みる．

まず図-2 より 2-MIB の増加と時期的な対応が比較的よく見られる項目は，クロロフィル a，COD，BOD などが挙げられる．このことから，2-MIB は植物プランクトンの増殖に同期している可能性が高いと推測できる．一方，別途でダム管理所が測定している植物プランクトンの種別細胞数のデータと照らし合わせると，クロロフィル a および 2-MIB 濃度の上昇時には，藍藻類（特に *Phormidium* 属）が優占している場合が多いことが分かった．そこで，クロロフィル a 濃度と *Phormidium* 属の細胞数を説明変数として解析に用いることにする．

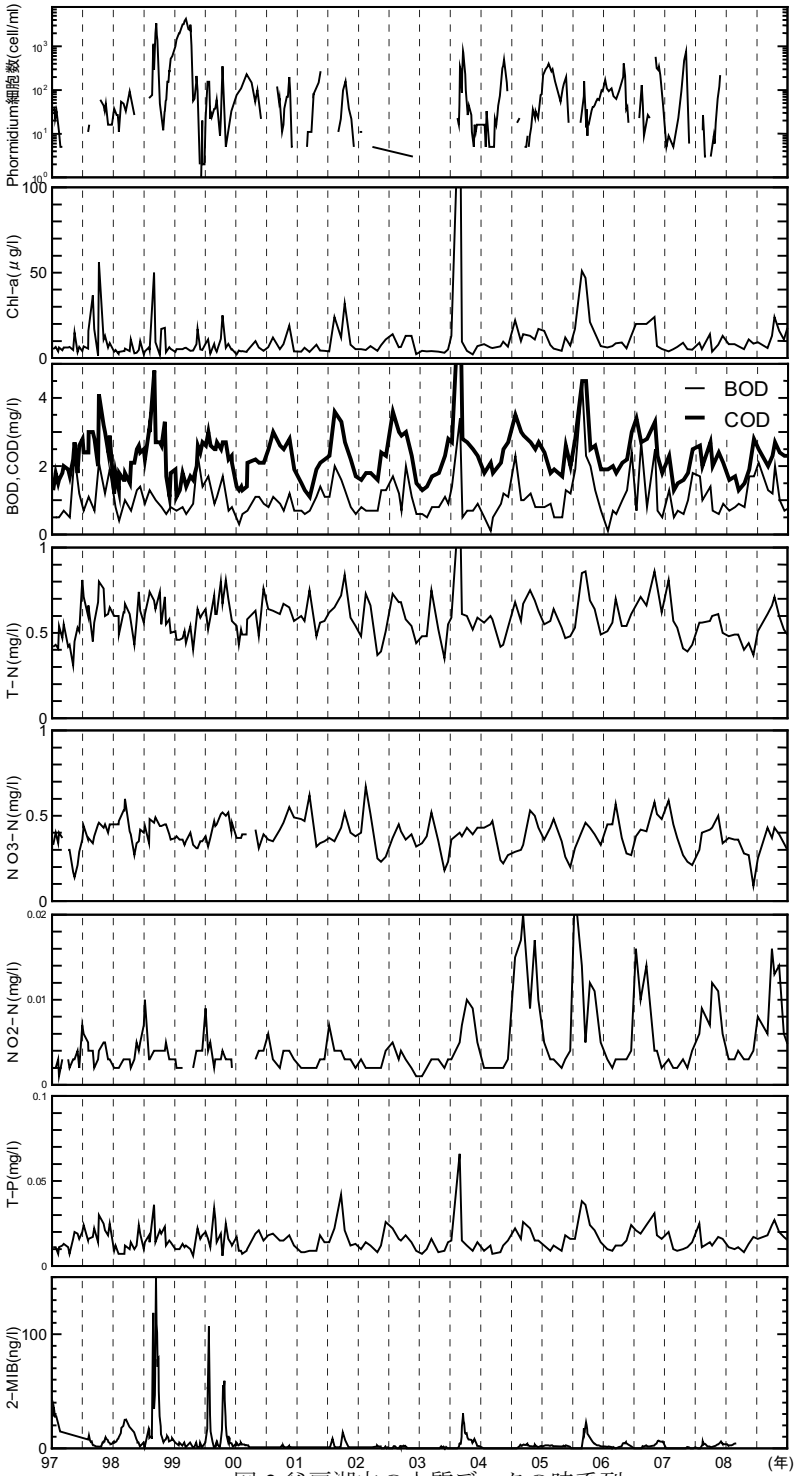


図-2 釜房湖内の水質データの時系列

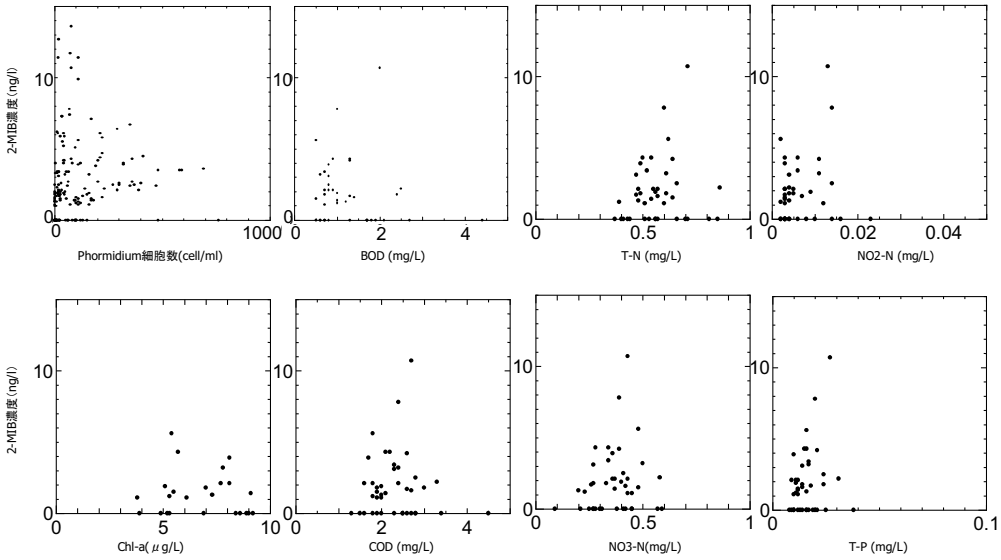


図-3　2-MIB と水質項目の相関

次に，これらのデータはそれぞれ測定の頻度や日にちが異なる場合が多いため，若干の前処理を行ったうえで解析を行うことにした．第 3 章で記載したように，クロロフィル a は概ね月 1 回の分析であるのに対して，2-MIB と *Phormidium* 属細胞数は，時期によってさらに頻度が高い場合もある. そこで, 本研究では月ごとの最大値を抽出するといった処理を行った. その結果を図-4 に示す.

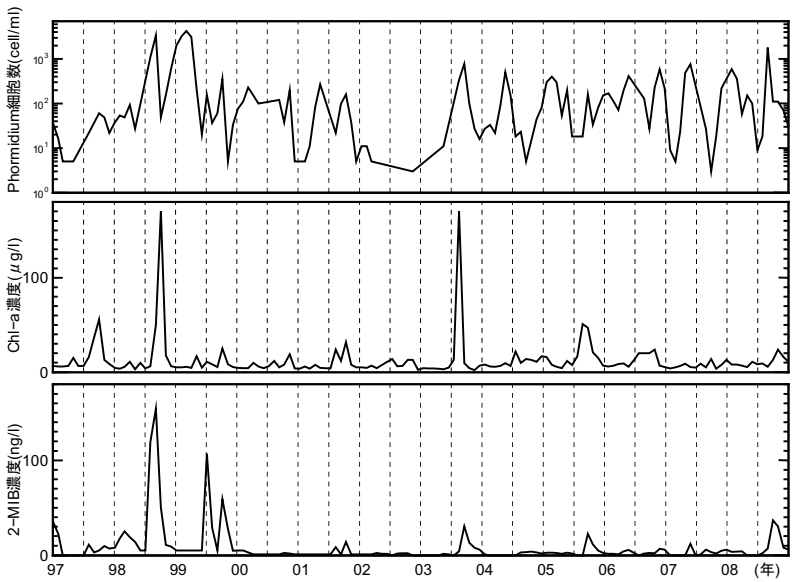


図-4　月別の値（月最大値の抽出）の時系列

このような処理を施したデータに対して,ニューラルネットワークを用いた解析を行った.2-MIB 濃度に対して *Phormidium* 属細胞数とクロロフィル a 濃度は正の相関を持つと予想されるが,4 章で示したように，必ずしも線形的な相関は見られない．そこで，非線形的な関係を考慮できるようにニューラルネットワークを用いた．図-5 に示すように，入力は *Phormidium* 属細胞数とクロロフィル a 濃度，中間層は 4 ノード，出力は 2-MIB 濃度とする回路を構築した．

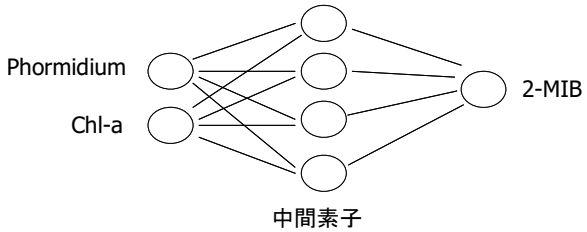


図-5　ニューラルネットワークの概要

6. 結果

図-6 に 2-MIB 濃度の測定値と推定値を示す．98 年，99 年秋期，03 年における 2-MIB の増加イベントには推定値においても増加している．一方で 99 年の夏期における 2-MIB の増加に対して推定値は推測できていないという点もあるものの，概ね 2-MIB の増加時の推定はできたと考えられる．

7. まとめ

2-MIB 濃度との相関として *Phormidium* 属細胞数よりもクロロフィル a 濃度の方が高いことが推測された．そして，*Phormidium* 属細胞数とクロロフィル a 濃度を利用して，2-MIB の増加時期を概ね推定できることが確認された．

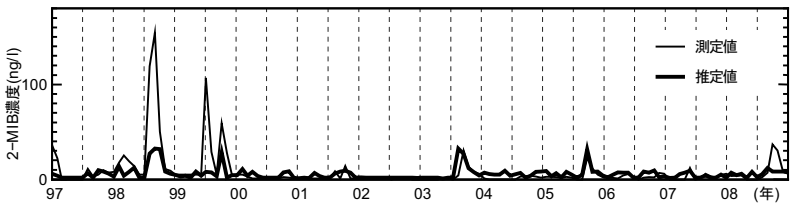


図-6　推定と実測 2-MIB 濃度の時系列

謝辞
本研究は科研費(21760380)の助成を受けたものである．

参考文献

1) 横山 洋，山下 彰司：ダム貯水池におけるカビ臭発生要因の検討，河川技術論文集，第 13 巻，pp23-28，2007

2) 河上 智行，佐藤 直良，工藤 勝弘，山田　正：ダム貯水池におけるフォルミディウムとカビ臭に関する研究：土木学会年次学術講演会講演概要集，58 巻，pp433-434, 2003

WATER QUALITY MODELING IN MIHARU RESERVOIR

Duong Hai THUAN[1], Makoto UMEDA[2]

ABSTRACT

In this study, we have applied the coupling of a two-dimensional laterally averaged reservoir model and a mechanistic eutrophication model to one year full data set of Mihaure reservoir to simulate the seasonal dynamics of water quality in the reservoir. The hydrodynamics model was validated by temporal and vertical variation of water temperate data. And the water quality model was validated by temporal and vertical variation of dissolved oxygen (DO) and Chlorophyll-a data. With very good agreements in predicted water temperature and acceptable water quality parameters such as DO, Chlorophyll-a, T-N, and T-P, the model have shown its ability in predicting of water quality for eutrophic reservoir. And the model could become a tool for research and management of water quality in dam/reservoir.

Keywords: Miharu reservoir, water quality modeling, eutrophication

1. INTRODUCTION

Miharu reservoir, located in Fukushima prefecture, about 200 km north of Tokyo, on the Ohtakine River, is a multi-purpose reservoir for flood control, water supply for irrigation, domestic, and industry and maintenance of the environmental flow in downstream river. The dam was completed in 1998. Miharu reservoir is the main water resources of nearby cities. With high nutrient level income from one main stream and three large tributary inflows, Miharu reservoir is a eutrophic lake and faces with water bloom problems. Therefore, several facilities and technologies including 5 bubble diffusers, 2 hypolimnion aerations, 4 predams, a selective water intake, and a water bypass have been implemented in the reservoir for water quality conservation. As a result, there has been no occurrence of serious water quality problem up to now.

However, small patches of water bloom, created by *Microcystic* spp., one of major bloom forming cyanobacteria, have been observed in the reservoir in most of the year since the dam was constructed. And the dominant species cyanobacteria in the reservoir have not yet replaced by diatoms species as expected. This phenomenon has been regarded as the efficiency or capable of artificial destratification systems or the effectiveness of predams and bypass facilities in term of sedimentation treatment.

In order to quantify the effectiveness of the water preservation measures technologies implemented in the reservoir and to obtain the ideal operating regulations for water bloom control, many kind of field measurements have been carried out in and around the Miharu reservoir. Besides the application of new monitoring technologies for water quality parameters, a numerical model was built as a tool for research and management of water bloom.

In this study, we have applied the developed model to one year full data set to simulate the seasonal dynamics of water quality in Miharu reservoir. To validate the model for further research, and to quantify the role of Microcystic species, which is the major bloom forming cyanobacteria, in nutrient cycle in the Miharu reservoir.

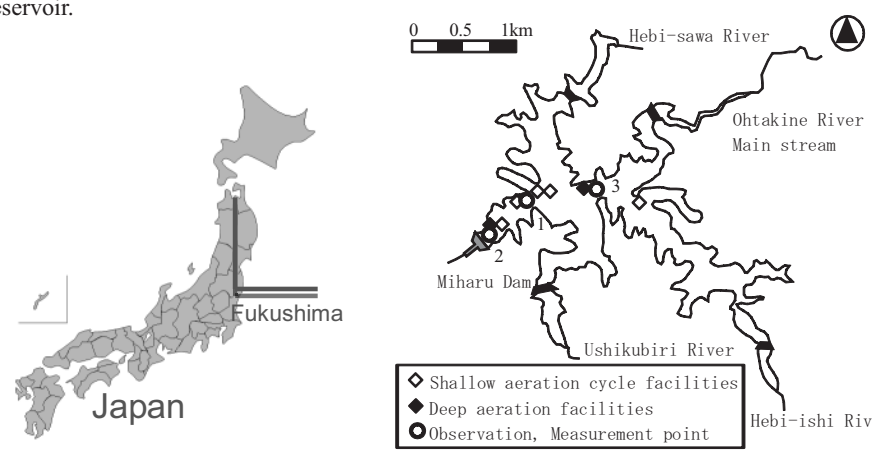


Figure 1- On-site equipments and stations at Miharu

[1] **Graduate Student, Department of Civil Engineering, Tohoku University, Japan**
[2] **Associate Professor, Department of Civil Engineering, Tohoku University, Japan**

2. METHODS

Hydrodynamics model

In this study, a vertical two-dimensional reservoir hydraulic simulation model is employed that includes the effect of buoyancy caused by water temperature and suspended sediment. In addition, in order to represents the mixing phenomenon in more detail in the reservoir a k-ε turbulence model was used. The basic equations are as follows

Continuity equation reads

$$\frac{\partial}{\partial x}(uB)+\frac{\partial}{\partial z}(wB)=0 \tag{1}$$

horizontal momentum equation is

$$\frac{D(Bu)}{Dt}-\frac{\partial}{\partial x}\left(v_L B\frac{\partial u}{\partial x}\right)-\frac{\partial}{\partial z}\left(v_{eff} B\frac{\partial u}{\partial z}\right)=-\frac{B}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x}+\frac{\tau_x}{\mathbf{n}_s\cdot\mathbf{n}_y} \tag{2}$$

and vertical momentum equation

$$\frac{D(Bw)}{Dt}-\frac{\partial}{\partial x}\left(v_L B\frac{\partial w}{\partial x}\right)-\frac{\partial}{\partial z}\left(v_{eff} B\frac{\partial w}{\partial z}\right)=-\frac{B}{\rho}\frac{\partial p}{\partial z}+Bg\delta+\frac{\tau_z}{\mathbf{n}_s\cdot\mathbf{n}_y} \tag{3}$$

Transport equation of turbulence energy (k)

$$\frac{D(Bk)}{Dt}-\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{v_L}{\sigma_k}B\frac{\partial k}{\partial x}\right)-\frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{v_{eff}}{\sigma_k}B\frac{\partial k}{\partial z}\right)=BP_r-Bg\frac{v_{eff}}{\sigma_t}\frac{\partial\delta}{\partial z}-B\varepsilon+\frac{F_k}{\mathbf{n}_s\cdot\mathbf{n}_y} \tag{4}$$

Transport equation of energy dissipation rate (ε)

$$\frac{D\varepsilon}{Dt}-\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{v_L}{\sigma_\varepsilon}B\frac{\partial\varepsilon}{\partial x}\right)-\frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{v_{eff}}{\sigma_\varepsilon}B\frac{\partial\varepsilon}{\partial z}\right)=C_1B\frac{\varepsilon}{k}P_r-C_2B\frac{\varepsilon^2}{k}+\frac{F_\varepsilon}{\mathbf{n}_s\cdot\mathbf{n}_y} \tag{5}$$

Transport equation of temperature (T)

$$\frac{D(BT)}{Dt}-\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{v_L}{\sigma_T}B\frac{\partial T}{\partial x}\right)-\frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{v_{eff}}{\sigma_T}B\frac{\partial T}{\partial z}\right)=\frac{F_T}{\mathbf{n}_s\cdot\mathbf{n}_y} \tag{6}$$

Transport equation of concentration of suspended solids (C)

$$\frac{D(BC)}{Dt}+\frac{\partial(BuC)}{\partial x}+\frac{\partial(B(w-w_s)C)}{\partial z}-\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{v_L}{\sigma_C}B\frac{\partial C}{\partial x}\right)-\frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{v_{eff}}{\sigma_C}B\frac{\partial C}{\partial z}\right)=\frac{F_C}{\mathbf{n}_s\cdot\mathbf{n}_y} \tag{7}$$

And,

$$P_r=v_t\left[2\left\{\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial w}{\partial z}\right)^2\right\}+\left(\frac{\partial u}{\partial z}+\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2\right] \tag{8}$$

$$v_{eff}=v+v_t=v+C_\mu\frac{k^2}{\varepsilon} \tag{9}$$

$$v_L=0.01(\Delta x)^{4/3} \tag{10}$$

where x =horizontal direction; z =vertical direction; B = river width; (u,w) = horizontal and vertical velocity; (v_L,v_{eff}) = horizontal and vertical eddy viscosity; p = pressure; ρ = water density; τ_x = bed shear stress acting on the direction x; τ_z = bed shear stress acting on the direction z; $(\mathbf{n}_s\cdot\mathbf{n}_y)$= the dot product of unit vector perpendicular to the shore line $\mathbf{n}_s$ and transverse unit vector $\mathbf{n}_y$.

Constants for k-ε turbulence model are

$C_\mu=0.09$, $C_1=1.440$, $C_2=1.92$, $\sigma_k=1.0$, $\sigma_\varepsilon=1.3$

In order to improve the stability for the model, three kind of schemes were used in solving governing equations. In discretization of the equations of motion, SIMPLE scheme [3] was applied. For scalar transport equation (e.g., temperature, concentration of suspended solids or eutropic state variables), temporal term was discretized by using SIMPLE scheme, while, discretization of horizontal advection-diffusion term was conducted by using a HYBRID scheme [1] (a combination of central

difference and upwind difference method). The discretization of vertical advection-diffusion term was conducted by using a second order scheme- QUICK scheme [6].

To take in to account the disturbance of destratification system on ecosystem in reservoir, the aeration cycle model proposed by Asaeda and Imberger [2], implemented and developed on Umeda [5] was used to simulate effect of bubble diffusers.

For the model in this study, if the reservoir's geometry is complex, it will be divided into branches each of which would be analyzed in parallel to the mesh downstream of the confluence. Thus, the model is available for reservoirs with geometrical complexity.

Water quality and ecosystem model

The fresh water ecosystem model was modified from the concepts represented in [3]. In this model, to allow more detailed analysis of the phenomenon represented in the reservoir water, even for ecosystem model, a complex ecosystem more general sophistication than traditional models was used. In particular, for phytoplankton the amount of nutrients retained in the cell was considered. The organic matter is divided into suspended and dissolved organic matter. Inorganic nitrogen represented by three state variables such as amoni, nitrite, and nitrate . The transportation and transformation of water quality state variables is as follows

$$\frac{\partial(Bf)}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}(Buf)+\frac{\partial}{\partial y}(Bvf)=\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{v_L}{\sigma_f}B\frac{\partial f}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{v_{eff}}{\sigma_f}B\frac{\partial f}{\partial y}\right)+\left(\frac{d(Bf)}{dt}\right)^{*} \tag{11}$$

The governing equation for each water quality item ecosystem model (phytoplankton, carbon, phosphorus, and nitrogen) is solved in the following scheme. Rewrite (11) as

$$\frac{\partial(Bf)}{\partial t}=G+\left(\frac{d(Bf)}{dt}\right)^{*} \tag{12}$$

where,

$$G=-\frac{\partial}{\partial x}(Buf)-\frac{\partial}{\partial y}(Bvf)+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{v_L}{\sigma_f}B\frac{\partial f}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{v_{eff}}{\sigma_f}B\frac{\partial f}{\partial y}\right)+\left(\frac{d(Bf)}{dt}\right)^{*} \tag{13}$$

After predictor step

$$\tilde{f}=f^n+\frac{\Delta t}{B}G^n+\Delta t\left(\frac{df^n}{dt}\right)^{*} \tag{14}$$

and calculate modifier step

$$f^{n+1}=f^n+\frac{\Delta t}{2B}\left(\tilde{G}+G^n\right)+\frac{\Delta t}{2}\left[\left(\frac{\tilde{df}}{dt}\right)^{*}+\left(\frac{df^n}{dt}\right)^{*}\right]=\frac{1}{2}\left[f^n+\tilde{f}+\frac{\Delta t}{B}\tilde{G}+\Delta t\left(\frac{\tilde{df}}{dt}\right)^{*}\right] \tag{15}$$

Then let's introduce kinetic equation

$$s^n=\left(\frac{df^n}{dt}\right)^{*} \tag{16}$$

Followed by second predictor step

$$\tilde{f}=f^n+\frac{\Delta t}{B}G^n+\Delta t s^n \tag{17}$$

Recalculate kinetic equation

$$\tilde{s}=\left(\frac{df}{dt}\right)^{*} \tag{18}$$

And second modifier step to obtain next step values

$$f^{n+1}=\frac{1}{2}\left[f^n+\tilde{f}+\frac{\Delta t}{B}\tilde{G}+\Delta t\tilde{s}\right] \tag{19}$$

Therefore, as a predictor calculation procedure is required, it will go through two steps in order to obtain next time step values (values in time step n+1).

Similarly with concentration of suspended solid, the horizontal advection-diffusion terms were

discretized by HYBRID scheme and applied QUICK scheme for vertical advection-diffusion terms.

Model inputs

The bathymetry of the reservoir was represented by blocks, segments, and width of reservoir at every segment at every certain depth. The meteorological data obtained from station at the dam includes hourly data of solar radiation, wind speed, wind direction, air temperature, humidity, and cloudiest. Outflow data obtained from hourly operation of all facilities at the dam site. Total inflow was calculated from water balance and discharge of each tributary inflow was calculated from total inflow and catchment areas. Water quality of inflows calculated from the relationship between discharge rates and the loads. In order to simulate the artificial destratification system in the reservoir we need the facilities operation information. And the monthly water quality at the dam site was used for model validation.

Model calibration and model validation

All parameters in hydrodynamics model and kinetic parameters in eutrophication model were determined in calibration step based on published literature values, sensitive analysis and expert decision. After parameter identification, the parameter sets were not changed during model validation for case study year. The hydrodynamics model was validated by comparison of predicted and measured water temperate data. And the water quality model was validated by comparison of predicted and measured dissolved oxygen (DO) and Chlorophyll-a data.

3. RESULTS AND DISCUSSIONS

Figure 2 shows the comparison between predicted and measured of water temperature. There are a very good agreements in the temporal variation and the vertical variation of water temperature that demonstrated for the quality of hydrodynamics model. The model could be able to represent the temporal variation of water temperate not only the trend but also the magnitudes.

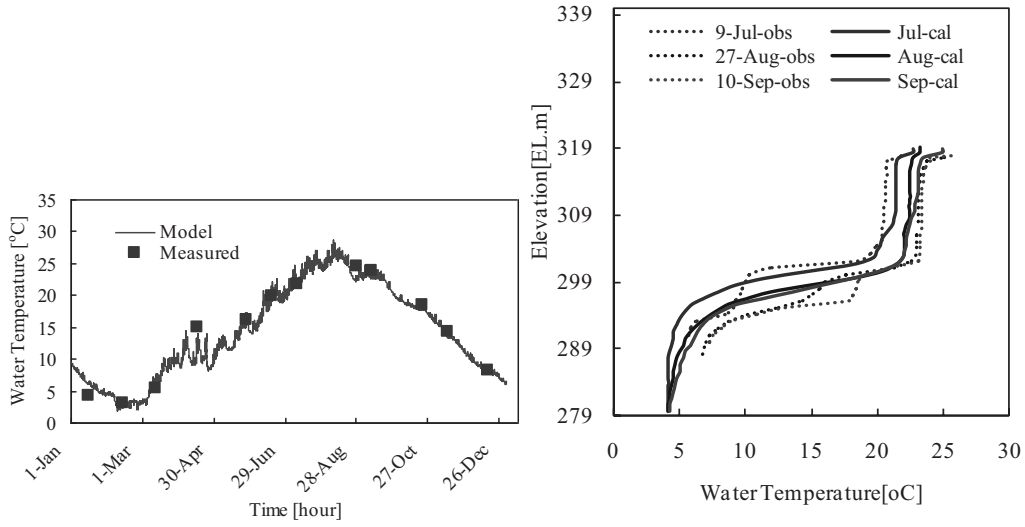


Figure 2- Comparison of water temperature at dam site for hydrodynamic model validation

Figures 3 and 4 show the comparison between predicted and measured of DO and Chlorophyll-a, respectively. The predicted DO and Chlorophyll-a values quite agree with measured data that will stand for acceptable of water quality model. The model shown underestimate result during the winter and pre-summer season in Chlorophyll-a values. However, the peaks of predicted values coincide with the measured one demonstrated for the ability of the model in term of water bloom event prediction. The strong fluctuation of DO at the surface in the calculated data may caused by water bloom. Since, the used model is phytoplankton based concept model, and oxygen created from photosynthesis process of abundant blue-green species during water bloom period will affect on DO values. It explains why the fluctuation of

Chlorophyll-a at the surface coincided with random variation of DO in the surface.channel (Fig. 4).

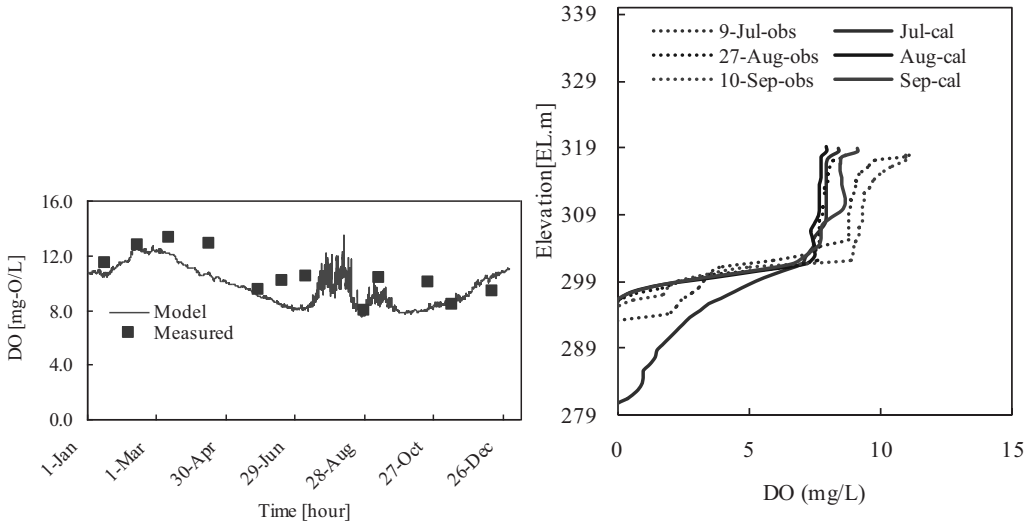


Figure 3- Comparison of dissolved oxygen (DO) at dam site for ecological model validation

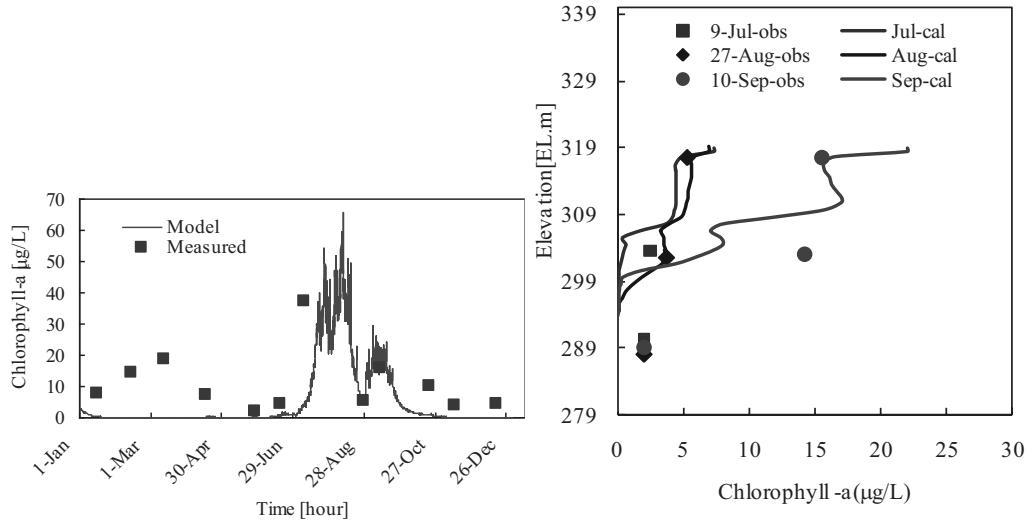


Figure 4- Comparison of Chlorophyll-a (Chl-a) at dam site for ecological model validation

Figure 5 shows the temporal variation at the surface of T-N and T-P. The model give good agreement with observed T-N data at surface, and a little over estimate for T-P. The strong fluctuation of T-P values at surface with quite stable T-N values indicated that phosphorus limited in fresh water lakes. That is, when we can predict the algae we can get better results in T-P, for example, during period form 29-Jun to 28-Aug we obtain better results in T-P since we had good predicted chlorophyll-a values.

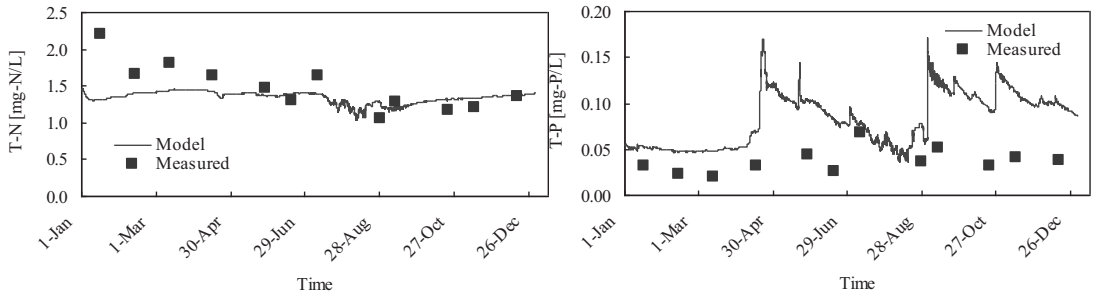


Figure 5- Temporal variation of T-N and T-P at the surface.

4. CONCLUSIONS

A mechanistic eutrophication model incorporated with a two-dimensional laterally averaged reservoir model was applied to a full year data set to simulate the seasonal dynamics of water quality in Miharu reservoir. The good agreements in predicted water temperature and acceptable water quality parameters such as DO, Chlorophyll-a, T-N, and T-P have shown great potential in water quality predictive tool of the model. The ability of the model in giving not only the good predicted water quality parameters of eutrophic reservoir in real time but also comprehensively understanding in mechanisms in the ecosystem indicated that model could become a tool for research and management of water quality in dam/reservoir.

5. ACKNOWLEGEMENTS

The authors would like to gratefully acknowledge the Miharu Dam Officer for providing us the data for model simulation. This work was supported by MEXT KAKENHI 2176380 and the first author was supported by Vietnamese Government Scholarship during this study.

6. REFERENCES

[1] Arakawa, T.: Numerical Fluid Mechanics, University of Tokyo Press, 1994.
[2] Asaeda, T. and Imberger, J.: Structure of bubble plumes in linearly stratified environments, *Journal of Fluid Mechanics.*, Vol. 249, pp.35-57, 2006.
[3] Nakata K., 1993: Ecosystem model: its formulation and estimation method for unknown rate parameters. *Journal of Advanced Marine Technology Conference 8*, pp.99-138.
[4] Patankar, S. V.: Numerical heat transfer and fluid flow, McGraw-Hill, New York, pp.113-135, 1980.
[5] Umeda M.: Numerical modeling of destratification by bubble diffuser in a dam reservoir and its validation, *Ann. Journal of Hydraulic Engineering*, JSCE, Vol. 49, pp.1-6, 2005.
[6] Yoshimura, H.: Numerical simulation of fluid flow and heat with Java, Publications Morikita, 2001.

伊豆沼における湖面風と底質の巻上げについて

東北大学工学部　別当　雄亮
東北大学大学院工学研究科　梅田　信

1. はじめに

多くの閉鎖性水域において富栄養化が進行したことに対し水質改善の対策がなされてきているが，十分に効果が発現していないことも多く，課題となっている．特に，浅い湖沼の水質悪化の傾向が顕著であり，健全な生態系を保全するためにも水質の改善・管理が必要となる．しかし，浅い湖沼においては気象などの条件により底泥が巻き上げが発生し，巻き上げられた濁質から栄養塩が水中へと回帰する．底泥からの内部負荷による水質への影響を抑制し，効果的な水質対策を行うためには，風による底質の巻上げを含めた底質の挙動を考慮に入れることが重要であると考えられる．.

そこで本研究では，伊豆沼周辺における風の傾向について既存のアメダスによるデータを分析するとともに，伊豆沼における底質と水の濁りに関する現地観測を行った．また，水理学的な解析に基づく底質巻上げモデルを用いた数値計算を行い，その結果について現地観測結果と比較検討した．

2. 研究対象地域の概要

対象領域である伊豆沼は，宮城県北部に位置する湖沼面積2.89km^2，最大水深1.6mの浅い水域である．伊豆沼の平面図を図-1に示す．図-1に示すよう，流入河川は本川である荒川，内沼からの流出河川である浄土川などがある．これに対して，流出は湖東端の1ケ所である．また，伊豆沼の水位は下流端に設置されているゲートで管理されている．

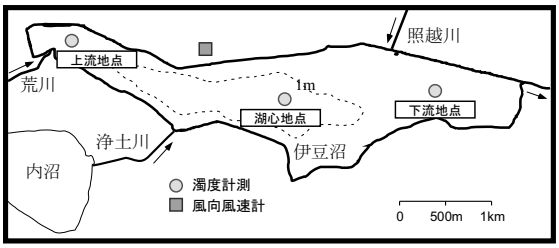


図-1　伊豆沼の平面図と観測地点

伊豆沼周辺の湿地環境は多様な動植物の生息地となっており，国内有数の渡り鳥の飛来地としてラムサール条約にも登録されている．しかし，家庭内排水の流入，水鳥の糞や餌などの影響により水質が悪化し，2009年には化学的酸素要求量（COD）による評価で全国の公共用水域中ワースト1位となるなど富栄養化が深刻な問題となっている．

3. 風の傾向分析

底質の巻上げに対して，重要な外力となる風の傾向をまず調べた．用いたデータは，伊豆沼の西側6 km地点にある築館アメダスのデータである，対象期間を2000年から2004年として季節ごとの風向の偏り，風速について検討した．

---

*Study on resuspension of sediment in Lake Izunuma caused by wind induced current

by　Yusuke Betto, Makoto Umeda

図-2 に 2000 年から 2004 年 5 年間を平均した月ごとの平均風速を示す．12 月から 4 月にかけて平均風速が大きく，特に 3 月から 4 月にかけて強い風が吹いていることがわかる．図-3 に 2000 年から 2004 年の 12 月から 4 月の風向の頻度分布を示す．また，図-4 に 2004 年 2 月，5 月，8 月，11 月の風速変動を，図-5 に 2004 年 1 月から 3 月，4 月から 6 月，7 月から 9 月，10 月から 12 月の風向頻度分布を示した． 図-4 から年間を通して 1 日周期の風が吹きやすいことがわかる．図-3 及び図-5 では，冬季に西風の頻度が高いのが特徴的である．これは伊豆沼の上流から下流側への長手方向に対応している． このため，冬季には風下側にあたる伊豆沼の東側ほど風の影響を受けやすく，巻上げが発生しやすいのではないかと考えられる．

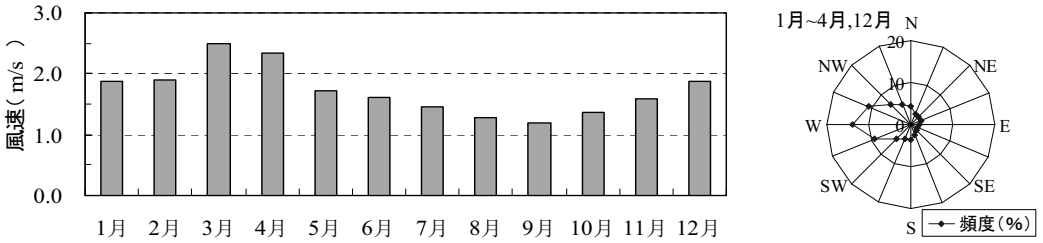


図-2 2000～2004 年の月ごとの平均風速

図-3 2000～2004 年の風向

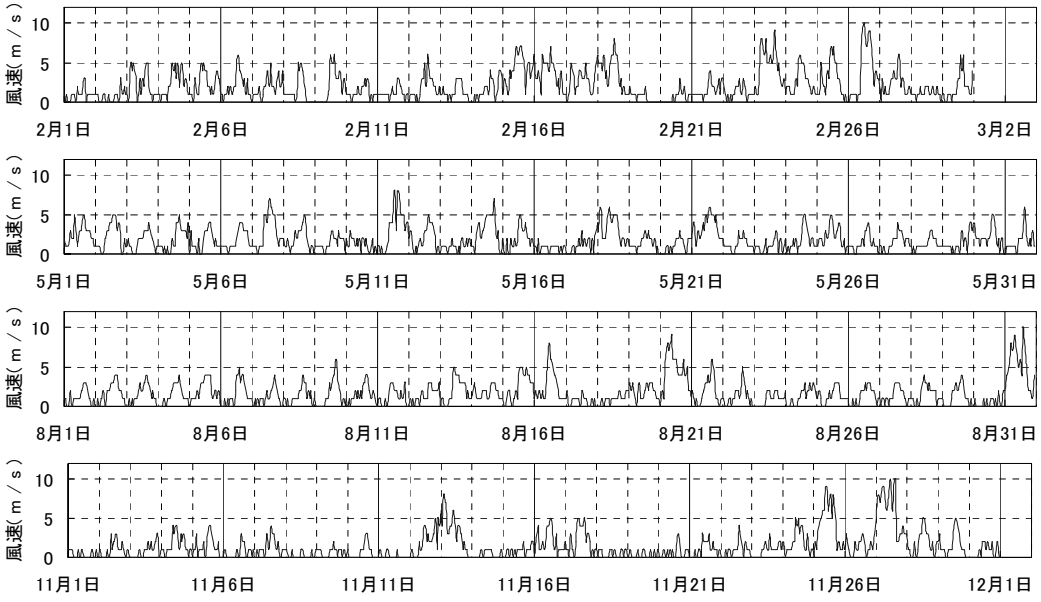


図-4 2004 年 2 月，5 月，8 月，11 月の風速

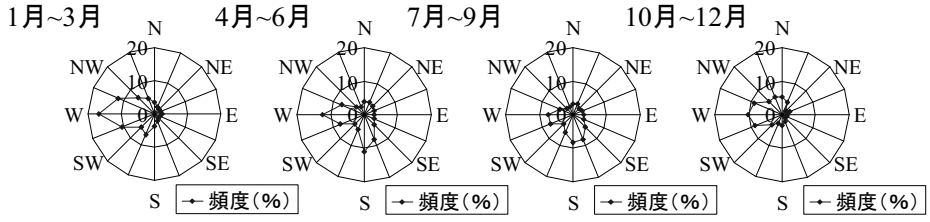


図-5 20004 年季節ごとの風向頻度分布

4. 現地観測

(1) 現地観測の方法

2010 年 12 月に底質の巻上げに関する現地観測を実施した．観測内容は風向・風速および湖内濁度の連続観測と底泥物性の調査である．

風向・風速は図-1 に示した地点に風向・風速計を設置し，10 分間隔で連続計測を行った．この地点は，湖岸近くで高台になっている場所である．風速計は，地上から約 3m の高さに設置したが，湖面からは約 20m の高さにあたる．

濁度の観測は次の 2 通り実施した．まず，12 月 5 日に図-1 に示した伊豆沼の上流地点，湖心地点，下流地点において多項目水質計（旧アレック電子（株）製 AAQ-1183）を用いて濁度の鉛直分布を測定した．また，12 月 5 日から 12 月 26 日に図-1 の 3 地点において，湖底から 0.5 m の位置にワイパー付き濁度計（JFE アドバンテック（株）製 Infinity CLW ）を設置し，10 分間隔で連続計測を行った．

底泥の物性調査は，エクマン・バージ採泥機を用いて底泥サンプルを採取し，含水率及び粒径分布を測定した．粒径分布は，粗流分については 500μm，250μm，125μm でふるい分けをした後，細粒分については，MICROTRACHRA 9320-×100（日機装（株）製）を用いて分析した．

(2) 観測結果と考察

2010 年 12 月 5 日の湖内 3 地点における濁度分布の観測結果を図-6 に示す．観測時，伊豆沼周辺は晴れていたが，風速 4 m/s 程度の西風が吹いていた．伊豆沼は非常に浅く，湖底が平坦であるため湖心部，下流部の濁度分布は鉛直方向に一様となり，よく混合されていることがわかった．上流部では比較的濁度が高くなっていた．この原因としては，流入河川の影響や他の地点と比較して浅いため巻き上げが生じやすいことなどが考えられる．

上流地点，湖心地点，下流地点の底泥分析の結果を図-7 に示す．上流地点，湖心地点，下流地点の粒径の中央値はそれぞれ，47μm，約 200μm，54μm であった．上流地点，下流地点では似たような粒径分布となっているが，湖心地点は比較的砂質分が多いことがわかった．

12 月 6 日から 12 月 26 日までの風向・風速の現地観測値を図-8 に，上流地点，湖心地点，下流地点における濁度変動を図-9 に示す．12 月 21 日から 25 日にかけて比較的強い風が吹いており，各地点の濁度についても 22 日から 23 日にかけて急激な増加が見られた．これは強風による底質巻上げの影響が出たものと考えられる．上流地点における濁度のピークは風速のピークと一致しており，強風時における風速変動と濁度変動には同様のパターンが見られた．これは，上流地点が非常に浅いため風の影響を受けやすいことによるものと考えられる．湖心地点，下流地点における濁度のピークは風速のピークよりも前に生じており，伊豆沼の底質巻き上げによる濁度上昇には，風速だけでなく風向も大きく作用している可能性がある．また，湖心地点，下流地点では強風発生後は強風発生前に比べて濁度の高い状態が数日間持続することが明らかになった．

5. 濁度の数値解析

(1) 巻き上げモデル

本研究で用いた解析モデルは，伊豆沼と同じく浅い湖沼である霞ヶ浦において開発された銭ら[1]の 3 次元の流動解析モデルに，同じく霞ヶ浦の底質の巻上げの解析に用いられた梅田ら[2]による巻き上げモデルを組み合わせたものである．以下に本論分で用いた際の条件等をあわせて，解析の詳細を示す．

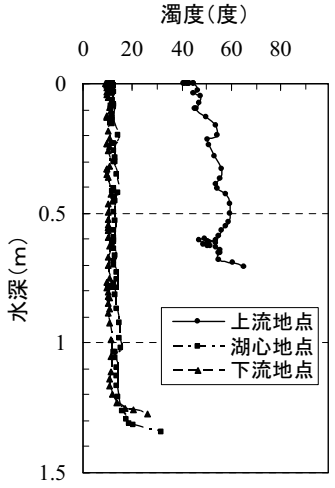


図-6　濁度の現地観測結果

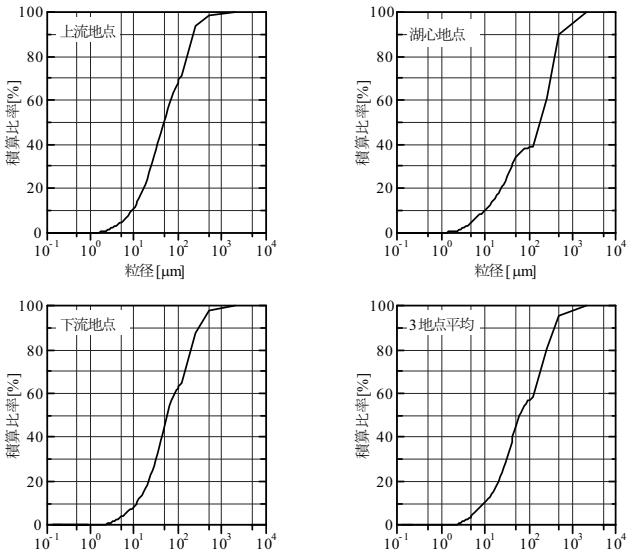


図-7　地点別粒径分布

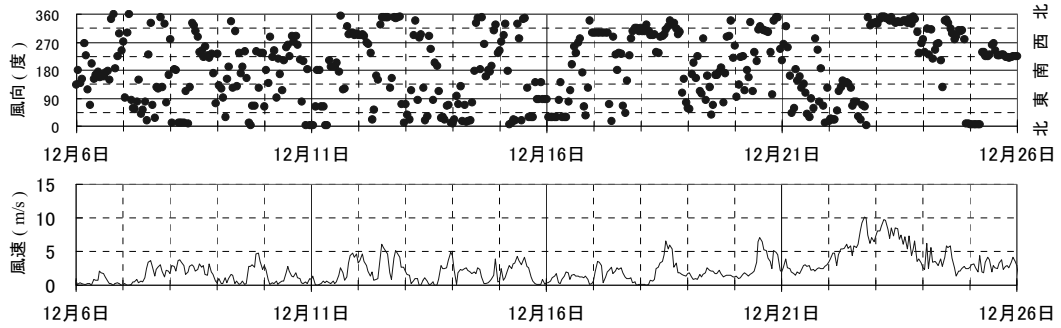


図-8　12 月風向・風速（現地観測値）

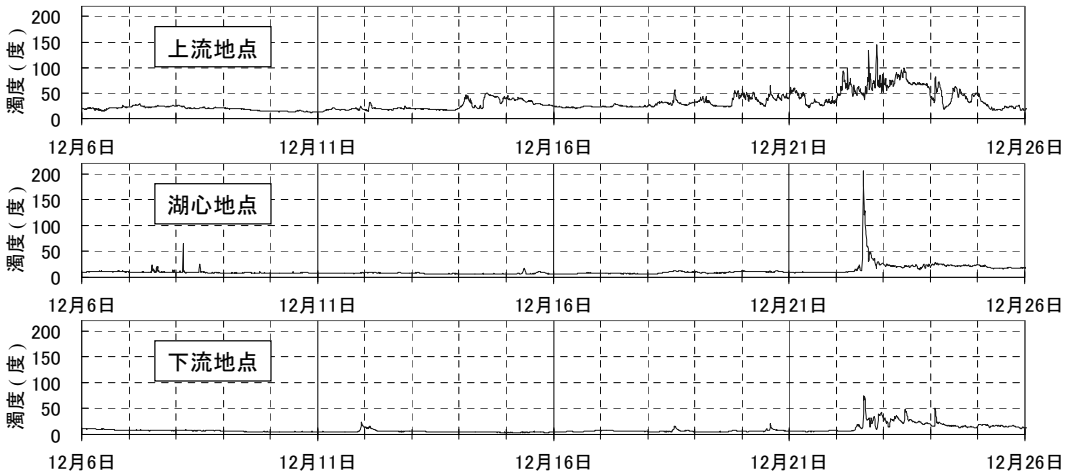


図-9　地点別濁度変動

流動計算の基礎方程式として，三次元の運動方程式，連続条件式，k-ε 乱流モデル式を用いた．なお，相対密度差の保存式は考慮に入れない．と言うのも，底泥の巻上げの生じる強風時には，全層で混合しており，密度差（温度差）の影響は，ほとんどないからである．

水平方向のメッシュサイズは 94m×100m とし，鉛直方向には 0.1m とした．水面での風の摩擦速度は次式で与えた．

$$\rho_w u_*^{\ 2} = 0.5\times10^{-3}\rho_a U_{10}^{\ 2.5}$$

ここに，u_*：水中の摩擦速度，ρ_w：水の密度，ρ_a：空気の密度，U_{10}：風速であり，ここでは図-1 の地点で観測された値を湖全域で一様に与えた．また，湖底摩擦は

$$\tau_i = f_b u_{1i}|u_i|$$

により与えた．ここに，τ_i：i 方向のせん断応力，f_b：摩擦係数（0.005），u_i：i 方向流速である．

k 及び ε の水面と湖底での境界条件は，壁関数を用いて与えた．

$$k = \frac{f_b u^2}{\sqrt{C_\mu}}, \qquad \varepsilon = \frac{\left(f_b u^2\right)^{3/2}}{\kappa\Delta z/2},$$

ここに，u：水平流速の絶対値，C_μ：k-ε モデル定数（=0.09），κ：カルマン定数（=0.4），Δz：鉛直メッシュサイズである．

濁質粒子の沈降速度を考慮し拡散計算を行った．基礎方程式は以下の通りである．

$$\frac{\partial C}{\partial t}+u\frac{\partial C}{\partial x}+v\frac{\partial C}{\partial y}+(w-w_s)\frac{\partial C}{\partial z}-\frac{\partial}{\partial x}\left(\nu_L\frac{\partial C}{\partial x}\right)-\frac{\partial}{\partial y}\left(\nu_L\frac{\partial C}{\partial y}\right)-\frac{\partial}{\partial z}\left(\nu_T\frac{\partial C}{\partial z}\right)=0$$

ここに，x，y：水平座標，z：鉛直上向き座標，u，v，w：それぞれ x，y，z 方向の流速，C：濁度，w_s：濁質粒子の沈降速度，ν_L：水平方向の渦動粘性係数，ν_T：鉛直方向の実効動粘性係数である．なお，ここで実行動粘性係数とは，層流状態のときの分子運動による動粘性係数と乱流時の渦動粘性係数の和として表されるものである．また，水平方向の渦動粘性係数は，Richardson の 4/3 乗則により計算メッシュサイズの関数として与えている．拡散方程式の境界条件として

$$flux = \alpha\varepsilon - w_s C$$

を巻き上げ，堆積フラックスとして考慮する．係数αは既往の研究[2]から経験的に$\alpha = 15$ を設定した．

(2) 計算条件

計算期間は，最大風速が 10m/s を超える風の生じた 2010 年 12 月 21 日午前 0 時から 25 日午前 0 時までの 96 時間を設定した．この期間の風速条件は図-10 に示した通りである．濁質の沈降速度は調査した 3 地点の底質の平均粒径分布を求め（図-7 参照），この中央値である 62 μm に対して，ストークスの沈降則から沈降速度に換算し，2.93×10^{-3} m/s と与えた．

(3) 計算結果及び現地観測との比較考察

計算結果は濁度の現地観測を行った地点と同様に上流部，湖心部，下流部における湖底から 50cm の位置の SS 濃度を出力した．計算結果と同期間における濁度の実測値を図-11 に示す．結果から風速 5m を超える風で底泥の巻上げが大きくなる可能性が示唆された．しかし，計算結果と濁度の現地観測結果と比較すると湖心地点のピークとなる時間は一致していたものの全体的にかなり過大評価となっていることがわかった．今後は巻き上げ式の定数を変えてみるなど，モデルを改良していく必要がある．

6. おわりに

本研究では，伊豆沼周辺における風の傾向を分析するとともに，伊豆沼において底質と水の濁りに関する現地観測を行った．その結果から，風向風速と濁度変動には関係があり，底質の巻上げが伊豆沼の濁度に影響を与えていることが確認された．また，水深の浅い地点ほど風の影響を受けやすいことがわかった．

さらに，既往の研究をもとに底質巻上げモデルを用いた濁度の経時変化を計算し，その結果と現地観測結果とを比較検討した．これにより，風速 5 m/s を超える風で巻上げが生じる可能性が示唆されたが，濁度の計算結果は全体的に過大評価となっており，さらなるモデルの改良が必要であることが明らかになった．

以上のことから伊豆沼における強風時の濁度変動を k-ε モデルを用いた三次元流動計算を行うことにより再現することが可能であることがわかった．これにより，風による濁度変動を把握することは，浅い湖沼における水質管理において有効な手段になると考えられる．

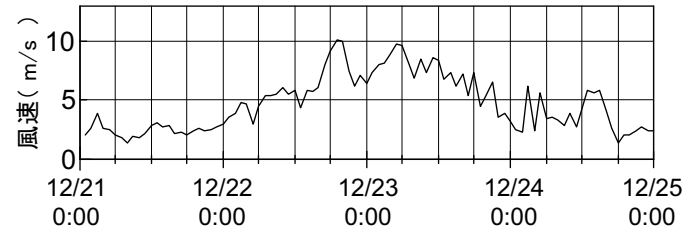


図-10　計算期間の風速

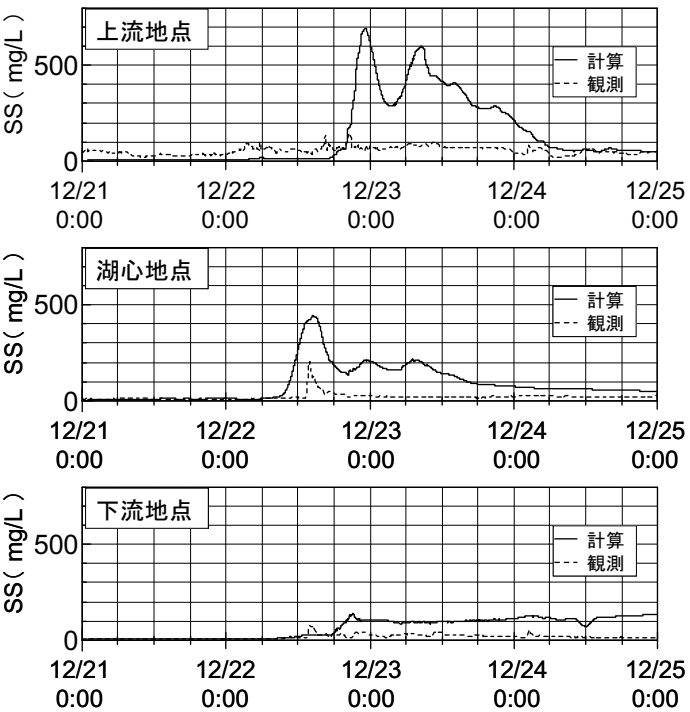


図-11　底泥巻き上がり時の計算結果

謝辞

現地調査実施に際して，宮城県伊豆沼・内沼環境保全財団にご協力頂いた．また本研究は，環境省の環境研究総合推進費（B-1004）の支援により実施された．

参考文献

1) 銭新，石川忠晴，西部隆宏： 霞ヶ浦高浜入りにおける日成層形成時の湾水交換の数値シミュレーション，土木学会論文集，vol.43, pp.1216-1220, 1996

2) 梅田信・長嶺知徳・長広遥・石川忠晴・宇多高明 ： 霞ヶ浦湖心部における底泥の巻き上げ過程に関する研究，土木学会論文集，vol.45, pp.1171-1176, 2001

水理学的条件の異なるダム湖における水温分布の再現計算*

東北大学大学院工学研究科　落合雄太
東北大学大学院工学研究科　梅田　信

1. はじめに

気候変動の影響は世界的に顕在化しつつあり，様々な分野への影響が懸念されている．IPCC 第 4 次評価報告書によると，世界平均地上気温は 1906 年から 2005 年までの 100 年間で 0.74℃上昇している [1]．気象庁によると，日本の年平均気温は 2009 年までの 100 年間で 1.13℃上昇している [2]．長期間の観測より，地球温暖化は確実に進行していることがわかる．将来の気温上昇に関して，IPCC 第 4 次評価報告書では，世界平均地上気温は 100 年間で約 1.8 度から約 4.0 度まで上昇することが予測されている [1]．

特に水資源に対しては，生活用水や飲料水の供給に対する影響だけでなく，農業，産業，健康などの多くの分野に対しても影響が現れると考えられる．そのため，水資源に対する温暖化の影響を検討しておくことは重要である．一方，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．しかし河川などとは異なり，閉鎖的な物理環境をもつため，ダム湖で生じた水質悪化の影響は解消されにくいと考えられるため，水質悪化が顕著になる前に予測しておく必要がある．

貯水池に対する気候変動の影響の一つとして水温上昇が予測される．湖内の水温上昇により，藻類の増殖が増大や藻類種構成や優先種の変化が生じ，アオコ等の水質問題が増加する可能性がある [3]．気候変動の影響として，貯水池の水温成層の長期化も推測される．水温成層により貯水池内の鉛直混合が阻害され，下層では貧酸素化やリンなどの蓄積が生じ，貯水池内の水質悪化が懸念される．そこで気候変動による貯水池の水温変化の予測が必要である．

近年では，水理解析モデルに将来の気候条件を予測する数値気候モデルなどの結果を入力することにより，ダム湖に対する気候変動の影響を予測する研究が取り組まれている（例えば，浜口ら [4]，Komatsu et al [5]）．しかしながら，これらの研究は単一のダム湖を対象として行われている場合が多く，複数を対象とした研究は稀である．そこで本研究では，全国的な多数のダム湖を対象として，水理解析モデルを用いた．気候変動による水質変化の予測を行うことを目標としている．本研究より，温暖化に対して脆弱な地域等の条件あるいは貯水池の特性を示すことができる可能性がある．このような目標に対する第一段階として，本稿では，今後用いるダム湖水温の解析モデルの再現性について検討した結果を示す．

2. 検討方法

本研究では鉛直 1 次元の解析モデルによる水温分布の再現性を検討する．図-1 に計算の流れを示す．貯水量の収支式は以下の式で表される．

$$\frac{dV}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \tag{1}$$

ここで，V は貯水量（m^3），Q_{in} は流入量（m^3/s），Q_{out} は放流量（m^3/s）である．(1)式により水面の位置が計

*Numerical simulation of water temperature distribution in the dam with different hydrological conditions by Yuta Ochiai, Makoto Umeda

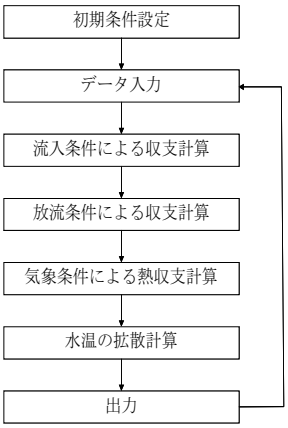


図-1　計算の流れ

算される．

気象条件により生じる水面での熱収支 S は以下の式で表される．

$$S=(1-a_r)\beta\varphi_0-\varphi_e-\varphi_c-\varphi_{ra} \tag{2}$$

ここで，a_r は水面反射率，β は水面吸収率，φ_0 は日射量（Kcal/m^2/day），φ_e は蒸発による熱損失（Kcal/m^2/day），φ_c は伝導による熱損失（Kcal/m^2/day），φ_{ra} は有効逆輻射（Kcal/m^2/day）である．

蒸発および伝導による熱損失 $\varphi_e+\varphi_c$ は以下の式で表される．

$$\varphi_e+\varphi_c=(0.000308+0.000185W)\rho(e_s+\Psi e_a)\left\{L_v+CT_s+\frac{269.1(T_s-T_a)}{(e_s-\Psi e_a)}\right\} \tag{3}$$

ここで，W は風速（m/s），e_s は表層水温に相当する飽和蒸気圧（mmHg），e_a は気温に相当する飽和蒸気圧（mmHg），Ψ は相対湿度，L_v は蒸発の潜熱（Kcal/Kg），T_s は表層水温（℃），T_a は気温（℃）である．e_s，e_a，L_v は以下の式で与えられる．

$$e_s(\mathrm{hPa})=6.112\exp\left\{\frac{17.67T_s}{T_s+243.5}\right\} \tag{4}$$

$$e_a(\mathrm{hPa})=6.112\exp\left\{\frac{17.67T_a}{T_a+243.5}\right\} \tag{5}$$

$$L_v=595.9-0.54T_s \tag{6}$$

有効逆輻射 φ_{ra} は以下の式で表わされる．

$$\phi_{ra}=0.97k\left\{T_w^4-0.937\times10^{-5}\times T_a^6\left(1.0+0.17C_d^2\right)\right\} \tag{7}$$

ここで，k は Stefan Bolzman 常数（Kcal/m^2/day/K），T_w は表面水温（K），T_a は気温（K），C_d は雲量である．

標高 y に到達する輻射熱 φ_y は次式を用いた．

$$\phi_{ys}=(1-\beta)\phi_0\exp\{-\eta(y_s-y)\} \tag{8}$$

ここで，η は減衰係数（m^{-1}）である．パラメータはそれぞれ一般に用いられる値，a_r : 0.06，β : 0.5，η : 0.5 を用いた．

各層毎の水温は以下の拡散方程式により表される．

$$\frac{\partial T}{\partial t}=\frac{K}{A}\frac{\partial^2 AT}{\partial z^2} \tag{9}$$

ここで T は水温，K は拡散係数，A は各層の面積である．

本研究では，国土交通省が管理する多目的ダムを対象とする．検討対象とするダムを選定するために，表-1 に示すように常時満水位貯水容量と回転率で，それぞれのダムを A～F に分類した．常時満水位貯水容量は

表-1　常時満数位貯水容量と回転率によるダム湖の分類

		常時満水位貯水容量	
		5000 万 m^3 未満	5000 万 m^3 以上
回転率	10 未満	A	B
	10 以上 30 未満	C	D
	30 以上	E	F

表-2　対象ダムと対象年

対象ダム	地域	分類	平均的な流況年	洪水期に出水が多い年	洪水期に出水が少ない年
辺野喜ダム	沖縄	A	平成 4 年	平成 3 年	平成 2 年
川治ダム	関東	B	平成 2 年	平成 10 年	平成 8 年
早明浦ダム	四国	B	平成 9 年	平成 11 年	平成 8 年
石淵ダム	東北	C	平成 13 年	平成 10 年	平成 8 年

5000 万 m^3 未満，5000 万 m^3 以上で分類した．回転率は，10 未満，10 以上 30 未満，30 以上で分類した．回転率 10 未満の湖沼では水温成層がほぼ形成され，回転率 10 以上 30 未満の湖沼では水温成層が形成される可能性があり，回転率 30 以上の湖沼では水温成層はほぼ形成されない．D，E，F に分類されるダム湖が非常に少ない．そこで今回は A，B，C に分類されるダム湖を対象とした．表-2 にモデルの計算で対象としたダム湖と計算象年をまとめる．対象としたダムについて，平均的な流況の年，洪水時に出水が多く，出水による攪乱の影響が大きいと考えられる年，洪水期に出水が少なく，熱収支の影響が大きいと考えられる年を対象として，それぞれ 3 年の検証計算を行った．

初期水位，水温鉛直分布は各ダムの対象年における 1 月の観測データを用い，SS 鉛直分布は湖内全層一様に 0mg/l とした．水理条件（流入量，放流量）は各ダムの管理所のデータを用いた．流入水温は過去数年の調査により得られた以下の流入水温 T_{in} と 3 日移動平均気温 T_a の関係式により設定した．

$$T_{in} = aT_a + b \tag{10}$$

ここで，a，b は定数である．川治ダム，早明浦ダム，辺野喜ダムにおける流入 SS は以下の流入量 Q との関係式により設定した．

$$SS = cQ^d \tag{11}$$

ここで，c，d は定数である．石淵ダムにおける流入 SS は以下の L-q 式より水質負荷量 L を算出し，設定した．

$$L = eq^f \tag{12}$$

ここで，e，f は定数，q は比流量（$m^3/s/km^2$）である．それぞれのダムにおける定数を表-3 から表-6 にまとめた．それぞれのダム管理所で計測されたデータまたは気象庁のデータを用いた．鉛直のメッシュ間隔は Δz = 0.5m，時間ステップは Δt = 3600s とした．

表-3　定数（辺野喜ダム）

a	b	c	d
0.83	3.2732	10.204	0.4153

表-4　定数（川治ダム）

a	b	c	d
0.6096	3.9838	1.3905	1.2792

表-5　定数（早明浦ダム）

a		b		c		d	
1 月～8 月	9 月～12 月	1 月～8 月	9 月～12 月	Q < 30m^3/s	Q ≧30m^3/s	Q < 30m^3/s	Q ≧30m^3/s
0.682	0.588	2.273	6.573	4.00	0.25	0.12	0.93

表-6　定数（石淵ダム）

a			
胆沢川		前川	
非融雪期	融雪期	非融雪期	融雪期
0.679	0.68	0.68	0.674

b			
胆沢川		前川	
非融雪期	融雪期	非融雪期	融雪期
2.483	0.602	2.798	0.944

e					
胆沢川				前川	
非融雪期		融雪期		非融雪期	融雪期
$q<0.1m^3/s$	$q \geqq 0.1m^3/s$	$q<0.1m^3/s$	$q \geqq 0.1m^3/s$	80	4.81
16.2	233	5.67	61		

f					
胆沢川				前川	
非融雪期		融雪期		非融雪期	融雪期
$q<0.1m^3/s$	$q \geqq 0.1m^3/s$	$q<0.1m^3/s$	$q \geqq 0.1m^3/s$	2	1.41
1.43	2.59	1.15	2.18		

3. 計算結果

図-3 に各ダムの洪水期に出水が多い年の 1 ヶ月ごとの水温鉛直分布の計算結果を示す．1 年を通して計算結果は概ね実測値と一致するような結果となった．夏期にはいずれの対象ダムにおいても，水温成層が形成される可能性がある．水温成層が形成される場合，水温躍層の位置をうまく再現することが出来なかった．本解析モデルでは，湖水の流動を十分に表現しきれないため，大きな出水を含む場合，水温躍層の位置に誤差が出やすい結果となったと考えられる．

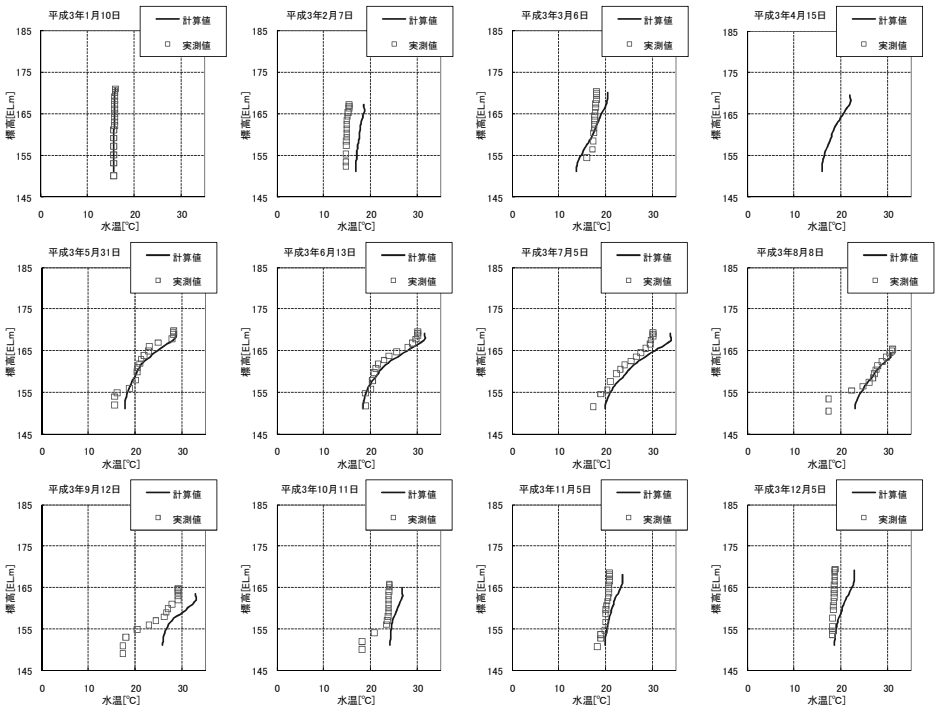


図-3(a) 水温鉛直分布（辺野喜ダム，平成 3 年）

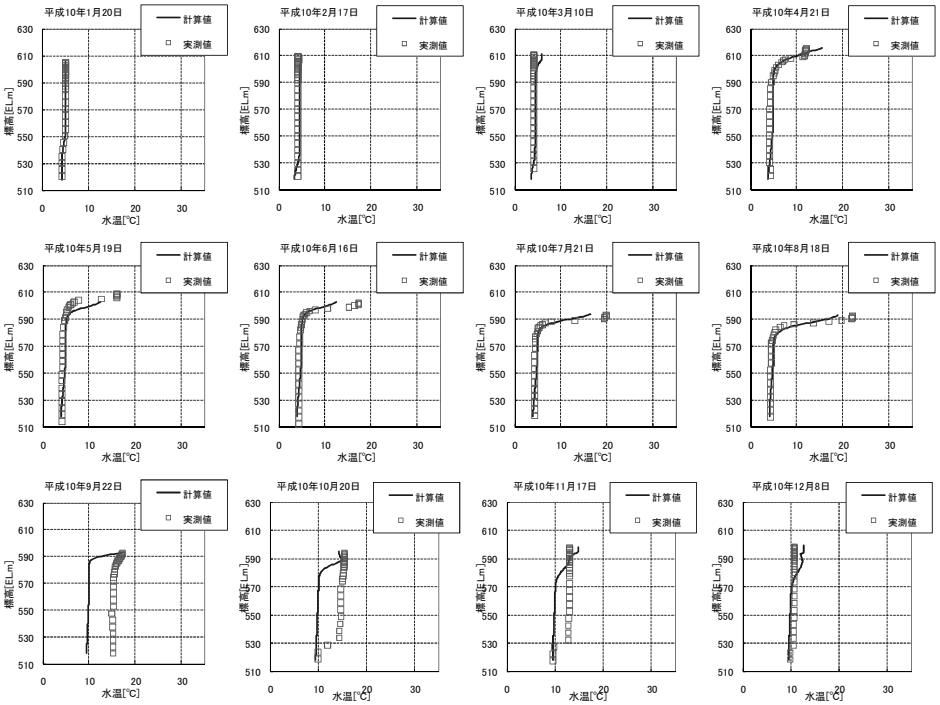


図-3(b) 水温鉛直分布（川治ダム，平成 10 年）

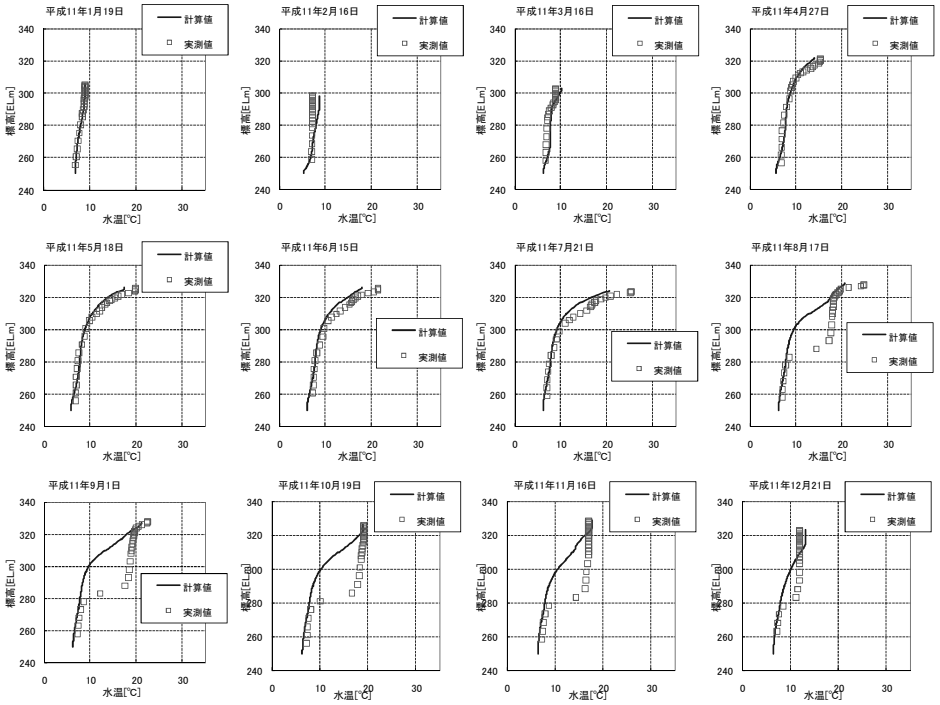


図-3(c) 水温鉛直分布（早明浦ダム，平成 11 年）

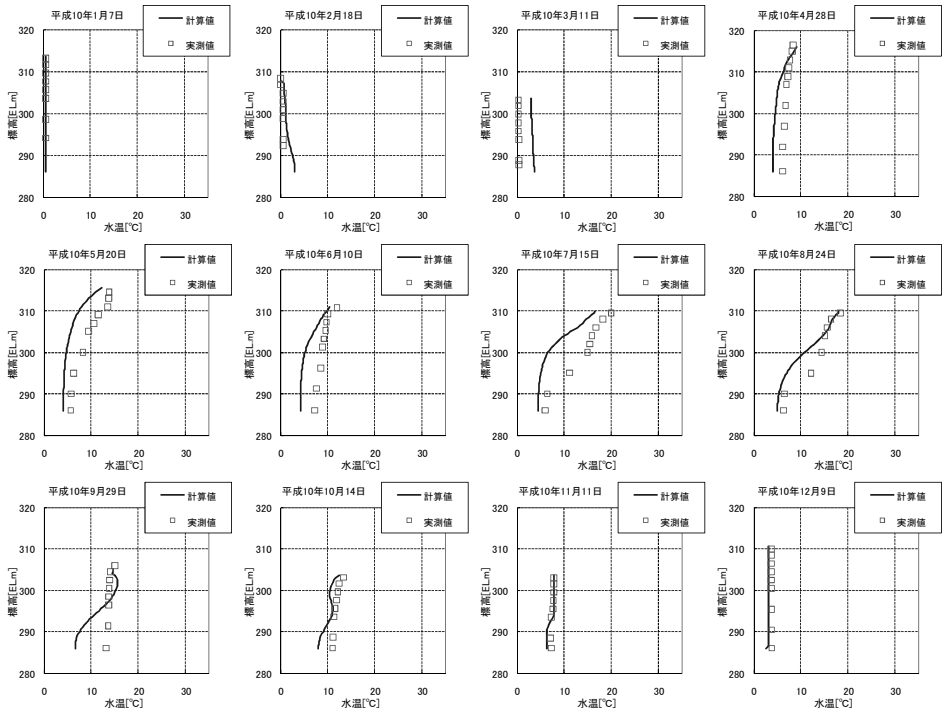


図-3(d) 水温鉛直分布（石淵ダム，平成 10 年）

4. まとめ

条件の異なる 4 つのダム湖を対象として鉛直水温分布の再現計算を行った．結果はどのダム湖においても，1 年を通して概ね実測値を一致した．本研究の水温予測モデルが鉛直水温分布の予測手段として用いることができることを示した．しかしながら大きな出水を含む場合，湖水の流動を十分に表現しきれないため，水温躍層の位置がうまく再現することができなかった．今後はモデルを改良し，水温躍層の再現する必要がある．

謝辞：本研究は，環境省の環境研究総合推進費（S-8-1（3））の支援により実施された．

参考文献

1) 環境省：IPCC 第 4 次評価報告書 統合報告書 概要，2007.

2) 気象庁：日本の年平均気温，http://www.data.kishou.go.jp/climate/cpdinfo/temp/an_jpn.html

3) 梅田信, 富岡誠司：貯水池における水質環境要素と藻類増殖の関係, 水工学論文集, 第 51 巻, pp.1373-1378, 2007.

4) 浜口俊雄，小尻利治，森英祐：ダム貯水池モデルを組み込んだ流域環境評価モデリング，京都大学防災研究所年報，第 51 号 B，pp737-pp747，2008.

5) Eiji Komatsu，Takehiko Fukushima，Hideo Harasawa：A modeling approach to forecast the effect of long-term climate change on lake water quality，ECOLOGICAL MODELLING，209，351-336，2007.

強雨システム*

福島大学　渡邊　明

1. はじめに

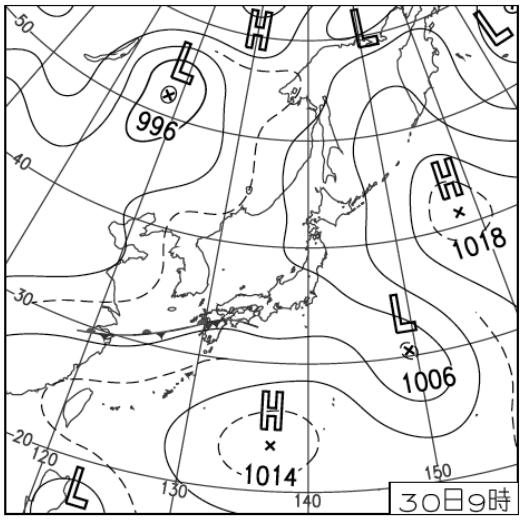
近年，短時間降水量の増加が都市域の内水氾濫を起し，洪水災害を多発させている。気象庁(2010)では1 時間雨量を基準として，3mm未満を弱い雨，3mm以上から 10mm未満を並雨，10mm以上 20mm未満をやや強い雨，20mm以上 30mm未満を強い雨，30mm以上 50mm未満を激しい雨，50mm以上 80mm未満を非常に激しい雨，80mm以上を猛烈な雨として表現しているが，非常に激しい雨の全国的な出現回数が，1976 年から 1986 年の 10 年間で平均 160 回出現していたのに対して，1998 年から 2009 年までの 10 年間では 233 回出現しており，激しい雨の出現回数が増加していることを指摘している。また，渡邊(2007)は福島市の約 120 年間の日降水量の 10mm毎の出現回数から，日降水量 40mm未満の降水日数は減少しているがが 50mm以上の日数が増加していることを指摘している。

これまで豪雨をもたらすシステムとして，Browning and Foote(1976)が降雹を伴う 50mm/hour 程度の強い super cell storm の構造について，進行方向に対して約 30 km の大きさを有するものの，降雹を伴うような強雨域は僅か 2km程度であることを示している。また，渡邊(2010)が X-band Doppler Radarを用いて観測した 2010 年 7 月 9 日の観測では，数km程度の降水域で時間降水量 80mm/hour 程度の強雨が数 100mのスケールで出現していることを指摘している。ここでは，降水擾乱の形態が不明だった 2010 年 6 月 30 日に福島県浜通り地方を中心に出現した日降水量 80mmの降雨イベントについて解析した結果について報告する。

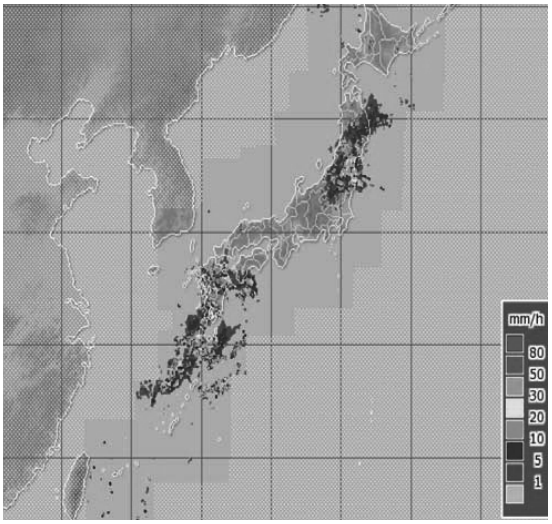
2. 総観場の特徴

第 1 図に 2010 年 6 月 30 日 9 時の地上天気図を，第 2 図に気象庁が観測しているレーダー・アメダス解析雨量分布を示す。

80mm／hour以上の猛烈な雨域は，九州地方の梅雨前線に伴う領域に出現している。しかし，福島県浜



第 1 図 2010 年 6 月 30 日 9 時の地上天気図

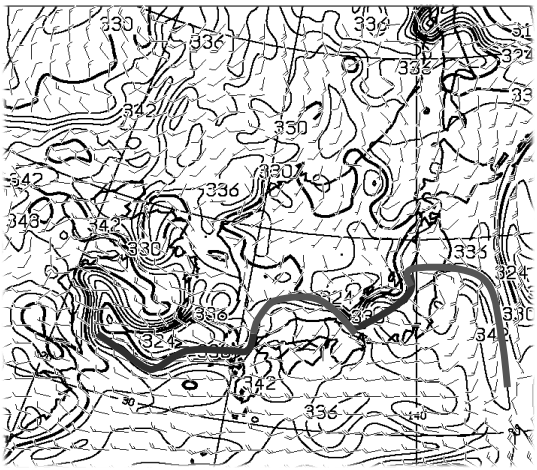


第 2 図レーダー解析雨量分布（日時は図 1 と同じ）

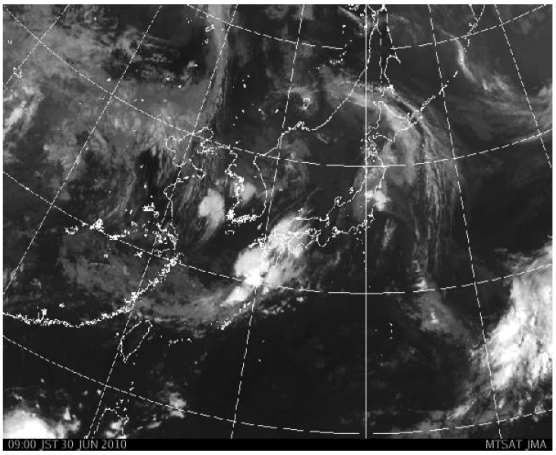
通り地方の猛烈な雨の領域に対応する擾乱は第 1 図の地上天気図からは認められない。福島県付近は北西から南東に伸びる気圧の谷の北部に位置している。第 3 図は前線解析等に用いられる，850hPa 等圧面の相当温位の分布を示したものである。一般に前線は相当温位の混んだ南側に位置している。342Kの等相当

＊On the system of strong rain
by Akira Watanabe

温位線に沿って前線解析した結果も同図に示した。これから 324K以下の寒気が 2 つに分かれて九州北部と新潟付近の日本海側にあって，2 領域の間はやや相当温位が緩んでいる傾向が認められる。しかし，前線解析では 342K 付近の相当温位面に沿う形で前線が存在している可能性が高く，100km 程度で約 20K の温度差が生じている。特に，強雨出現した福島付近は温暖前線と寒冷前線の接合点になっており，低気圧の中心の暖域が通過しているように見える。



第3図 2010 年 6 月 30 日 9 時の850hPa 面相当温位分布

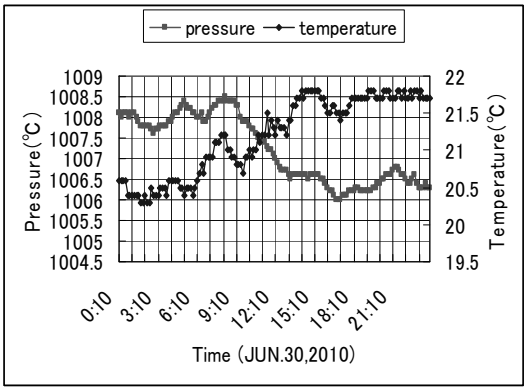


第4図 MTSAT 赤外画像（日時は図 3 と同じ）

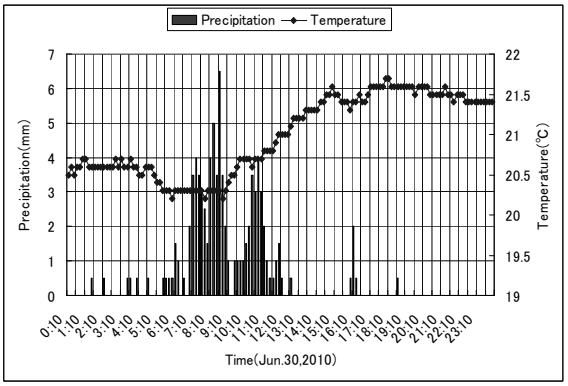
さらに，第 4 図に 6 月 30 日 9 時の MTSAT 赤外画像を示す。赤外画像ではシベリア大陸にある低気圧から北海道，東北地方を通り，九州北部，台北に伸びる前線帯が確認される。すなわち，総観場として，福島県での擾乱は，この前線帯の閉塞点に位置している。

3. 気象要素の変動特性

第 5 図に福島市の気温，気圧の時間変化を，また第 6 図に浪江の気温変と降水量の時間変化を示す。浪



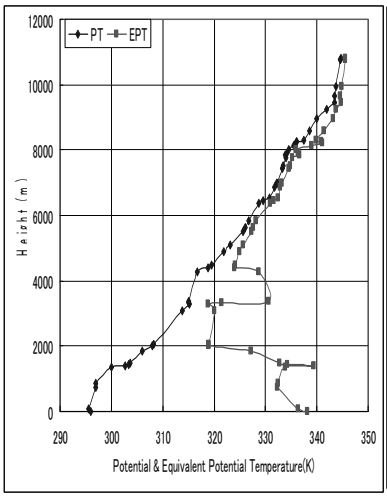
第5図福島市の気圧，気温の時間変化

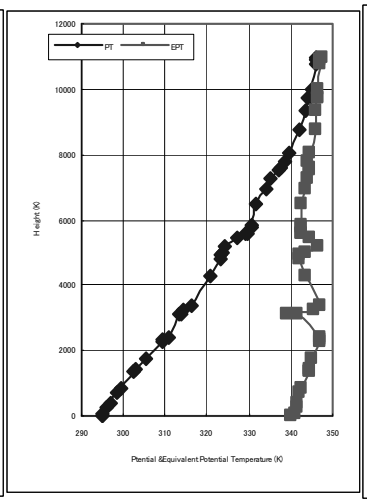


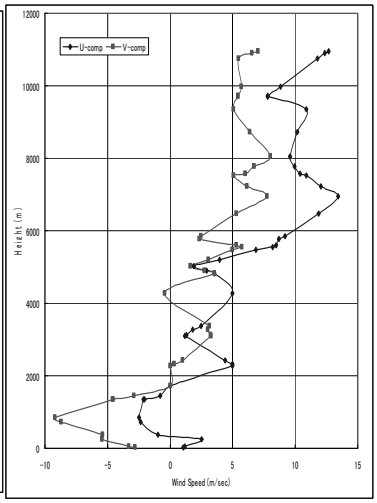
第6図浪江の降水量と気温の時間変化

江の降水量変動では 8 時 40 分に 10 分間雨量で最大の 6.5mm を記録している。この時気温が最も低温になっていることがわかる。また，福島では 9 時 40 分に気温が低下しており，同時に気圧の急降下も発生している。福島市における降水は 8 時 40 分から 9 時にかけて 10 分間で 2.5mmの降水がもたらされている。すなわち，強雨域形成は東から西へ低温域が移動することによって発生していると考えられる。福島市におけるこの低温域は，3 時間程度のTime scaleを有しており，地上風の平均風速を適用すると約 10km程度の空間スケールが想定される。福島市ではその後気温上昇とともに，気圧が低下しており，低圧部内の寒冷低気圧の存在が考えられる。第 7 図は輪島と館野の 6 月 30 日 9 時の高層観測から求めた温位と相当温位の鉛直分布である。温位の鉛直分布では地上から 1500mまでは西部の輪島の方が低温で，東部の方が数K相対的に高くな

っている。しかし，それより上層，特に2kmから 3.5km付近では 20K以上の相当温位差が出現している。第 8 図に示した同時刻の館野の風の東西-南北成分分布では，地上付近の低温は北西風で，さらにその上層で





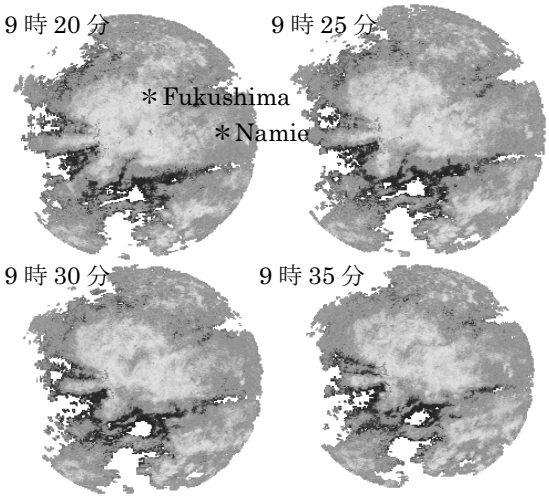


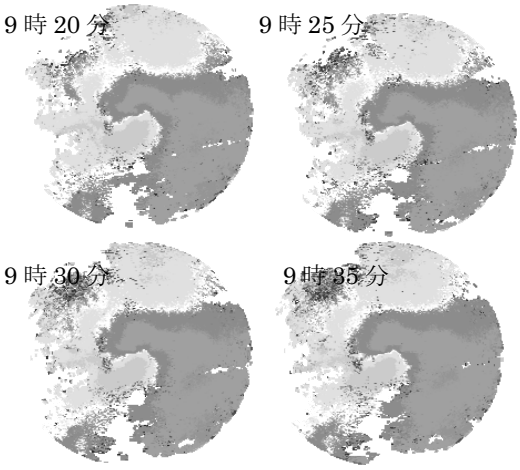
第 7 図6月30日9時の輪島(左図)と館野(右図)の温位と相当温位の鉛直分布　第 8 図館野の風の東西-南北成分の鉛直分布

は北東風が卓越している。また相当温位差が大きいところでは南西風が卓越している。従って，浜通り地方の低温は下層の北東風によってもたらされ，その上部の多湿な南西風との間で顕著な対流不安定となり積雲が発達したものと考えられる。

4. X−band Doppler Radar観測

第 9 図はX−band Doppler Radarで観測した 30 日 9 時 20 分，25 分，30 分，35 分の降雨強度である。



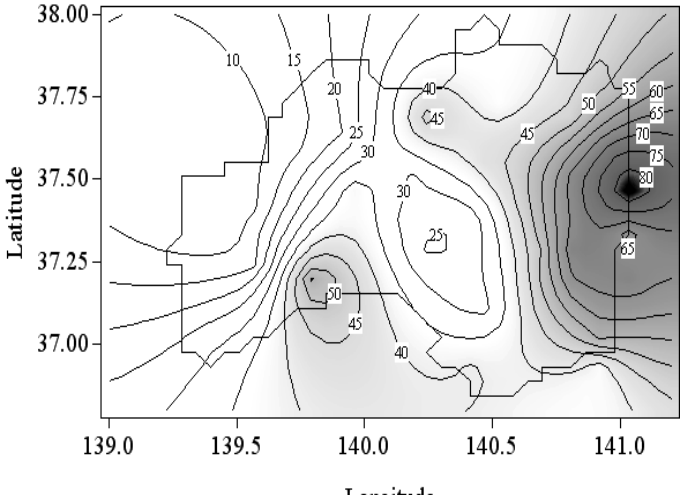


第 9 図6月30日の Echo 強度分布　　**第 10 図 6 月 30 日のDoppler速度分布**

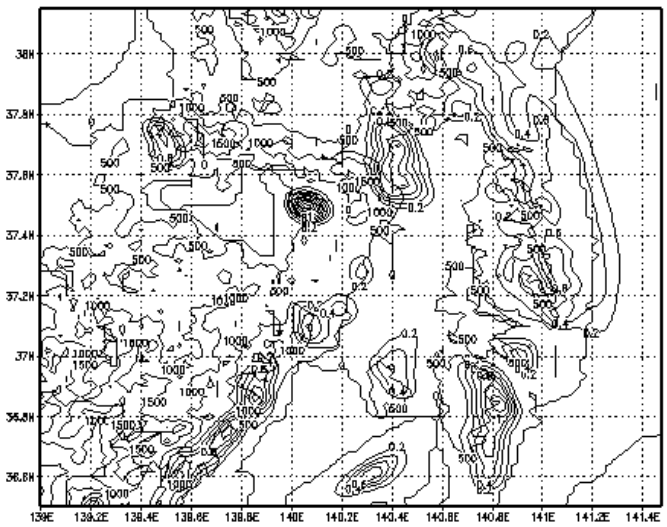
Echo 内の黄色いところは 20mm／hour程度の降雨強度領域を示す。降雨域は東西に伸び，Echo の強いところが東西方向にline状に並んでいるのが分かる。降水量の多い浜通り地方はこれらの cell が沢山通過することによって豪雨がもたらされた。また，第 10 図に同時刻のDoppler速度の分布を示す。寒色系の領域は観測地点に近づいてくる領域で，暖色系領域は観測地点から遠ざかる領域を示している。北東進している降水システムでは基本的に北西-南東方向にDoppler速度の0 lineが走り，北東部が遠ざかる速度，南西部が近づく速度分布になるはずであるが，南東部が近づく速度になっており，寒気が東から内陸部に侵入してきた地上気温の変化と対応している。また，この東からの寒気の侵入は正渦度を有しており，前述の寒冷低気圧に対応している。降水強度は南東部の侵入前面を中心に強くなっている。

5. 数値実験による強雨の構造

観測された豪雨の状態を数値モデルで再現することによって，豪雨の出現特性と地形との関係を明らかにすることを目的とし，CReSS（Cloud Resolving Storm Simulator)を用いて数値実験を行った。特に，このmodel は雲解像度がよく，集中豪雨などの解析に多く用いられている。数値実験は，格子間隔を水平2km，鉛直はストレッチング座標で15kmまでを50層に区分し，最下層は1.5mで，座標系を Z*系としている。水平grid 数は 100X100 として200kmX200km 領域を計算領域として設定した。使用した地形は1km毎の実地形を使用しているが，地表面条件は加味していない。Time stepはHE-VI法で最大2sec,最小0.1secとした。乱流過程は 1.5 -order closure model で雲物理過程は氷相を含むBulk法のparameterizationを用いた。降水の形成過程は大きく「暖かい雨」と「冷たい雨（氷相雨）」に分けて，0℃を境に降水過程を変更した氷相を含むバルク法のパラメタリゼーションを使用している。氷相を含むパラメタリゼーションの定式化では，1次的，および2次的な氷相の核形成，水蒸気拡散による粒子の成長と消耗，粒子間の衝突成長，粒子の分裂（雨粒子の分裂），別のカテゴリーへの変換（雲水→雨水，雲氷→雪，雪→霰など），凍結と融解，未凍結水の剥離，重力落下が含まれている。model によって雲物理の変数の定義やその扱いは異なるが，ここでは各カテゴリーの混合比の時間発展方程式を解き，また雲氷，雪，霰について，その数濃度についても時間発展方程式を解く氷相のモデルが含まれている。初期条件は 30 日 9 時の館野の高層観測データを使用して，3時間積分した結果を用いて考察する。なお，初期値は高層観測値そのものを用いて計算領域一様とすることで，初期値に含まれる地形効果を除いた。



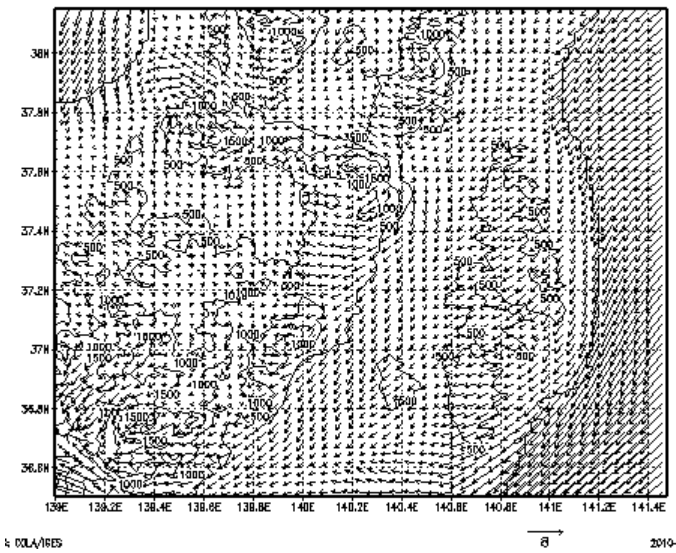
第 11 図　2010 年 6 月 30 日の降水量分布（mm）


第 12 図　CReSS による 6 月 30 日 11 時から 12 時の 1 時間降水量（mm）

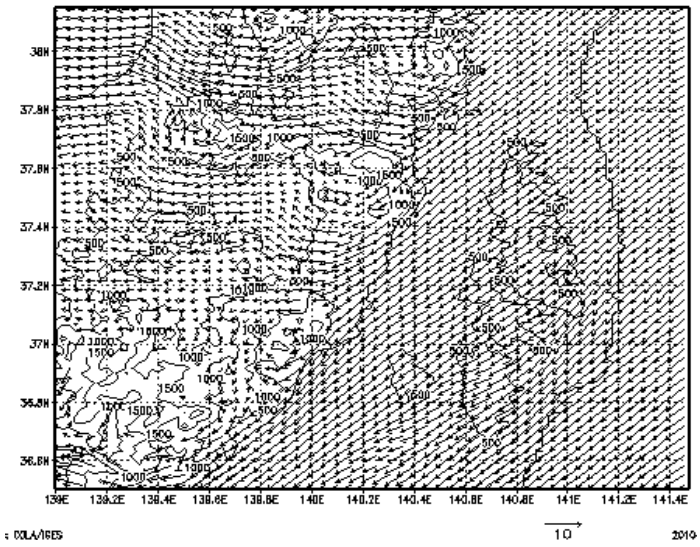
第 11 図に 6 月 30 日の日降水量分布を示す。前述の通り浪江を中心に福島県浜通り地方を中心に 50mm 以上の日降水量を示している。浜通り地方の降水の主体は第 6 図にも示すとおり，7 時から 12 時までの降水で，8 時から 9 時の 1 時間に注意報基準に近い 24.5mm がもたらされている。なお，降水域はさらに内陸部の吾妻山系の東部，及び南会津地方で顕著に出現している。これに対して CReSS で計算した 11 時から 12 時までの 1 時間降水量分布を第 12 図に示す。観測値と同様，阿武隈山地の東部浜通り地方に顕著な降水域が出現している。また，磐梯山東部でも顕著な降水域が出現している。しかし，降水強度としては 1mm/hour 程

度で，降水強度までは正確に表現されていない。

第 13 図は地上 10m の風の分布を，そして第 14 図にはおおよそ福島県内の山地上空に出現している風の分布として高度1143m の風の分布を示す。第 8 図で館野の高層観測による風の東西−南北成分を示したが，数値モデルでも地上及び高度約 2km までは北東風が卓越している。第 13 図の地上風では福島県浜通り地方では北東風が阿武隈山地をそのまま乗り越える風系で，強制上昇していることが分かる。しかし，吾妻山系では地上風は南と北に分流し，北部では南東風，南部では東北風が卓越している。この結果，北部では米沢盆地付近に顕著な収束域を形成している。一方，南部では磐梯山付近に顕著な収束域を形成している。この構造は南会津地方の降水域でも同様で分流した大気と風下での大気の間に収束域を形成し降水域が形成されている。一方，第 14 図に示した高度 1143m上層の風の分布は，阿武隈山地をほとんど感じることはなく北東風が卓越している。しかし，吾妻・安達太良山系では回り込み効果が卓越している。顕著な降水域はこの回り込み効果が顕著なところと対応している。

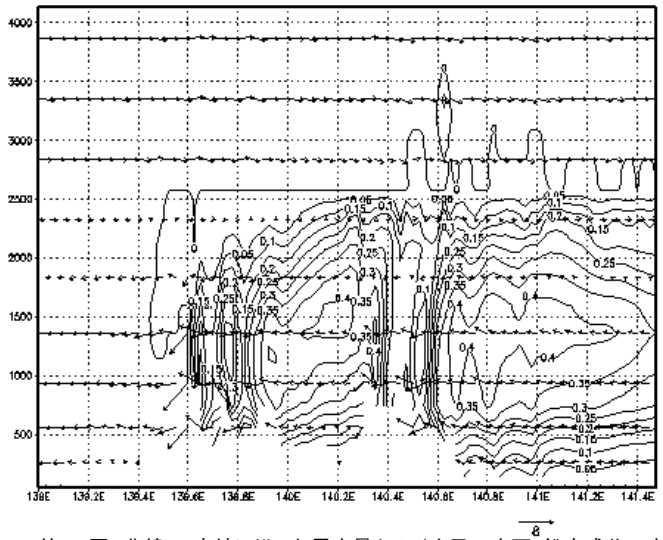


第 13 図　地上 10mにおける水平風の分布



第 14 図　高度 1143mにおける水平風の分布

第 15 図は北緯38°における東西断面図で，雲水量分布と風の東西−鉛直成分の分布を示したものである。高度3km以下の層で雲水量が大きくなっており，豪雨をもたらした雲システムは比較的低い高度に出現している。第7図に示した相当温位の鉛直分布では高度 10kmまで対流不安定になっており，雲は鉛直的に発達可能な状況にあったが西風成分が卓越している高度3km以上では水蒸気量が少なく，高高度まで発達できなかったものと考えられる。また，高度3km以上の西系の風が卓越しているところでは相対的に下降流域場になっており，上昇流場は雲水量が相対的に多い領域に限られている。特に，東系の風の風上に位置する東経140．8°，奥羽山系で風上に位置する東経140．2°付近で雲水量が多くなっている。すなわち，湿った北東風の侵入時に強制的に地形上昇がもたらされ，雲が発達して今回の豪雨が発生したものと考えられる。特に，浜通り地方の豪雨は湿った北東風の侵入と阿武隈山地による地形上昇が大きな要因で，寒冷低気圧が湿った北東風をもたらしたのが主要因と考えられる。なお，内陸部で相対的に降水量が多かった南会津地方は，地形による強制上昇と合わせて，地形による回り込みによって収束域が形成され，その収束域で上昇流が発生し降雨帯を形成したものと考えられる。



第 15 図　北緯38度線に沿った雲水量(g/kg)と風の東西−鉛直成分の東西−鉛直断面図　矢印右向きが西風，上向きが上昇流を示す。

6. まとめ

日降水量85mmを記録した降水が出したものの，豪雨をもたらした気象擾乱が不明であった。福島大学に2010年3月に導入された X-band Doppler Radar は，この降水帯を捉えており，その要因を解析した。その結果，寒冷低気圧に伴う降水システムで強雨が出現したことが分かった。この寒冷低気圧は下層の北東風域で降水帯を形成しており，上層の南西風帯ではほとんど雲を形成していない。渡邊（1999a，b）は時間雨量 90mmの強雨出現いついて，乾気慣入の重要性を指摘しているが，今回の降水システムでは乾気の影響は顕著ではない。また，渡邊（2001，2003）が指摘しているように台風や低気圧など天気図上での顕著な擾乱もない。渡邊（2009）は顕著な大気擾乱であっても，基本的に地形効果で強雨がもたらされており，地形効果をきちんと表現できる数値モデルでは豪雨や強雨が予測できることを指摘している。今回の場合も，降水域の集中制や強度については正確にsimulationできなかったが，降水をもたらす大気擾乱が不明であっても，降水域はほぼ simulate できた。

今後，強雨の出現頻度は益々増加する傾向にあり，強雨対策が重要になる。強雨は必ずしも大気擾乱に伴うものばかりではなく，今回のように不明であっても時間降水量 30mm程度の強雨が出現している。X-band Doppler Radar の継続的観測を行いながら，強雨の発生メカニズムと予測可能性を解明したいと考えている。

引用文献

Browning, K. A. and G. B. Foote, 1976：Airflow and hail growth in super cell storms and some implications for hail suppression, Quart. J. Roy. Meteor. Soc., 102, 499−534.

気象庁，2010：アメダスで見た短時間強雨発生回数の長期変化，気象庁ホームページ，http://www.jma.go.jp/jma/kishou/info/tenki_chuui.html.

渡邊　明，1999a：1998 年南東北・北関東の集中豪雨の降水システムについて，東北地域災害科学研究,No.35, 143-147.

渡邊　明，1999b：豪雨の降水システム，1998 年南東北・北関東の集中豪雨の災害に関する調査研究，1-10.

渡邊　明，2001：日本近海で発生した熱帯低気圧による豪雨について，東北地域災害科学研究,No.37，1-5.

渡邊　明，2003：2002 年台風 6 号の豪雨システム，東北地域災害科学研究,No.39, 195-200.

渡邊　明，2004：福島県の強雨特性について，2004 年 3 月，東北地域災害科学研究,No.40, 179-184.

渡邊　明，2007：激しくなる降水，気候が変わる，歴史春秋者，80-85.

渡邊　明，2009：東北地方の強雨化，日本気象学会東北支部だより，2009 年 8 月，Vol.65，４－５.

渡邊　明，2010：7 月 9 日川俣豪雨に関するコメント，FTVニュース.

数値フィルターと水質データを用いた阿武隈川の流量時系列データの成分分離に関する研究

福島大学共生システム理工学類　芳賀　友洋
福島大学共生システム理工学類　横尾　善之

1　はじめに

降雨流出過程の解析においては，タンクモデルや貯留関数モデルなどの降雨流出モデルが数多く用いられているが，これらの降雨流出モデルはモデル構造やモデルパラメータの値に関して不確実性がある．一方，数値フィルターや水質の時系列データを用いると，降雨流出の応答時間に応じて各流出成分への分離と特定ができることが知られている．

そこで本研究は，阿武隈川流域を対象流域として数値フィルターと水質データを併用して降雨流出過程の成分分離を行い，成分別に降雨流出モデルを構築する手法の可能性を検討した．

2　方法

2.1　対象流域および使用データ

本研究では，福島県および宮城県を流れる阿武隈川本流を対象流域とした．阿武隈川は流域面積 5390km^2，水源の標高 1835km の一級河川である．

本研究で使用したデータは，国土交通省が所轄する水文水質データベースより，①二本松観測所(流量，雨量)，②郡山観測所(雨量)・阿久津観測所(流量)，③黒岩観測所(流量)・福島観測所(雨量)，④須賀川観測所(流量，雨量)の 4 つの調査地点の降水量データと流量データを 2007 年から 2008 年までの 2 年分を取得した．なお，流量データは流域面積で除し，単位を mm/h と変換して利用した．

また，黒岩観測所，南小平観測所(郡山・阿久津観測所と同じ地点)の 2 ヶ所の毎時の水質データを収集・利用した．

2.2　流量時系列の逓減係数(対数プロット)を利用した成分分離

本研究では複数の手法を用いて河川流量の成分分離を行った．最初に行った流量時系列データの逓減部分を利用する方法は，流量の自然対数を用いてグラフ(図-1)の傾き(逓減部分)から時定数を決定し，成分分離を行うというものである．なお，この時のグラフの縦軸は $ln(Q_0/Q(t))$，横軸は τ(h)である．ここで Q_0 は，基準流量 [1]であるが，本研究では流量の最小値とした．傾き α の逆数が時定数 T_c(=1/α)であり，対数軸上の流量逓減部に見ら

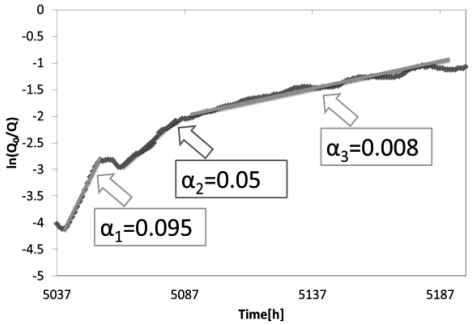


図-1　逓減曲線

＊ Hourly hydrograph separation for the Abukuma river based on numerical filter technique and water quality data by Tohohiro Haga, Yoshiyuki Yokoo

れる異なる傾きを示す部分の数を流量の成分数としている．

2.3 高速フーリエ変換を用いて決定した分離周波数を利用した成分分離

次に，日野・長谷部 [1)]を参考に，それらのデータに対して高速フーリエ変換（FFT）を用いて分離周波数を決定し，成分分離を行った．この手法は，分離周波数の決定にコヒーレンスを用いる．コヒーレンスは周波数に応じて変動が非常に大きく細かくなったので，本研究ではコヒーレンスの移動平均が大きく変化するギャップ周波数を特定した．このギャップ周波数の逆数を時定数 T_c とし，この時定数 T_c と分離周波数 $f_c = \delta / 2\pi T_c$ (δ=2.5)を用いて成分分離を行った．特に遅い成分(基底流出成分)に関しては，周波数の値の小さいところ($0 \le f \le 0.01$)から移動平均法を用いてギャップを選定する．なお，初期値を取り除くため，最初の 1 年間はから回しし，残りの 1 年分(2008 年)のデータを解析に用いた．

2.4 水質時系列データを利用した成分分離

最後に，End-Members Mixing Analysis(EMMA)と呼ばれる手法により成分分離を行った．この手法は，複数の水質データをトレーサーとして混合解析を行う．具体的には，2 つの水質の値をそれぞれ軸に取り，すべてのデータを 2 軸で構成される平面上にプロットした際にそれを包含する三角形を描画する．この三角形がトレーサー濃度をプロットした Mixing diagram であり，三角形の頂点を End-Member と呼ぶ．3 つの End-Member が 3 つの流出成分のトレーサーであり，それぞれの線形混合で河川の水質変動が表現されると仮定し，質量保存則から成分分離を行う．この場合，以下のような連立方程式を解くことにより，流量の成分分離が可能となる．

$$f_1 + f_2 + f_3 = 1 \tag{1}$$

$$C[A]_1 f_1 + C[A]_2 f_2 + C[A]_3 f_3 = C[A]_{st} \tag{2}$$

$$C[B]_1 f_1 + C[B]_2 f_2 + C[B]_3 f_3 = C[B]_{st} \tag{3}$$

ここで，*C[A]* と *C[B]* は 2 種の溶存物質 *A*，*B* の濃度を，添字の 1，2，3 は 3 つの End-member を，*st* は時系列でのそれぞれの濃度を，*f* は時系列での流量に寄与する各成分の寄与率を表す．なお，本研究では，トレーサーとして濁度と導電率を用いた．

通常，井戸水や土壌水や雨水などの異なる河川の起源の水についての水質組成の差異に基づいて成分分離を行うので，まずそれらを End-Member とし，その End-Member で構成される三角形内に河川の水質をプロットして混合解析を行うが，本研究は多量の水質データが得られたため，データの分布形状から逆に起源となる水質の特性を推定しており，この点については議論の余地がある．また，End-Member の数は理論的には 1 つ以上あればいくつでも導入できるが，2 つの水質を利用して End-Member を 3 つとすることが多い．

3 結果

3.1 数値フィルターによる解析結果

3.1.1 逓減係数(対数プロット)による解析結果

逓減係数による分析結果に関しては郡山観測所(雨量)・阿久津観測所(流量)を代表として示している．まず，流量の自然対数をとった逓減部の解析では図-1 のように 3 つの異なる傾きが見つかった．傾き α から分離時定数を求めて 4 つの成分に分離した結果が図-2 である．

3.1.2 分離周波数による解析結果

分離周波数による成分分離結果の例として郡山観測所(雨量)・阿久津観測所(流量)での結果を(図-3 および図-4)に示す．図-3 は，表面流出成分や中間流出成分に代表される降雨に対する応答が比較的速い成分に関するものである．降水量データと流量データのコヒーレンスについて，180 区間の移動平均を計算し，そこから成分が切り換わる部分(ギャップ)を選定した．ここで，ギャップの逆数が分離時定数 T_c となり，T_c を求めると値の大きいほうから順に 11.5，3.58，2.20 h となった．ここから，$f_c=\delta/2\pi T_c$ の式を用いて，成分分離を行った．しかし，遅い表面流出成分と速い中間流出成分の違いはほとんど見られなかった．そこで，遅い中間流出成分の方が分離周波数による解析結果のギャップ(谷間)が大きかったので，遅い中間流出成分の成分に代表させた．

図-4 は，比較的流れの遅い基底流出成分に関するものである．ここでは，横軸の周波数の値を 0~0.01 cycle/h の範囲に絞り，15~25 区間の移動平均を計算して，分離周波数(ギャップ)を決定した．図-4 についても上述の図-3 に用いた方法を用いて時定数を決定し，成分分離を行った．なお，このときの分離時定数は 142.9 h であった．

以上の分離時定数を用いた結果，①表面流出成分，②速い中間流出成分，③遅い中間流出成分，④基底流出成分の 4 成分に分離され，結果は図-5 の通りである．

3.1.3 逓減係数による結果と分離周波数による結果の比較

図-6，7，8，9 が示すように，逓減係数による成分分離結果は分離周波数を用いた成分分離結果と顕著な違いは見られなかった．この結果は他流域で十分に

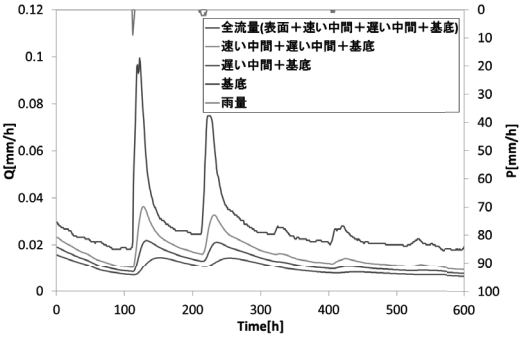


図-2　逓減係数による成分分離結果

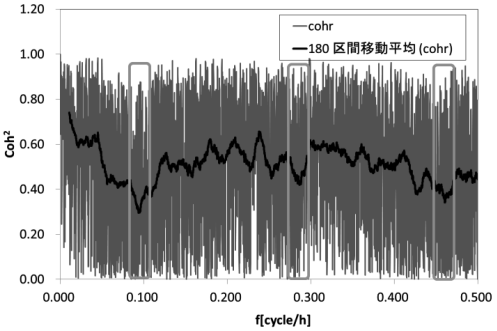


図-3　分離周波数による解析結果(1)

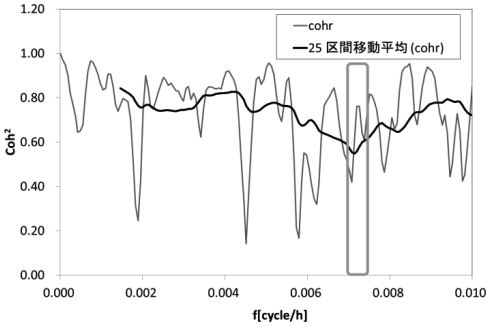


図-4　分離周波数による解析結果(2)

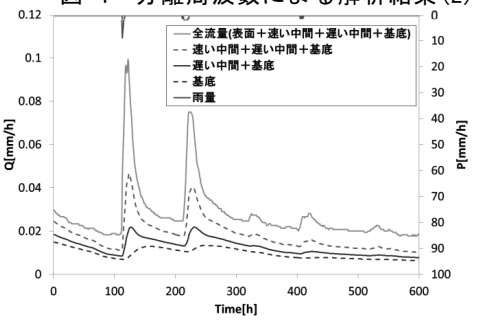


図-5　分離周波数による成分分離結果

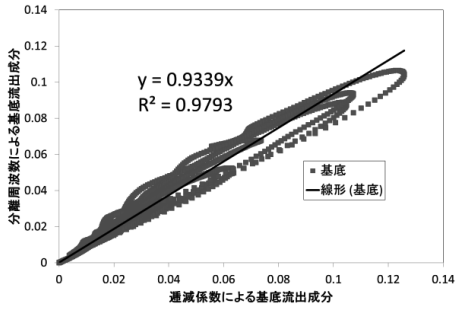


図-6　数値フィルターの比較結果(1)

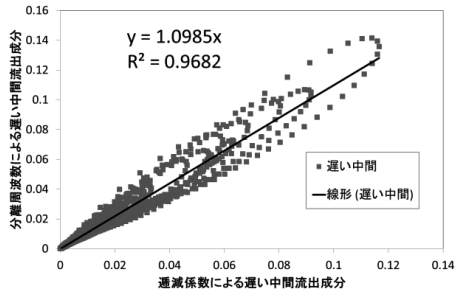


図-7 数値フィルターの比較結果(2)

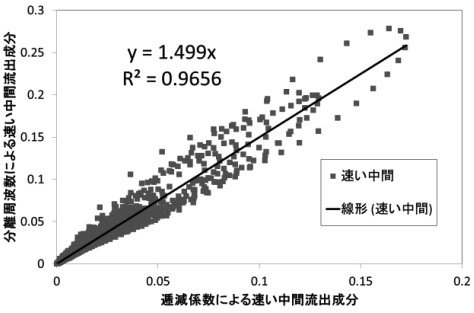


図-8 数値フィルターの比較結果(3)

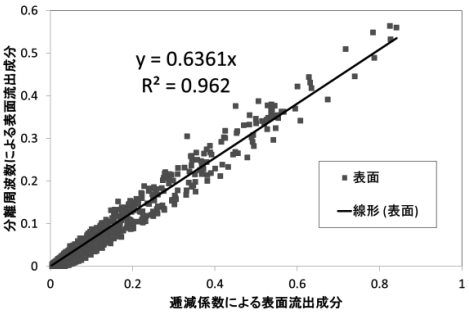


図-9 数値フィルターの比較結果(4)

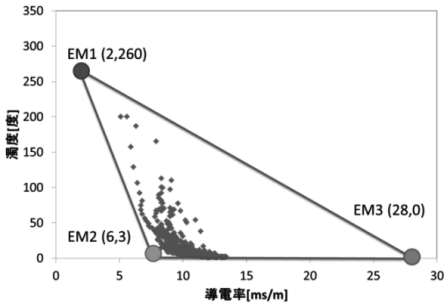


図-10　Mixing diagram

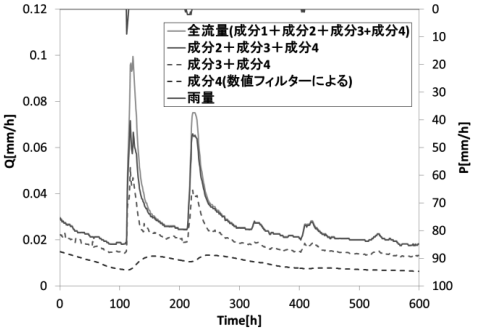
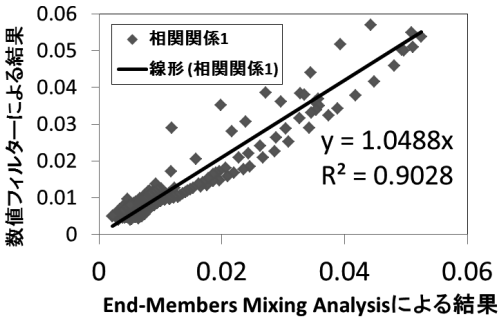


図-11　EMMA による成分分離

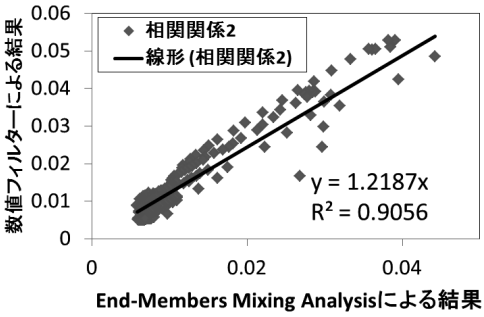
検証を行う必要はあるが，時間単位でも分離周波数による解析が行えることが確認できた．そこで，成分分離結果が解析者により結果が異なる逓減係数による成分分離手法ではなく，FFT を用いて分離周波数を計算し，数値フィルター[1)]で成分分離を行う手法を採用することとした．

3.2　End-Members Mixing Analysis による解析結果

阿久津観測所の毎時の濁度および導電率のデータを用いて横軸に導電率，縦軸に濁度をとって Mixing Diagram を描き(図-10)，3 点の End Member を EM1，EM2，EM3 とし，座標を求めると EM1=(2,260)，EM2=(6,3)，EM3=(27,0)となった．EMMA では降雨に対する応答の遅い基底流出成分が分離できなかったため，数値フィルターで求めた基底流出成分を分離した上で EMMA によってさらに成分分離を行った．成分分離を行った結果が図-11 である．



図−12　表面流出成分と EMMA の成分 1＋成分 2 の関係



図−13　中間流出成分と EMMA の成分 3 の関係

3.3　数値フィルターと End-Members Mixing Analysis による成分分離結果の比較

数値フィルターおよび EMMA による成分分離結果の比較を行うが，基底流出成分に関しては数値フィルターを用いた方法で全流量から差し引いた上で，残りの成分に関する比較を行っている．これは，本研究で利用した水質データには，基底流出成分のトレーサーとなりうる長周期の変動を示すものが含まれなかったためである．

数値フィルターおよび EMMA の両手法で分離した成分同士を比較した結果，数値フィルターで分離した表面流出成分と EMMA で分離した 3 成分のうち成分 1(EM1 起源)と成分 2(EM2 起源)を足し合わせたものが非常に似通っていることが分かった (図-12)．また，数値フィルターによって分離した「速い中間流出成分＋遅い中間流出成分」と EMMA における成分 3(EM3 起源)についても似通っていることが分かった (図-13)．以上より，濁度と導電率のデータを用いると，数値フィルターを用いて客観的に成分分離された速い表面流出成分および中間流出成分に相当する成分に分離できることがわかった．しかし，上述のように，基底流出成分を分離する毎時の水質データに関しては見つけることができなかった．

4　まとめ

本研究は降雨流出モデルのモデル構造やパラメータの不確実性に関する問題の解決に資するため，流量時系列データのフィルタリング手法や河川の水質時系列データを利用し，河川流量の成分分離を行う方法を検討することを目的とした．具体的には，フィルタリング手法には FFT と数値フィルターを組み合わせた成分分離方法を採用し，水質時系列データを利用した成分分離手法には End-Members Mixing Analysis(EMMA)を採用し，両成分分離手法の比較検討を行った．得られた結果を以下にまとめる．

① 逓減曲線(対数プロット)と分離周波数による解析では，応答の速い部分では若干差異があったものの，両者に相関がみられた．

② 数値フィルターを用いた解析によると，阿武隈川の対象観測点の河川流量は，4〜5 つに成分分離でき，下流部に行くほど成分数が増える傾向が確認された．

③ End-Members Mixing Analysis (EMMA)は，主に小流域において用いられていた解析法だが，

大河川でも用いることができた．

④ 水質を用いた解析（EMMA）ではトレーサーとして濁度と導電率を用いたが，これらによって成分分離した結果は，一番応答の遅い成分が数値フィルターの成分分離の結果よりも成分数が多かった．そのため，数値フィルターで得られた基底流出成分を除いて解析を行う必要があった．

⑤ 数値フィルターによる分離結果と水質による分離結果を比較した結果，表面流出成分と中間流出成分を分けるトレーサーとして濁度と導電率を用いることができることが分かった．

一方，本研究で解決すべき問題も見出された．具体的には，基底流出成分の分離に利用できる水質データがなかったため，これを見つける必要があることである．水温は季節変動のよい指標になり得るが，ここで言及している基底流出成分はもう少し短い周期で変動する成分であったため，利用できなかった．今後，観測が比較的簡単な水質項目を見出す予定である．また，EMMA を行う際，2 年分のデータを用いても恒久的な End-member の値には帰着できないと考え，直感的に決めた．このため，End-Member の決定が成分分離結果に与える影響を評価しながら，End-Member に求められる精度を明らかにするとともに，長期的水質データを集めることで End-Member の恒久的な値を決定する方法も検討する必要がある．

謝辞

東京大学総括プロジェクト機構「水の知」（サントリー）総括寄付講座，科学研究費補助金（若手研究 B，21760381），環境省環境研究総合推進費 S-8-1(4)，科学研究費補助金（基盤研究 B，22360192，代表：風間聡），福島大学自然共生再生プロジェクト「阿武隈川流域水循環系の健全化に関する研究」・「裏磐梯の人間－自然環境系に関する研究」の成果の一部である．本研究は国土交通省所管の水文水質データベースを活用した．ここに謝意を記す．

参考文献

1) 日野幹雄・長谷部正彦：水文流出解析　FORTRAN と BASIC による，森北出版，1985.
2) 長谷部正彦・日野幹雄：安定同位体比(δ18O)および硝酸イオン濃度(NO_3^-－N)による流出分離とフィルター分離 AR 法による成分分離について，土木学会論文集，第 387 号/Ⅱ－8，pp.229-235，1987.
3) 長谷部正彦・日野幹雄・星清：フィルター分離 AR 法による流出予測と他の流出モデルとの比較評価について，土木学会論文集，第 405 号/Ⅱ－11，pp.195-204，1989.
4) 日野幹雄・長谷部正彦：フィルターAR 法による非線形流出系の同定と予測(時間単位)，土木学会論文報告集，第 324 号/Ⅱ－8，pp.83-94，1982.
5) 日野幹雄・長谷部正彦：流出成分への降雨分離則および部分流出域と流域貯留の関係について，土木学会論文集，第 357 号/Ⅱ－3，pp.133-140，1985.
6) 上條善康・島田正志・中村良太：流出解析・フィルタ分離 AR 法に関するパラメータ同定問題，水文・水資源学会誌，第 12 巻，pp.231-241，1999.

融雪出水過程の解明に向けた積雪層内および融雪水の水質調査

福島大学共生システム理工学類　安藤　昌哉
福島大学共生システム理工学類　横尾　善之

1. はじめに

日本では冬期には国土の約 50%で積雪があり，そのような積雪寒冷地帯で生活する人々が多く存在する．そのような寒冷地を生活圏とする地域での，雪の存在は融雪洪水，雪崩，交通障害など自然災害要因としての側面が強い．その一方，寒冷地河川の年間総流出量の 50%以上を占めるとされる豊富な融雪水量は，流域涵養や灌漑用水の供給などのように健全な水循環系を支える貴重な天然資源となっている．小原・堺 [1]が指摘するように，積雪・融雪現象に関する正確な予測情報を発信することで，雪が我々に与える負の働きを最小限に抑えるだけではなく，ダム操作との連携をとることなどで，融雪水のより効率的な管理・計画を実施できると考えている．また，地球温暖化現象に伴う，初冬期の融雪洪水や融雪時期の早期化による，灌漑期の取水障害などの危険性を踏まえ，今後，積雪・融雪現象の定量化や総合化に関するモデルの構築は大きな課題となっている．そこでは本研究は，融雪出水過程の適切な理解とモデル化に向けて，融雪期における積雪層内の物理化学的特性ならびに融雪出水時の水質の経時変化を調べた．寒冷積雪地帯では一般的に，冬期間の湿性・乾性降下物は積雪層内に保存され，後に融雪期を迎え流出する．山崎ら [2]によると，その過程で融雪水の最初の 20%から 30%が流出する間に，積雪中に保存されていた化学物質の 70%から 80%が積雪から流出することが知られている．このように，融雪時期によっても水質が違うことは知られているが，融雪時期，出水過程，出水起源などのトレーサーとしての可能性がある物質を示すことで，積雪・融雪現象を理解したい．

2. 方法

2.1. 対象流域

本研究は福島県の荒川支流の東鴉川流域を対象とした．図-1 は東鴉川流域の地図である．赤い直線は各尾根を結んだ線であり，その線で囲まれた赤い範囲は東鴉川流域を表している．年間の流量の変位は冬期間である 12 月から 3 月までは流量が少なく，融雪期の 4 月，5 月に流量が多い．月平均の値で見ても，この融雪期に流量が集中していることが，この流域の特徴となっている．

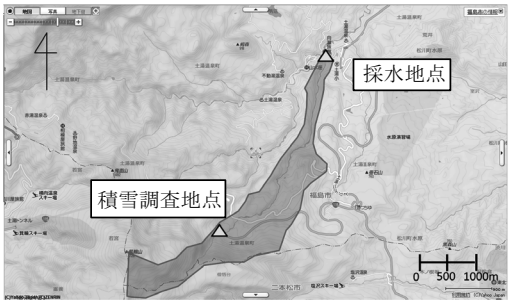


図-1　東鴉川流域

＊Investigating physical and chemical profiles of snow cover and temporal variation of snowmelt water chemistry for understanding snowmelt processes by Masaya Ando,　Yoshiyuki Yokoo

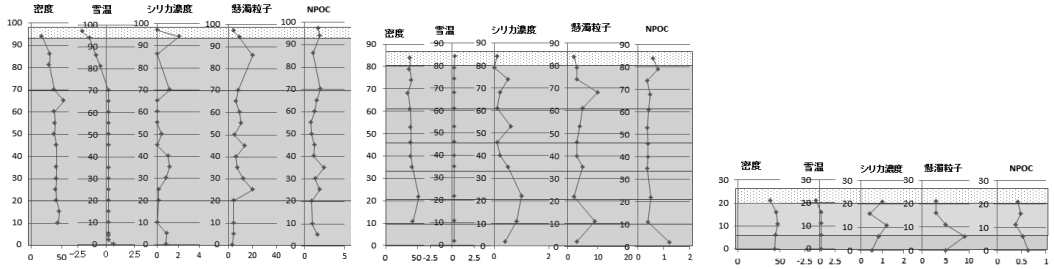


図-2 深度別，密度，雪温，シリカ濃度，懸濁粒子，有機炭素濃度（左から 3 月 9 日，4 月 2 日，4 月 14 日）

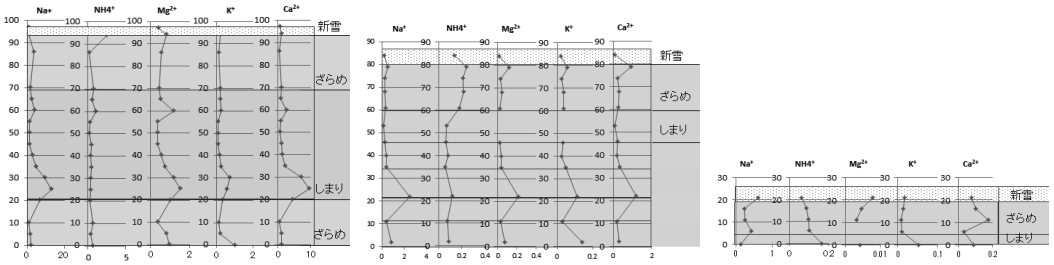


図-3 深度別，各種陽イオンの測定結果（左から 3 月 9 日，4 月 2 日，4 月 14 日）

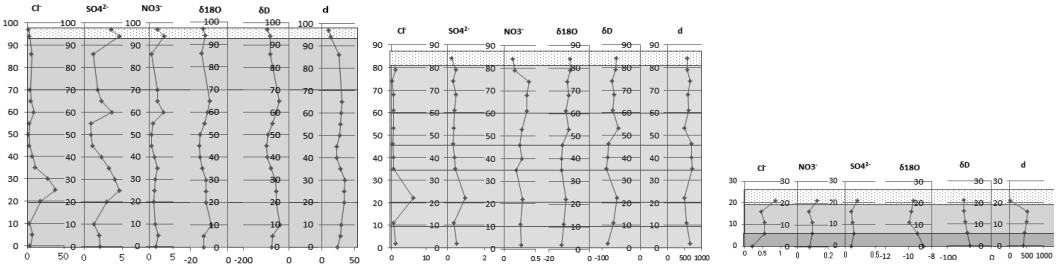


図-4 深度別，各種陰イオン，水素と酸素の同位体比の測定結果（左から 3 月 9 日，4 月 2 日，4 月 14 日）

2.2. 調査概要

図-1 に示す通り，東鴉川流域の中央付近で積雪層内の温度および密度分布を測定し，深度別サンプリングを実施した．また，最下流端である荒川との合流点直前において河川水サンプリングを行った．サンプルは研究室に持ち帰り，雪と河川の水についての水質測定を行った．測定項目は，各種の陽イオン・陰イオンの濃度，懸濁粒子濃度，シリカ濃度，不揮発性有機炭素濃度，水素および酸素の同位体比である．積雪調査およびサンプリングは平成 22 年 3 月 9 日，4 月 2 日，4 月 14 日の 3 回実施した．河川水のサンプリングは積雪調査中およびその後の降雨時に実施した．

3. 結果

3.1. 積雪調査および積雪サンプルの水質測定の結果

図-2 から図-4 は積雪調査および積雪サンプルの水質測定結果である．それぞれ左から順に平成

22 年 3 月 9 日，4 月 2 日，4 月 14 日の積雪層内の水質の鉛直分布を示している．図-2 から，積雪深度の増加に伴って雪温が安定することや，層構造による密度差が確認できることがわかる．また，シリカ・懸濁粒子・不揮発性有機炭素の濃度は層構造と関係があり，しまり雪層とざらめ雪層の境界付近にそれぞれピークがでる傾向が読み取れる．また，しまり雪層とざらめ雪層の境界部において各種水質項目の上昇が確認でき，そのピークが時間の経過とともに下降していることが確認できる．図-3，図-4 に示す 3 月 9 日の各種イオン濃度に注目すると，Na^+，Mg^{2+}，K^+，Ca^{2+}，Cl^-，SO_4^{2-}の濃度が地表面から 25cm 付近でピークをとっている．続いて，図-2，図-3 の 4 月 2 日の各種陽イオン・陰イオン濃度も同じように，地表面から 15cm から 20cm 付近で各項目がピークを迎えていることから，およそ 1 ヵ月間の期間に 5cm から 10cm 程度の融雪があったと考えられる．このため，積雪層内の水質分析を通じて，融雪過程を知る手がかりを得ることができる可能性がある．図-2，図-3，図-4 の積雪構造をみると 4 月 2 日から 4 月 14 日の期間に積雪深は 70cm 程減少している．さらにこの期間に降雪は観測されていないので，70cm 程度の融雪が進んだことがわかる．この時期は，おもに降雨によって融雪が進んでおり，降雨と融雪の関係についてはより詳細な検討が必要である．

3.2. 河川水サンプルの測定結果

3.2.1. 平成 22 年 4 月 13 日～4 月 16 日実施分の測定結果

図-5 は 4 月 13 日 18 時から 4 月 16 日 16 時の期間に一時間ごとにサンプリングした水質調査結果である．この期間は流量が既にピークに達している状態から逓減する過程である．図-5 は各種の陽・陰イオン濃度（図-5　右図），不揮発性有機炭素濃度（NPOC），懸濁粒子，シリカ濃度と流量の変位を表している．この図より，流量が逓減するにつれて，不揮発性有機炭素濃度（NPOC）が減少することがわかる．シリカ濃度は逆に増加していく傾向が見られた．懸濁粒子は流量が逓減する過程で数回ピークがあった．各種陽イオン，陰イオン濃度にもシリカ濃度ほどはっきりではないが，流量が逓減していくにつれて，増加する傾向にあることが見てとれた．一方，$SO4^{2-}$，Mg^{2+}，K^+，Ca^{2+}，Na^+，Cl^-の濃度変化は，流量の逓減時に小さなピークが発生している．これは融雪水

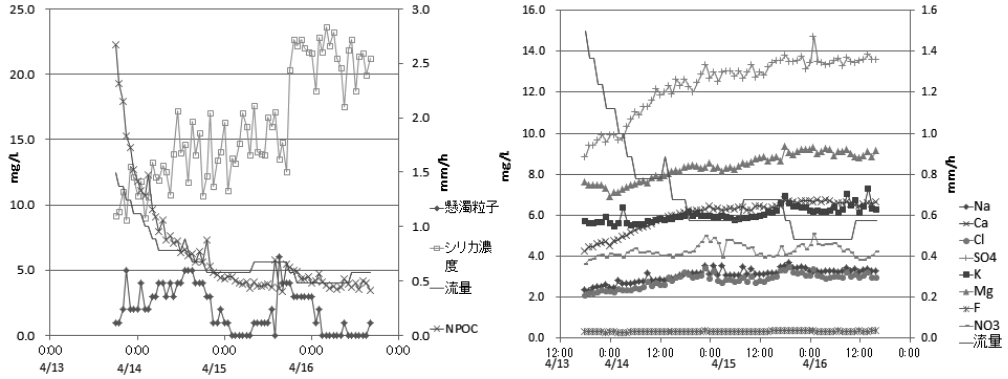


図-5　東鴉川流量と各測定項目の変位（4 月 13 日～4 月 16 日実施，左は懸濁粒子，シリカ，不揮発性有機炭素 NPOC の濃度経時変化，右は各種イオン濃度の経時変化）

によるピークではないかと考えられる．12 日の降水イベントまで，過去 1 週間はまとまった降水は観測されていないことと，この期間で 13 日の平均流量が最大を観測したことから，積雪調査で明らかになった，4 月 2 日から 4 月 14 日の期間においての，約 70cm 程度の融雪の多くがこの降雨イベントにより進んだことがわかる．このことから，この多量の融雪水が初期段階で観測されたのではないかと考えられる．観測を始めた，4 月 13 日 18:00 にはすでに発生していた降雨は，12 日 3:00 から降り続いていた．このピークを測定した時刻は 14 日 2:00 から 4:00 の間だったために，降雨による，融雪水が東鴉川に流出する時間は 48 時間前後を要すると推測できる．

3.2.2. 平成 22 年 4 月 22 日～4 月 23 日実施分の測定結果

図-6 は平成 22 年 4 月 22 日 6:00 から 4 月 23 日 16:00 の期間に採水した水の水質測定結果である．この期間は降雨によって流量が増加し，ピークに達するまでの過程にサンプリングを行った．今回もまた一時間ごとに採水を行った．結果は流量が上がると同時にシリカ濃度が減少している．懸濁粒子は流量が増加すると同時にピークを迎えたが，流量より早くピークを達し，すぐに逓減していった．各種陽イオン，陰イオン濃度には流量とともに増加するものとしないものがあることがわかった．

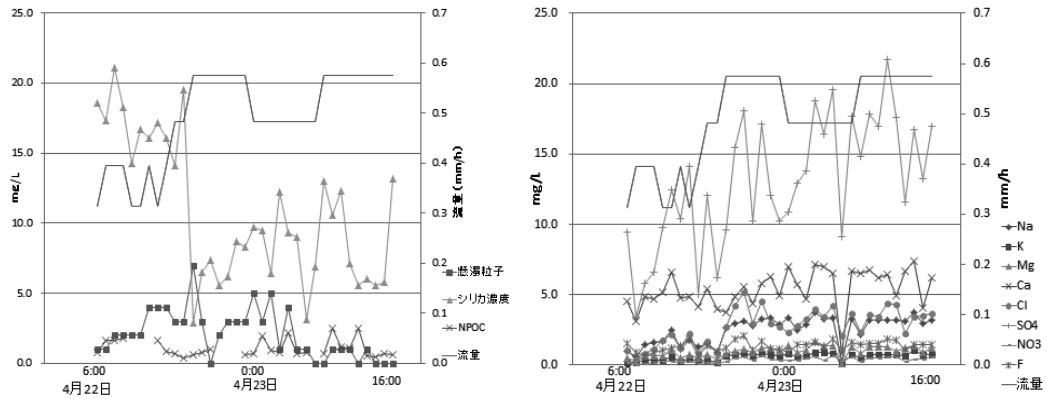


図-6 東鴉川流量と各測定項目の変位（4 月 22 日～4 月 23 日実施，左は懸濁粒子，シリカ，不揮発性有機炭素 NPOC の濃度経時変化，右は各種イオン濃度の経時変化）

3.2.3. 平成 22 年 4 月 27 日～5 月 14 日実施分の測定結果

図-7，図-8 は平成 22 年 4 月 27 日 18:00 から 5 月 14 日 16:00 までの水質調査結果である．この期間は各水質項目と流量の長期的関係を調べることを狙ったものである．この間，流量の増減を大きく分けて 3 回観測でき，流量の増減の全過程を通してサンプリングすることができた．測定項目のいくつかに流量との相関性が見てとれる．シリカ濃度は長期的に見ても流量とは負の相関性がある．懸濁粒子は流量と正の相関性があったが，流量増加の初期段階でピークを迎え，流量よりも早く逓減していった．不揮発性有機炭素濃度は流量と正の相関が見られた．SO_4^{2-}，Ca^{2+}，Mg^{2+}，K^+ 濃度は流量と負の相関性があった．Cl^-濃度は流量と正の相関性が見られた．よって，これらの水質項目は，融雪出水過程を説明するトレーサーとなり得る可能性があると言える．つまり，流量と

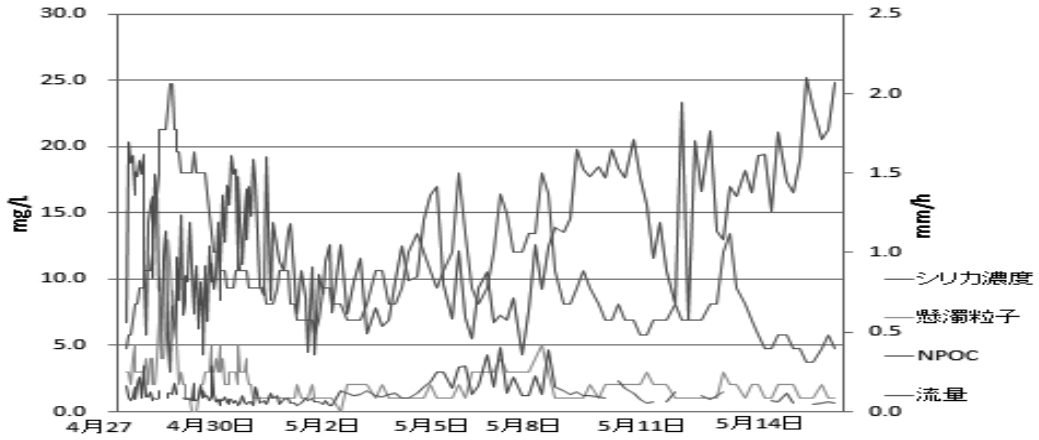


図-7 東鴉川流量と各測定項目の変位(4 月 27 日～5 月 14 日実施, 懸濁粒子, シリカ, 不揮発性

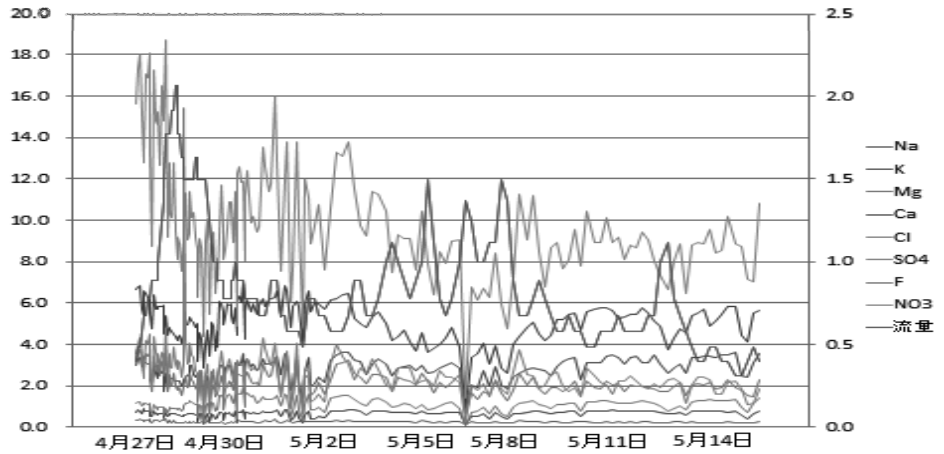


図-8 東鴉川流量と各測定項目の変位(4 月 27 日～5 月 14 日実施, 各種イオン濃度の経時変化)

正の相関がある懸濁粒子，不揮発性有機炭素，Cl^-の濃度はそれぞれ地表面付近を流れて早く流出する流れのトレーサーになり得る．一方，流量と負の相関があるシリカ，$SO4^{2-}$，Ca^{2+}，Mg^{2+}，K^+の各濃度は地中を流れてゆっくり流出する流れのトレーサーになり得る．これらのうち，流量とシリカ，Ca^{2+}の関係には平田・村岡 3)と同様であり，一般的関係と言える可能性が高い．なぜそのような関係になるのかについての物理的説明はできないため，これらの成分が地表付近に存在するのか，土壌中に存在するのか，深層地質に存在するのかについて，調査を行い検証する必要がある．

4. まとめ

本研究は積雪層内の雪が河川に流出プロセスの解明に向けて，積雪層の鉛直断面の調査，積雪層内および河川水の調査を行った．積雪層の鉛直断面の調査の結果，積雪層内のしまり層やざらめ層が積雪層内の水質に影響していることが確認された．

河川水の水質調査の結果，以下のことが明らかになった．

① シリカ濃度と流量は負の相関性を持つことがわかった．降雨・積雪中にはシリカ濃度はほとんど含まれないので，地中流のトレーサーになることが期待できる．

② 懸濁粒子は流量と正の相関性が見られたが，特に流量が増加する初期段階のトレーサーになることが期待できる．

③ 不揮発性有機炭素濃度と Cl^-濃度は流量とは正の相関性があり，表面流のトレーサーになることが期待できる．

④ $SO4^{2-}$，Ca^{2+}，Mg^{2+}，K^+濃度は流量と負の相関性があり，地中流のトレーサーになることが期待できる．

今後はこれらと積雪層内の水質変化の関係の調査し，塚本 [4]が示しているように流域の物理的，化学的，地理的条件を考慮しながらさらに詳しい分析を行い，対象流域の融雪出水過程の解明を目指す予定である．また，本研究が上記の水質項目が本当にトレーサーになり得るかどうかについて，実際に流出成分の成分分離（たとえば杉田・田中 [5]）に利用する予定である．

謝辞

東京大学総括プロジェクト機構「水の知」（サントリー）総括寄付講座，科学研究費補助金（若手研究 B, 21760381），環境省環境研究総合推進費 S-8-1(4), 科学研究費補助金（基盤研究 B, 22360192, 代表：風間聡），福島大学自然共生再生プロジェクト「阿武隈川流域水循環系の健全化に関する研究」・「裏磐梯の人間－自然環境系に関する研究」の成果の一部である．本研究は国土交通省所管の水文水質データベースを活用した．ここに謝意を記す．なお，積雪調査については東北大学の朝岡助教に，水質測定については本学の高瀬特任准教授にご支援いただいた．心からお礼申し上げる．

参考文献

1) 小林一哉・堺茂樹：降雪・積雪・融雪過程のモデル化と河川融雪流出予測への応用に関する研究，土木学会論文集 B，第 64 巻，第 1 号，pp.41-61，2008.

2) 山﨑学・石井吉之・石川信敬：多雪山地流域の融雪期における河川水の水質形成過程，日本水文科学誌，第 37 巻，第 3 号，123-135，2007.

3) 平田健正・村岡浩爾：山地小流域における溶存物質の降雨流出特性について，第 30 回土木学会推理講演会論文集，pp.43-48，1986.

4) 塚本良則：森林水文学，文永堂出版，1992.

5) 杉田倫明・田中正：水文科学，共立出版，2009.

流域の気候・地理的条件が山地河川の流況に与える影響

福島大学共生システム理工学類　木村　龍
福島大学共生システム理工学類　江坂　悠里
福島大学共生システム理工学類　横尾　善之

1.　はじめに

洪水や渇水に代表される河川の流況は流域の気候・地理条件によって決定されているが，両者の関係については未だに十分に整理されていない[1), 2)]．そのため，流域の気候・地理条件から河川の流況を推定することは現在のところできないが，両者の関係が整理されれば，流量データが得られないところでも気候・地理条件から河川流量を推定できるのではないかと考えている．そこで，本研究は流況曲線形状を決定する豊水量・平水量・低水量・渇水量[3)]とダム流域内の気候・地理条件の関係を整理することを目的とする．

2.　方法

2.1.　対象流域

本研究は図-1 に示す日本全国の計 22 か所のダム流域を対象とした．これらの流域は，河川の上流にあり人の影響が少ないと考えられ，データの欠測がなく，流域面積が 100km^2 以上のダム流域[1)]を日本全国から合計 22 か所のダム流域を選んだ．各ダム流域の平均流域面積は 295.5km^2 であり，所在は図-1 に示すとおりである．

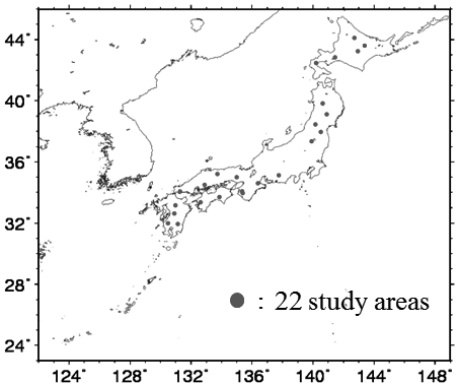


図-1　対象流域

2.2.　豊水量，平水量，低水量，渇水量の算出

本研究は，二川，一庫，岩瀬，厚東川，緑川，椋梨，永瀬，野村，新豊根，青蓮寺，下筌，椿山，鶴田，湯原の各ダムは 1990 年から 1992 年までの日雨量，日流量データを多目的ダム管理年報から収集し，鹿ノ子，十勝，岩尾内，漁川，美利河，寒河江，玉川，大川の各ダムは 2006 年から 2008 年までの日流入量データをダム諸量データベースから収集した．日雨量は気象庁のアメダスデータおよび水文水質データベースから収集した．収集したダム流入量データから毎年の豊水量・平水量・低水量・渇水量を流域別に算出した．図-2 は 1990 と 2006 年の流況曲線を示している．

2.3.　流域の地理条件の算出

流域の地理条件の抽出を行うため，国土地理院が整備した数値地図情報を入手し，このデータから各流域のデータのみを抜き出す切り出し作業を行った．この作業には，数値地図情報の行政区域，河川，ダム，および国土地理院発行の 50m メッシュの標高データを使用し，①標高ポイントデータのラスタデータへの変換（図-3），②標高ラスタデータに基づいて水の流下方向を示す流向グリッドの作成，③累積流量グリッドの生成，④累積流量の閾値を用いた支流への分割，⑤集水域データの生成（図-4）の順に作業を進めた．

＊ Effects of geographic characteristics of watersheds on the flow regimes in Japanese mountainous areas by Ryo Kimura, Yuri Esaka, Yoshiyuki Yokoo

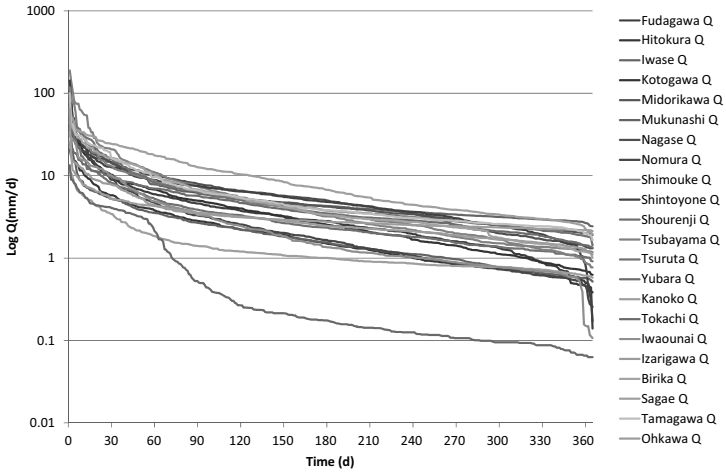


図-2　流況曲線（1990 年と 2006 年のデータより作成）

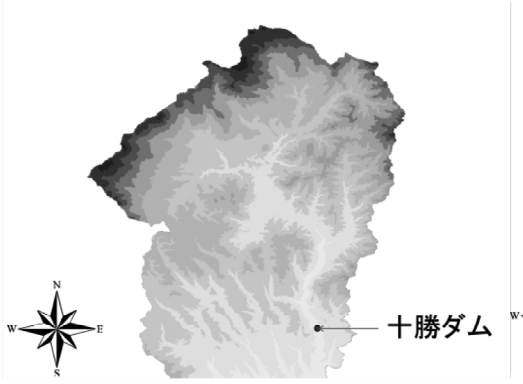


図-3　十勝ダム周辺の標高グリッド

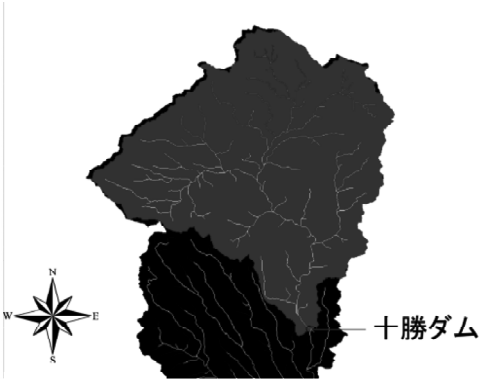


図-4　十勝ダムの集水域と河川

また，作成した流域内の地理条件を算出するため，集水域の 50m メッシュラスタデータを 1km メッシュのポイントデータに変換し，このデータをもとに取得した 3 次メッシュコードを求めた．この 3 次メッシュコードを用いて流域の土地利用，土壌，地質についてのデータを切り出し，それぞれの項目別の面積率を横尾ら[1)]と同様の手法で算出した．

2.4.　流域の気候・地理条件が河川の流況に与える影響の評価方法

流域の気候・地理条件が流況に与える影響を調べるため，気候・地理条件を独立変数，豊水量・平水量・低水量・渇水量を従属変数として重回帰分析を行った．変数選択法には変数増減法を採用し，採否の基準として F 値 2.0 を採用した．なお，独立変数の基準化は行っていないため，偏回帰係数の絶対値による従属変数への影響度を評価することができない．そこで，各独立変数の t 値で従属変数への影響度を評価した．また，流域の地域特性値として年間降水量を取扱って 3 年間の平均年間降水量を独立変数とする重回帰分析と，年間降水量は年々変動するものなので毎年の年間降水量を独立変数とする重回帰分析を実施した．これにより，年間降水量の取り扱い方の影響について考察した．

表-1　特性値の有意性(年間降水量を3年間の平均にして重回帰を行った)

	豊水量			平水量			低水量			渇水量		
	変数名	偏回帰係数	t　値	変数名	偏回帰係数	t　値	変数名	偏回帰係数	t　値	変数名	偏回帰係数	t　値
第1要因	年間降水量	0.0025	5.7824	年間降水量	0.0021	9.0485	年間降水量	0.0013	7.0881	年間降水量	0.0008	6.8847
第2要因	黒ボク土壌	7.7776	5.4511	森林土壌	-1.7081	-3.9959	森林土壌	-1.0281	-2.6569	森林土壌	-1.4468	-6.4830
第3要因	畑地	-40.9172	-4.5395	花崗岩	2.5697	3.7934	花崗岩	1.2328	2.3918	幹線交通用地	-230.1696	-1.6634
第4要因	第三紀火山岩	-4.3066	-3.4169	水田	-8.1125	-3.3053	水田	-5.8236	-2.1902	定数項	0.3466	1.5918
第5要因	水田	-14.9554	-3.0383	第三紀火山岩	-2.0822	-2.8655	第三紀火山岩	-0.9717	-1.7848			
第6要因	定数項	6.0135	1.9060	定数項	-0.0984	-0.2411	定数項	2.0589	1.5628			
第7要因	森林	-5.9214	-1.5914				森林	-2.2361	-1.5036			

表-2　特性値の有意性(年間降水量を3年間それぞれ年別に重回帰を行った)

	豊水量			平水量			低水量			渇水量		
	変数名	偏回帰係数	t　値	変数名	偏回帰係数	t　値	変数名	偏回帰係数	t　値	変数名	偏回帰係数	t　値
第1要因	年間降水量	0.0023	9.9058	年間降水量	0.0014	10.5244	森林土壌	-3.1000	-6.5649	森林土壌	-3.5003	-7.5991
第2要因	花崗岩	6.4562	8.2886	岩石地	-4.5787	-6.7652	年間降水量	0.0008	6.4774	定数項	0.9758	6.4625
第3要因	森林土壌	-4.6525	-8.0970	第三紀火山岩	-2.3333	-6.4625	流域平均勾配	0.0451	5.0214	流域平均勾配	0.0312	5.3693
第4要因	水田	-18.5039	-6.9743	水田	-57.2002	-6.3995	中生層	1.2937	3.8666	中生層	1.5468	4.9701
第5要因	未熟土壌	-10.9949	-4.5723	花崗岩	2.5166	6.2696	第三紀火山岩	-1.0251	-3.0516	年間降水量	0.0005	4.7652
第6要因	中生層	2.3262	4.0435	森林土壌	-1.6081	-6.0489	岩石地	2.9526	2.6519	花崗岩	1.1703	3.3915
第7要因	古生層	2.9387	4.0119	定数項	48.1768	5.7040	第四紀火山岩	-2.3551	-2.5672	建物用地	21.7470	3.3087
第8要因	岩石地	-4.2980	-3.4174	畑地	-51.0806	-5.6143	定数項	0.5380	2.1121	未熟土壌	-1.6911	-2.5599
第9要因	定数項	2.1508	3.0247	森林	-47.3978	-5.5535	花崗岩	0.8213	1.8938	幹線交通用地	-200.9169	-2.3260
第10要因	荒地	7.8598	3.0199	荒地	-40.7445	-4.8804	黒ボク土壌	1.2280	1.8772	黒ボク土壌	-0.8301	-2.0154
第11要因				未熟土壌	-6.2810	-4.8674						
第12要因				建物用地	-29.8330	-2.1254						

3.　結果

3.1.　重回帰分析の結果についての検討

表-1は3年間の平均年間降水量を独立変数とした重回帰分析結果であり，表-2は年別に異なる年間降水量を独立変数とした重回帰分析の結果である．従属変数である豊水量・平水量・低水量・渇水量に対する影響度

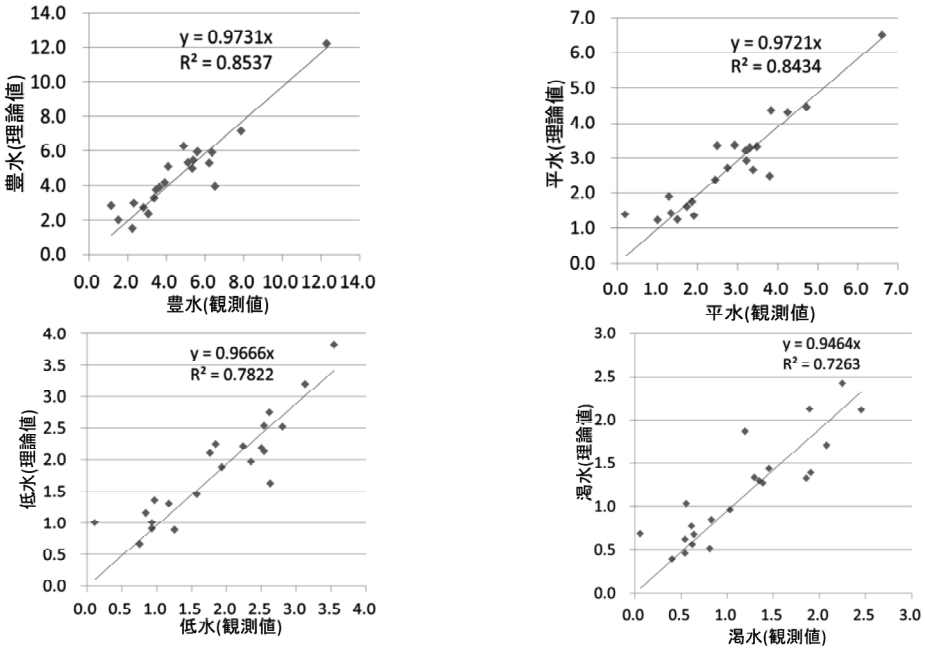


図-5　理論値と観測値の比較（左上：豊水量，右上：平水量，左下：低水量，右下：渇水量）

を示す各独立変数のｔ値の絶対値の大きい順にいずれの表も並べてある．

表-1 によると，豊水量は年間降水量，黒ボク土壌面積率が多いと増加し，畑地面積率，第三紀火山岩面積率，水田面積率，森林面積率が多くなると減少することがわかる．平水量および低水量は，年間降水量および花崗岩面積率の増加とともに増加し，森林土壌面積率，水田面積率，第三紀火山岩面積率の増加とともに減少することがわかる．渇水量年間降水量とともに増加し，森林土壌および幹線交通用地の面積率の増加によって減少することがわかる．この結果を総合的にみると，豊水量・平水量・低水量・渇水量に最も影響を与えているのは年間降水量であり，年間降水量が大きくなるほど豊水量・平水量・低水量・渇水量は大きくなることがわかる．豊水量の第２要因である黒ボク土壌と平水量・低水量の第３要因である花崗岩も正の値のため，年間降水量と同様に河川流量を増加させる傾向があること示している．反対に，平水量・低水量・渇水量の第２要因である森林土壌面積率は偏回帰係数が負の値なので，森林土壌が多くなるほど平水量・低水量・渇水量は小さくなると言える．森林土壌は保水機能があるため一時的に雨を貯留するが，木が雨の降らない低水・渇水時に，土壌中に貯留した水を根から吸い上げて蒸散させる[4), 5), 6), 7)]ため負の値をとったと考えられる．同様に，豊水量・平水量・低水量は第三紀火山岩および水田の面積率が多いと減少することがわかる．これらの結果の類似性は豊水量・平水量・低水量・渇水量間の相関関係を示唆している．

しかし，年別の年間降水量で重回帰を行った表-2 では，表-1 との類似性がありつつも異なった結果を示している．有意な独立変数の数が増え，低水量・渇水量の第１要因が変化した．これは，低水量・渇水量は年間降水量の年々変動にそれほど敏感ではなく，むしろ流域を流下する中で降水量の変動の大きさが緩和される傾向があることを示していると考えられる．

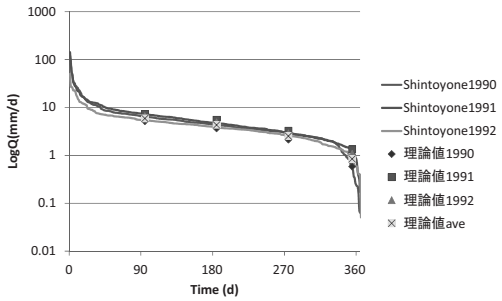


図-6　新豊根ダムの理論値(年間降水量を平均)

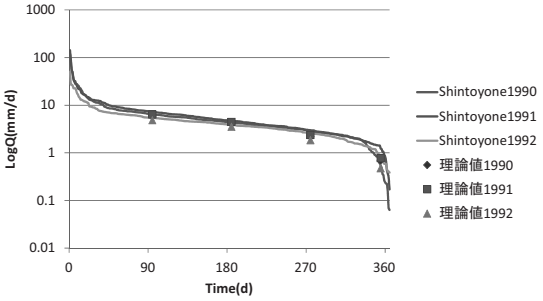


図-7　新豊根ダムの理論値(年間降水量を年別)

3.2.　重回帰式についての検討

図-5 で豊水量・平水量・低水量・渇水量の重回帰分析から求められた推定値と観測値を散布図にし，良好な推定ができることを確認しているが，流況曲線上での検討は行わなかった．これを行うため，図-6 では重回帰式と隆起の気候・地理条件を利用して，新豊根ダムにおける豊水量 Q(95)，平水量 Q(185)，低水量 Q(275)，渇水量 Q(355)の推定値を流況曲線上にプロットした．図-6 では，回帰式を求める際に 3 年間の年間降水量の平均を用いた．推定値を求める際に年間降水量の平均値をもちいた値を「理論値 ave」とし，3 年間別々の年間降水量をもちいた値をそれぞれ「理論値(1990)，(1991)，(1992)」とした．理論値は流況曲線上にプロットされており，その残差は非常に小さい．このことから，年間降水量について細かくわけなくとも，流域の流況曲線形状は大まかに推定できることがわかる．また，平均年間降水量を使って求めた重回帰式に，年別の年間降水量を入力すると観測値に非常に近い値になり，特に渇水量の再現性が飛躍的に向上することがわかる．

図-7 は年別の年間降水量を独立変数として求めた重回帰式によって，新豊根ダムにおける豊水量 Q(95)，平水量 Q(185)，低水量 Q(275)，渇水量 Q(355)の推定値を流況曲線上にプロットした結果である．流況曲線との残差があまり誤差なくプロットできている．しかし，図-6 における結果と大きな差がないこと，渇水量の再現性は図-6 において年別の年間降水量を入力した場合に比べてむしろ劣っていることがわかる．このことは，前節 3.1 で述べたように，降水量の年々変動に比べて流況曲線形状の年々変動は大きくなく，平均年間降水量を利用すれば流域の流況は概ね再現できることを再確認する結果であると言える．

4.　考察

本研究は，流域の気候・地理条件から流況曲線形状を推定することを目的として，豊水量・平水量・低水量・渇水量を流域の気候・地理条件から推定する方法の可能性を検討した．対象流域は日本全域を広くカバーしており，結果の適用性は日本を対象とする限り，良好な結果を得ることができる可能性が高い．しかしながら，関東・北陸・中部のダム流域に関してはカバーできておらず，これらの地域の流域を加えたうえで再度検討する必要もある．

気候条件については，本研究では年間降水量と年最大降水量を解析対象としたが，気候条件を特徴づける特性値はまだ多く求めることができる．例えば，可能蒸発散量や乾燥指数がその代表例である．これらを解析に加えると，さらに有益かつ根源的な関係を見出せる可能性がある．一方で，年間降水量については，流域固有の値として平均年間降水量を用いれば十分である可能性が見出された．この点は流況曲線形状を推定する上では非常に有益な結果である．今後，より多のデータを活用して，この点を検討することが必要である．

本研究は流況曲線形状を推定することを目的としながらも，豊水量・平水量・低水量・渇水量を推定するにとどまっている．しかしながら，これら 4 点を推定できれば，流況曲線形状全体を推定できる可能性が高い．実際，横尾・有働[2]は 4 つのパラメータで流況曲線形状の推定に成功している．この点についての検討を詳しく進めることも今後の課題に位置付けられる．

5. 結論

本研究は，流域の気候・地理条件から流況曲線形状を推定することを目的として，豊水量・平水量・低水量・渇水量を流域の気候・地理条件から推定する方法の可能性を検討した結果，以下の結果を得た．

① 気候・地理条件から河川の流況を推定できる可能性は高い．

② 重回帰分析の結果，年間降水量，森林土壌の面積率，花崗岩面積率，水田面積率，畑地面積率，第三紀火山岩面積率などが，豊水量・平水量・低水量・渇水量の大きさに影響していることがわかった．具体的には，年間降水量は豊水量・平水量・低水量・渇水量を増加させること，水田は豊水量・平水量・低水量を減少させること，森林土壌は平水量・低水量・渇水量を減少させることがわかった．

③ 重回帰分析を行う際，年間降水量に複数年の平均値を用いるか，毎年の値を用いるかについて検討した結果，年間降水量の複数年の平均値を用いれば十分高精度に豊水量・平水量・低水量・渇水量が推定できることがわかった．また，得られた重回帰式に年別の年間降水量を入力すると渇水量の推定精度が大きく改善することもわかった．

今後は，より多くの流域について長い期間のデータを収集し，研究手法と結果を検証するとともに，より多くの気候・地理条件を解析に加えることで，より一般性のある重回帰式を見出すことや，豊水量・平水量・低水量・渇水量を元に流況曲線形状全体を推定する手法の詳細な検討が課題である．

謝辞

東京大学総括プロジェクト機構「水の知」（サントリー）総括寄付講座，科学研究費補助金（若手研究 B, 21760381），環境省環境研究総合推進費 S-8-1(4)，科学研究費補助金（基盤研究 B，22360192，代表：風間聡），福島大学自然共生再生プロジェクト「阿武隈川流域水循環系の健全化に関する研究」・「裏磐梯の人間－自然環境系に関する研究」の成果の一部である．本研究は国土交通省所管の水文水質データベース，数値地図情報，ダム諸量データベースを活用した．ここに謝意を記す．

参考文献

1) 横尾善之・沖大幹：流況の気候・地形・土壌・地質・土地利用が河川の流況に与える影響，水工学論文集，第 54 巻，pp. 469–474，2010.

2) 横尾善之・有働恵子：流域の地理条件が流況曲線形状に与える影響，水工学論文集，第 51 巻，pp. 373–378，2007.

3) 吉川秀夫：河川工学(改訂増補版)，朝倉書店，1993.

4) 森林水文学編集委員会：森林水文学－森林の水のゆくえを科学する－，森北出版，pp. 5–7，2007.

5) 塚本良則：森林・水・土の保全－湿潤変動帯の水文地形学－，朝倉書店，1998.

6) 蔵治光一郎・保屋野初子編：緑のダム，築地書館，2004.

7) 沖大幹監修：水の知，化学同人，2010.

福島県の降雨極値を考慮した内水氾濫ポテンシャルマップ

福島大学大学院共生システム理工学研究科　川越　清樹
福島大学共生システム理工学類　大田　敏長
国土交通省新庄河川国道事務所　佐藤　雄太

１．はじめに

将来気候の展望を求めるために世界各国の研究機関で開発された全球気候モデルの出力結果から，人為起源の温室効果ガス排出による気候システムの温暖化と並行した降雨量と豪雨(ここでは100mm/dayと定義される)頻度の増加，無降雨出現日数の増加の降水事象が推計されている[1)]。これらに示す降水事象の極端化より，水資源，水災害に対するリスクの更なる高まりが見積もられており，温暖化による水管理の必要性も重点的な課題になること指摘されている[2)]。現在まで開発されている主たる全球気候モデルのアウトプットはグリッドセル解像度0.5°から2.5°程度である。そのため，温暖化影響評価研究は，巨視的なグリッドセル解像度と直接対応できる広範領域を中心に進められてきた[3)]。しかしながら，温暖化の影響を受けるものは，国レベルの巨視的な領域にとどまらず，地域社会も含まれている。近年の研究成果や報道等により地域社会における温暖化影響の関心が高まり，「自分の居住する地域がどのような温暖化の影響を受けるのか？」，「温暖化による影響を最低限にするための対策は何か？」という地域レベルの問題意識が現れている。これに対し，巨視的スケールの解像度を細かなグリッドセル度に変換するためのダウンスケーリング手法の開発，もしくは，細解像度による数値気候モデルの開発が進められている[4)]。また，数値気候モデルのアウトプットを細情報化する一方で，これらを地域社会に反映するための影響評価モデルの開発も取り組まれている[5)]。こうした影響モデル開発に関すれば，空間的な情報を理解できるメリットより，数値地理情報を利用する事例が多く進められている。研究機関や行政により作成された数値地理情報を用いることで影響評価マップをアウトプットする試みがなされることにより，影響の範囲を理解できること，影響により脆弱化する地域を示すことができること等に効用が得られる。また，空間的情報の明示は，温暖化に必要とされる緩和策と適応策の検討に重要な資料となる。

本研究では，気候システムの温暖化による影響モデル開発の一環として，①　福島県を対象に近年最も被害の多い水災害を明らかにすること，②　水災害の原因になる降水情報を明らかにすること，③　温暖化影響に利用できるモデルの基盤をつくることに取り組み，降雨極値を考慮した内水(氾濫)ポテンシャルマップのモデル構築を試みた。

２．福島県の水災害の現状

気候システムの温暖化に伴う水災害への影響を求める前段として，近年，福島県に生じた豪雨に起因する水災害件数を国土交通省監修の水害統計(平成 10 年から平成 19 年)を参考に調査した。その結果を図-1 に示す。

---

* Development of Inland flood potential map due to extreme rainfall in Fukushima prefecture, Seiki KAWAGOE and Toshinaga OHTA, MILT by Yuta SATO

福島県に生じた水災害の内，内水による災害が 59。5%と過半数を占めている。この結果は，築堤により外水対する対策整備が進んでいる一方で，堤内と堤外の分離に伴う内水の排水整備が脆弱であることを示している。また，築堤整備個所は保全重要度の大きい市街地を中心とするものの，市街地の土地被覆がコンクリート化により難透水の状態になっていることや，都市圏の下水道整備の許容能力不足と老朽化等も内水による水災害の多い原因として挙げられる。これに加えて，都市空間に生ずる微気候変化や気候システムの温暖化の兆候と懐疑される短時間降雨量の増加も加わり，高度化する都市発達に伴う内水整備が外水対策と並行せずに不足した状態にあることを示唆している。

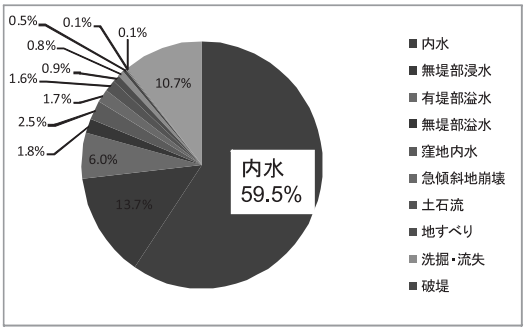


図-1 福島県の水害割合(平成 10 年から平成 19 年)

こうした内水の大規模な被害は，平成 22 年 7 月 6 日にも郡山市の中心街でも認められている。郡山市の AMeDAS の降雨状況を検証すると，被害時に最大 1 時間降雨量(19:00～20:00)として 40.5mm，2 時間降雨量として 61.0mm，3 時間降雨として 68.5mm の豪雨が認められ，郡山駅前の商店街が深さ約 50cm で水没した。この内水により生じた被害について，現地調査，不特定多数の住民の聴取した結果を整理すると以下の①から⑦に示すとおりである。

① 平地商店街(地下商店街除く)は，約 5 時間にわたり水没した。
② 電車などの交通機関は運休。
③ 地下街は 2 日後も排水作業を継続している。
④ 下水逆流により汚水が商店街に流れ出た。(衛生消毒するまで営業は再開できない。古くから居住している商店は浸水による被害には慣れており，保健所までの報告を円滑にできる状態である。その一方で，新しい商店は汚水が流れでたことによる知識皆無。)
⑤ 汚水が流れた食品店の内装は，すべて買い換えの必要あり。
⑥ シャッター閉鎖などで止水を試みるも，道路の自動車交通により水没個所では波が生じシャッターが変形し，買い換えの必要あり。
⑦ 冷蔵庫関連はすべて買い換えの必要あり。(近年は冷蔵庫の奥行きを狭めるため，モーターが冷蔵庫下部に設置されている。そのため，モーターが水没。)

基本的に死傷者等の人命にかかわる被害はないものの，資産や営業，流通に大きな被害が認められている。特に，郡山市街地の商店街が水没したことにより，営業に関わる資産が損傷，全壊した事例が多く確認された。こうした被害により，水没時だけでなく長期間にわたり商業機関の営業に支障がでること，大型計器の買い換えを余議されていることで地域住民に大きな打撃を与えた。

内水発生の原因として，現況の市街地の下水システムが合流式，許容排水能力が 35mm/h であり，許容能力を超過しうる降雨が生じたことが推測される。こうした現状に対し，既に降雨極値の増大を踏まえた下水道許容能力の拡張は計画されていたものの，施工段階まで進んでいなかった状況である。

降雨量の増加，社会システムの整備の不足は，気候システムの温暖化と社会投資できる予算が切迫する可能性を含む今後において，更に顕在化する可能性がある。そのため，複数地域に対する温暖化，および降雨量増大に対する水災害リスクを明らかにして比較すること，各地域の現況，将来のリスクを定量的に示し，社会整

備予算に応じた水害リスクに対する適応策を検討することが今後の重要課題になる。

3. 福島県の降雨極値の分布

福島県で数多く認められる内水に対する誘発原因が短時間の極大降雨である。そこで，AMeDAS の降雨量データ，降雨量の平年的, かつ地域的な特徴を示す空間解像度 1km×1km のメッシュ気候値 2000 を利用し 2 時間, 3 時間の降雨量極値空間分布データの情報化に取り組んだ。

情報化の解析方法は以下のとおりである。

① AMeDAS 毎に経年(1980 年から 2009 年の 30 年間) の最大 2 時間，3 時間降雨量を求め頻度解析し，各再現期間に対する 2 時間，3 時間雨量の極値を求める。

② AMeDAS の位置する再現期間に応じた降雨極値と暖候期(4 月から 11 月)の平年値の関係を線形式で示す。つまり，平年値を用いた降雨極値変換式を開発する。

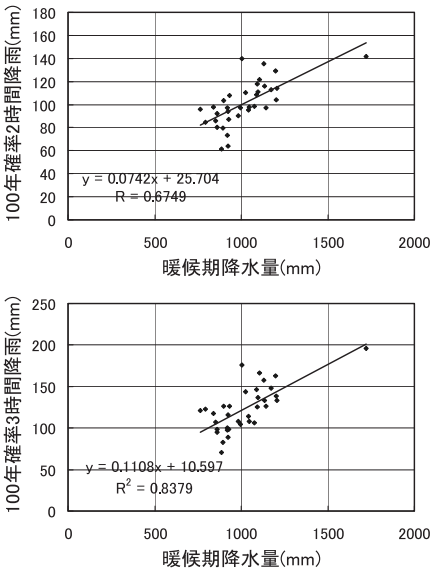


図-3 再現期間 100 年降雨極値と暖候値平年降水量の関係

③ 降雨極値変換式にメッシュ気候値 2000 の暖候期平年値データを代入することで，再現期間に対する降雨極値の分布データを作成する。

④ 解像度 1km×1km の降雨情報について内挿線形補間を行い，解像度 250m×250m に変換する。

解析方法①の降雨極値の頻度解析には，確率分布型として一般化極値分布である GEV(Generalized Extreme Value)分布，母数推定法として PWM(Probability Weight Moment)法を用いた。極値分布は，母集団に対する最大値および最小値の漸近分布である。そのため，降雨や洪水流量の最大値抽出に有効な確率分布である。なお，確率分布の結果は，福島各地の AMeDAS の 90%以上が SLSC=0.04 以内となり，統計的な整合がとれた。

解析方法②の降雨極値変換式は，牛山らにより求められた AMeDAS の暖候期平年降水量と日降雨極値の統計的に有意な相関を利用[6]して，開発した[7]ものを参考にしている。暖候期平年降水量と再現期間 100 年の 2 時間，3 時間の降雨量極値の関係式を図-2 に示す。関係式より，すべての再現期間が回帰式で相関係数 R=0.60 以上の強い関係を示すことができた。2 時間，3 時間降雨量も統計的に有意な関係を示すことができ，変換式として利用して問題ないといえる。また，この強い相関性の結果は，2 時間，3 時間の降雨極値は，地域的気候に影響されて出現していることを示唆している。つまり，雲のでき方，風向の規則性に影響する地形や土地利用の条件により気候特性を表すことができ，その気候特性に応じて短時間降雨極値の傾向が地域毎に異なることを示していると解釈できる。ただし，試行的に 1 時間降雨を対象に暖候期平年降水量との比較を行ったものの，その相関係数は R=0.10 以下にとどまり強い関係を示すことができなかった。時間スケールとして，地域の気候特性を統計的に示すことができるのは，継続降雨 2 時間からであり 1 時間の降雨については気候特性より判別することが困難と推測される。解析方法③，④を通じて求められた再現期間 100 年の 2 時間，3 時間の降雨量極値空間分布データを図-3 に示す。2 時間降雨の結果より，奥会津地方の桧枝岐村付近を除くと，概ねの福島県の高標高の山地が 120mm/2h 以上の領域になることが示されている。また，気候的な標高依存性が反映されて，標高が低くなるほど 2 時間降雨極値の量が少なくなることが図より理解できる。特に猪苗代周辺

と福島盆地は，概ね 80mm/2h から 90mm/2h の範囲の降雨量になることが見て取れる。3 時間降雨の結果より，猪苗代，奥会津地方の桧枝岐村付近，中通り中部から北部を除くと概ね 120mm/2h 以上の領域になることが示される。つまり，2 時間の降雨極値の発生以降で，30mm/h から 40mm/h の降雨が認められる地域が数多く存在することを示唆している。また，図より 50 年に一度の 3 時間降雨で降雨量が少ない地域でも 80mm/3h 以上になることが解析より理解できる。平成 22 年 7 月 6 日に生じた郡山市の降雨よりも多い値であること，標高依存の少ない低地でこのような降雨極値が発生することを考慮した場合，現況の対策を更に整備しない限り，今後も内水被害が認められるであろうことを示唆している。また，気候システムの温暖化により降雨極値，豪雨頻度の増加を考慮すれば，更に内水被害が短い周期で生ずる可能性がある。

4．内水評価とマップ化

本章では，国土数値情報より提供されている解像度 250m×250m の標高データ，土地利用データ，ならびに降雨極値解析により求められた空間解像度 250m×250km の 2 時間，3 時間の降雨量極値空間分布データを利用し，近年，福島県において水害としての発生割合の大きい内水について，簡易的な評価モデルを作成し，ポテンシャルとしてのマップ化を試みた。なお，内水評価より，河道(外水)との地形的な関係性を把握しなければならないが，ここでは，若松らにより分類された地形条件を基に[9]，山地河道を無堤，それ以外は堤防が存在していると仮定し河道を 2m 高いものとした。土地利用は，雨水浸透能をモデルに反映するために用い，村井ら[10]の浸透能の提案を土地利用に応じて設定した(以上の数値地理情報は**図-4** に示すとおりである。)。簡易的な評価モデルは平面 2 次元不定流解析に基づいている。以下に利用した連続式を式(1)，運動方程式を式(2)，(3)に示す。

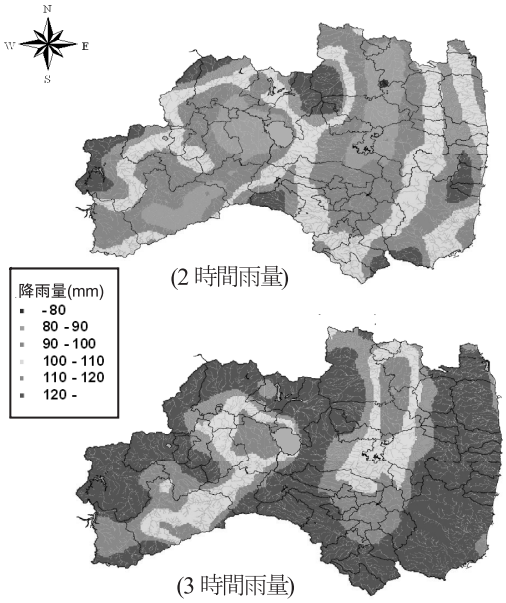
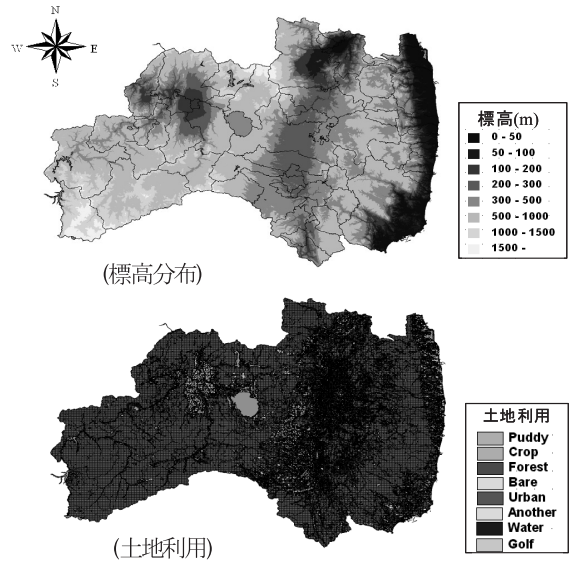


図-3 再現期間 100 年降雨極値分布



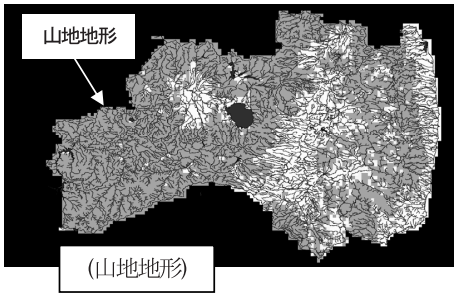


図-4 内水評価データセット

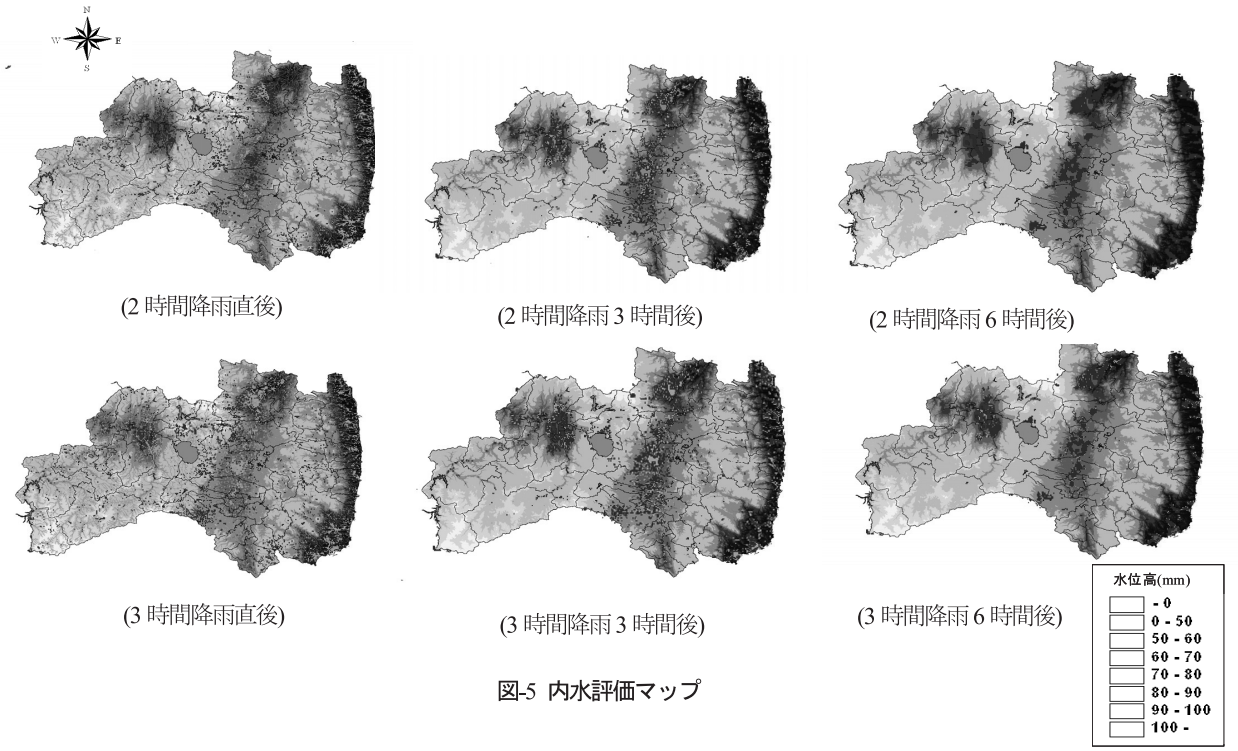


図-5 内水評価マップ

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial (V_x h)}{\partial x}+\frac{\partial (V_y h)}{\partial y}=0 \qquad (1)$$

$$\frac{\partial (V_x h)}{\partial t}+\frac{\partial (V_x{}^2 h)}{\partial x}+\frac{\partial (V_x V_y h)}{\partial y}+gh\frac{\partial h}{\partial x}=ghI_x-\frac{gn^2 V_x\sqrt{V_x{}^2+V_y{}^2}}{h^{1/3}} \qquad (2)$$

$$\frac{\partial (V_y h)}{\partial t}+\frac{\partial (V_y{}^2 h)}{\partial y}+\frac{\partial (V_x V_y h)}{\partial x}+gh\frac{\partial h}{\partial y}=ghI_y-\frac{gn^2 V_y\sqrt{V_x{}^2+V_y{}^2}}{h^{1/3}} \qquad (3)$$

ここで，$V_{x,y}$ ：x, y 方向の流速，h ：水深，t ：時間，g ：重力加速度，n ：粗度係数(水理公式集を基に土地利用に応じて決定)，I ：地形勾配である。計算ケースとして，降雨発生直後，3 時間後，6 時間後の内水マップを作成した。

再現期間 100 年の降雨極値を利用した解析結果は**図-5** に示す通りである。降雨発生直後のマップよりコンクリート被覆された市街地を中心に内水エリアが存在している様子が見て取れる。福島圏，郡山圏，会津若松圏，いわき圏に 90mm 以上の表面水のオーバーフローが認められることが空間的に明らかにされている。また，浜通りに点在する市街地でも前述市街地よりも小規模な面積で表面水のオーバーフローが認められるのが特徴的である。3 時間後になると表流水により市街地の至る所で内水が生じていることが明らかである。それは市街地の中心部に限らずに，その近辺にも明らかに示されている。6 時間後になると表流水が収束し，福島圏，郡山圏，会津若松圏，いわき圏といった市街地の中心部のみ内水が認められることがわかる。特に，福島圏，郡山圏は内水面積が広く示されており，内水被害のポテンシャルが大きいことが示されている。

これらの結果は空間的な内水ポテンシャルを示すだけではなく，例えば，3 時間以内に市街地周辺の内水しうる地域で排水処理を行えば，内水リスクの高い地域の災害軽減に繋がることも示唆しており，どのポイントで内水処理すべきか検討するための資料としても有用である。

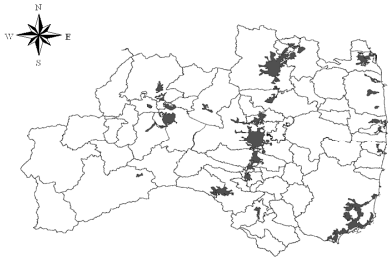


図-6 下水整備分布

５．まとめ

福島県の 2 時間，3 時間の降雨極値を線形変換式より求め，標高，土地利用の数値地理情報と重ね合わせ解析することで内水ポテンシャルマップを開発した。その結果，以下の結論を得ることができた。

① 福島圏，郡山圏，会津若松圏，いわき圏の内水ポテンシャルの高さを空間的に明らかにした。

② 浸水深と面積から中通市街地(福島圏，郡山圏)の内水ポテンシャルが特に高まることを空間的に明らかにした。

③ 内水ポテンシャルマップより，市街地周辺に対する内水箇所に対策整備を行うことで，リスクの軽減が図れることを時空間的に明らかにした。

今後は，下水整備情報(図-6 参照)も加えることと，近傍の社会整備状況，および蒸発効果などの自然現象も踏まえながら，モデルの高度化を図り，最終的な内水ポテンシャルマップを作成する意向である。また，モデル開発後は，全国規模，気候システムの温暖化を踏まえた解析に取り組む。

謝辞：本研究は環境省地球環境研究総合推進費（S-8）の研究助成によって行われた。ここに記して謝意を示す次第である。

参考文献

1) 例えばHasegawa, A., and Emori, S. : *Tropical cyclones and associated precipitation over the western North Pacific; T106 atmospheric GCM simulation for present and doubled CO2 climate*, SOLA, Vol.1, pp.145-148, doi:10.2151/sola, 2005.
2) 例えば風間聡・沖大幹 : 温暖化による水資源への影響，地球環境，Vol.11, No.1, pp.59-65, 2006.
3) 例えばHirabayashi Y., S. Kanae, S. Emori, T. Oki, M. Kimoto : *Global projections of changing risks of floods and droughts in a changing climate*, Hydro. Sci. Journal, Vol.53, pp.754-772, 2008.
4) 例えばIizumi, T., M. Nishimori, and M. Yokozawa : *Combined equations for estimating global solar radiation: Projection of radiation field over Japan under global warming condition by statistical downscaling.* Journal of Agricultural Meteorology, Vol.64, pp.9-23,2008.
5) 例えばYuji Masutomi, Kiyoshi Takahashi, Hideo Harasawa and Yuzuru Matsuoka : *Impact assessment of climate change on rice production in Asia in comprehensive consideration of process/parameter uncertainty in general circulation models*, Agriculture, Ecosystems & Environment, Volume 131, Issues 3-4, pp. 281-291, 2009.
6) 牛山素行・寶馨：AMeDASデータによる暖候期降水量と最大1時間・日降水量の関係，水文・水資源学会誌, Vol.13, No.4,pp.368-374,2004.
7) S. Kawagoe, S. Kazama, and P. R. Sarukkalige, *Probabilistic modeling of rainfall induced landslide hazard assessment, Hydrology and Earth System Sciences*, Vol.14, Iss. 6, pp.1047-1061, 2010.
8) 若松加寿江・松岡昌志・久保純子・長谷川浩一・杉浦正美：日本全国地形・地盤分類メッシュマップの構築，土木学会論文集, Vol.759(I-67), pp.213-232, 2004.
9) 村井宏・岩崎勇作：林地の水および土壌保全機能に関する研究（第一報），林試研報, No.274, pp.23-84.

香東川を対象とした河川横断測量による現地調査*

香川高等専門学校　野村　一至
香川高等専門学校　木村　健人
香川高等専門学校　徳田　　章
香川高等専門学校　渡辺　一也

1.　はじめに

平成16年の台風豪雨により，四国地方の瀬戸内側の中小河川では土砂が流入し，洪水氾濫の危険性が高い状況となった．この年には，観測史上最多の10個の台風が日本に上陸，そのうち6個が四国に上陸し甚大な被害をもたらした[1)]．香川県においても，道路の冠水や土砂崩れ，河川横の道路の路肩崩壊などの被害を被った．

また，香川県の河川のほとんどが２級河川であり，上流域が急勾配で，中下流域で緩やかな勾配に変化する二段勾配になっている．そのため，洪水が発生した場合，流出した土砂が中下流域で堆積しやすいといった状況にある．土砂が堆積すると，水位が上昇し氾濫の危険性が高くなるため，河床整備など河川改修を実施することが検討されている．

今後このような被害を起こさないために，また，整備を行うためには，中小河川を対象とした土砂の堆積状況のモニタリングを行っていく事が重要である．しかしながら，中小河川においては都道府県や市区町村が管理を行っていることもあり，財政的に厳しいため河川管理の為のデータは乏しいのが現状である．そのため，中小河川では効率的に河川管理を行うことが重要である[2)3)]．

そこで本研究では，効率的な河川管理を行うために，香川県にある二級河川の香東川（**図-1**）を対象として，月一回の河川測量を実施し，河床及び断面の変化を把握し，同時に水位観測を行った．

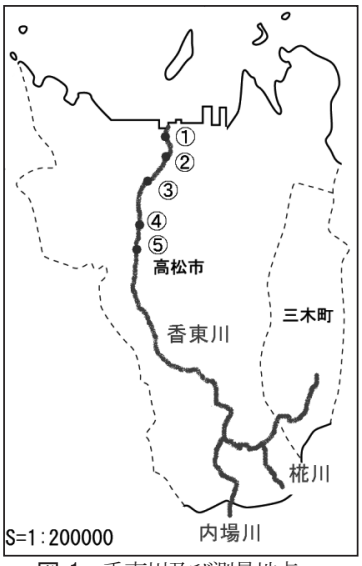


図-1　香東川及び測量地点

*Field observations used to river topographical survey at Kotogawa river, Kagawa National College of Technology by Kazushi NOMURA, Kento KIMURA, Akira TOKUDA and Kazuya WATANABE

2. 研究対象領域

香東川の位置及び測量地点を**図-1** に示す．香東川の流域面積は 113.2km^2，幹線流路長は 33.0km である．また，**図-2** に示されるように上流域（約 1/50～1/100）と中流域（約 1/150～1/320）河口部（約 1/400）で河床勾配が著しく異なるという瀬戸内側の河川の特徴を有している．そのため，**図-1** に示される特に土砂の堆積が顕著である上流域から中流域へと変化した比較的勾配が緩やかで土砂の堆積が顕著である地点を 5 点抽出して河川測量と水位観測を行った．

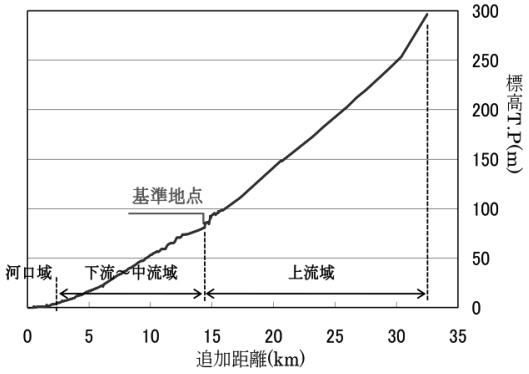


図-2 縦断面図

3. 地形測量・水位観測の概要

平成 22 年 5 月から月 1 回の頻度で河川測量を実施した．ただし，台風などで大きな出水があった場合は洪水による断面変化を把握するため臨時に測量を行うこととしていたが，現在までに大きな出水はなかった．

水位観測は，国土交通省四国地方整備局と香川県により，河川測量と同地点において観測時間 10 分での観測が行われている．

4. 観測結果と考察

現地観測による横断面形状変化と水位に関係について考察した．その結果を以下に示す．

(a) 横断面測量結果

各断面における横断面測量結果を**図-3～7**に示す．

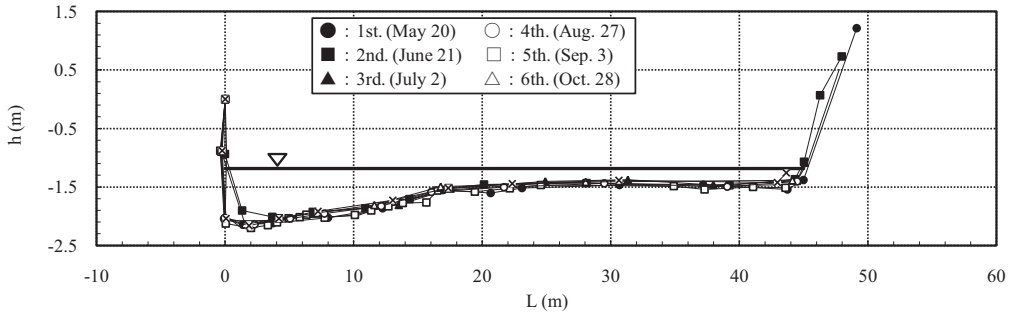


図-3 地形測量結果（観測点 1）

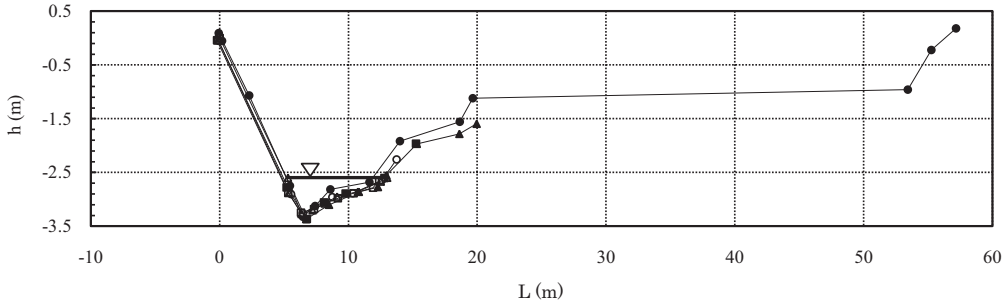


図-4　地形測量結果（観測点2）

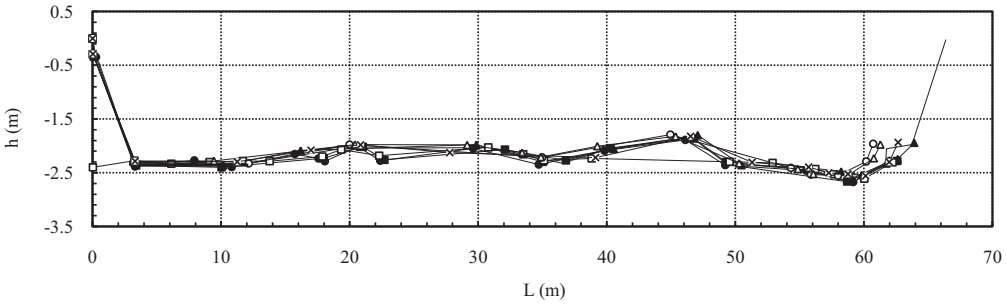


図-5　地形測量結果（観測点 3）

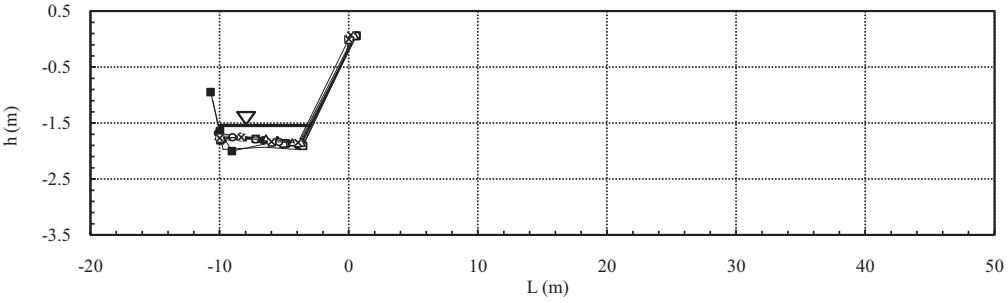


図-6　地形測量結果（観測点 4）

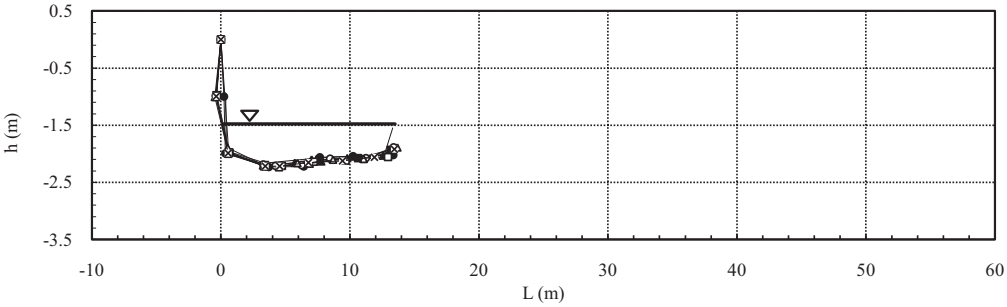


図-7　地形測量結果（観測点 5）

地形測量の結果から各地点において微小な変動は認められるものの図上では各地点において堆積・侵食の傾向にあるかを判断する事は困難であった．そのため，次に断面積を指標として観測水位との関係について考察を行った．

(b) 河積と水位の関係

各測点における河積と水位の関係を**図-8～11**に示す．

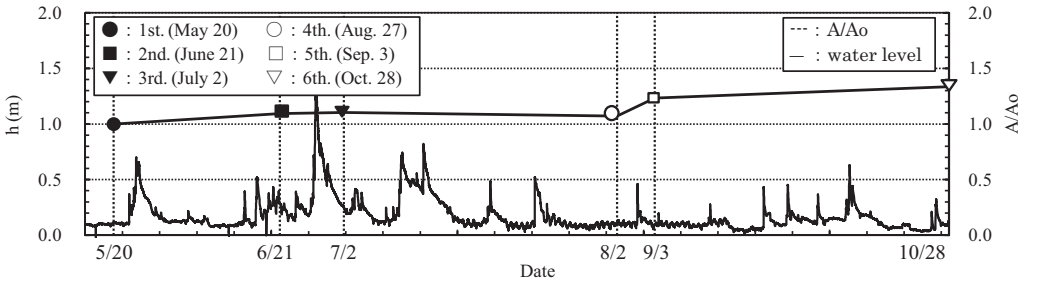


図-8 横断面変化と水位変動の関係（観測点 1）

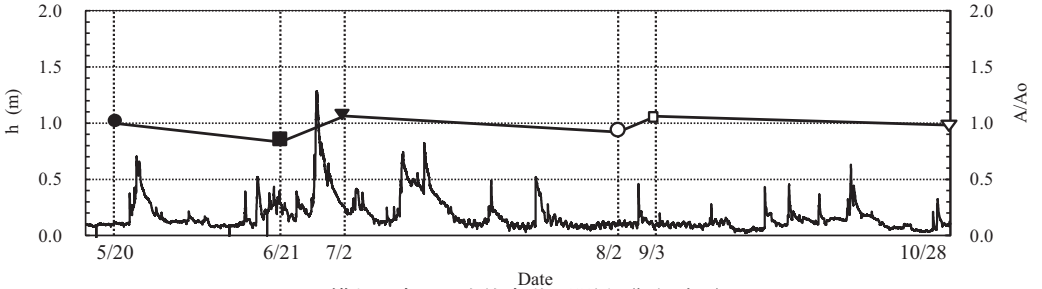


図-9 横断面変化と水位変動の関係（観測点 2）

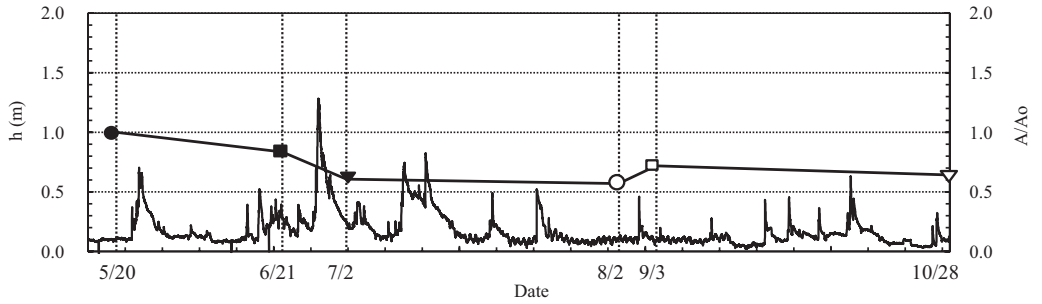


図-10 横断面変化と水位変動の関係（観測点 4）

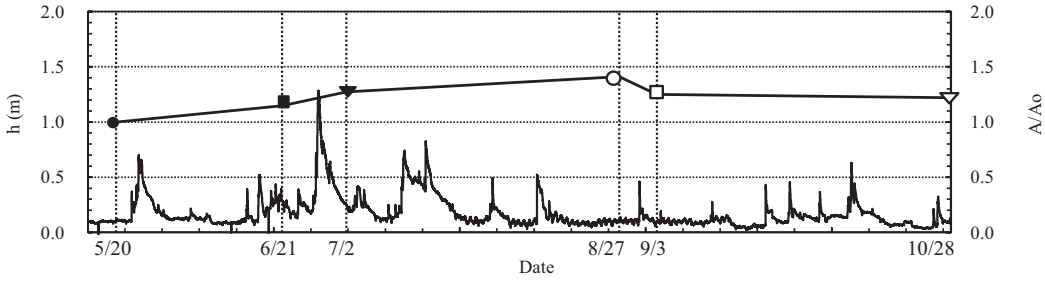


図-11 横断面変化と水位変動の関係（観測点 5）

河積の変化を定量的に評価するため，各観測期間において横断面積を算出し，横断面積の変化と水位の関係について検討を行った．水位は，各点における観測期間中の平均水位を使用した．ここでは，第1回目の測量結果の横断面積を基準（A_o）とし，2回目以降の横断面積（A）がどのように変化したのか観測水位とあわせて表している．ただし，観測点3はほとんど流れが無く，横断面積を算出できなかったため，図には示していない．ここで，A/A_0<1の場合は横断面積が小さくなっているため，その地点においては堆積傾向にあることがわかり，逆にA/A_0>1の場合，河床は侵食傾向にあることがわかる．次に，これと期間最大の水位の関係について考察を行った．

(c) 最大水位とA/A$_0$の関係

各測点におけるA/A_0と水位の関係を**図-12～15**に示した．

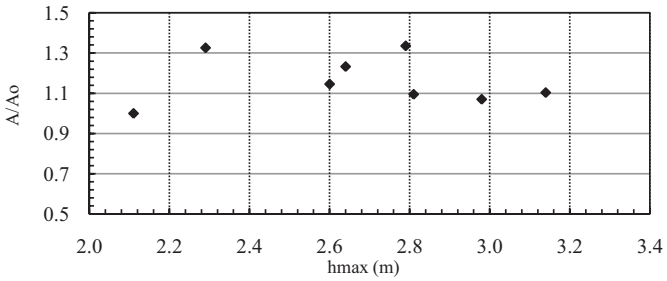


図-12　横断面変化と最大水位の関係（観測点 1）

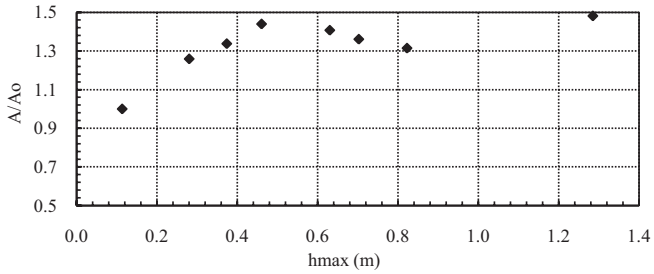


図-13　横断面変化と最大水位の関係（観測点 2）

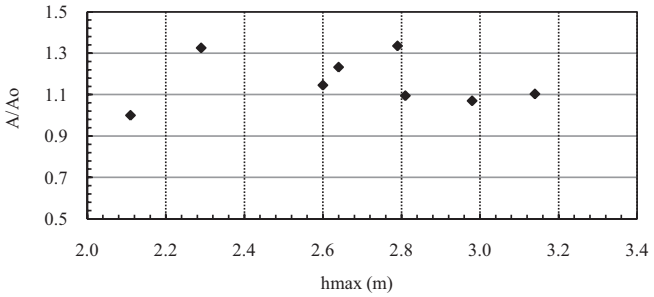


図-14　横断面変化と最大水位の関係（観測点 4）

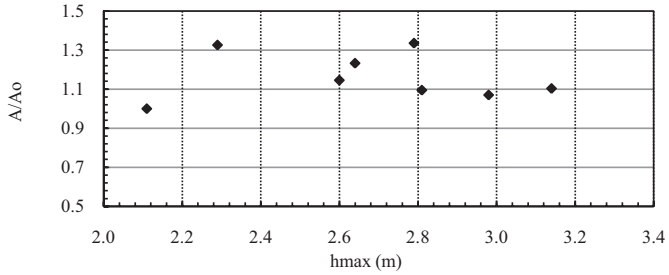


図-15　横断面変化と最大水位の関係（観測点 5）

最大水位とA/A_0は，観測点1，2，5において正の相関を示し出水時において侵食傾向にある事が分かる．観測点4においては他の地点は異なり，負の相関を示した．

次に，A/A_0の変化を**図-16** に示す．**図-16** から観測点 1，観測点 2，観測点 5 は侵食傾向にあり，観測点 4 のみ堆積傾向にあることが分かった．

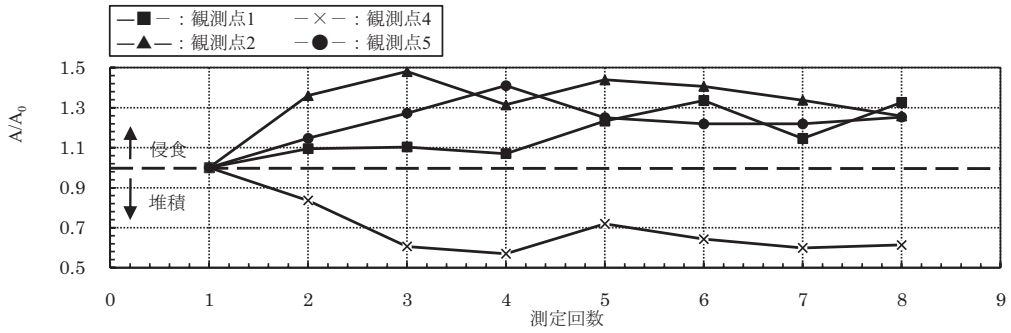


図-16　各観測点における断面変化

5.　おわりに

本研究では，香東川において河川測量と水位観測を用いた現地観測を行った．その結果，香東川においては平常時においてほとんど流れは無く，多少の変化はみられたものの，あまり大きな地形変動は見られなかった．今回の観測期間に出水は認められなかったが，過去の出水ではかなりの量の土砂堆積が確認されている．そのため，今後も河川測量を継続し，より多くのデータを蓄積した上で，瀬戸内における中小河川の地形変化の特性を明らかにし，どの様な河川管理を行っていくか検討していく予定である．

謝辞

本研究を進めるにあたり，国土交通省四国地方整備局，香川県河川砂防課より貴重なデータを頂いた．ここに記し深く謝意を表する．

参考文献

1)　村上仁士：[台風・豪雨・高潮]四国地域での台風 21 号，23 号による被害状況，土木学会誌，第 89 巻，pp.17-20，2004.
2)　石野和男：歴史に基づいた急流河川（大井川，阿部川）の比較及び今後の水系一貫での土砂管理手法の検討，河道の水理と河川環境に関するシンポジウム論文集，第 3 巻，pp.141-146，1997.
3)　島谷幸宏：河川管理における見試しの技術導入の可能性と有効性，土木学会第 60 回年次学術講演会，pp.551-552，2005.

一部可動堰タイプの堰における周辺河床の堆砂と洗掘に関する実験的研究*

岩手大学農学部　　三輪　弌

1.　研究の背景と目的

日本全国には，**図－1** のように固定堰と土砂吐や洪水吐という可動堰を組み合わせた一部可動堰タイプの堰が多数存在している。このタイプの堰では，平水時には可動堰ゲートが閉鎖され，ほぼ固定堰天端高までせき上げて取水位を確保する一方，洪水時にはゲートが開放され，洪水流下断面を増大させることができる。



図-1　一部可動堰の例（栃木県鬼怒川筋佐貫頭首工）

手前から土砂吐ゲート2門，洪水吐ゲート3門(スルースゲート1門，転倒堰ゲート2門)，固定堰

しかし，河川に形成された砂礫堆との位置関係から，洪水主流部が流下断面の狭い固定堰側を走っていたり，可動堰敷上に堆砂を生じて，ゲート閉鎖に支障を生じたりする事例がみられる。砂礫堆が形成される実験水路において，このタイプの堰周辺にみられる堆砂と洗掘の実態を把握し問題点を考察する。堰の計画・設計や維持管理に活かすことを意図している。

2.　堰構造の種類

河川から取水する方法[1)]としては，取水口のみを設ける「自然取り入れ」と河川を横断する堰を設ける「堰取水」とがある。取水堰には，「固定堰」と，固定堰と可動堰を組み合わせた「一部可動堰（複合堰ともいう）」，すべてが可動堰の「全面可動堰」がある。この研究では，農業用水堰として多く利用されている一部可動堰タイプの堰を取り扱う。

3.　実験諸元と実験方法

3.1　実験諸元

実験は，幅 20cm の直線水路と蛇行水路の 2 本の水路（水路全長：約 8m）で実施した。いずれの水路でも，砂床には平均粒径 0.8mm の砂（水中比重 1.49）を所定の勾配で平坦に敷き均した後，通水する。直線水路の勾配 1/70 とし，通水流量を 0.4L/s，0.6L/s，0.8L/s の 3 通りについて実験した。これらの流量において，所定の勾配で平坦に砂床を均して通水すると，**図－2** のように水路全面に砂礫堆が形成され，水流は狭くて深い河岸沿いの「淵」から対岸斜め下流に広がった「瀬」を繰り返しながら

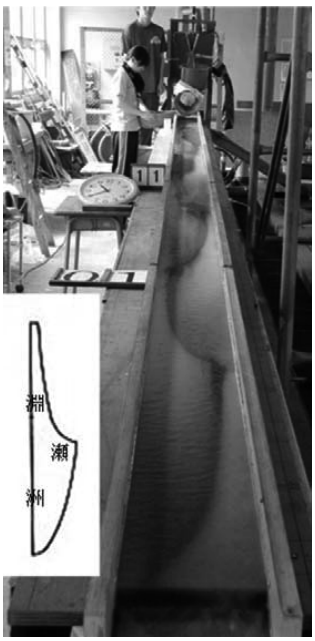


図-2　直線実験水路に形成される砂礫堆とそれに伴う水流蛇行

（２分間通水 11 回目で停水・減水中，Q=0.6L/s の場合）

*Experimental study on deposition and scouring around weir equipped with sluiceway by Hajime MIWA

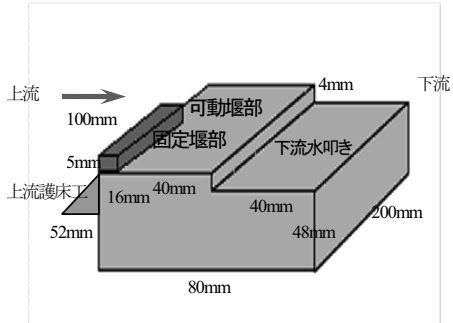


図-3　実験に使用した模型堰図（左岸下流方向から）

表-1　各水路における初期砂均し高

水路の種類	初期砂均し高（可動堰部敷高を基準0mm）
直線水路	①　上下流とも+3mm ②　上下流とも±0mm ③　上流0mm 下流 -3mm ④　上流0mm 下流 -6mm
蛇行水路	上流0mm 下流 -6mm

左右両岸に大きく蛇行する。

蛇行水路は，直線水路を蛇行半波長 86cm ごとに左右に屈折させた水路とし，屈折角は砂礫堆の移動を抑止できる限界蛇行角より少し大きな角度として 24°とした。蛇行波長は，直線水路において形成される砂礫堆の長さにほぼ合致するように設定した。また，蛇行水路を設置した水路盤の勾配（つまり蛇行水路の谷線方向の勾配）を 1/70 としている。

3.2　実験方法

模型堰は，河道横断の 1/2 区間を固定堰部，取り入れ口側の 1/2 区間を可動堰部とした。**図 - 3** のような構造とし，可動堰敷高を基準として初期砂床均し高を，**表 - 1** のとおりに変化させた。

直線水路においては，水路起点から 5.3m 地点に模型堰を設置した。通水後，砂礫堆が発達・形成され下流へ移動するため，堰との位置関係が変化し，堰周辺河床の洗掘や堆積の状況が変化する。

蛇行水路の場合は，模型堰を水路起点から 4.5m~6.2m の間で 8 か所に移動させて設置した。**図 - 4** の写真にある堰位置が⑩であり，②~⑯の位置に移動させて実験する。蛇行水路では，平坦な河床から砂礫堆が発達した後，水路全域において砂床形状が安定化する。8 基の堰位置それぞれについて，堰と砂礫堆との位置関係のちがいによる洗掘・堆積の変化を観察・測定した。

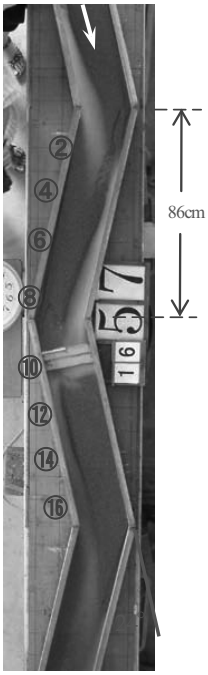


図-4　蛇行水路における堰の設置位置

4.　実験結果

4.1　堰と砂礫堆形成との関係

堰を設置した直線水路において，**表 - 1** のように堰の上下流砂均し高を変えて通水した。堰の上下流ともに砂均し高が+3mm 高い場合には，堰の影響はほとんどなく，砂礫堆が発達し下流へ移動していく。

その他の場合は，いずれの場合も，通水当初は，右岸側に天端高が高い固定堰を配置されているため，天端の低い可動堰部側の流量が多く，下流水叩き部やその下流河床の洗掘が進行する。通水を続けて砂礫堆が発達してくると，堰の上下流で河床高に落差を生じながらも，砂礫堆はその形状と接続パターンを保持しながら，**図 - 5** に見られるとおり，下流に移動していく。固定堰部と可動堰部で天端高をちがえているにも関わらず，基本的には，堰と砂礫堆との位置関係にしたがって，砂礫堆の淵部がかかって洪水の主流が堰を越流する部分の堰下流河床が局所的に洗掘される。**図 - 5** において，合計通水時間 19 分の場合には可動堰側

の下流が洗掘され，23.5 分の場合には固定堰の下流側が洗掘されている。

淵部が固定堰側にかかる場合，固定堰部の上流側に沿って可動堰部に向かう横向きの流れが生じ，堰の上流側砂床が洗掘される。

蛇行水路においては堰下流河床を低くした場合のみで実験した。堰の位置を 8 か所に変化させて，それぞれ通水したが，堰の位置にほとんど関係なく，この蛇行水路に特有の砂礫堆の形状が発達し，安定した砂床形状となる。砂礫堆との位置関係にしたがって，堰周辺の河床に堆砂し洗掘がおきる。洪水主流部が固定堰を通過する場合は，堰下流に洗掘を生じるとともに，固定堰の上流に沿う流れによって堰上流砂床が洗掘される。

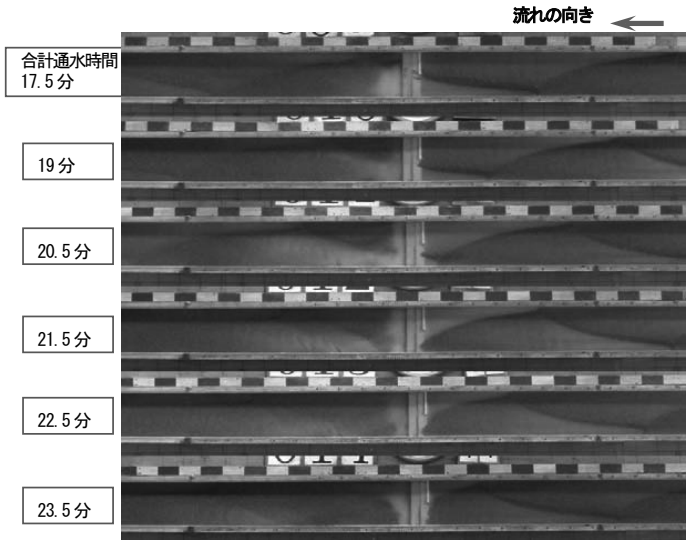


図-5　砂礫堆の移動による砂床形状変化
初期砂均し高：上流 0mm 下流-3mm（Q=0.6L/s）

4.2　可動堰敷上への堆砂

砂礫堆の寄洲部が，可動堰部に被さってくる位置関係になっている場合（例えば，**図 - 5** において合計通水時間 22.5 分の場合に該当）で，堰上下流河床が可動堰敷高より高い場合（堰上下流とも +3mm 砂床）には，**図 - 6** のように，堰の上下流につながった堆砂が発生して可動堰ゲートの閉鎖に支障が生じる。この場合，淵部が固定堰側にあるため，固定堰の上流側に沿う横向きの流れが，やはり発生していて，**図 - 6** にも見られるように，寄洲部の一部が侵食されている。しかし，可動堰敷上の堆砂が，堰の上下流でつながって発生しており，可動堰ゲートの開閉の障害になる。

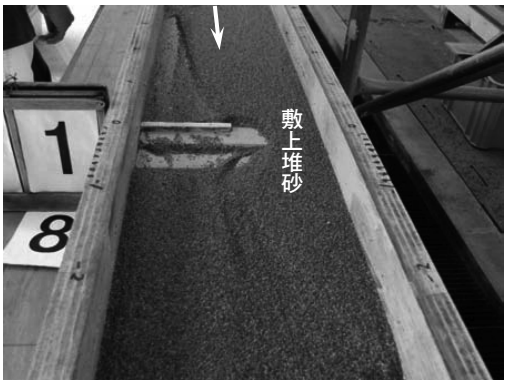


図-6　可動堰敷上への堆砂
初期均し高：上下流 +3mm（Q=0.6L/s）

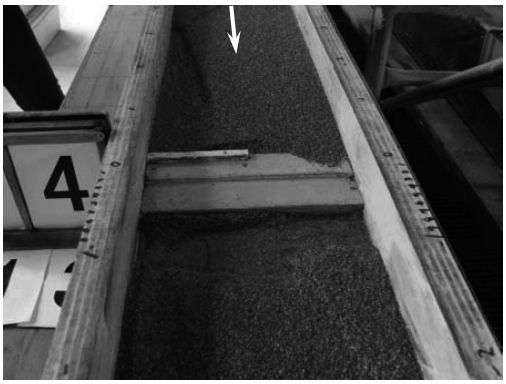


図-7　段落ち流による可動堰敷上堆砂の掃流
初期均し高：上流 0mm 下流-3mm（Q=0.6L/s）

河川改修計画において，流下断面確保のため現況河床より低い計画河床高が設定されていることが多い。河川構造令にしたがって，その低い計画河床高に可動堰敷高を合わせて取水堰を建設した場合，このような堆砂により苦労する場合がある。

下流河床高が，可動堰部敷高より低くなってい

る場合には，堰をこえる段落ち流れによって流速が大きくなるのに加えて，固定堰上流沿いの横向きの流れが生じるため，**図－7** に見られるように，寄洲部が被さってきた場合でも，可動堰敷上への堆砂の大部分が掃流される。

4.3　固定堰部上流河床の局所洗掘

今回使用した蛇行水路の場合，平坦な砂床に通水すると，砂礫堆形状が移動・発達し，流量に応じてある時間経過すると，砂粒の移動は継続しているが，ほぼ一定の形状に安定化する。堰の設置位置を変化させると，堰周辺の堆砂・洗掘状況が変化する。

河岸沿いに深く掘れた淵側に固定堰がある場合（**図－4** の堰位置⑫，⑭，⑯の場合），堰の上流側河床が，**図－8** に見られるように局所的に大きく洗掘され，上流護床工が完全に露出している。ここでは堰位置⑭の場合を取り上げて説明する。水表面に散布したパンチ屑の流し撮り写真（**図－9**）で表面流況を見ると，パンチ屑は，洪水時の主流部が走るラインに乗っている。凸岸頂部から，対岸下流の凹岸から凸岸に向かう河岸の中流部付近にぶつかっていくように流れ，岸に沿って流れた後，凸岸から離れる。パンチ屑の流跡が写っていないところは流速の遅い部分である。

洪水主流部は，堰を越流する流れと固定堰上流に沿って可動堰部側に向かう流れに分かれる。表面の流れはほぼ堰を越えるが，堰上流に沿って横向きにラセン的な流れが生じているため，堰の上流手前から流跡線も少し左岸側に曲げられている。この横向きラセン流によって，堰上流側の河床が洗掘される。

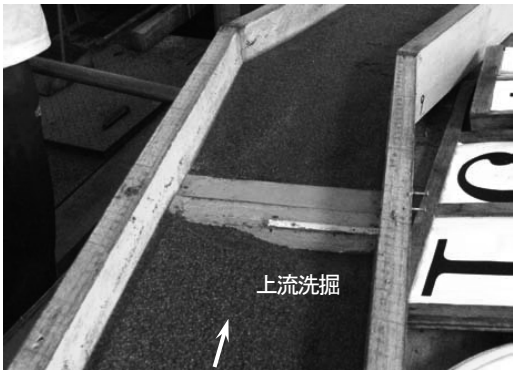


図-8　固定堰部上流河床の局所洗掘（堰位置⑭）
初期砂均し高：上流 0mm 下流 -6mm(*Q*=0.6L/s)

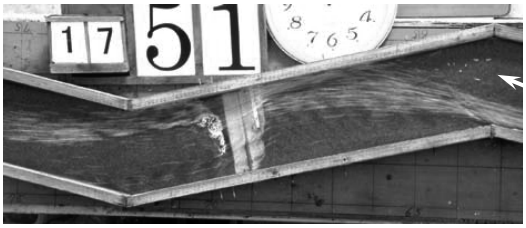


図-9　固定堰上流に局所洗掘を発生する場合の水表面流跡線
（堰位置⑭，散布パンチ屑流し撮り t=1/10 秒）
初期砂均し高：上流 0mm 下流-6mm(*Q*=0.6L/s)

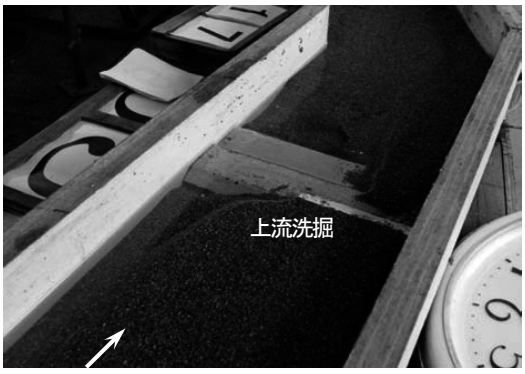


図-10 可動堰部上流河床の局所洗掘（堰位置⑥）
初期砂均し高：上流 0mm 下流-6mm(*Q*=0.6L/s)

直線水路の場合でも，同様の位置関係になるとき，**図－7** の固定堰上流をよく見ると，局所洗掘を生じていることが分かる。

4.4　可動堰部上流河床の局所洗掘

堰位置⑭の場合とは，固定堰の配置が反対になった場合に相当するのが，堰位置⑥の場合である。河岸沿いの深く掘れた淵部に可動堰部があるので，砂礫堆形状の横断形とおよそは合致している。このとき，**図－10** に見られるとおり，上流側河床に局所的な洗掘を生じている。側壁に沿った洪水流の高速部が可動堰部の側壁沿いを流下する位置関係にあり，堰を越える主流のほかに堰の上流で横方向にむかうラセン的な流れ

が生じる。そのため，堰に沿う洗掘部が堰中央部まで広がっている。

4.5 堰下流河床の局所洗掘

砂礫堆が連続する河床では，河岸沿いの狭くて深い淵から対岸に向かって瀬と洲に広がり河床も高くなる。河道を直角に横断する堰にとっては，左右いずれかの岸に近い部分で淵を通過する必要がある。洪水の主流部は，淵の最深部よりは少し下流の岸にぶつかり，水衝部となった岸に沿って流れた後，対岸の淵下流部に向かって流れの方向を変える。

水衝部付近に堰が配置されたとき，堰下流河床の局所洗掘が大きくなる [2]。局所洗掘は，固定堰部であるか可動堰部であるかにかかわらず発生する。そのさい，堰下流河床が低くなればなるほど局所洗掘は大きくなる。

可動堰部が水衝部側にあるとき（堰位置⑥に相当），その敷高が淵の深さに相当するほど低く設定されていれば，洪水の主流部が通過しても局所洗掘は生じない。通常は，そこまで低く設定されていない場合が多いので，**図－11** に見られるとおり，可動堰部の下流においても河床洗掘が発生する。

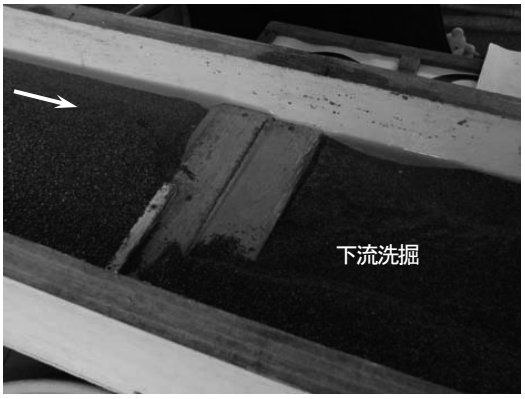
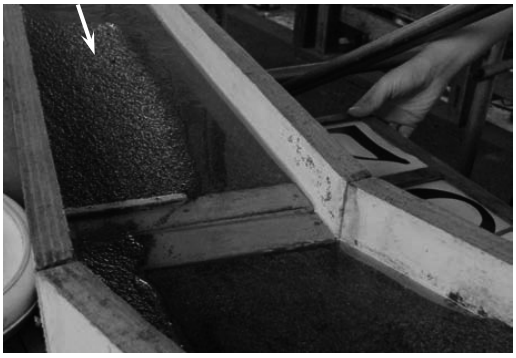


図-11 可動堰部下流河床の局所洗掘（堰位置⑥）
初期砂均し高：上流 0mm 下流-6mm(Q=0.6L/s)



(1) 水表面流跡線（散布パンチ層流し撮り t=1/10 秒）



(2) 堰周辺の砂床形状

図-12 砂礫堆形状に合致した堰の場合（堰位置⑧）
初期砂均し高：上流 0mm 下流-6mm(Q=0.6L/s)

4.6 砂礫堆形状に合致した堰

水衝部付近に集中していた洪水時の流れは，対岸下流の瀬と洲の方向に広がりながら下流の淵に流れ込む。瀬の付近に位置し淵の下流側に敷高の低い可動堰部が配置されている場合は，固定堰部が寄洲側にあり，堰と砂礫堆の形状が合致している。したがって，**図－12** に見られるとおり，堰の上流の局所洗掘はなく，可動堰敷上の堆砂も発生しない。堰下流においても局所的な大きな深掘れを生じていない。

5. 実例との比較考察

固定堰の上流側が大きく河床洗掘された事例が，**図－13** に示した山城頭首工（秋田県雄物川）である。砂礫堆の淵が右岸側の固定堰部の上流側にあり，左岸可動堰部上流に広い寄洲が広がっている。**図－4** の堰位置⑭にあたっており，**図－8 の**ように，堰上流部が大きく洗掘されるため，洗掘防止の護床ブロックが大量に投入されていることが分かる。



図-13 固定堰部上流側河床の洗掘事例（1）
山城頭首工（秋田県雄物川，平成 22 年 11 月 25 日三輪撮影）

図－14 には葛丸頭首工（岩手県北上川支流葛丸川）の上流河床における局所洗掘例[3)]を掲げた。左岸可動堰部の径間長が短く，全面固定堰に近い構造である。**図－4** の堰位置⑥にあたり，**図－10** と同様に，固定堰の上流を左岸から右岸に向かうラセン流によって大きく河床洗掘された様子がうかがえる。



図-14 固定堰部上流側河床の洗掘事例（2）
葛丸頭首工（岩手県，平成 19 年 9 月 27 日三輪撮影）

6. まとめと提言

堰の一部が堰天端高の低い可動堰になっている場合でも，河川の砂礫堆形状の形成とそれに伴う水流蛇行が基本的な現象であり，堰の構造の違いは，副次的な影響を与えるものであることが分かる。ただし，洪水水衝部が固定堰を越える位置関係にあるとき，一部可動堰の場合，固定堰上流側に沿う流れで発生する河床洗掘が，より大きな深掘れとなるので，洗掘防止の対策が必要である。

堰位置と構造の決定にあたっては，砂礫堆形状とその変化を的確に把握すること重要性が改めて明らかになった。

［謝辞］実験の遂行には，科学研究費補助金・基盤研究（C）（研究代表者：三輪　弐，課題番号：20580260）および日本工営（株）奨学寄付金のご援助とともに，平成 21，22 年度三輪研究室専攻学生のご協力を得た。記して謝意を表する。

［参考文献］

1） 農水省農村振興局（2009）：設計「頭首工」，土地改良事業計画設計基準及び運用・解説，付録技術書 139-141.
2） 高井・三輪（2010）：堰下流河床洗掘の発生メカニズムと深掘れ軽減対策，農業農村工学会誌 78-1，49-52 .
3） 三輪　弐（2010）：頭首工周辺の堆砂と洗掘による諸問題，農業農村工学会東北支部講演要旨集 53，40-43.

有限体積法による平面流れ場の計算の高精度化*

東北大学工学部　東田　現
東北大学大学院工学研究科　有働恵子・真野　明

1. はじめに

河川での土砂の堆積・侵食は水の流れによって引き起こされる現象であり, 河川管理上, これらの現象を制御することが重要な課題となっている. 例えば図１のように曲がりのある流路では, 流れの剥離により右岸側では死水域が生じ, 流速が減衰し堆積が促進される. また, 左岸側では剥離した流れが衝突し侵食が促進される. 以上のことから, 流れの剥離は土砂の堆積・侵食を評価する上で重要な現象である.

土砂の堆積・侵食を制御する対策として, 水制の設置や護岸を行なうといった対策があるが, 適切な効果を得るためには, 対象とする流路の流れ場を精度良く予測し, それに基づき水制の設置や護岸を行なう必要がある. このような平面流れ場を予測するモデルとして, 真野ら(2008)は, 非構造格子を用いた空間・時間ともに一次精度の有限体積法による流れ場の計算モデルを開発し, FASSYAL らは[(1)]非構造格子を用いた空間・時間ともに二次精度の有限体積法による計算モデルを開発している. この他にも数多くモデルが開発され研究がなされているが, 流れの剥離について議論したものが少ないのが現状である.

本研究では既存の有限体積法による流れ場の計算手法を取り入れ, 流れの剥離による流れ場の変化を高精度で予測し, 土砂の堆積・侵食の制御に役立てることのできる計算モデルを新たに開発することを目的とする. 離散化には空間に MUSCL(Monotone Upstream-centered Schemes for Conservation Laws)法, 時間に中央差分を導入し,空間・時間ともに二次精度の計算モデルを開発した.

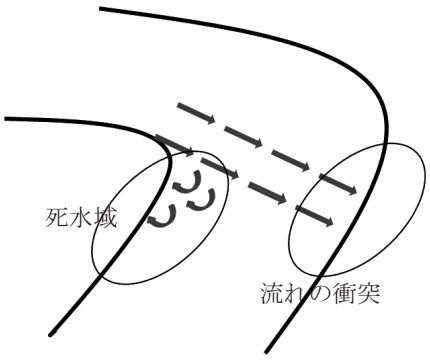


図１　曲がりのある流路

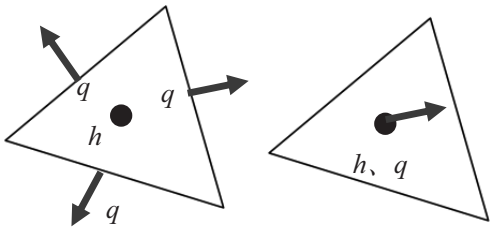


図２　非構造格子の計算点の配置
(左:スタッガード格子、右:コロケート格子)

* Development of high accuracy calculation of 2D flow by finite volume method by Arata Higashida,Keiko Udo and Akira Mano

2. 計算モデル

2.1 はじめに

本研究では図２のような非構造格子を用いた有限体積法を計算手法とし, 計算モデルの開発を行なった. 有限体積法は構造格子を用いる差分法や有限要素法に比べ, 非構造格子を用いることができ, 複雑な形状に適応できるため汎用度が高いという利点がある. 特に壁面に垂直でない水制を設置するような場合は, 非構造格子は構造格子に比べ境界にうまくフィットさせることができる.

非構造格子の計算点の配置は, 図２のコロケート格子を用い, 要素中心に水位 η, 単位幅流量 q を与えた. 真野ら(2008)の計算モデルでは図１のスタッガード格子を用いて,一次精度の計算を行なっているが,二次精度の計算を行なう場合,要素中心の流量を二次精度で補間することが難しい.それに対し,コロケート格子では辺上の流量を二次精度で補間する方法が数多く確立されており, 補間がしやすいという利点がある. そのため本研究ではコロケート格子を用いた.

2.2 支配方程式

流れの支配方程式は鉛直方向に積分した連続式と運動方程式であり,まとめて表示すると以下のようになる.

$$\frac{\partial}{\partial t}Q+\frac{\partial}{\partial x}E+\frac{\partial}{\partial y}G=W \tag{2.2.1}$$

$$Q=\begin{pmatrix}\eta\\ q_x\\ q_y\end{pmatrix},E=\begin{pmatrix}q_x\\ uq_x+gD\eta-\overline{v}_t\partial_x q_x\\ vq_x-\overline{v}_t\partial_x q_y\end{pmatrix},G=\begin{pmatrix}q_y\\ uq_y-\overline{v}_t\partial_y q_x\\ vq_y+gD\eta-\overline{v}_t\partial_y q_y\end{pmatrix},W=\begin{pmatrix}0\\ \tau_{bx}/\rho\\ \tau_{by}/\rho\end{pmatrix}$$

ここで,η は水位,q_x, q_y はそれぞれ xy 方向の単位幅流量,u, v はそれぞれ xy 方向の流速,g は重力加速度,D は水深,$\overline{v_t}$ は鉛直方向に平均した渦動粘性係数,τbx,τby はそれぞれ xy 方向の底面せん断力である.式(2.2.1)を領域 S,境界 Γ のコントロールボリューム i (以下 CV(i))で積分し,ガウスの発散定理を適用すると,

$$\iint_S\left(\frac{\partial}{\partial t}Q+\frac{\partial}{\partial x}E+\frac{\partial}{\partial y}G\right)ds=\iint_S Wds$$

$$\iint_S\frac{\partial}{\partial t}Qds+\iint_\Gamma \boldsymbol{n}\cdot\boldsymbol{F}d\xi=\iint_S Wds \tag{2.2.1}$$

ここで, $\boldsymbol{n}$ は辺 Γ の法線ベクトルであり,$\boldsymbol{F}$ は E と G を x 成分,y 成分とするベクトルである.式(2.2.1)を整理すると

$$\frac{\partial}{\partial t}Q_i=-\frac{1}{S_i}\sum_{j-1}^{3}F_{ij}\left|G_{ij}\right|+W_i \tag{2.2.2}$$

ただし, $Q_i=\frac{1}{S_i}\iint_S Qds, W_i=\frac{1}{S_i}\iint_S Wds, F_{ij}=\boldsymbol{n_{ij}}\cdot\boldsymbol{F}$ である.

式(2.2.2)を空間,時間に対して離散化を行ない,プログラムに組み込み計算を進めた.

2.3 空間二次精度化

式(2.2.2)における F_{ij} は辺 Γ_{ij} 上を横切るフラックスであり,水位,流量は現在,要素の中心に与えているため,F_{ij} は補間して計算する必要がある.この計算に二次精度の風上差分である MUSCL(Monotone

Upstream-centered Schemes for Conservation Laws)法を用いた.

図３のように二つの CV(*i*),CV(*j*)を考え, その境界の辺Γ_{ij}の左側と右側の物理量をQ_L,Q_Rとし, 以下の式で計算する.

$$Q_L = Q_i + \frac{1}{2}\varphi(r)\nabla Q_i \cdot \vec{r_{ij}}$$

$$Q_R = Q_j - \frac{1}{2}\varphi(r)\nabla Q_j \cdot \vec{r_{ij}} \qquad (2.3.1)$$

ただし, $r = (Q_R - Q_L)/(\nabla Q_i \cdot \vec{r_{ij}})$

$\vec{r_{ij}}$: 点*i*と点*j*を結ぶベクトル

$\varphi(r)$: minmod制限関数

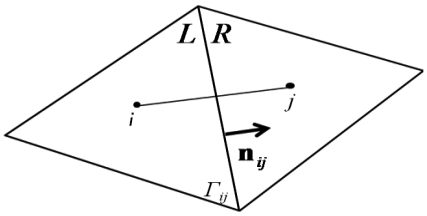


図３ MUSCL 法における節点と辺

式(2.3.1)を用い,辺Γ_{ij}において以下のように風上差分を行ない, F_{ij}を計算する.

$$F_{ij}=\frac{1}{2}\{[\boldsymbol{F}(QR)+\boldsymbol{F}(QL)]\cdot\boldsymbol{n}_{ij}-|A|(QR-QL)\} \qquad (2.3.2)$$

ここで *A* はF_{ij}の jacobi 行列であり, 以下のように計算する.

$$A = \frac{\partial(\boldsymbol{F}\cdot\boldsymbol{n}_{ij})}{\partial Q} \qquad (2.3.3)$$

2.4 時間二次精度化

時間に対しての離散化は以下の手順で中央差分を行なった.

i) 式(2.2.2)を *t*=*n* から *t*=*n*+1/2 まで時間 Δt/2 だけ進ませて,前進差分を行ない$Q_i^{n+1/2}$を得る.

$$Q_i^{n+1/2} = Q_i^n - \frac{\Delta t}{2S_i}\sum_{j=1}^{3} F_{ij}\left|\Gamma_{ij}\right| + \frac{\Delta t}{2}W_i \qquad (2.4.1)$$

ii) 式(2.3.1),式(2.3.2)を用い,$F_{ij}^{n+1/2}$を得る.

$$F_{ij}^{n+1/2}=\frac{1}{2}\{[\boldsymbol{F}(QR^{n+1/2})+\boldsymbol{F}(QL^{n+1/2})]\cdot\boldsymbol{n}_{ij}-|A|(QR^{n+1/2}-QL^{n+1/2})\} \qquad (2.4.2)$$

iii) 時刻 *t*=*n*+*1* における物理量Q_i^{n+1}を計算する.

$$Q_i^n = Q_i^n - \frac{\Delta t}{S_i}\sum_{j=1}^{3} F_{ij}\left|\Gamma_{ij}\right| + \Delta t W_i \qquad (2.4.3)$$

3. 数値計算

3.1 計算精度の検証

計算精度の検証として以下の段波の計算を行なった.

$$\frac{\partial}{\partial t}h + u\frac{\partial}{\partial x}h = 0$$

$$h(x,0) = \begin{cases} 1.0 (x \le 0.3) \\ 0.0 (x > 0.3) \end{cases} \qquad (3.1.1)$$

その結果,一次精度の計算値と比べて,二次精度の計算値は真値に近い計算値を得ることができた.流れの剥離が生じる領域では,急激に流れが変化するので,図４のように段波の変化を少ない誤差で計算できる

二次精度の計算手法は,有効であると考えられる.

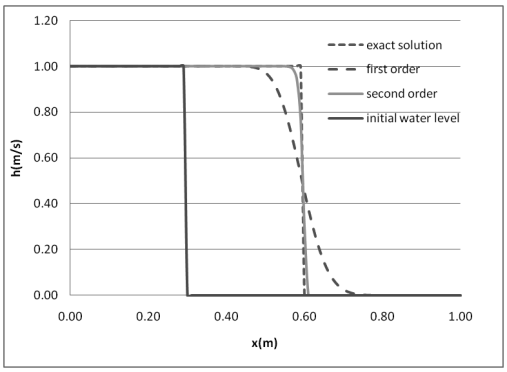


図４　t=0.3 における水位 h (x,0.3)(m/s)

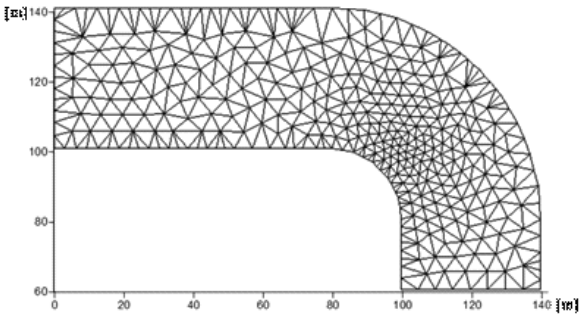


図５　計算対象流域のメッシュ図

3.2　計算条件

計算対象として図５のようにメッシュを張った蛇行河川を対象とし, 要素数は 665 とした. メッシュ形成には Free Soft“VORO”を用い,蛇行部ではメッシュ数を多く与えた.境界条件として,上流では等流水深,下流では堰を設け限界水深,壁面境界ではスリップ条件を与えた.また,時間ステップは Δt=0.02 とし t=180000 まで計算を行なうことで,t=3600s における流れ場の予測を行なった.

3.3　計算結果・考察

流量は Q=50(m^3/s),堰の高さは 1m として計算を行なった.水位,流速,流速ベクトルの初期分布を図６,図７に示す.

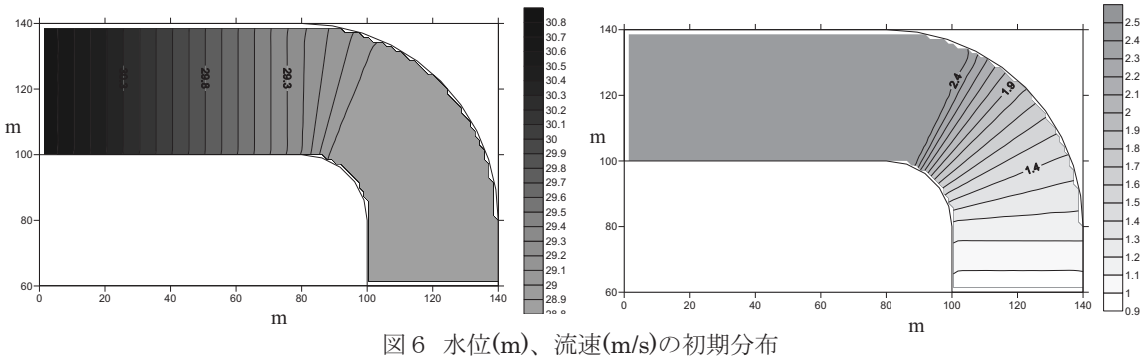


図６　水位(m)、流速(m/s)の初期分布

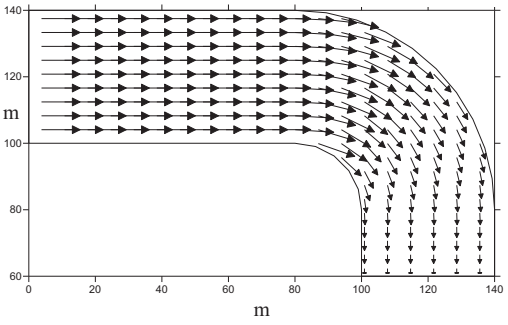


図７　流速ベクトルの初期分布

水位・流速の初期分布は堰の影響を受け, 水位は途中から一定に, 流速は緩やかになっていることが分かる. 次に一次精度と二次精度の計算値を比較する. 以下の図８から図１０まで, 左の図が一次精度の計算値, 右の図が二次精度の計算値である. 一次精度の計算には真野ら(2008)が開発したモデルを用いた.

図８より, 一次精度・二次精度の計算値ともに流れが蛇行部で剥離し, 死水域が右岸側に生じていることを再現できた. しかし, 一次精度の計算値は蛇行部より上流の壁面沿いにおいて, スリップ条件を仮定しているにも関わらず流速値のばらつきが大きい. これに対して, 二次精度の計算値は蛇行部より上流の壁面沿いにおいて流速分布にばらつきがなく, 死水域では等高線の間隔が狭く, 流れが剥離したことにより, 流速が急激に減少したことを再現できた. また, 図９より一次精度の計算では, 蛇行部において流速ベクトルが壁面に沿って下流に向いているが, 二次精度の計算では流速ベクトルが壁面から離れ, 流れが剥離したことを再現できた. また, 死水域では後流が生じ, 流れが逆流していることを再現できた.

流れの剥離は, 流れが物体の表面を慣性により離れることで起きる. よって, 流量が増加すれば *Re* 数も大きくなるので,慣性により剥離が増加する.そこで, 剥離が増加するかの確認をするために, 流量を $Q=150(m^3/s)$まで増加させ, 二次精度の計算値の比較を行なった. その結果, 図１１より, $Q=50(m^3/s)$では左岸の蛇行部において壁面に沿って下流に向かう流速ベクトルがまだ存在するが, $Q=150(m^3/s)$のときには, それがなくなり, すべてのベクトルが壁面から剥離しており, 流量が大きくなったことで, 剥離が増加したことが分かる.

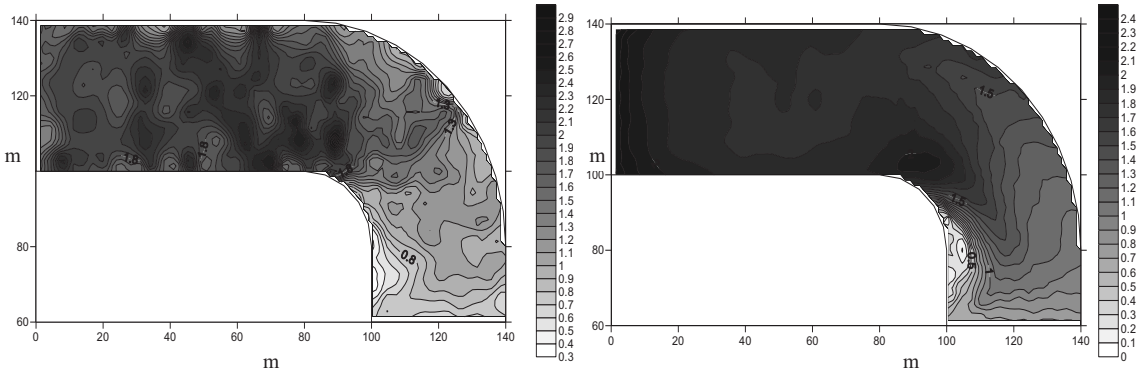


図８　$Q=50(m^3/s)$における流速分布(m/s)の比較

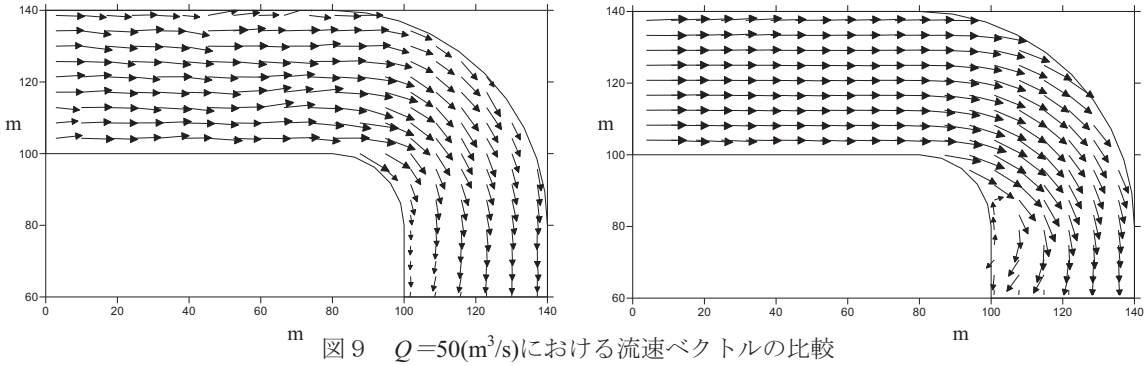


図９　$Q=50(m^3/s)$における流速ベクトルの比較

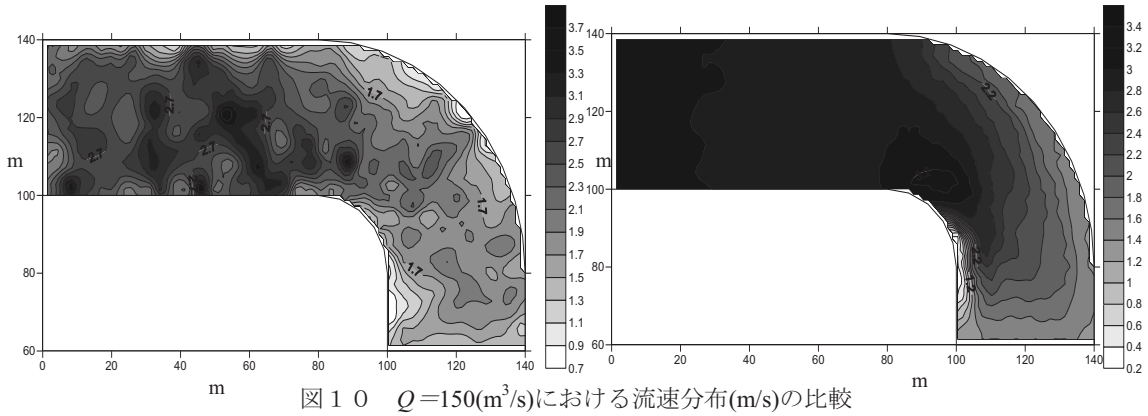


図１０　Q＝150(m^3/s)における流速分布(m/s)の比較

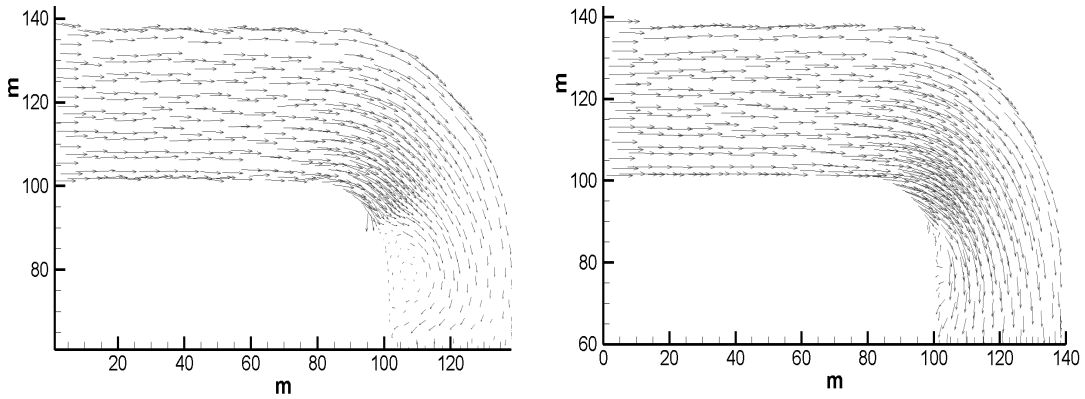


図１１　流速ベクトルの比較(Q＝50(m^3/s), Q＝150(m^3/s))

4. まとめ

二次精度の計算手法である MUSCL 法,中央差分を用いて計算を行なうことによって,剥離による流れ場の変化を再現できるようになった.今後はさらに実験値と比較することで精度の検証を行ない,土砂の堆積・侵食の制御に役立てることのできる流れ場の計算モデルの開発を進めていく.

参考文献

1) FASSYAL BENKHADOUN,SLAH SAHMIM, and MOHAMMED SEAID,SOLUTION OF THE SEDIMENT TRANSPORT EQUATIONS USING A FINITE VOLUME METHOD BASED ON SIGN MATRIX, SIAM Journal on Scientific Computing Volume 31 ,2009

2) Ji-Wen-Wang and Ru-Xun Liu, A conparative study of finite volume methods on unstructured meshes for simulation of 2D shallow water ploblems, Mathematics and Computers in Simulation 53, p171-184, 2000

3) H K Versteeg and W Malalasekera, An Introduction to COMPUTATIONAL FRUID DYNAMICS The Finite Volume method, p267-279, 2007

4) 山下和之,近似的リーマン解法－流体計算－,2001

5) 小竹翔太,広瀬川における細粒土砂堆積制御に関する研究,2009

水平板と潜堤からなる複合型防波堤の防波効果について*

香川高等専門学校専攻科　森澤海里
香川高等専門学校　鶴本良博

1. まえがき

我が国は島国であり，海岸線の形状が極めて複雑であるために，国土面積に対して海岸線の総延長が非常に長くなっている。加えて，台風の常襲地帯と地震の多発地帯に位置し，冬季には強い季節風が吹く。この厳しい自然条件とオホーツク海，太平洋，日本海，東シナ海の外海に海岸が直面し，沿岸域には高波，高潮，津波が来襲して種々の海岸災害が発生する確率が高い[1)]。そのため，昔から台風による高潮や高波，波浪による海岸侵食，地震に伴う津波などの多くの被害を受けてきた。その対策として堤防や護岸などの海岸保全施設は必要不可欠であるが，防災の面で優れている不透過な海岸保全施設は海面上にあるため景観的に悪影響をもたらすとともに堤内の水質悪化を引き起こすという欠点を持ち，海岸環境保全が重要視されている最近では問題となる。一般に，海岸構造物は，その自重によって滑動や転倒に対する安定性を確保するため，大水深域では，高波浪による作用外力の増大に伴って構造物の断面は大規模化する傾向にある。しかし，近年では，水深が比較的浅い沿岸域では，水質交換や景観を考慮する目的から従来の海岸構造物に代えて，潜堤や没水平板などの海面下に没した没水型の波浪制御構造物の利用が望まれている[2)]。

そこで，透過機能を有する水平板と潜堤からなる複合型防波堤の防波効果を検討した。没水型透過性防波堤は防波堤に空隙を設けることで海水交換の促進を図り，港内の水質悪化を防ぐという効果が期待でき，この防波堤は水面下にあるため，環境上のみならず景観的にも優れている。本研究では，このような利点を有する没水型透過性防波堤がどれほどの防波効果を持つかを模型実験と数値解析により検討した。

2. 模型実験

図-1 は本研究の模型実験で用いた実験装置や器具の配置を示している。模型実験では，長さ 6m，幅 2m，高さ 0.8m の水槽を用い，水深 h を 0.4m と一定にした。透過性防波堤の模型は木板で作成し，波によって動かないように模型の両端と四隅を L 型鋼で固定した。また，**図-1** に示すように消波装置を設置しているが，完全に反射波を防ぐことはできない。それゆえに，水槽の中央に透過性防波堤の模型を設置し，反射波が波高データに大きく影響を及ぼすことのないようにした。

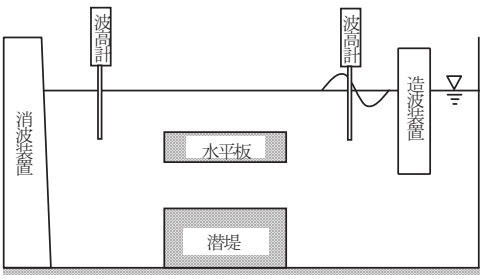


図-1 実験器具と模型の配置図

波高計については水槽側面の摩擦による影響を考慮して**図-1** の奥行き方向に対して中央に置いた。**写真-1** は今回の実験で用いたプランジャー型造波装置，**写真-2** は容量式波高計である。

前述のように設置した模型に周期の異なる波を造波装置より入射させ，入射部の波高計（**図-1** 中，右の波

*Defensive effects of a breakwater combining submerged breakwater and horizontal plate

by Kairi Morizawa and Yoshihiro Tsurumoto

高計）と通過部の波高計（**図-1** 中，左の波高計）を用いて，入射波と通過波の波高をそれぞれ測定した。波の周期は 0.7 秒から 0.1 秒ずつ増やしていき 1.6 秒まで変化させた。実際に入射する波の波長が 50～60m，防波堤を水深 10m の箇所に設置することを想定すると，波数 K（=2π/L，L：波長）を水深 h で乗じ無次元化した Kh（=2πh/L）の値は 1.0 付近の値を示すため，Kh が 1.0 に近い値をとるように周期を設定した。そして，入射波と通過波の波高の比（式(1)）から波の通過率を求め，防波効果の程度を調べた。

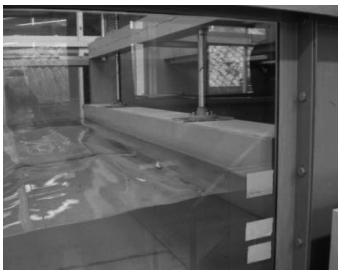


写真-1 造波装置



写真-2 波高計

$$K_t = \frac{H_t}{H_i} \tag{1}$$

ここで，K_t は波の通過率，H_t は通過波の波高，H_i は入射波の波高を表す。

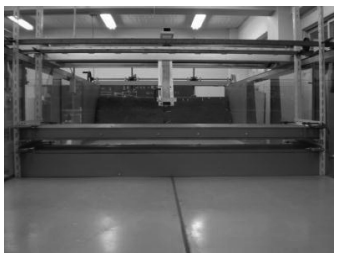


写真-3 水平板と潜堤の模型（造波装置側から撮影）

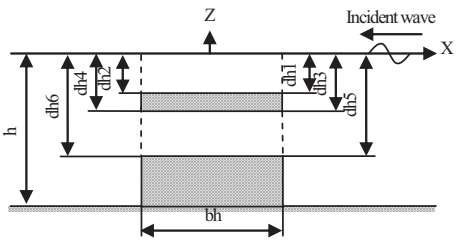


図-2 水平板と潜堤の断面図

3. 数値解析

数値解析では，直交座標系の軸の設定として**図-2**，3 のように波の進行方向とは逆向きに X 軸の正，鉛直上向きに Z 軸の正をとり，水平板と潜堤の幅を 1/2 に割る線と水面の交差する点を原点としている。そこに，**図-3** に破線で表したように仮想的に境界を設けることで 4 つの領域を作り解析した。

また，基礎理論の考えを用いるために，流体は非粘性，非圧縮性の完全流体，流れは 2 次元の渦なし流れとし，水平板・潜堤上の仮想境界面でのみエネルギー損失が生じるものとする。

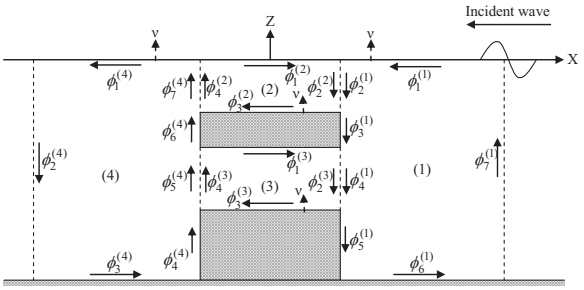


図-3 領域分割図

本研究の数値解析では有限要素法や差分法といった領域法に比べて計算量が少なく，数値計算の精度が良い[3)]という利点を有する理由から境界要素法を用いて解析を行った。

3.1 速度ポテンシャル

グリーンの公式より境界上のポテンシャル関数 は次式で表される.

$$\phi = \frac{1}{\nu}\int_D \left(\frac{\partial \log r}{\partial \nu}\phi - \log r \frac{\partial \phi}{\partial \nu} \right) ds \tag{2}$$

ここで，D は閉領域を囲む積分境界，r は求めるポテンシャル関数の位置する点と境界線上の点の間の距離，は法線方向ν を表す。

(2)式を離散化すると(3)式が得られる。

$$\phi(\mathrm{i}) = \sum_{\mathrm{j=1}}^{\mathrm{N}} \left\{ \mathrm{E_{ij}}\phi(\mathrm{j}) - \mathrm{E_{ij}}\bar{\phi}(\mathrm{j}) \right\} \tag{3}$$

ここで，N は境界分割数，i は求めるポテンシャル関数の位置，j は境界を分割したときの個々の位置，$\mathrm{E} = \frac{1}{\pi}\log \mathrm{r}$，$\bar{\mathrm{E}}$ と $\bar{\phi}$ はそれぞれ E，ϕ を法線微分したものである。

3.2 境界条件

(1) 水面

水面では微小振幅波の運動学的および力学的条件より次式が成り立つ。

$$\frac{\partial \phi}{\partial \nu} = \mp \frac{\sigma^2}{g} h\phi \tag{4}$$

ここで，σ は波の周波数，g は重力加速度である。

(2) 不透過面

不透過面では法線方向の流速が 0 であるため次式が成り立つ。

$$\frac{\partial \phi}{\partial \nu} = 0 \tag{5}$$

(3) 入射部の仮想境界面

下式の第 1 項は入射の項，第 2 項は反射の項を表す。

$$\phi = \mathrm{e}^{\mathrm{k_0 x}} \mathrm{Z^{(0)}(z)} + \sum_{\mathrm{n=0}}^{\infty} \mathrm{C_n}^{(1)} \mathrm{e}^{-\mathrm{k_n x}} \mathrm{Z^{(n)}(z)} \tag{6}$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial \nu} = \mathrm{k_0 e}^{\mathrm{k_0 x}} \mathrm{Z^{(0)}(z)} - \sum_{\mathrm{n=0}}^{\infty} \mathrm{k_n C_n}^{(1)} \mathrm{e}^{-\mathrm{k_n x}} \mathrm{Z^{(n)}(z)} \tag{7}$$

ここで，e は自然対数の底，$\mathrm{C_n}^{(1)}$ は入射部の仮想境界面上の点におけるポテンシャル関数，x と z は直交座標における任意の点の座標，式中の $\mathrm{Z^{(n)}(z)}$，$\mathrm{k_n}$ はそれぞれ以下の式で表され，i は純虚数$\mathrm{i} = \sqrt{-1}$ を表している。

(4) 通過部の仮想境界面

通過部の仮想境界面における速度ポテンシャルは式(8)で表される。

$$\phi = \sum_{\mathrm{n=0}}^{\infty} \mathrm{D_n}^{(4)} \mathrm{e}^{\mathrm{k_n x}} \mathrm{Z^{(n)}(z)} \tag{8}$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial \nu} = \sum_{\mathrm{n=0}}^{\infty} \mathrm{k_n D_n}^{(4)} \mathrm{e}^{\mathrm{k_n x}} \mathrm{Z^{(n)}(z)} \tag{9}$$

ここで，$\mathrm{D_n}^{(4)}$ は通過部の仮想境界面上の点におけるポテンシャル関数である。

(5) 水平板・潜堤上の仮想境界面

この仮想境界面では連続の条件より流速は等しい。また，この仮想境界面では渦が発生し流速の 2 乗に比例する抵抗があると仮定する。

$$\frac{\partial \phi_A}{\partial \nu} = \frac{\partial \phi_B}{\partial \nu} = V \tag{10}$$

$$\phi_A - \phi_B = \beta |V| V \tag{11}$$

ここで，ϕ_A と ϕ_B は水平板・潜堤上の仮想境界面を挟んで隣り合う速度ポテンシャルを表す。式中の β は以下の式で表され，i は純虚数 $i = \sqrt{-1}$，ζ_0 は波の振幅，f は抵抗係数である。

$$\beta = i \frac{4}{3\pi} \frac{1}{\sigma^2 h / g} \frac{\zeta_0}{h} f \tag{12}$$

3.3 各領域のポテンシャル関数

離散化した式(3)に境界条件を代入して，下記の連立方程式を得る。この連立方程式を解くことにより境界上のポテンシャル関数を算出し，式(13)より通過率 K_t を求める。

$$K_t = \left| D_0^{(4)} \right| \tag{13}$$

(1) 領域(1)

$$\begin{aligned}
&\sum_{j=1}^{N_{11}} \left\{ \bar{E}_{ij} - \delta_{ij} - E_{ij} \frac{\sigma^2}{g} h \right\} \phi_1^{(1)}(j) + \sum_{j=1}^{N_{12}} \left\{ \bar{E}_{ij} - \delta_{ij} \right\} \phi_2^{(2)}(j) + \sum_{j=1}^{N_{12}} \left\{ \left(\bar{E}_{ij} - \delta_{ij} \right) \beta \left| \bar{\phi}_2^{(2)}(j) \right| - E_{ij} \right\} \bar{\phi}_2^{(2)}(j) + \sum_{j=1}^{N_{13}} \left\{ \bar{E}_{ij} - \delta_{ij} \right\} \phi_3^{(1)}(j) \\
&+ \sum_{j=1}^{N_{14}} \left\{ \bar{E}_{ij} - \delta_{ij} \right\} \phi_2^{(3)}(j) + \sum_{j=1}^{N_{14}} \left\{ \left(\bar{E}_{ij} - \delta_{ij} \right) \beta \left| \bar{\phi}_2^{(3)}(j) \right| - E_{ij} \right\} \bar{\phi}_2^{(3)}(j) + \sum_{j=1}^{N_{15}} \left\{ \bar{E}_{ij} - \delta_{ij} \right\} \phi_5^{(1)}(j) + \sum_{j=1}^{N_{16}} \left\{ \bar{E}_{ij} - \delta_{ij} \right\} \phi_6^{(1)}(j) \\
&+ \sum_{n=0}^{\infty} \sum_{j=1}^{N_{17}} \left\{ \left(\bar{E}_{ij} - \delta_{ij} \right) + k_n E_{ij} \right\} e^{-k_n x} Z^{(n)}(j) C_n^{(1)} = -e^{k_0 x} \sum_{j=1}^{N_{17}} \left\{ \left(\bar{E}_{ij} - \delta_{ij} \right) - k_0 E_{ij} \right\} Z^{(0)}(j)
\end{aligned} \tag{14}$$

(2) 領域(2)

$$\begin{aligned}
&\sum_{j=1}^{N_{21}} \left\{ \bar{E}_{ij} + \delta_{ij} + E_{ij} \frac{\sigma^2}{g} h \right\} \phi_1^{(2)}(j) + \sum_{j=1}^{N_{22}} \left\{ \bar{E}_{ij} + \delta_{ij} \right\} \phi_2^{(2)}(j) - \sum_{j=1}^{N_{22}} E_{ij} \bar{\phi}_2^{(2)}(j) + \sum_{j=1}^{N_{23}} \left\{ \bar{E}_{ij} + \delta_{ij} \right\} \phi_3^{(2)}(j) \\
&+ \sum_{j=1}^{N_{24}} \left\{ \bar{E}_{ij} + \delta_{ij} \right\} \phi_4^{(2)}(j) - \sum_{j=1}^{N_{24}} E_{ij} \bar{\phi}_4^{(2)}(j) = 0
\end{aligned} \tag{15}$$

(3) 領域(3)

$$\begin{aligned}
&\sum_{j=1}^{N_{31}} \left\{ \bar{E}_{ij} + \delta_{ij} \right\} \phi_1^{(3)}(j) + \sum_{j=1}^{N_{32}} \left\{ \bar{E}_{ij} + \delta_{ij} \right\} \phi_2^{(3)}(j) - \sum_{j=1}^{N_{32}} E_{ij} \bar{\phi}_2^{(3)}(j) + \sum_{j=1}^{N_{33}} \left\{ \bar{E}_{ij} + \delta_{ij} \right\} \phi_3^{(3)}(j) \\
&+ \sum_{j=1}^{N_{34}} \left\{ \bar{E}_{ij} + \delta_{ij} \right\} \phi_4^{(3)}(j) - \sum_{j=1}^{N_{34}} E_{ij} \bar{\phi}_4^{(3)}(j) = 0
\end{aligned} \tag{16}$$

(4) 領域(4)

$$\begin{aligned}
&\sum_{j=1}^{N_{41}} \left\{ \bar{E}_{ij} - \delta_{ij} - E_{ij} \frac{\sigma^2}{g} h \right\} \phi_1^{(4)}(j) + \sum_{n=0}^{\infty} \sum_{j=1}^{N_{42}} \left\{ \left(\bar{E}_{ij} - \delta_{ij} \right) + k_n E_{ij} \right\} e^{k_n x} Z^{(n)}(j) D_n^{(4)} + \sum_{j=1}^{N_{43}} \left\{ \bar{E}_{ij} - \delta_{ij} \right\} \phi_3^{(4)}(j) + \sum_{j=1}^{N_{44}} \left\{ \bar{E}_{ij} - \delta_{ij} \right\} \phi_4^{(4)}(j) \\
&+ \sum_{j=1}^{N_{45}} \left\{ \bar{E}_{ij} - \delta_{ij} \right\} \phi_4^{(3)}(j) + \sum_{j=1}^{N_{45}} \left\{ \left(\bar{E}_{ij} - \delta_{ij} \right) \beta \left| \bar{\phi}_4^{(3)}(j) \right| - E_{ij} \right\} \bar{\phi}_4^{(3)}(j) + \sum_{j=1}^{N_{46}} \left\{ \bar{E}_{ij} - \delta_{ij} \right\} \phi_6^{(4)}(j) + \sum_{j=1}^{N_{47}} \left\{ \bar{E}_{ij} - \delta_{ij} \right\} \phi_4^{(2)}(j) \\
&+ \sum_{j=1}^{N_{47}} \left\{ \left(\bar{E}_{ij} - \delta_{ij} \right) \beta \left| \bar{\phi}_4^{(2)}(j) \right| - E_{ij} \right\} \bar{\phi}_4^{(2)}(j) = 0
\end{aligned} \tag{17}$$

ここに，**図-4** に示すようにN は各境界の分割数，N の添え字は境界の位置を表す。例えば，N_{11} は領域(1)内の水面における境界分割数を，N_{16} は領域(1)内の水底における境界分割数を表す。

また，δ_{ij} は

$$\begin{cases}\delta_{ij} = 1 \ (i = j) \\ \delta_{ij} = 0 \ (i \neq j)\end{cases}$$

であり，i は求めるポテンシャル関数の位置，j は境界を分割したときの個々の位置を表す。

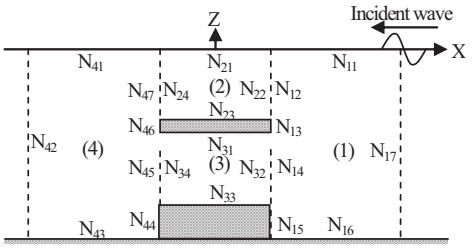


図-4 境界分割数

4. 結果

この章に示す図は，横軸に波数 K（=2π/L，L：波長）を水深 h で乗じ無次元化した Kh（=2πh/L）を，縦軸に波の通過率 (=通過波の波高/入射波の波高)をとったものである。横軸 Kh は波の周期や波長に関係するので波のパターンを表し，縦軸の通過率 は防波堤の防波効果の程度を表す。波の通過率が大きいほど入射波に対して通過波の波高が大きいので防波堤の防波効果は低く，逆に波の通過率が小さいほど防波効果は高い。本研究では波の通過率を指標として防波堤の防波効果の大小を評価する。**図-5** には，模型実験において反射波に十分に留意し各周期の波に対して通過率を算定し得た結果を示している。模型の設置条件は水平板・潜堤幅 bh/h=1.000，水平板設置位置 dh1/h=dh2/h=0.125，水平板厚 (dh3-dh1)/h=(dh2-dh4)/h=0.1875，潜堤高さ(h-dh5)/h=(h-dh6)/h=0.400 である。**図-5** には実験値に加えて模型実験と同じ条件で水平板を設置した場合の解析結果も示している。この解析値算出にあたっては，実験値と比較することにより抵抗係数 f を 0.7 としている。**図-5** に示す実験値と解析値のグラフを比較すると，多少のばらつきが見られるが，相関係数は 0.82 であることから実験値と解析値の間には強い相関関係があり，解析値が有効であるといえる。**図-6** は水平板位置（dh1/h=dh2/h=0.125），水平板厚（(dh3-dh1)/h=(dh2-dh4)/h=0.125），潜堤高さ（(h-dh5)/h=(h-dh6)/h=0.375）を一定とし，水平板・潜堤幅のみを変化させたときの通過率の変化を表した図である。グラフの傾向としては，幅を広げるほど極小部分の通過率と Kh はともに小さくなっている。ただし，潜堤があることで通過率の極小値は大きくなっている。**図-7** は水平板幅（bh/h=1.000），水平板厚（(dh3-dh1)/h=(dh2-dh4)/h=0.125），潜堤高さ（(h-dh5)/h=(h-dh6)/h=0.375）を固定し，水平板位置のみを変化させたときの通過率の変化を表す。水平板幅を変化させたときと同様，極小値と極小値における Kh に差が見られるが，特に通過率が大きく変化している。**図-8** は水平板幅（bh/h=1.000），水平板位置（dh1/h=dh2/h=0.125），潜堤高さ（(h-dh5)/h=(h-dh6)/h=0.375）を固定し，水平板厚のみを変化させたときの図である。この図を見ると Kh=0.9 付近を境にして通過率の傾向は異なる。Kh が 0.9 より小さいとき水平板厚が大きいほど通過率は小さく，0.9 より大きいときには水平板厚が大きいほど通過率は大きくなっている。よって，防波堤を考えた時，Kh が 0.9 より小さいときには水平板厚を大きくした方が良く，0.9 より大きいときには水平板厚を小さくした

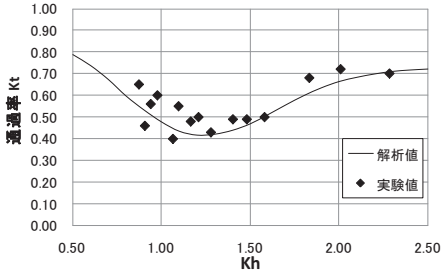


図-5 実験値と解析値の相関

方が良いということを示している。**図-9** は水平板幅（bh/h=1.000），水平板位置（dh1/h=dh2/h=0.125），水平板厚（(dh3-dh1)/h=(dh2-dh4)/h=0.125）を固定し，潜堤高さのみを変化させたときの図を示している。傾向は水平板厚を変化させたときと似ており，グラフが重なる Kh の値は同じ 0.9 である。しかし，異なる点が数多く存在する。まず，水平板厚を変化させた場合は Kh が 0.9 より小さいとき水平板厚が大きいほど通過率は小さく，0.9 より大きいときには水平板厚が大きいほど通過率は大きくなっているのに対し，潜堤高さを変化させた場合は Kh が 0.9 より小さいとき潜堤高さが大きいほど通過率は大きく，0.9 より大きいときには水平板厚が大きいほど通過率は小さくなっており逆の傾向を示している。また，厚さの変化は 0.125 と同じ値であるがそれに対する通過率の変化量は比較的小さく，このことからも潜堤の防波効果に対する寄与が小さいことが分かる。加えて，極小値に対する Kh の値に変化が見られないということも水平板厚を変化させた場合と異なり特徴的である。潜堤を高くする利点としては，潜堤を高くするほど曲線が緩やかであるから広範囲の Kh に対して通過率が小さくなるということである。

以上より，水平板は潜堤と比べて大きな防波効果を発揮すること，潜堤高さや水平板厚が大きいほど防波効果が高いとは一概には言えず防波効果が小さくなることもあることが結論として得られた。

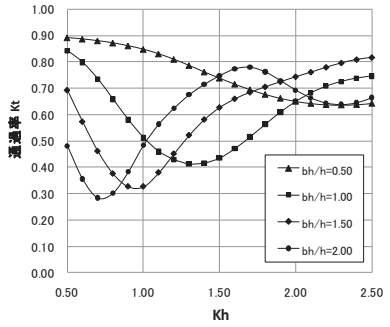


図-6 水平板・潜堤幅による通過率の変化

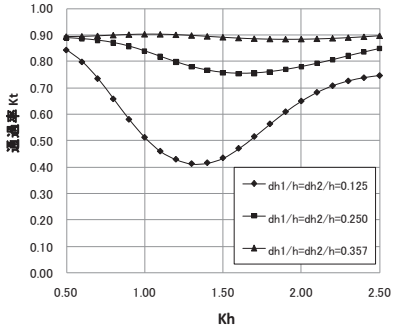


図-7 水平板の没水深による通過率の変化

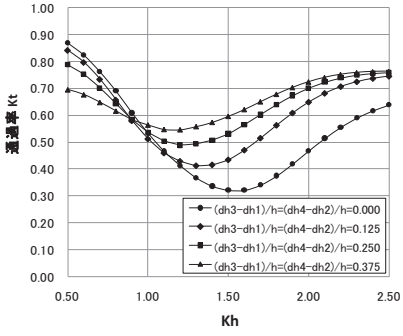


図-8 水平板厚による通過率の変化

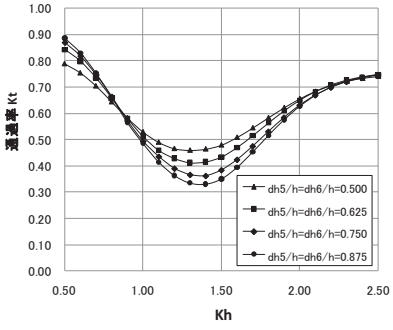


図-9 潜堤高さによる通過率の変化

参考文献

1）服部昌太郎：土木系 大学講義シリーズ 13　海岸工学，コロナ社，pp.1～2，1987.

2）村上啓介：グリーン公式を用いたストークス波と海岸構造物の非線形干渉解析法に関する研究，1995.

3）C・A・ブレビア：境界要素法入門，培風館，1980.

海面上昇に伴う全国砂浜侵食量の推定

東北大学工学部　須川太一
東北大学災害制御研究センター　有働恵子
東北大学災害制御研究センター　真野　明

1.　研究背景と目的

地球温暖化による熱膨張を主とした海面上昇や気候変動による波浪特性の変化が懸念されている．長期的に汀線が後退すると予想される．IPCC（1990）の予測によれば，2100 年までに地球の平均海面は最大 1m 上昇すると見込まれている．本研究では，観測データから日本全国における長期的な波浪や潮位の変化特性を把握し，侵食予測モデルを用いて温暖化によって今後予測される海面上昇量に対する潜在的な汀線後退量の推定を行う．

2.　日本全国の波浪・潮位の経年変化特性

日本全国の潮位データとして気象庁の潮位観測データを用いた．観測記録は最長で 1961 年から 2008 年までで，一時間毎に取得された潮位が記録されている．10 年以上の観測記録を得られた観測地点のうち，地殻変動に関する情報が入手できた地点を対象とし，各地点の年平均潮位，年最大潮位の変化傾向を求めた．地殻変動の影響は，野口ら（2010）を参考にして，験潮場取付水準測量成果集（国土地理院海岸昇降検知センター）を用いて除外した．

潮位データ例として油津の年平均潮位と年最大潮位の経年変化を図 1 に示す．図 1 より，油津では 1961 年から 2008 年までに年平均潮位は 0.17cm/year，年最大潮位は 0.19cm/year 程度の増加傾向にあった．

全国的にも多くの地点で年平均潮位・年最大潮位ともに 0.1cm/year 以上の増加傾向にあり，これらの地点では少なくとも最近の数十年間は日本周辺の平均海面が上昇していたと考えられる（図 2）．

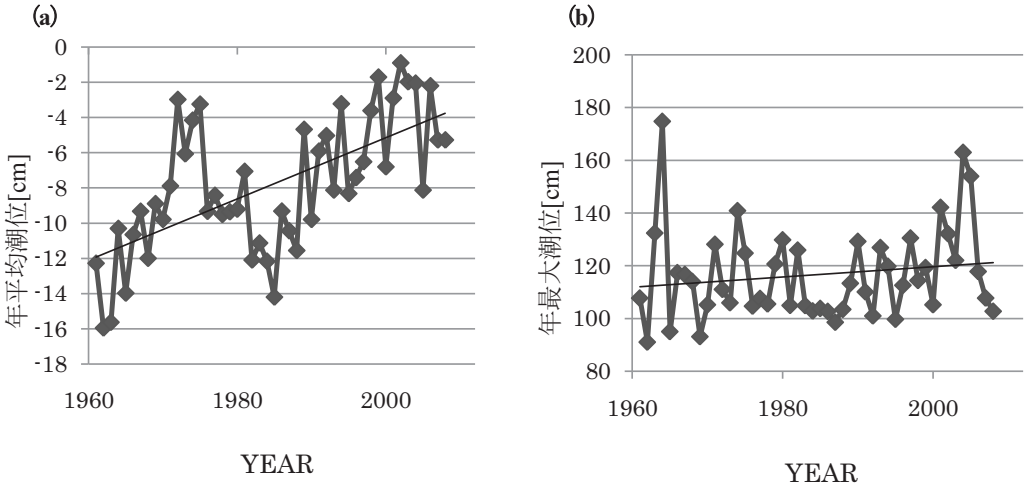


図 1　(a) 油津の年平均潮位および (b) 年最大潮位

Prediction of Shoreline Retreat during Sea Level Rise in Japan by Taichi SUGAWA, Keiko UDO, and Akira MANO

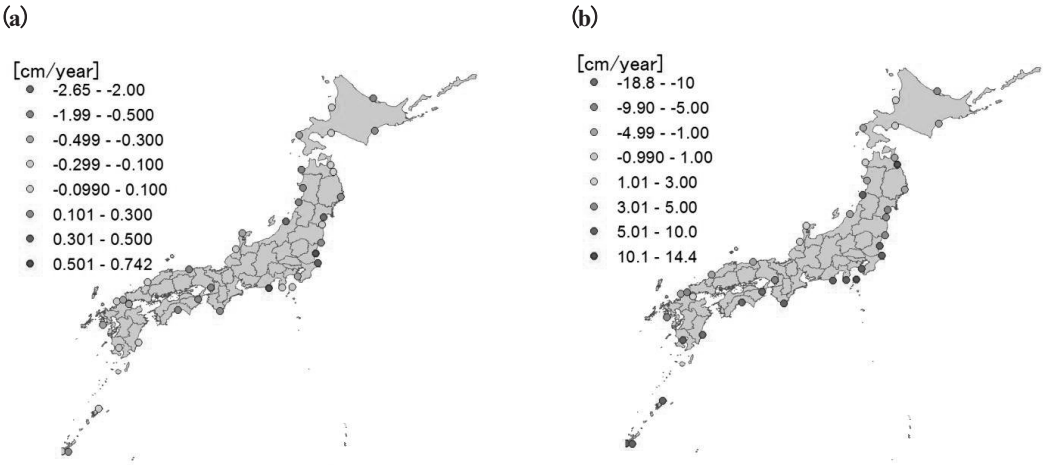


図2　(a) 年平均潮位トレンドの全国分布および (b) 年最大潮位トレンドの全国分布

次に波浪に関しては，全国的な波浪観測記録として全国港湾海洋情報網（ナウファス）を用いた．観測記録は最長で1991年から2008年までで，月毎の平均有義波高，最大有義波高などが記録されている．対象とした観測地点は，1991年から10年以上の観測記録が得られた地点に，2001年から2008年までの観測記録が得られた紋別南，高知，十勝，新潟沖，小松島，アシカ島を加えた計39地点で，各地点の年平均有義波高，年最大有義波高の変化傾向を求めた．

波浪データ例として常陸那珂の年平均有義波高と年最大有義波高の経年変化を図3に示す．図3より，常陸那珂では1991年から2008年の間に，年平均有義波高は0.70cm/year，年最大有義波高は7.68cm/year程度増加傾向にあった．年平均有義波高に顕著な傾向は見られなかったものの，年最大有義波高は全国的にも多くの地点で少なくとも最近の数十年間は1cm/year以上の増加が認められた（図4）．暴浪時には急激な海岸侵食が生じることから，年最大有義波高の増大は砂浜侵食リスクの増大を意味する．

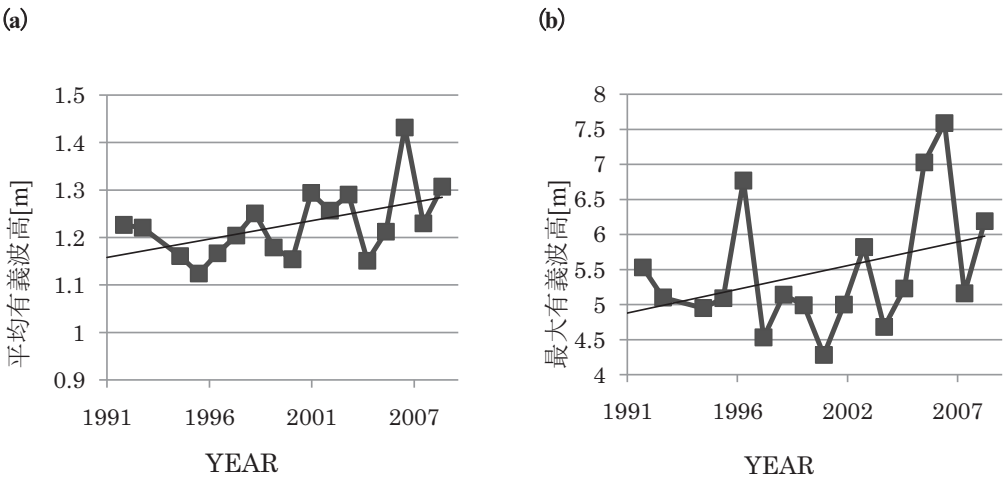


図3　(a) 常陸那珂の平均有義波高および (b) 最大有義波高

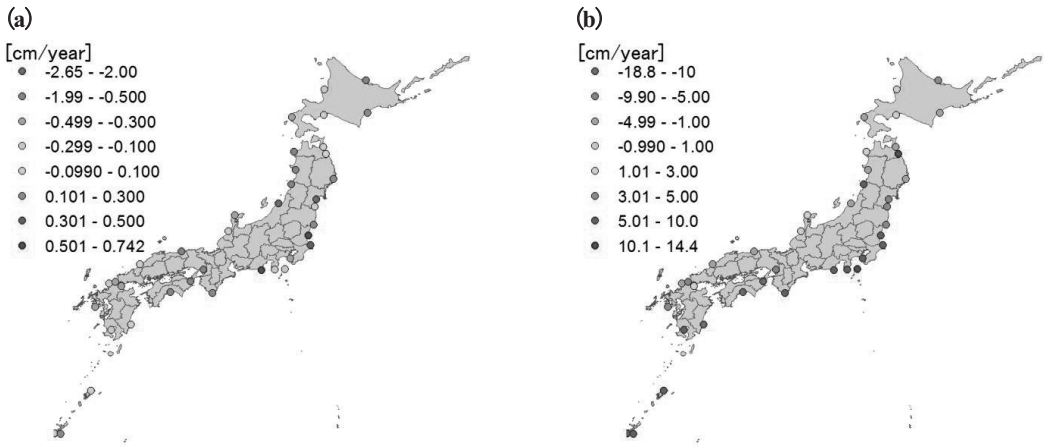


図 4　(a) 年平均有義波高トレンドの全国分布および (b) 年最大有義波高トレンドの全国分布

3.侵食量の推定

3.1 侵食モデル

砂浜の長期侵食予測モデルとしては，Bruun（1962）式，Dean 式（1994）を用いた．これらの式は簡便で，沿岸漂砂の影響を考慮できない等の制約があるものの，これに代わる長期侵食予測モデルが存在しないことから多くの研究で用いられている（Cooper and Pilkey, 2004; FitzGerald et al., 2009; Ranasinghe and Stive, 2009）．Bruun 則では，汀線付近の断面地形には底質粒径と波浪条件から決定される平衡断面地形が存在すると仮定し，その地形は式（1）で表される（図 5）．

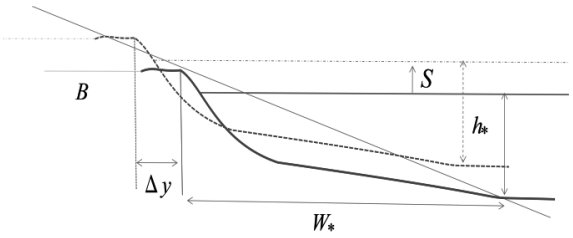


図 5 Bruun（1962）の平衡断面地形

$$h_* = Ay^{2/3} \quad (1)$$

h_*は水深，Aは海浜断面係数，yは沖方向の距離である．Aは砂浜の底質粒径と強い相関があることが指摘されており，Dean ら（1994）によってその関係性が整理されている．海面が上昇すると，砂浜はこの平衡断面地形に向かって土砂移動する．この移動によって汀線が後退する．この後退量は式（2）で表される．

$$\Delta y/W_* = -S/(h_* + B_h) \quad (2)$$

Δyは汀線後退量（m），h_*は土砂移動限界水深（m），W_*は土砂限界水深までの水平距離（m），Sは海面上昇量（m），B_hはバームの高さ（m）を表す．h_*は，地形変化の沖側境界の水深という定義から Hallemeier（1978）による式（3）を用いて算定する．

$$h_* = 2.28\bar{H}_m - 68.5\left(\bar{H}_m{}^2/g\bar{T}_m{}^2\right) \quad (3)$$

$\bar{H}_m$は年最大有義波高の観測値の平均値，$\bar{T}_m$は年最大有義波周期の観測値の平均値，gは重力加速度を示す．W_*は式（1）に粒径により与えられるA，式（3）より算定されるh_*を代入することで算定する．またB_hの算定

式として，武田・砂村（1983）によって与えられた式（4）を用いて算定する．

$$B_h = 0.125\bar{H}_b^{\frac{5}{8}} \left(g\bar{T}_s^{\,2}\right)^{3/8} \quad (4)$$

$\bar{H}_b$は$\bar{H}_s$に対する砕波波高（m），$\bar{H}_s$は年平均沖波有義波高の観測値の平均値，$\bar{T}_s$は年平均沖波有義波周期の観測値の平均値を表す．$\bar{H}_b$は砂村（1983）によって与えられた式（5）によって算定する．

$$\bar{H}_b/\bar{H}_s = (tan\alpha)^{0.2} \left(\bar{H}_s/\bar{L}_s\right)^{-0.25} \quad (5)$$

$tan\alpha$は井上ら（1993）と同様に移動限界水深付近の海底勾配，$\bar{L}_s$は年平均沖波有義波波長の観測値の平均値を表す．これらの式を用いれば，砂浜の粒径，海底勾配，沖波の波浪条件から侵食量を算定することができる．

Dean（1991）はBruun則と同様な考え方に基づいて，バームが垂直に伸びている地形に対して砂浜の後退量を算定する式（6）を導いている．

$$\Delta y/W_* = -S/B_h + 3\,(h_*/5B_h)\left[1-(1+\Delta y/W_*)^{5/3}\right] \quad (6)$$

ここでB_h，h_*，W_*の算定方法はBruun則と同じである．

以上のBruun，Deanの２つのモデルを用いて，文献等から底質粒径・海底勾配が得られた海岸に対して海面上昇した場合の後退量を算定する．図6には，平均有義波高を1m，平均有義波周期を6secとし，最大有義波高を5m，最大有義波周期を10secに固定した場合の海底勾配，海浜断面係数とBruun式による侵食量の関係を示した．また図7には，同じく平均有義波高を1m，平均有義波周期を6secとし，A=0.1，$tan\alpha$ =0.01に固定した場合の最大有義波高，最大有義波周期とBruun式による侵食量の関係を示した．

海面上昇量として，三村ら（1993）と同様にIPCC WG1（1990）の予測に基づいて2100年時点の最も高い予測である1mを用いることにした．また海浜断面係数を求めるために必要な砂浜の底質粒径，海底勾配は参考文献に示す文献等から引用した．粒径条件が得られなかった海岸に対しては，三村ら（1993）の研究を参考にして，A =0.1として計算した．

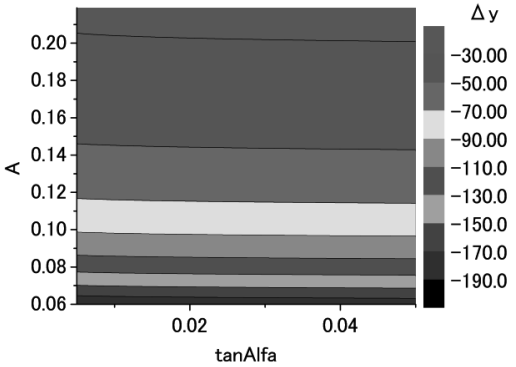


図6 海浜断面係数と海底勾配とΔy

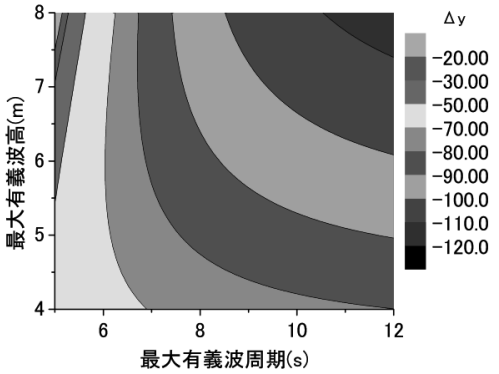


図7 最大有義波高と最大有義波周期とΔy

3.2 結果

Bruun 式と Dean 式を用いて推定した日本全国の侵食量分布を図 8，図 9 に示す．いずれの地点でも Bruun 式を用いた推定結果より Dean 式を用いた方が侵食量は大きくなった．後退量はばらつきがあるが，-30～-170 m程度で大きい値となった．粒径が大きい地点で海岸侵食量が小さい値になった．

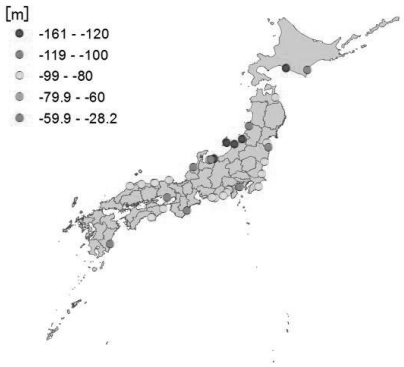


図 8 Bruun 式を用いた
推定砂浜侵食量の全国分布

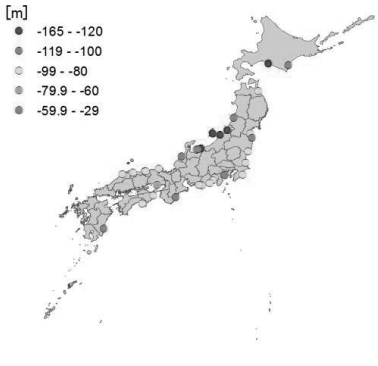


図 9 Dean 式を用いた
推定砂浜侵食量の全国分布

4. まとめ

全国的な潮位・波浪の経年変化特性について分析した結果，少なくとも最近の数十年間は，年平均潮位，年最大潮位は全国的に増加傾向にあり，年最大有意義波高に関しても同様に増加傾向にあった．このことから，日本の海岸侵食リスクは長期的に増大傾向にある可能性がある．また，海岸侵食モデルを用いて砂浜侵食量を推定した結果，1m の海面上昇で 30～170m 汀線が後退する可能性があると推定された．しかし，粒径の情報がない砂浜が存在し，侵食量の推定値の影響が大きい A の値を 0.1 で与えており，また，侵食量は実際の砂浜幅を超えることはないものの，今回の推定結果ではこれを考慮しておらず，砂浜幅以上の侵食量と推定した可能性があり，今後これらについて検討を要する．

謝辞

本研究は，環境省の環境研究総合推進費（S-8-1(4)）の支援により実施された．また本論文を作成するにあたり，武田百合子氏にデータ整理の協力を頂いた．ここに感謝の意を表する．

参考文献

1) 幾世橋慎，三村信男，加藤　始，古米弘明，信岡尚道：平衡海浜地形の仮説に基づいた砂浜に対する海面上昇の影響予測，平成 6 年度学位論文，142p，1995.
2) 井上馨子，三村信男，加藤　始，古米弘明，信岡尚道：海面上昇に対する海浜地形の応答：予測モデルとその検証，平成 5 年度学位論文，138p，1993.
3) 上森千秋：高知海岸の漂砂浜について，海岸工学講演会講演集，第 14 巻，pp.282-285，1967.
4) 宇多高明：日本の海岸侵食，山海出版，439p，1997.
5) 宇多高明・口石孝幸・見附敬三・加藤憲一・谷口　丞・赤松直博：バームの形成と沿岸漂砂を同時に考慮した海浜変形モデル，海洋開発論文集，第 17 巻，pp.469-474，2001.

6) 宇多高明・北上勝彦・山本幸次・河野茂樹：北海道日高沿岸における海浜変形，海岸工学論文集 ，第 38 巻，pp.276-280．1991.
7) 宇多高明・西　隆一郎：志布志湾押切海岸の侵食とその対策，海岸工学論文集，第 49 巻，pp.581-585，2002.
8) 沿岸技術研究センター：全国港湾海洋波浪観測記資料　1991-2003，2005.
9) 柿木哲哉・木下栄一郎・滝川　清・山田文彦・外村隆臣：平均水面の季節変動が干潟地形に及ぼす影響，海岸工学論文集，第 50 巻，pp.471-475，2003.
10) 気象庁：潮位観測データ，1961 年~1996 年，2009.
11) 気象庁：潮位観測データ，第 7 集，第 1-12 号，2009.
12) 気象庁：潮汐観測，第 4-6 集，1973-1996.
13) 港湾空港技術研究所　海洋・水工部　海象情報研究チーム：全国港湾海洋波浪情報網（ナウファス）波浪データ，http://www.pari.go.jp/bsh/ky-skb/ks-jyo/kaisy/dat/sub300.htm
14) 国土地理院昇降検知センター験潮場取付水準測量成果集：http://cais.gsi.go.jp/cmdc/center/itiran.html
15) 武田一郎・砂村継男：砂浜の堆積過程における地形変化，海岸工学講演論文集，第 30 巻，pp.254-258，1983.
16) 農林水産省構造改善局・農林水産省水産庁・運輸省港湾局・建設省河川局：全国海岸域保全利用計画調査報告書，336p，1990.
17) 間瀬　肇・田中　遼・森　信人・安田誠宏：日本海沿岸における波浪の経年変化特性に関する研究，土木学会論文集 B2，Vol.B2-65，No.1，pp.1251-1255，2009.
18) 三村信男・幾世橋誠・井上馨子：砂浜に対する海面上昇の影響評価 , 海岸工学論文集, 第 40 巻, pp.1046-1050, 1993.
19) 三村信男・井上馨子・幾世橋誠・泉宮尊司・信岡尚道：砂浜に対する海面上昇の影響評価 （2） 予測モデルの妥当性の検証と全国規模の評価，海岸工学論文集，第 41 巻，pp.1161-1162，1994.
20) 由比政年・中谷　健・石田　啓・山内正彦・二俣　秀・高橋　至：手取川河口周辺における海底地形の長期変動に対する河川土砂管理の影響，海岸工学論文集，第 52 巻，pp.616-620，2005.
21) Bruun, P. : Sea-level rise as a cause of shore erosion, J.Waterways and Harbors Div, ASCE, 88 (WW1) , pp.117-130, 1962.
22) Dean，R.G. : Equilibrium beach profiles : characteristic and applications，Journal of Coastal Research，Vol.7，No.1，pp.53-84，1991.
23) Duncan M. FitzGerald，Michael S. Fenster，Britt A. Argow，and Ilya V. Buynevich：Coastal Impacts Due to Sea-Level Rise，Annu. Rev. Earth Planet. Sci. 2008，36，pp.601–647，2008.
24) Hallermeier，R.J.：A profile zonation for seasonal sand beached from wave climate，Coastal Engineering，4，pp.253-277，1980.
25) IPCC WG1：Climate Change – The IPCC Scientific Assessment. Cambridge University Press，365p，1990.
26) J.Andrew, G. Cooper and Orrin H.Pilkey : Sea-level rise and shoreline retreat: : time to abandon the Bruun rule，Global and Planetary Change，43，pp.157–171，2004.
27) Roshanka Ranasinghe and Marcel J. F. Stive : Rising seas and retreating coastlines，Climatic Change 97, pp.465–468, 2009.

SAND SPIT DECLINE AT THE SAGAMI RIVER MOUTH

Yinghao Li[1], Eko Pradjoko[2], Hitoshi Tanaka[3]

ABSTRACT

River mouth morphology is much influenced by nearby coastal structures. At the Sagami River mouth, the sand spit is declining in recent years after having been stable until the 1970s. In this study, this decline is quantified by the use of aerial photographs taken from the 1960s. The measurement results show that the sand spit retreated into the river more than 200 meters from 1983 to 2001. From the analysis on the extensions of the close-by coastal structures in function of time, it can be supposed that these structures have a long-time effect to the recession of the sand spit.

1. INTRODUCTION

The history of a river mouth demonstrates a continuous change in its geometry, its configuration and its cross-sectional area. Compared to carrying out continuous field observation, aerial photograph analysis is an alternative and more economical means for achieving information on river mouth morphology change (Srivihok and Tananka, 2006).

The Sagami River mouth, bounded by two jetties, has experienced sand spit recession in recent years (Furuike et al., 2009; Uda et al., 2004), as well as several other Japanese rivers like the Naruse River and the Ohyodo River. In addition to the decrease of sediment supply from the river and the dredging of the river bed, constructions of coastal structures are also supposed to be one cause of the sand spit recession. It is supposed that the response speed of river mouth morphology depends on the distance between the river mouth and the coastal structure (Kawamura and Tanaka, 2005).

Aerial photographs are the most commonly used data source in shoreline mapping (Moore, 2000). In the present study, traditional aerial photograph analysis methods, which consists of tracing shoreline positions on digitized photographs, is used to quantify the morphological change of the Sagami River mouth from 1961 to 2001. Special focus is taken on the decline of the sand spit at the left bank.

2. STUDY AREA

The Sagami River is in Kanagawa and Yamanashi Prefectures on the island of Honshu, Japan as shown in Figure 1. The catchment area is 1,680 km^2 and the mainstream is 109 km in length (Unno et al., 2004). The peak discharge is about 7,300m^3/s (Uda, 1989). The construction of Sagami Dam and a large scale dredge, in the 1940s and 1950s respectively, are the main events on the river basin. In coastal area, the construction of Chigasaki Port, headlands and Hiratsuka Port are the main events (Kawamura and Tanaka, 2005). In this study, we focus on the river mouth which has a sand spit extending from the left bank to the right bank with an opening near the right bank (Figure 1).

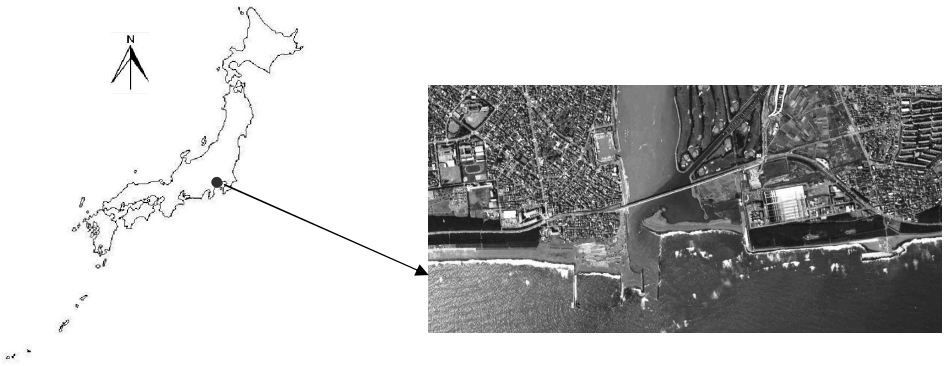


Figure 1: *The Sagami river mouth*

[1] Graduate Student, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan
[2] Graduate Student, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan
[3] Professor, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan

3. METHODOLOGY

Data sources

Fourteen aerial photographs were collected from 1961 to 2001. The shooting date, time and the tidal stage are tabulated in Table 1. The resolution of the photos is 200 dpi. The tidal levels are obtained from the website "Homepage of Real-time Tide" that shows the tidal data for 20 tide stations managed by the Japan Coast Guard and for 65 tide stations by the Japan Meteorological Agency.

Table 1: *Shooting date, time of the aerial photographs and the tidal level of the time*

No	Acquired date	Acquired time (hh:mm:ss)	Tidal level from MSL (cm)
1	Aug. 26, 1961	11:07:07	-72
2	Jul. 24, 1964	10:14:36	-82
3	Nov. 4, 1965	11:02:53	0
4	Jun. 1, 1967	11:07:59	3
5	May. 21, 1972	09:44:15	3
6	Dec. 22, 1972	10:24:07	18
7	Nov. 10, 1977	10:39:30	-24
8	Nov. 30, 1977	12:35:10	-8
9	Oct. 29, 1983	13:10:32	38
10	Aug. 28, 1993	08:28:09	-46
11	Jul. 24, 1999	12:27:19	-2
12	Dec. 3, 1999	13:25:55	43
13	2000	Unknown	/
14	2001	Unknown	/

Rectification of the aerial photographs

For the utilizing of aerial photographs, the discrepancy among the photos is to be considered. The discrepancy can occur form various causes. For example, the elevation difference of the air plans during photo shooting contributes to the inconsistency in scale and the inclination of the air plan results in the image tilt. This is the reason for which it is necessary to rectify all set of the photographs in order to produce the comparability.



Figure 2: *Ground Control Points on the photo of 2001*

Ten Ground Control Points (GCPs) are chosen with Japan Map in Geodetic system which has an interval of 0.05 second or 2.0 meter approximately. The coordinates of the GCPs are converted to JGD2000/Japan Plane Rectangular CS-X system which expresses in meter. The selected GCPs are discernable on every photo and are well spread as much as possible. They are unmovable with the passing of time, for example a corner of a building, a section of roads or any other permanent structures with known coordinate in the map (Figure 2).

Because of the small scale in the present study, the 1st order transformation or linear transformation was applied to rectify the whole set of aerial photographs. However, the perfect fit for all GCPs is not possible for linear transformation. The rectification results show an average Root Mean Square (RMS) error about 4.7 m, which means the results are distanced in average 4.7m approximately with their real coordinates on earth.

Indicator of the shoreline position

Many papers have been published dealing with the measurement of beach recession and almost exclusively these papers have dealt with trend measurement using indicators such as shoreline (Hanslow, 2007). Chen and Chang (2009) pointed out that a shoreline is idealistically defined as the interface of land and sea. Actually, the shoreline position changes continually with time because of beach variation that results from on-offshore and alongshore sediment transport. The dynamic nature of water levels, such as waves and tides, causes also shoreline position variation.

Because of this dynamic nature of the idealized shoreline boundary, for practical purposes coastal investigators have typically adopted the use of shoreline indicators. A shoreline indicator is a feature that is used as a proxy to represent the "true" shoreline position. Individual shoreline indicators generally fall into one of two categories i.e. a feature that can be physically seen in coastal imagery, for example, a previous high-tide line or the wet/dry boundary; or a tidal datum-based indicator which is determined by the intersection of the coastal profile with a specific vertical elevation, for example, mean high water (MHW) or mean sea level (Boak and Turner, 2005). In the present study, the mean sea level is expected to be the shoreline indicator which will serve to the comparison of shoreline position on each photo. However, since it is not a feature that can be directly seen from the photographs, the wet/dry boundary is therefore chosen as a alternative indicator as shown in Figure 3. This line, present on every aerial photo, is easy to be discerned by color contrast. The shoreline position measured based on this line will need to be corrected to the mean sea level by using tidal stage and wave run up.

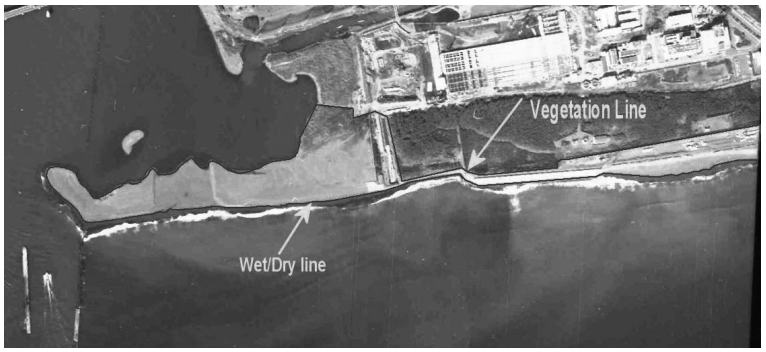


Figure 3: *The wet/dry boundary is chosen as an alternative shoreline indicator which is corrected later to mean sea level (MSL)*

Extraction of the shoreline position

A baseline is defined parallel to the shoreline with a distance not too far neither too near to the shoreline (Figure 4). In the present study, the shoreline "position" will be, in fact, the distance between the shoreline (the wet/dry boundary) and the baseline.

The portion of shoreline being studied is 2360m in length, which is divided into 118 sections by transects. Each section is 20m in length (Figure 4). Thus the shoreline position is recorded every 20 meters. The alongshore distance from the left is noted L. The portion between L= 1920m and L = 2360m is considered as the sand spit (Figure 4).



Figure 4: *Baseline and transect for the measurement of shoreline position*

Tidal correction

The local slope, noted α_b, is assumed equal to 0.04 based on the general relationship between beach slope and grain diameter in Reeve (2004) as shown in Figure 5. Owing to the lack of detailed wave data, corrections are made without taking account wave run up. Thus, the corrected shoreline position is given by:

$$Y = Ym + h_{TD} / \alpha_b \qquad (1)$$

where Ym is the measured shoreline distance in meter, h_{TD} is the height of tidal stage in meter (Table 1) and Y is the corrected shoreline distance in meter.

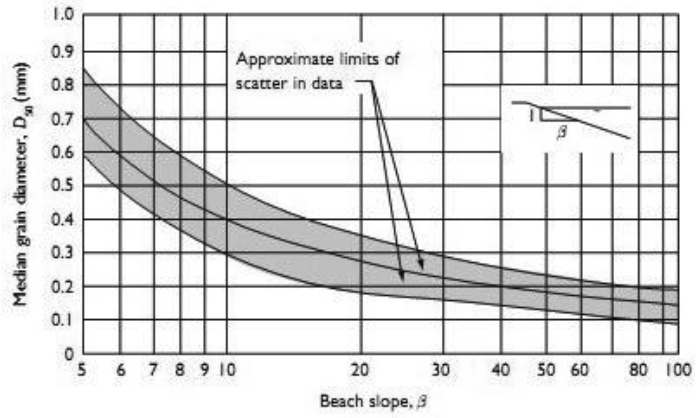


Figure 5*: Relationship between beach slope and grain diameter (Reeve, 2004)*

4. RESULTS AND DISCUSSIONS

For each of the 14 aerial photographs, the shoreline position around the Sagami River mouth is measured and corrected by the method mentioned above. The results are plotted in Figure 6. The length of six typical transects crossing the sand spit, including the left border (L=1920m) and the right border (L=2360m), are presented in the graphic with different forms and colors. Except the two borders, the transects have distance 100 meters one another.

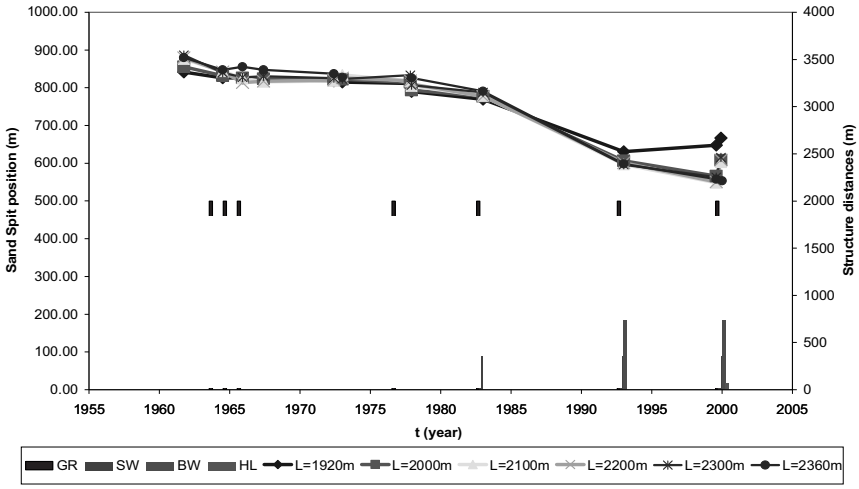


Figure 6: *Results of shoreline distance measurement and positions of nearby coastal structures.*

All the six typical transects have the same evolution, thus are representative for the sand spit position change with the passing of time. It can be seen that the sand spit had been stable until the 1970s. However, from 1983 to 2001, it declined into the river more than 200 meters. Especially during the first ten years from 1983, the migration extent was as much as 175m.

The evolutions of nearby costal structures are plotted below the sand spit position lines by columns, taking account to their distances with the river mouth. At the very near place, a sea wall (SW), a breakwater (BW) and a headland (HL) were constructed in the 1980s and extended later. Two kilometers further, a groin (GR) was constructed in the 1960s. In the 1970s a supplementary groin was accomplished in parallel with the initial one. The both were later developed to be a harbor.

The sea wall, the breakwater and the headland are supposed not to have huge impact to sediment transport in considering the fact that they are constructed in alongshore direction. However, the groins that is perpendicular to the shoreline may had influenced the alongshore sediment transport in long time scale, despite of its long distance with the river mouth. Figure 7 shows the extension of the groin. After being constructed in the 1960s, it has been lengthened around 150 meters by 1983 and another groin was also constructed in parallel nearby. In the other hand, it was from this year that the sand spit began to retreat into the river. Thus, it can be concluded that the construction of the groin is related directly to the sand spit recession.

5. CONCLUSION

In the present study, available aerial photographs have been used for measurement of long-term morphology change of the Sagami River mouth. The dry/wet division line on the photographs has been defined as the indicator of the shoreline position. The results of measurement, corrected with the tidal level, showed that the sand spit at the left bank of the river mouth declined more than 200m from 1960 to 2001. From 1983 to 1993, the migration was as much as 175m. The nearby coastal structures, especially the groin that is distanced 2000 meters with the river mouth, is supposed to have influenced alongshore sediment transport and thus contributed the decline of the sand spit from the 1980s.

Supplemented studies are to be carried out on other Japanese rivers, with objective of obtaining empirical laws of the river mouth response to coastal structures. Particularly, the dependence of this response to the river mouth/structure distance is to be analyzed.

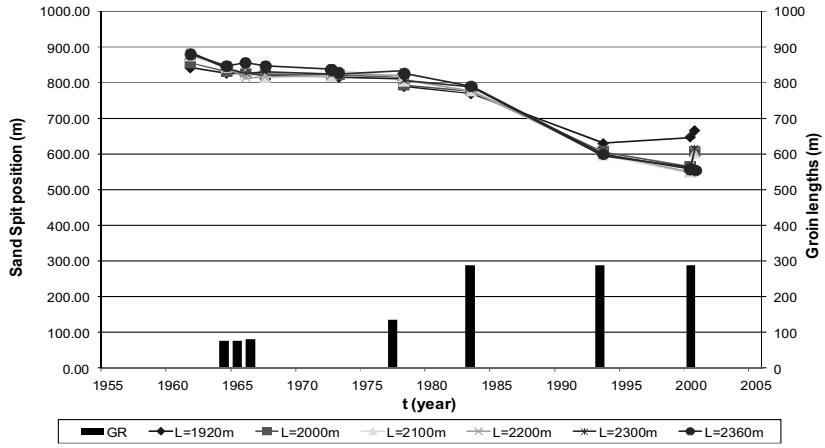


Figure 7: *Extension of the groin*

ACKNOWLEDGMENTS

This study was financially supported by JST/JICA, SATREPS (Science and Technology Research Partnership for Sustainable Development) and the Grant-in-Aid for Scientific Research from JSPS (No. 21360230).The authors would like to gratefully appreciate these financial supports.

REFERENCES

Boak, E.B. and Turner, I.L., 2005, Shoreline definition and detection: a review, *Journal of Coastal Research*, Vol. 21, No. 4, pp. 688-703.

Chen, W-W and Chang, H-K, 2009, Estimation of shoreline position and change from satellite images considering tidal variation, *Estuarine, Coastal and Shelf Science,* Vol.84, pp.54-60.

Furuike, K., Uda, T., Serizawa, M., and San-nami, T., 2009, Conceptual model for predicting topographic changes of river-mouth, *Transections, Japanese Geomorphological Union,* Vol.30, No.3, pp. 201-207. (in Japanese)

Hanslow, D.J., 2007, Beach erosion trend measurement: a comparison of trend indicators, *Journal of Coastal Research*, SI 50, pp.588-593.

Kawamura, I. and Tanaka, H., 2005, Recent decline of river mouth bars in Japan, *Proceedings of 3rd Asian and Pacific Coastal Engineering Conference*, pp.1705-1714.

Moore, L.J., 2000, Shoreline mapping techniques, *Journal of Coastal Research*, Vol. 16, No. 1, pp. 111-124.

Reeve, D., Chadwick, A. and Fleming, C, 2004, *Coastal Engineering: Processes, Theory and Design Practice,* Spon Press, Taylor & Francis Group, p.326.

Srivihok, P. and Tanaka, H., 2004, Analysis of river mouth behavior change by using aerial photographs, *Annual Journal of Hydraulic Engineering*, *JSCE*, Vol. 48, pp. 733-738.

Uda, T, 1989, Field investigation of topographic changes of river mouth delta of the Sagami River due to flood flow and sea waves, *Proceeding of 33rd Hydraulic Engineering Conference*, *JSCE*, pp.307-312. (in Japanese)

Uda, T., Sato, K., Seida, Y., Watanabe, S., Serizawa, M. and Furuike, K., 2004, Topographic changes of river mouth bar and terrace of the Sagami River, *Annual Journal of Civil Engineering in the Ocean, JSCE*, Vol.20, pp.527-532. (in Japanese)

Unno, S., Tatsuno, K., Yamamoto, K., Watariguchi, M. and Honda, S., 2004, Study on the relationship between sediment management and river environment in the Sagami river system, *Advances in River Engineering*, Vol. 10, pp.185-190. (in Japanese)

TOWARD IMPROVING PREDICTION OF SEDIMENT TRANSPORT OVER WAVE-INDUCED RIPPLES

Rafik ABSI[1], Hitoshi TANAKA[2]

ABSTRACT

Sediment transport over wave-induced ripples is a very complex phenomenon where available models fail to provide accurate predictions. For coastal engineering applications, the 1-DV advection-diffusion equation could be used with an additional parameter α related to the process of vortex shedding above ripples (Absi, 2010). The aim of this study is to provide simple practical analytical tools. An analytical eddy viscosity profile was validated by DNS data of turbulent channel flows (Absi *et al.*, 2011). In this study, we will show that: (1) the period-averaged eddy viscosity in oscillatory boundary layers could be described by this simple analytical formulation; (2) The shape of the vertical profile is validated by period-averaged eddy viscosity of baseline (BSL) k-ω model (Suntoyo and Tanaka, 2009) for sinusoidal and asymmetric waves; (3) The vertical eddy viscosity profile depends on the wave non-linearity parameter and requires therefore a specific calibration.

1. INTRODUCTION

Coastal zones are of high vulnerability to natural hazards/disasters. Waves, currents and tides make coastal zones areas changing due to erosion and deposition of sediments. Thus, an understanding of sediment transport process in coastal zones is of crucial importance for accurate predictions of coast line evolution and sea-bed changes. However, the modeling of coastal sediment transport needs a compromise between two types of models: detailed mathematical models and engineering approaches. This compromise is imposed by on the one hand the accuracy of predictions and on the other hand the usability in practical applications (Absi 2011). In coastal engineering practical accurate engineering models which take into account the more important involved physics, are needed.

In the engineering approach, the net (averaged over the wave period) total sediment transport is obtained as the sum of the net bed load and net suspended load transport rates (Fredsoe and Deigaard 1992). For suspended load, the net sand transport is defined as the sum of the net current-related and the net wave-related transport components. The wave-related suspended transport component requires computation of the time-averaged suspended sediment concentration (SSC) profile and its integration in the vertical direction (van Rijn 2007). Computation of SSC needs the sediment diffusivity ε_s which is related to the eddy viscosity ν_t by the parameter β (i.e., the inverse of the turbulent Schmidt number).

For moderate wave conditions and/or deep water, wave ripples can be formed on the sea bottom. If the ripples are relatively steep ($\eta_r/\lambda_r \geq 0.12$, where η_r is the ripple height and λ_r is the ripple wavelength), the mixing close to the bed is dominated by coherent, periodic vortex structures. Above rippled beds, the mixing in the near bed layer is dominated by the mechanism of vortex shedding which entrains sediments.
The aim of our study is to improve the prediction of SSC over ripples by using simple analytical tools which take into account the more important involved physics, for practical use in coastal engineering.

2. TIME-AVERAGED CONCENTRATIONS OVER WAVE-INDUCED RIPPLES

Sediment diffusivity ε_s describes the disorganized ‘‘diffusive” process. The process of vortex formation and shedding at flow reversal above ripples is a relatively coherent phenomenon. The associated convective sediment entrainment process may also be characterized as coherent, instead of a pure disorganized ‘‘diffusive” process represented in the classical gradient diffusion model (Thorne *et al.* 2002). Nielsen (1992) indicated that both convective and diffusive mechanisms are involved in the entrainment processes. In the combined convection-diffusion formulation, the steady state advection-diffusion equation is given by

$$w_s c + \varepsilon_s \frac{dc}{dz} + F_{conv} = 0 \qquad (1)$$

[1] **EBI, Inst. Polytech. St-Louis, Cergy University, 32 Bd du Port, 95094 Cergy-Pontoise France r.absi@ebi-edu.com**
[2] **Department Civil Eng., Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan tanaka@tsunami2.civil.tohoku.ac.jp**

The respective terms in (1) represent downward settling, upward diffusion (given by gradient diffusion $F_{diff} = \varepsilon_s (dc/dz)$) and upward convection F_{conv}. The upward convection term F_{conv} was given by Thorne *et al.* (2002) as $F_{conv} = -w_s c_0 F(z)$, where F(z) is a function describing the probability of a particle reaching height z above the bed (Nielsen 1992). Thorne *et al*. (2009) wrote $F_{conv} = -\overline{w_w c_w}$ where w_w and c_w are periodic components respectively of concentrations and vertical velocity and the overbar denotes time averaging. It is possible to write (1) in the form of a diffusion equation. The time-averaged (over the wave period) advection-diffusion equation is given therefore by (Absi 2010)

$$w_s c + \varepsilon_s^* \frac{dc}{dz} = 0 \tag{2}$$

where $\varepsilon_s^* = \alpha \varepsilon_s$ and α is a parameter related to convective sediment entrainment process associated to the process of vortex shedding above ripples $\alpha = 1/\left(1 + F_{conv}/(w_s c)\right)$. With the upward convection $F_{conv} = -w_s c_0 F(z)$, α becomes equal to $1/\left(1 - (c_0/c)F(z)\right)$, while with $F_{conv} = -\overline{w_w c_w}$ (Thorne *et al.*, 2009) $\alpha = 1/\left(1 - \overline{w_w c_w}/(w_s c)\right)$. The condition of Sheng and Hay (1995) $\overline{w_w c_w}/(w_s c) < 0.2$ shows therefore that when the convective transfer is very small (above low steepness ripples), $\alpha \approx 1$ and therefore $\varepsilon_s^* \approx \varepsilon_s$ (Absi, 2011). From equations (1) and (2), it is possible to write

$$\varepsilon_s^* = \left(1 + \frac{F_{conv}}{F_{diff}}\right) \varepsilon_s \tag{3}$$

and therefore $\alpha = 1 + \left(F_{conv}/F_{diff}\right)$. This equation shows that α depends on the relative importance of coherent vortex shedding (related to F_{conv}) and random turbulence (related to F_{diff}). When $F_{conv} > F_{diff}$ $\Rightarrow \alpha > 1$, while $F_{conv} << F_{diff}$ $\Rightarrow \alpha \approx 1$ and therefore $\varepsilon_s^* \approx \varepsilon_s$. Absi (2010) proposed the following equation

$$\frac{d^2 \ln c}{dz^2} = \frac{w_s}{\varepsilon_s^{*2}} \frac{d\varepsilon_s^*}{dz} \tag{4}$$

Eq. (4) provides a link between upward concavity/convexity of concentration profiles (in semi-log plots) and increasing/decreasing of ε_s^*. Increasing ε_s^* allows upward concave concentration profile, while decreasing ε_s^* allows an upward convex concentration profile.

In order to allow adequate predictions of suspended sediment transport, it is important to understand interaction between sediment particles and turbulence of fluid flow. The turbulent diffusion of suspended sediments ε_s is given by

$$\varepsilon_s = \beta \nu_t \tag{5}$$

where β = inverse of the turbulent Schmidt number, describes the difference between diffusivity of momentum (diffusion of a fluid "particle") and diffusivity of sediment particles. It should depend on the particle Stokes number (Absi et al. 2011). However, for simplicity and in order to allow analytical analysis, we suggested a simple equation $\beta = \beta_b \exp\left(C_\beta z/\delta\right)$; where β_b = the value of β close to the bed and C_β

= coefficient (Absi 2010). This β(y) profile increases with z for $C_\beta > 0$ and decreases for $C_\beta < 0$. We used an analytical eddy viscosity given by

$$\nu_t = \kappa u_* z\, e^{-C\frac{z}{\delta}} \tag{6}$$

where u_* = the friction velocity (m/s), δ = the boundary layer thickness (m), κ = the Karman constant (=0.41) and C a parameter =1.12 (Hsu and Jan 1998, Absi 2000, Absi 2010). Using the β-function and eddy viscosity (6), the sediment diffusivity is given therefore by

$$\varepsilon_s = A_s z\, e^{-\frac{z}{B_s}} \tag{7}$$

where $A_s = \kappa\beta_b u_*$ (m/s) and $B_s = \delta/(C - C_\beta)$ (m). Absi (2010) suggested an empirical function for α given by $\alpha = 1 + D\exp(-z/h_s)$; where D and h_s are two parameters.

Test case: Fine and coarse sediments over rippled beds in the same flow (McFetridge and Nielsen, 1985)

Maximum value of the free stream velocity, wave period, mean depth of the flow, orbital amplitude or near-bed flow semi-excursion, mean ripple height, mean ripple wavelength, equivalent roughness $k_s = 25\eta_r(\eta_r/\lambda_r)$, friction factor $f_w = 0.237(k_s/a_m)^{0.52}$ (Soulsby, 1997), mean magnitude of the friction velocity in the wave cycle $u_* = 0.763(f_w/2)^{0.5}U_0$ (Davies, 1986) and $\delta = u_*/\sigma$ are given respectively in table 1.

Table 1. Flow parameters

$U_0(cm/s)$	$T(s)$	$h(m)$	$a_m(cm)$	$\eta_r(cm)$	$\lambda_r(cm)$	$k_s(cm)$	f_w	$u_*(cm/s)$	$\delta(cm)$
27.8	1.51	0.3	6.68	1.1	7.8	3.88	0.178	6.3	1.5

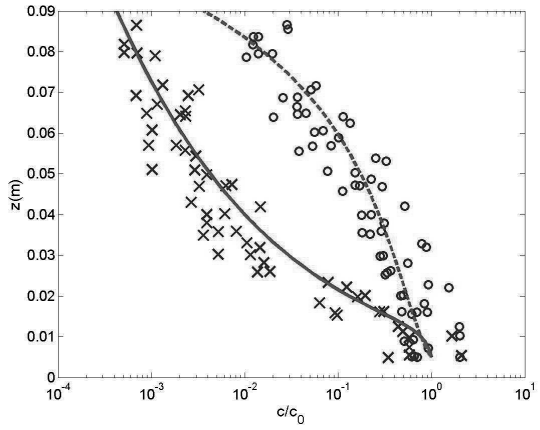


Figure 1: *Time-averaged concentration profiles over wave-induced ripples. Symbols: measurements (McFetridge and Nielsen, 1985), (○) fine; (×) coarse; Curves: solutions of Eq. (2) (Absi 2010).*

Figure 1 shows time-averaged concentrations of fine (○) and coarse (×) sediments suspended by waves over ripples. The present method allows a good description of concentration profiles for both fine (dashed line) and coarse sand (solid line). The parameters were chosen to give a good fit.

For an eddy viscosity given by: $\nu_t = 0.0258 \times z \times \exp(-1.12 \times z / 0.015)$, the parameters are for fine sediments: $\beta_b = 0.97 \approx 1$, $C_\beta = 0.438$ and therefore $\varepsilon_s = 0.025 \times z \times \exp(-z / 0.022)$ and for coarse sediments: $\beta_b = 0.659$, $C_\beta = 1.1$ and therefore $\varepsilon_s = 0.017 \times z \times \exp(-z / 0.75)$ with $\alpha = 1 + 403 \exp(-z / 0.002)$. The value $C_\beta = 0.438$ for fine sediments could be related to an inaccurate estimation of the boundary layer thickness. For coarse sediments, the profile of ε_s^* (Absi 2010, solid line in figure 7) shows the effect of parameter α which indicates that vortex shedding occurs at z <0.015m.

However in order to allow practical use for predictive purpose, the method needs calibration. Before calibrating parameters of α and β, we need to assess and validate the eddy viscosity profile given by Eq. (6).

3. ANALYTICAL EDDY VISCOSITY FORMULATION

Eq. (6) was used as an empirical equation. However in order to allow more general use, we need a deeper theoretical analysis.

Steady plan channel flows: analysis by DNS data

In the equilibrium region z+>50, the turbulent kinetic energy (TKE) is given by $k \approx u_* \exp(-C_k z / \delta)$ (Nezu and Nakagawa 1993). Since in the inner region the streamwise velocity profile is given by the log-law, it is possible to write a mixing length as $l_m = \kappa z \exp(-C_k z / \delta)$ and therefore Eq. (6) for eddy viscosity. Figure 2 shows TKE profiles given by two analytical solutions (Nezu and Nakagawa 1993, Absi 2008) and eddy viscosity profiles (white dashed lines) given by Eq. (6). In figure 2, variables with the superscript of + are those nondimensionalized by the friction velocity and the kinematic viscosity as $z^+ = z u_* / \nu$; $k^+ = k / u_*$; $\nu_t^+ = \nu_t / \nu$. Comparisons with DNS data (data of Iwamoto 2002, Iwamoto *et al.* 2002, Hoyas and Jiménez 2006) show that Eq. (6) provides accurate description of DNS in the equilibrium region (Absi *et al.* 2011).

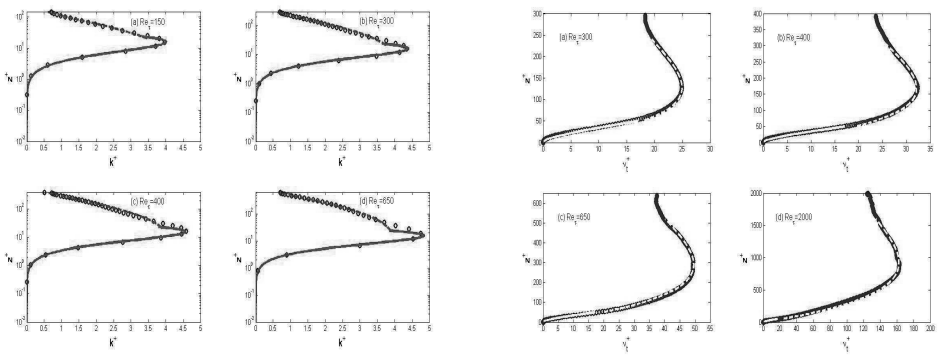


Figure 2: *Turbulent kinetic energy (left) and eddy viscosity (right) profiles in plan channel flows for different friction Reynolds numbers. Symbols: DNS data; Lines: analytical (Absi, 2008; Absi et al., 2011).*

Oscillatory flows: analysis by a two-equation model

Eq. (6) for eddy viscosity was validated for the case of steady plane channel flow. However for use in wave boundary layers, we need to assess this equation for the case of oscillatory flows. Eq. (6) is therefore analyzed by the baseline (BSL) k-ω model. This model allows accurate prediction of velocity profiles in oscillatory boundary layers (Suntoyo and Tanaka 2009).

Figure (3.a) presents temporal and spatial variation of dimensionless eddy viscosity for a sinusoidal wave. Figure (3.b) shows comparison between period-averaged eddy viscosity obtained by BSL k-ω model

(symbols) and analytical profile of Eq. (6) (dashed line). Even if the eddy viscosity is highly time-dependent (figure 3.a), the period-averaged dimensionless eddy viscosity (Figure 3.b) has a shape which is well described by the analytical profile given by Eq. (6) for $z/z_h < 0.6$ (figure3.b) where z_h is the water depth or the distance from the wall to the axis of symmetry or free surface.

Figure (3.c) presents temporal and spatial variation of dimensionless eddy viscosity for asymmetric waves. Figure (3.d) shows comparison between period-averaged eddy viscosity obtained by BSL k-ω model (symbols) and analytical profile of Eq. (6) (dashed line). Even for the case of asymmetric wave, the period-averaged dimensionless eddy viscosity has a shape which is well described by Eq. (6) for $z/z_h < 0.5$ (figure3.d).

Figures (3.b) and (3.d) shows that the period-averaged eddy viscosity profile for sinusoidal wave is different from the profile for asymmetric wave. This indicates that the period-averaged eddy viscosity profile should depend on the wave non-linearity parameter given by $N_i=U_c/\hat{u}$, where U_c is the velocity at wave crest and $\hat{u}$ is the total velocity amplitude. We need therefore a specific calibration for parameters of Eq. (6) using full-range equations of friction coefficient (Tanaka and Thu 1994) and wave boundary layer thickness (Sana and Tanaka 2007).

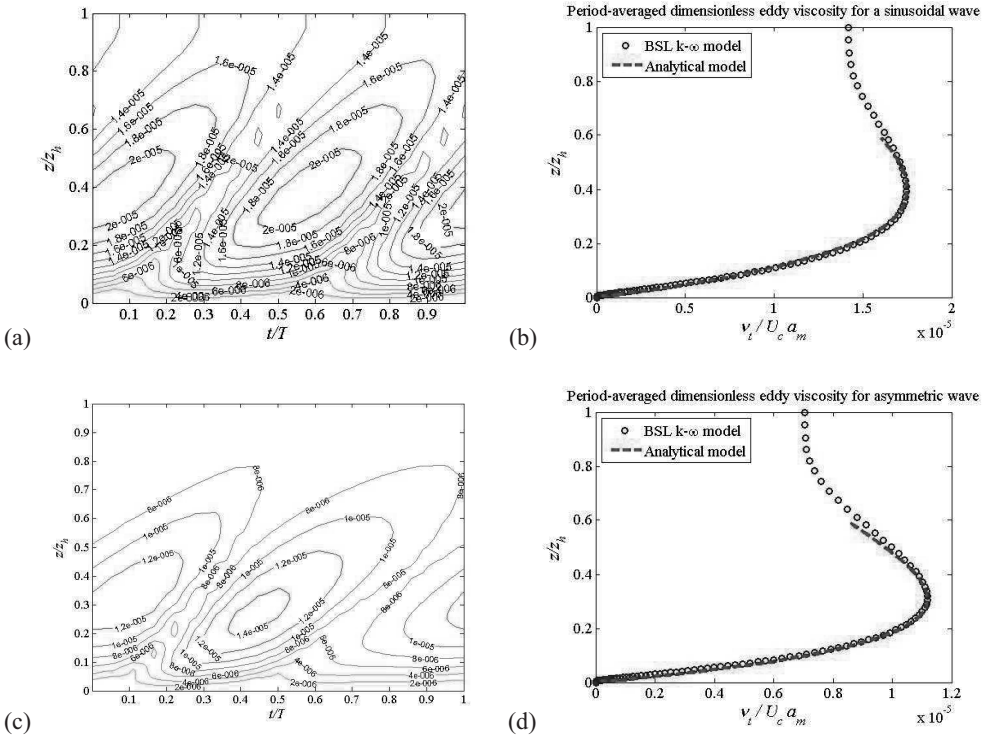


Figure 3: *Dimensionless eddy viscosity; Left: Temporal and Spatial Variation; Right: Period-averaged dimensionless eddy viscosity; Top: sinusoidal wave; Bottom: asymmetric wave.*

3. CONCLUSIONS

The main conclusions of the present study are:

- A modified advection-diffusion equation with an additional parameter α related to the process of vortex shedding above ripples allows a good description of suspended sediment concentration profiles
- For practical applications the period-averaged eddy viscosity could be described by a simple analytical formulation

- The shape of the analytical period-averaged eddy viscosity formulation was validated by BSL k-ω model for sinusoidal and asymmetric waves
- Period-averaged eddy viscosity profile depends on the wave non-linearity parameter and requires therefore a specific calibration.

ACKNOWLEDGMENTS

The first author is grateful for the financial support provided by Japan Society for the Promotion of Science (JSPS), within the FY2010 JSPS Invitation Fellowship Program for Research in Japan (No. S-10168).

REFERENCES

Absi, R. 2000, Discussion of Calibration of Businger-Arya type of eddy viscosity models parameters, *J. Waterway Port Coastal Ocean Eng.*, ASCE, Vol. 126, No. 2, pp. 108-109.

Absi, R. 2008, Analytical solutions for the modeled k equation, *Journal of Applied Mechanics*, ASME, Vol. 75, No. 4, 044501, 4 p., doi:10.1115/1.2912722

Absi, R. 2010, Concentration profiles for fine and coarse sediments suspended by waves over ripples: An analytical study with the 1-DV gradient diffusion model, *Advances in Water Resources,* Elsevier, Vol. 33, No. 4, pp. 411–418.

Absi, R. 2011, Engineering modeling of wave-related suspended sediment transport over ripples, *Coastal Sediments'11,* Miami, Florida, May 2-6, 14p.

Absi, R., S. Marchandon, and M. Lavarde, 2011, Turbulent diffusion of suspended particles: analysis of the turbulent Schmidt number, *Defect and Diffusion Forum*, Trans Tech Publications, in press.

Davies, A. G. 1986, A model of oscillatory rough turbulent boundary layer flow, *Estuarine Coastal Shelf Sci.*, Vol. 23, pp. 353 – 374.

Fredsoe, J. and R. Deigaard, 1992, Mechanics of coastal sediment transport, World Scientific, 369 p.

Hsu, T.W. and C.D. Jan, 1998, Calibration of Businger-Arya type of eddy viscosity models parameters, *J. Waterway Port Coastal Ocean Eng.*, ASCE, Vol. 124, No. 5, pp. 281-284.

Hoyas, S., and J. Jiménez, 2006, Scaling of velocity fluctuations in turbulent channels up to $Re_\tau = 2003$, *Phys. Fluids*, Vol. 18, 011702.

Iwamoto, K., 2002, Database of fully developed channel flow, THTLAB Internal Report No. ILR-0201, Dept. Mech. Eng., Univ. Tokyo.

Iwamoto, K., Y. Suzuki, and N. Kasagi, 2002, Reynolds number effect on wall turbulence: toward effective feedback control, *Int. J. Heat Fluid Flow*, Vol. 23, pp. 678.

McFetridge, W. F. and P. Nielsen, 1985, Sediment suspension by non-breaking waves over rippled beds, *Technical Report* No. UFL/COEL-85/005, Coast Ocean Eng Dept, University of Florida.

Nezu, I., and H. Nakagawa, 1993, *Turbulence in Open-Channel Flows*, A. A. Balkema, ed., Rotterdam, The Netherlands.

Nielsen, P. 1992, *Coastal bottom boundary layers and sediment transport*, World Scientific, 324 p.

Sana, A. and H. Tanaka, 2007, Full-range equation for wave boundary layer thickness, *Coastal Engineering,* Vol. 54, pp. 639–642.

Sheng, J., and A.E. Hay, 1995, Sediment eddy diffusivities in the nearshore zone, from multifrequency acoustic backscatter, *Cont. Shelf Res.*, Vol. 15, No. 2-3, pp. 129-147.

Soulsby, R. L. 1997, *Dynamics of Marine Sands*, 249 pp., Thomas Telford Publ., London.

Suntoyo, and H. Tanaka, 2009, Effect of bed roughness on turbulent boundary layer and net sediment transport under asymmetric waves, *Coastal Engineering*, Vol. 56, No. 9, pp. 960–969.

Tanaka, H. and A. Thu, 1994, Full-range equation of friction coefficient and phase difference in a wave-current boundary layer, *Coastal Engineering*, Vol. 22, pp. 237-254.

Thorne, P.D., J.J. Williams, and A.G. Davies, 2002, Suspended sediments under waves measured in a large-scale flume facility, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 107, No. C8, 3178, 10.1029/2001jc000988.

Thorne, P. D., A.G. Davies, and P.S. Bell, 2009, Observations and analysis of sediment diffusivity profiles over sandy rippled beds under waves, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 114, No. C02023.

van Rijn, L.C. 2007, United view of sediment transport by currents and waves II: Suspended transport, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 133, No. 6, p. 668-689.

ＬＣＡ十三湖汽水環境調査研究*

八戸工業大学大学院　佐々木幹夫　東北大学大学院　田中　仁　東北大学大学院　梅田　信

1. 緒言

本研究でいう LCA は life cycle assessment のことであり、本研究ではライフサイクル的な思考を十三湖の汽水環境研究に適用している。十三湖への適度な塩水の遡上によりここでの汽水環境は維持されており、この環境の下で湖内ではシジミが繁殖し、生育しており、地域住民はこのシジミを採り生活を続けており、汽水環境はシジミをつくり、地域社会を支えている。十三湖は岩木川の河口に位置し、岩木川下流域の産物は十三湖のシジミに代表される。したがって、岩木川下流域における持続型社会の構築には十三湖の汽水環境を持続させることであり、塩水の遡上の大小は汽水環境への環境負荷となっており、塩水遡上の特性を明らかにすることは環境負荷を評価するうえで重要となる。これを LCA の手法で十三湖汽水環境をみると４つのステージは次のようになる。①目標、評価範囲の設定；対象範囲は十三湖であり、湖への塩水遡上と汽水環境の現状を把握することである。②イベントリ分析；塩水遡上の規模および年・季節・日の変動を把握すること。③影響評価；河口地形、降水量、融雪量、洪水流量は塩水遡上に関係しており、これらの塩水遡上への影響を明らかにすること。④解釈；地元漁協、河川管理者、地元住民の連携をはかり汽水環境を保全していくシステムの確立。本研究では、上記①および②を中心にして検討する。

2. 調査対象地の概要

図１に岩木川流域概要図を示す．岩木川は，青森県西目屋村にある白神山地の雁森岳を源とし，支川浅瀬石川を集めながら東に流れ，弘前市付近で流れを変えて平川を合流し，津軽平野の平坦な低地を北上し，十三湖を経て日本海へ注ぐ一級河川である．幹線流路延長は 102km，流域面積は 2,504km^2，流域内人口は約 48 万人である．河口部の十三湖は汽水湖であり，ヤマトシジミの産地となっている．シジミの漁獲量は全国で２位となっている（年によっては 3 位になることもある）。したがって、十三湖のシジミはこの地域にとってなくてはならない水産物であり、この地域を支えている。

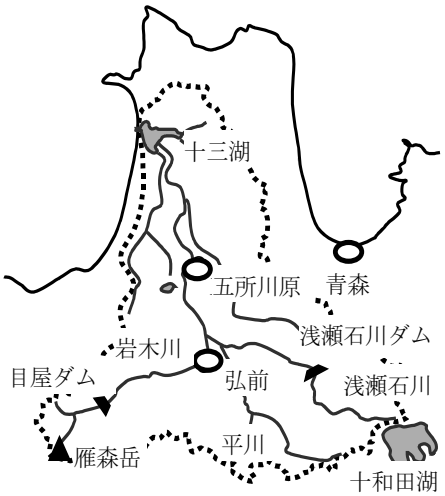


図１　岩木川の概要

図２に十三湖の全体図を示す．一級水系岩木川の河口に十三湖がある．湖沼面積20.06km^2，水面標高0m，日本海につながっている汽水湖である．

過去に水戸口では西北西の強風，激浪時，漂砂でふさがり，岩木川の流れを止め大水害となって地元に被害を与え続けていた．この湛水被害を防止するために，水戸口の突堤導流堤改修

*Study on aquatic environment of Lake Jusan in investigating LCA by M. Sasaki, H. Tanaka and M. Umeda

工事が1925年に始まった．22年間この工事が続き，1946年に現在の突堤導流堤が完成した．完成以来，約60年経過した今日まで水戸口導流堤はその機能を持続している。したがって、この水戸口により十三湖には塩水が適度に入り淡水と混合し、シジミの生息可能な汽水環境が作られている。この水戸口が完成しなければ現在の豊富なシジミはなかったといえる。

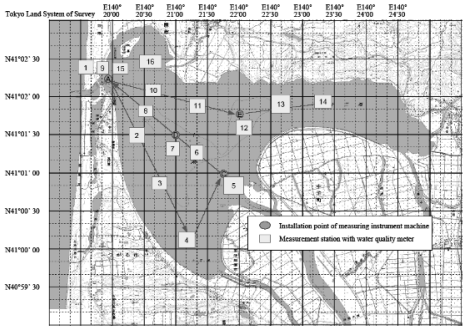


図２　十三湖の概要と測定地点

3. 調査方法

（1）計測器による測定

現地観測により湖内における塩水の動きを把握するため流向流速（自記式電磁流向流速計(AEM-USB)）と塩分濃度（自記式水温塩分計(ACTW-USB)）を用いて測定した。これらの自記式計測器は図２に示す湖口近くや湖央における測定地点に設置している。その他の測定地点においては船を測定点に沿って曳航し、船上より計測器を下し測定している。

（2）海水遡上量の推算

十三湖への遡上塩水量は国土交通省青森河川国道事務所による観測値（五所川原地点河川流量および湖水位）より算出した。十三湖への流入河川は岩木川の他に山田川、鳥谷川があるがこれらの河川は小さく無視出来るものとした。したがって、十三湖への流入は岩木川河口と湖口だけからであり、湖口からは流入（海水流入）と流出があり、流出が多ければ湖の水位は下がり、流入が多ければ湖水位は上がり、それらは水位データに表れており、河川流入量と水位上昇量より海水流入量を算定できる。

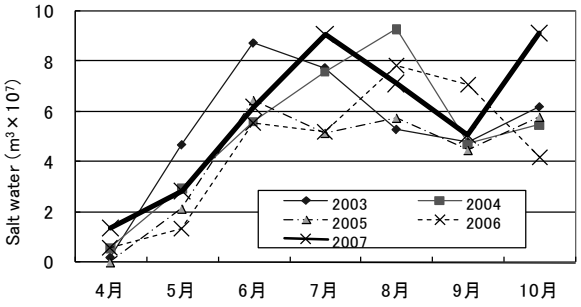


図３　十三湖への海水遡上量（夏季）

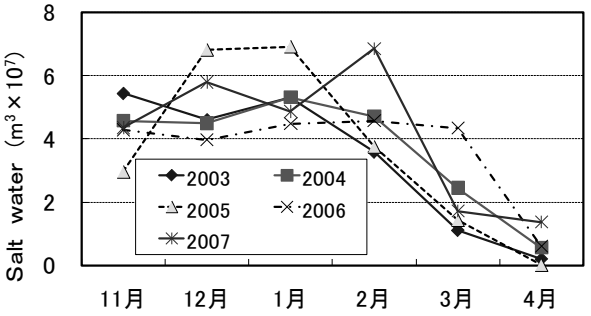


図４　十三湖への海水遡上（冬季）

4. 塩水遡上量

図３および４は前述３（２）に記した計算方法により湖水位および岩木川河川流量（五所川原地点）より求めた夏季および冬季における各月の遡上海水量を示したものである。図４に示した年は１１月および１２月の年であり、１月から４月は実際には図に示した次の年に相当している。これらの図より次のことが言える。４月は海水遡上量が最も少ないが

これは上流山地における融雪の影響で岩木川の河川水が増大し、そのため湖水位があがり水戸口では逆流が生じないからである。５月から遡上海水量は上昇し７月にはピークに達している。年によっては６月がピークになっている場合もある。湖の体積ＶｏはＶｏ＝２×１０^{7}m^{3}なので十三湖へ遡上する海水は湖体積の５月に１～２．５倍、６および７月には３～４．５倍となっている。８月から１０月にかけては横ばいかやや減少傾向にあるがそれでも遡上海水量は湖体積の２．５倍から４．５倍の量となっている。冬季においては（図４）、１１月から２月までは遡上海水量は湖体積の２．５倍（５×１０^{7} m^{3}）となっている。３月から４月にかけて海水遡上量は減少しているがこれは融雪の影響であり、融雪により河川水が増大し、そのため湖水位が上昇するためである。

図５および６に十三湖へ流入する河川流量を示した、図６に示した年は１１月および１２月の年であり、図４と同様に１月から４月は実際には次の年に相当している。図より以下のことが言える。夏季においては（図５）、４月が最も多く、４０～９０×１０^{7}m^{3}となっており、これは湖体積の２０～４５倍の量となっている。５月、６月、７月と徐々に減少し、７月には１０～２０×１０^{7}m^{3}となっており、湖体積の５倍から１０倍の量となっている。８月から１０月にはやや増大し、おおよそ１０Ｖｏとなっている（Ｖｏ：湖体積）。冬季においては（図６）、１１月から２月にかけて徐々に減少しているがそれでも１０Ｖｏの量となってい

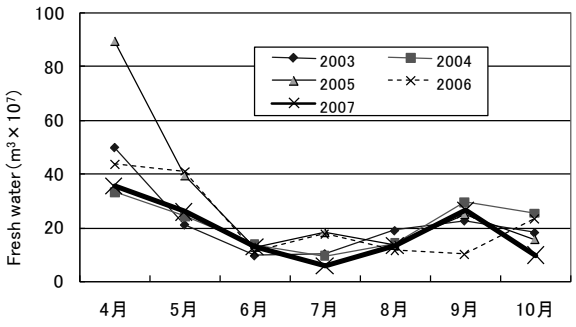


図５　十三湖への流入河川流量（夏季）

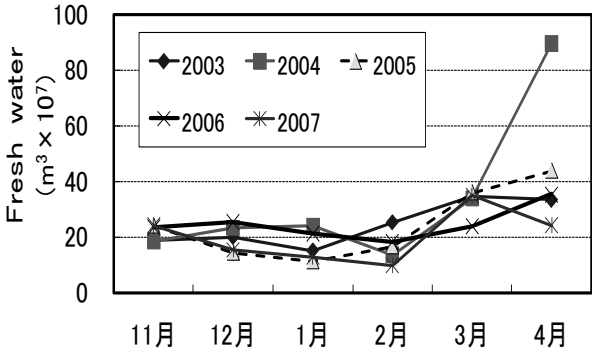


図６　十三湖への流入河川流量（冬季）

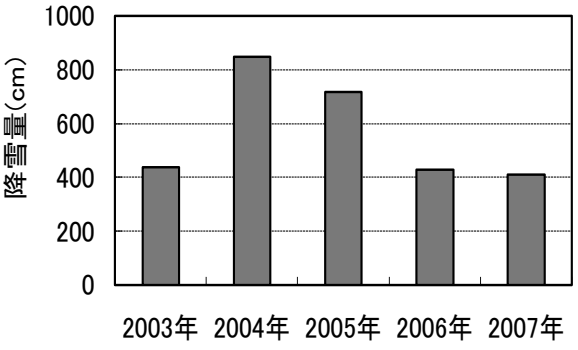


図７　降雪量

る。３月になると多くなり、４月にはさらに増大し、３０～４５Ｖｏの量となっている。１１月の流入河川量は年変動が小さくほぼ一定値２０×１０^{7}m^{3}強となっている。図７は降雪量を示したもので図に示した年は１１月および１２月の年である。図より２００４年－２００５年冬季は雪の多い年であり、４月の融雪量が多い年と一致している。図３に示した７月の遡上塩水量より、多雪年には７月の塩水遡上量が少ない。これは地下水を融雪量が涵養し、７月の河川流量に影響を及ぼし、塩水遡上を少なくしているものと考えられる。

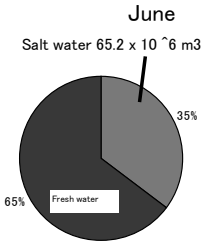


図８　遡上海水量の割合　３５％（６月、２００３年－２００７年における５年平均値）

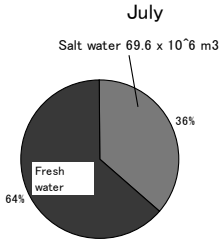


図９　遡上海水量の割合３６％（７月、２００３年－２００７年における５年平均値）

図７および８は遡上海水量が最も多い６月と７月の割合を示したもので５年間の平均値で示しており、６月は３５％、７月は３６％に達し、その量はおおよそ湖体積の３．５倍に及んでいる。

5.　海水の遡上と退出

水戸口では順流と逆流が交互に繰り返され、海水は逆流にのって湖内に進入し、湖に広がっている。湖内に入った海水は順流時に水戸口から海へ流出しており、湖内に長く留まることはない。塩分は塩水と淡水の混合が境界面を通して生じた分淡水中に残り、規模の大きい順流時に湖内から流出している（自記式電磁流向流速計(AEM-USB)）と自記式水温塩分計(ACTW-USB)による測定結果の図示省略)。

6.　湖内における塩淡混合

図１０に塩分の測定結果の１例を示したもので、図の横軸は塩分濃度を取っており、単位はpsu である。図より下層の塩分濃度は２０以上となっており海水に近く、上層は４psu の塩分濃度となっており、進入した塩水からは塩分が少し抜け、淡水は下層の塩水から塩分を受け取り、混合が生じているが塩水と淡水の境界面は明確に表れており、弱い混合が生じている。

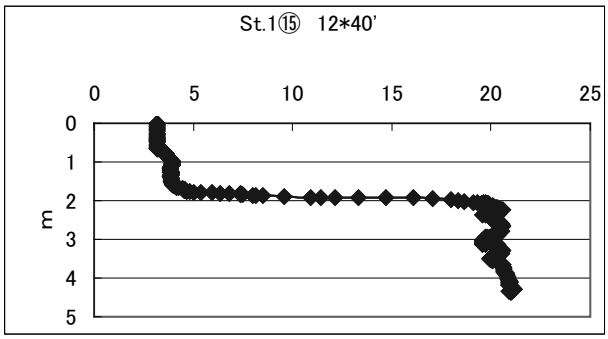


図１０　湖口近くの進入海水退出時の塩分分布

図１１、１２および１３は塩分の測定結果から塩水塊の分布を推定したもので、それぞれ湖口から湖の東奥

部、西奥部、中央奥部の線上の縦断分布を示したものである。図より、以下のことが言える。図１１より、湖口－湖東奥部は中央部が浅く、奥に進入した塩水は深みに溜まりがちである。上層は淡水であるが塩分が拡散しており弱い混合が生じている。深部に溜まった塩水は湖中央部を迂回し、湖口へ流出する。

図１２より、湖口－湖西奥部間は湖口方向に深くなる湖底勾配となっているために順調に海水が退出している。境界面が下流に向かって逆勾配になっているのは上層の淡水と下層塩水との速度差のため摩擦力と塩水塊重力成分がつりあっているからである。

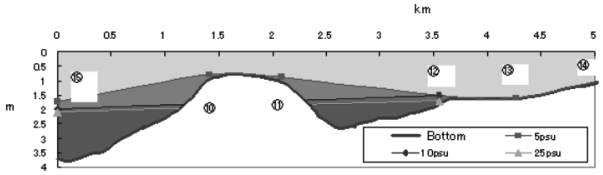


図　１１　順流時の塩水退出状況（湖口―湖東奥部）

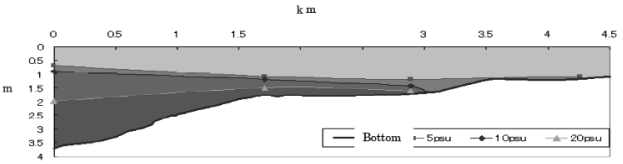


図　１２　順流時の塩水退出状況（湖口―湖西奥部）

図１３より、湖口－湖中央奥部間は湖口と岩木川河口を結ぶ線上でもあり、順流時には淡水の流れは速く、そのため塩水と淡水の境界面に働く摩擦力も大きく、界面の勾配も大きくなっている。それでも混合は弱混合であり、塩水楔形状は崩れておらず、緩混合の状態で海水が湖外へ掃き出されている。

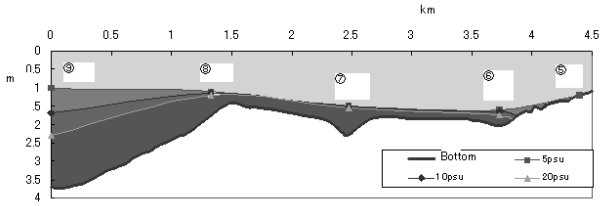


図　１３　順流時の塩水退出状況（湖口―湖央奥部）

7.　総合考察

２００３年から２００７年までの５年間の冬季塩水遡上量を比較した結果、2004 年度冬季の３月と４月は他の月に比べ，塩水遡上回数が少ない．これは，雪解け水などの流入により主流の岩木川河川流量が増し，河口にある十三湖水位が上がったことが要因である．つまり，３月と４月は他の月に比べ，十三湖水位が潮位よりも高い傾向にあるため，塩水遡上量が少ないことを示す．いずれの年も 11 月から１月にかけて順流の量は比較的安定している．2007 年度冬季の水戸口逆流量も，2004 年度冬季と同様に３月と４月は他の月に比べ，塩水遡上回数が少ない．2004 年度の降水量は 889㎜ だったのに対し，2007 年度は 498㎜ と少なかったが暖冬が影響していると考えられる．降水量が多いと岩木川流量が増し，塩水遡上は発生しにくく，少ないと塩水遡上は発生しやすい．岩木川河川流量は降雨、降雪、融雪等天候に左右される。岩木川流量が減少すると，水戸口では塩水遡上が頻発する．湖水位が低いほど塩水遡上量が多くなる．降雪量と塩水遡上の関係は次のようになる。2004 年の３月，４月は例年と比べ岩木川河川流量が多くなっている．2004 年の降雪量は例年と比べ多くかったことより、塩水遡上はその年の降水量や降雪量が少ないと発生しやすく，多い場合は発生しにくいことがわかった．また，３月と４月は雪解け水である融雪水の影響から岩木川河川流量を多くする傾向にある。

8.　結言

十三湖への適度な塩水の遡上によりここでの汽水環境は維持されている。この汽水環境の下で湖内ではシジミが繁殖し、生育しており、地域住民はこのシジミを採り生活を続けている。汽水環境はシジミをつくり、地域社会を支えている。十三湖は岩木川の河口に位置し、岩木川下流域の産物は十三湖のシジミに代表される。岩木川下流域における持続型社会の構築には十三湖の汽水環境の持続が必要不可欠となっている。塩水の遡上の大小は汽水環境への環境負荷となっており、塩水遡上の特性を明らかにすることは環境負荷を評価するうえで重要となる。

本研究ではライフサイクル的な思考を十三湖の汽水環境研究に適用してみた。本研究により以下の点が明らかになった。

（1）ＬＣＡ研究の視点より十三湖汽水環境を調査した結果塩水遡上による環境負荷は蜆の自然繁殖・生育に悪影響を及ぼしているわけではない。 過去に水戸口は幾度となく閉塞している。水戸口の閉塞が生じれば塩水は進入せず、汽水環境は崩れ、蜆の産卵や繁殖に大きな影響を及ぼす。現在の水戸口導琉堤が建設されて以来河口閉塞は生じていない。水戸口導琉堤の果たしている役割は極めて大きい。ＬＣＡ視点から評価すると水戸口導琉堤の果たしている役割は計り知れないほど大きいといえる。

（2）２００３年から２００７年までの 5 年間の冬季塩水遡上量を比較した結果、2004 年度冬季の３月と４月は融雪水が多かったため他の月に比べ，塩水遡上量が少ない。

（3）11 月から１月にかけて順流および逆流流量は比較的安定している.

（4）2007 年度冬季３月と４月は暖冬のため融雪水が多く塩水遡上量が少なかった（2004 年度の冬季降水量は 889㎜ に対し，2007 年度は 498㎜ と少なかったが暖冬であった）

（5）塩水遡上はその年の降水量や降雪量が少ないと発生しやすく，多い場合は発生しにくい傾向にある。

（6）塩水は緩混合か弱混合で遡上している。 淡水と遡上海水の混合は生じているが強混合とはなっておらず弱い混合となって塩分が淡水中に拡散している。

謝辞　この研究における流向流速測定および塩分水温測定は「LCA を考慮した北東北における地域防災と維持管理に関する研究（研究代表：熊谷浩二）」により実施した。また、本研究における塩水遡上量推定研究は科学研究費補助金基盤研究（B）課題番号２１３６０２３０「地球温暖化に伴う河口感潮域の水理・地形環境の変化と対応策に関する研究」（代表東北大学教授田中仁）により実施した。本研究の湖内におけるＤＯ等の水質測定は岩木川河川生態学術調査研究により実施した。ここに深甚なる謝意を表する。

参考文献

1）Atas Pracoyo・ 梅田信・田中仁・佐々木幹夫；汽水環境解析のための十三湖水戸口流量の推定方法に関する検討、土木学会論文集（海岸工学）Ｖｏｌ．６６，Ｎｏ．１、２０１０、pp. 931-934.

2）Sasaki M., K. Muraoka, M. Atsumi and Y. Komatsu (1990): History of *Mitoguchi* channel blockage and stability of *Mitoguchi* channel, Proceedings of Coastal Engineering in Japan, pp.344-348. (In Japanese)

3）Sasaki M., Y. Tamura and Y. Fujita (1997): Characteristics of salt water movement in Lake Jusan, Proceedings of Hydraulics Engineering in Japan, pp.501-507. (In Japanese)

4）Sasaki M. and T. Takeuchi (2003): History of river blockage and stability of the Iwaki River mouth, Proceedings of 15th IAHR Congress, Thessaloniki, Greece, CD-ROM, A3, 24-29, August 2003.

長瀬川河口周辺からの凝集塊輸送に関する研究*

東北大学大学院工学研究科　青柳一輝
東北大学大学院工学研究科　田中　仁
東北大学大学院工学研究科　梅田　信
日本大学工学部　藤田　豊
五洋建設技術研究所　金山　進

1. はじめに

猪苗代湖は非常に清澄な湖として著名である．このことは，環境省の公表において2002年度から2005度年の間COD評価において我が国でもっとも水質が良好な湖として評価されていることからもよく分かる．さらに，T-P=0.003mg/l という低いリン濃度でも良く知られている．この理由は，主要流入河川である長瀬川の影響である．

長瀬川はきわめて酸性の強い支川である硫黄川，酸川の影響を受けた酸性河川である．硫黄川は安達太良山山系の鉄山の西山麓旧火口の沼の平を源流として硫酸酸性の強い水質となっており，源流付近には沼尻湯元の引湯施設や旧硫黄鉱業所の採掘跡がある．この長瀬川河口付近で生成される凝集塊がリンを吸着し沈降することで，猪苗代湖の良好な水質に大きく寄与していることが既往の研究で明らかになっている[1), 2)]．猪苗代湖河口付近に堆積している凝集塊を図-1 (a) に示す．この凝集塊が福島県環境センターによって湖心をはじめとした湖全域に凝集塊の存在することが報告されている[3)]．図-1 (b) に猪苗代湖湖心域湖底付近で撮影された凝集塊を示す．このことから，長瀬川河口に堆積していた凝集塊が，猪苗代湖全域へ輸送される流動が湖内で生じていることが推測されるが，その輸送プロセスはいまだ明らかになっていない．

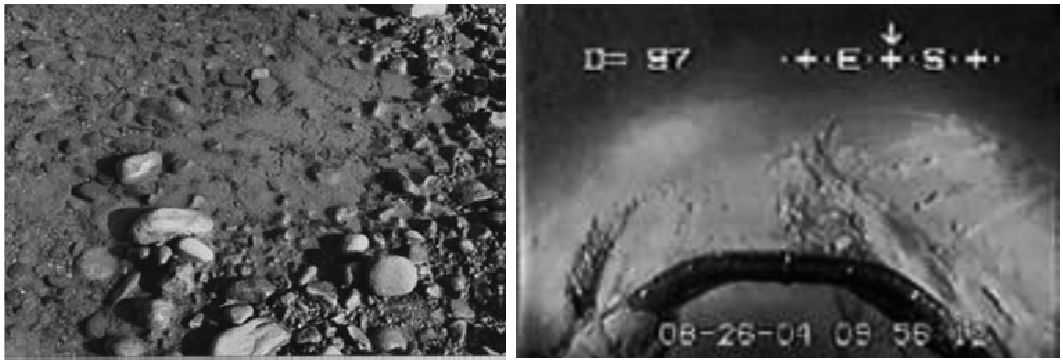
このように非常に水質の良い猪苗代湖だが，環境省の公表におけるCOD評価では2006年度，2007年度は水質ランキング評価対象外となってしまった．この直接的な原因は大腸菌群数が環境基準を超過してしまったためであるが，pH の上昇に伴う湖水の中性化，黒色浮遊物質浮遊，湖岸に打ち上げられる大量の水生植物など，近年は水質汚濁の現象が散見されている．

これら諸問題の中でも，良好な水質を担ってきた酸性湖特有の自然の浄化機能を根本からくつがえすpHの上昇に伴う湖水の中性化は深刻な問題である．このまま湖の中性化が進むと，猪苗代湖全域に広がっている凝集塊に吸着して湖底に沈降していたリンが溶出し，急激な水質の悪化が懸念されている．湖水のpHの上昇に関しては多くの原因が考えられ，いくつかの研究成果も報告されているが，はっきりとは分かっていない．

本研究では長瀬川河口域で生成される凝集塊の湖全体への輸送に着目した．猪苗代湖における流動ミュレーションに関する研究としては，著者らのものを除けば，宮村らによって吹送流及び河川流シミュレーションとして水温の非成層期である冬場における河川流及び吹送流の流動解析が報告されている[4)]．これによって非成層期における冬場の河川流の傾向は分かるものの，長瀬川からの凝集塊の輸送に関する報告には関連が無い．本研究では長瀬川河口付近で生成される凝集塊に着目し，猪苗代湖内への凝集塊輸送過程及び凝集塊堆積過程，堆積量の評価を行った．

*Investigation of floc transport from Nagase river mouth

by Kazuki Aoyanagi, Hitoshi Tanaka, Makoto Umeda, Yutaka Fujita and Susumu Kanayama



(a)　長瀬川河口部に堆積している凝集塊 [1)]　　(b)　猪苗代湖湖心域湖底で確認された凝集塊 [3)]

図-1　猪苗代湖で確認される凝集塊

2. 研究方法

図-2 に福島県によって観測された月輪観測所における 2000 年から 2009 年における長瀬川の流量を示す．これより，春から夏の終わりにかけての流量が多くなっていることが分かる．宮村らによって水温の非成層期である冬場における河川流の流動解析が報告されている [4)]ことを踏まえて，本研究では成層期である夏季における長瀬川河口周辺からの凝集塊の輸送に関する数値シミュレーションを行った．

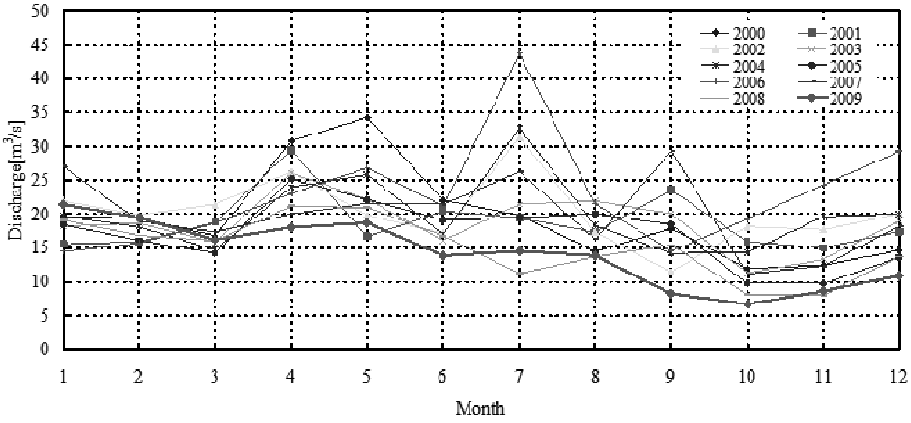


図-2　長瀬川における平均流量（月輪観測所）

3. 数値シミュレーション概要

(1) 支配方程式

本研究では静水圧近似及びブジネスク近似に基づく準 3 次元モデルを用いて現象の解析を行っている．この解法は佐藤ら [5)]に示される手順に従っている．支配方程式では，3 つの速度成分，水位を未知数としている．

x, y 方向の流速を求める運動方程式を以下に示す.

$$\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}+w\frac{\partial u}{\partial z}=\frac{\partial}{\partial x}\left(\nu_x\frac{\partial u}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\nu_y\frac{\partial u}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(\nu_z\frac{\partial u}{\partial z}\right)-\frac{g}{\rho_0}\frac{\partial}{\partial x}\int_z^\eta \rho dz+fv \tag{1}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t}+u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}+w\frac{\partial v}{\partial z}=\frac{\partial}{\partial x}\left(\nu_x\frac{\partial v}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\nu_y\frac{\partial v}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(\nu_z\frac{\partial v}{\partial z}\right)-\frac{g}{\rho_0}\frac{\partial}{\partial y}\int_z^\eta \rho dz-fu \tag{2}$$

本研究では東西方向に x 軸, 南北方向に y 軸, 水深方向に z 軸を取るものとする. ここで, u, v, w は x, y, z 方向の流速, t は時間, η は自由水表面の静水面からの高さ, g は重力加速度, ρ_0 は湖水の参照密度, ρ は水の密度, ν_x, ν_y, ν_z は x, y, z 方向の渦動粘性係数, f はコリオリパラメータである.

鉛直流速 w は連続式によって算定され, η の計算は自由表面での運動境界条件で連続式の深さ方向の積分に基づいている.

水温は以下の移流拡散方程式より求められる.

$$\frac{\partial T}{\partial t}+u\frac{\partial T}{\partial x}+v\frac{\partial T}{\partial y}+w\frac{\partial T}{\partial z}=\frac{\partial}{\partial x}\left(\varepsilon_x\frac{\partial T}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\varepsilon_y\frac{\partial T}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(\varepsilon_z\frac{\partial T}{\partial z}\right)+\frac{1}{\rho_0 C_p}\frac{\partial q_h}{\partial z} \tag{3}$$

ここで T は水温, q_h はヒートフラックス, C_p は水の比熱, $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ はそれぞれ x, y, z 方向の渦動拡散係数である.

また, 濁度の計算を以下の式によって計算している.

$$\frac{\partial C}{\partial t}+u\frac{\partial C}{\partial x}+v\frac{\partial C}{\partial y}+\left(w-w_s\right)\frac{\partial C}{\partial z}=\varepsilon_x\frac{\partial^2 C}{\partial x^2}+\varepsilon_y\frac{\partial^2 C}{\partial y^2}+\varepsilon_z\frac{\partial^2 C}{\partial z^2} \tag{4}$$

ここで C は浮遊物質濃度, w_s は沈降速度である.

凝集塊の形成には, 流動のみならず化学的なプロセスも重要であるが, 現在のところ攪拌強度, 最大成長粒形, フロック強度, フロックの破壊形態など定量的な面で不明な点が多い. そのため本計算では湖内における移流・拡散現象の解明を目的として, 凝集塊がすでに生成された時点を初期条件として与え, 凝集塊を濁質として取り扱い, その後の移流・拡散過程の計算を行っている. 凝集塊の沈降速度は Stokes 式より算出しており, 既往の研究データ[2]を参考にして粒子の直径 d=10μm, 粒子の密度 ρ_s=2.36g/cm^3, w_s=0.000074m/s としている.

ν_z 及び ε_z は Galperin et al.[6]に示された QETE(quasi-equilibrium turbulent energy)モデルにより計算されており, 以下の式によって与えられる.

$$\nu_z=lqS_m \tag{5}$$

$$\varepsilon=lqS_h \tag{6}$$

ここで l は混合距離, q は乱流速度, S_m 及び S_h は無次元係数である. S_m 及び S_h は以下のように計算している.

$$S_m=\{B_1^{-1/3}-A_1A_2G_H[(B_2-3A_2)(1-6A_1/B_1)-3C_1(B_2+6A_1]\}/\{[1-3A_2G_H(6A_1+B_2)](1-9A_2A_2G_H)\} \tag{7}$$

$$S_h=A_2\left(1-\frac{6A_1}{B_1}\right)/\left[1-3A_2G_H\left(6A_1+B_2\right)\right] \tag{8}$$

ここで G_H=-$(Nl/q)^2$, N は浮力振動数である. また A_1, A_2, B_1, B_2, C_1 は定数でありそれぞれ 0.92, 0.74, 16.6, 10.1, 0.08 という値を用いている. また, ν_x, ν_y, ε_x, ε_y は 1.0×10^{-4}m^2/s という一定値を用いている.

数値モデルに関する詳細は Purwanto et al.[7]に示されている. 本研究で用いられた計算モデルは, Purwanto et al.[7]が沿岸域の解析に, 青柳ら[8]が猪苗代湖の内部静振の再現及び数値実験に用いたものとおおむね同様のものであり, 本稿の計算でも十分な解析精度を持つことが期待できる.

(2)計算条件

数値シミュレーションに用いられたデータは藤田らによって2009年8月4日に行われた現地観測の結果を参考に設定した．計算期間は2009年8月1日から8月10日である．

計算格子として東西方向にx軸，南北方向にy軸を設定し格子間隔Δx，Δyはともに100mとした．時間ステップΔtはCFL条件を考慮したうえで5秒に決定した．鉛直方向の層分割に関しては浅水部では細かく，深水部では粗くなっており，最も深い地点で38層となっている．

図-3 に計算期間中における風の状況を示す．データは東北地方整備局郡山事務所により金曲観測所で観測されたものを用いている．これより，風向は南東方向が卓越しており，風速も南東方向のものが他の方向よりも圧倒的に速いことが分かる．**図-4** に長瀬川からの流量を示す．データは福島県によって観測された月輪観測所におけるものである．計算期間において，流量はおおむね10^3m/sとなっているが，時折30m^3/sを超える流量が発生している．これは長瀬川上流にある発電所からの放水による影響である．また，河川水温及び河川水濁度は一定値としており，流入河川水の水温は藤田らの観測結果より20℃とし，流入河川水の濁度は既往の研究[9]を参考に10mg/lとした．**図-5** に猪苗代湖水深コンター図及び河川流入流出地点を示す．計算期間においては長瀬川からの流入量と同量，日橋川から流出するとしている．

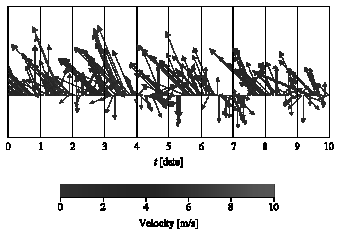


図-3　風の状況

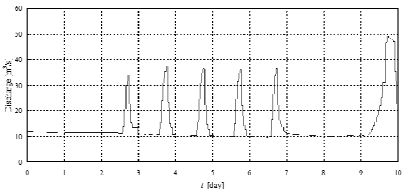


図-4　長瀬川からの流入量

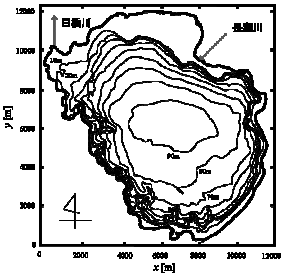


図-5　河川流入出地点

4.　数値シミュレーション結果及び考察

(1) 水温及び濁度の変遷

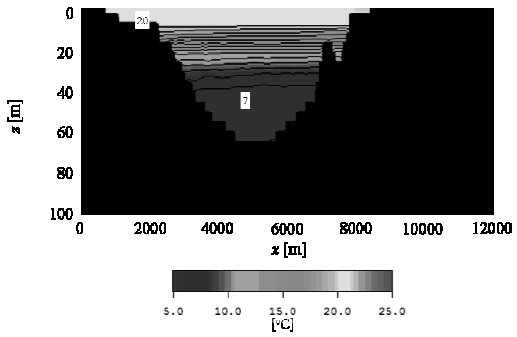
図-6 に計算開始から3日後及び10日後の水温及び濁度の変遷を示す．代表断面として**図-5** におけるy=9500mを示している．水温の計算結果より，計算期間においては表層から水深10m付近までで水温の低下は見てとることができるが，他には大きな変化を見てとることはできなかった．一方，長瀬川から流入した濁度は，3日目の時点で水温躍層の上部である水深20m程度で西側へと貫入し，x=5000付近に到達している様子が見て取れる．これは南東方向の風による吹送流の影響によるもと考えられる．濁度の広がりとしては，計算終了の10日時点で，y=9500m断面のおおよそ半分に凝集塊が広がっているという結果となった．

(2) 凝集塊の堆積結果

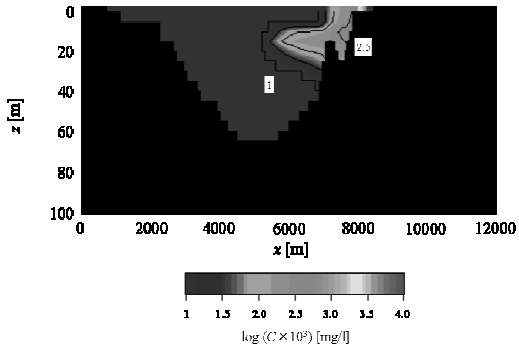
本計算では，底面における巻上げを考慮せずに凝集塊の堆積量を以下の方法で計算した．

$$F_D = w_s C_b \tag{9}$$

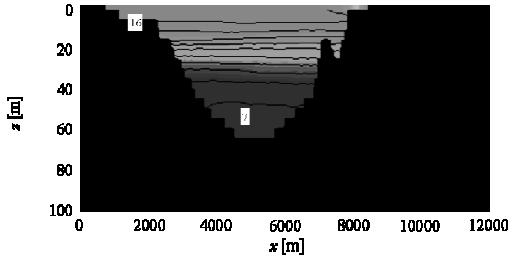
ここで，F_Dは濁質の堆積量，C_bは底面に接した格子における浮遊物質濃度である．



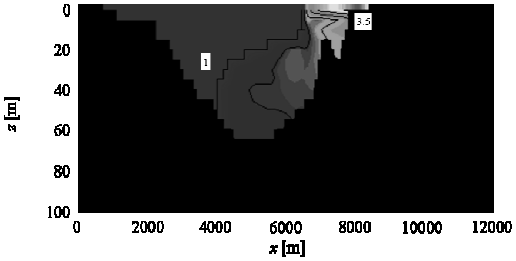
(a-1) 水温の計算結果（3 日後）



(b-1) 濁度の計算結果（3 日後）

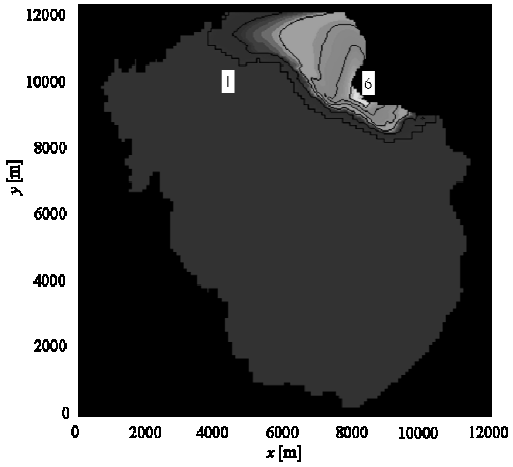


(a-2) 水温の計算結果（10 日後）

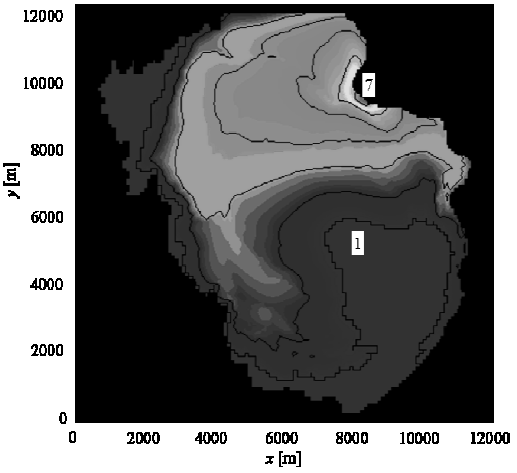


(b-2) 濁度の計算結果（10 日後）

図-6　水温及び濁度の計算結果（y=9500m）



(a-1) 凝集塊堆積の計算結果（3 日後）



(a-2) 凝集塊堆積の計算結果（10 日後）

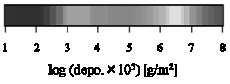


図-7　凝集塊堆積の計算結果

図 7 に計算開始から 3 日後，10 日後の凝集塊の堆積結果を示す．この結果より，長瀬川から流入している濁質の堆積は南東風の影響もあり，反時計回りの方向で北部浅水域へと広がっているのが見てとれる．計算開始から 5 日後には北部浅水域をほとんど網羅している．その後濁質は南下して行き，計算開始から 10 日後には猪苗代湖西岸の一部と南東部を除く地域に，凝集塊の輸送及び堆積が生じていた．

堆積量が一番大きかったのは長瀬川河口付近で，580.1g/m^2/10day となっていた．北部浅水域においては比較的長瀬川に近い東岸では高く，西側では値が小さくなっており，10g/m^2/10day から 0.001g/m^2/10day と幅のある堆積状況となっていた．一方，湖心域から湖南域における堆積は 0.001g/m^2/10day 未満となる箇所が多かった．

以上の結果より，計算開始から 10 日ほどで猪苗代湖の多くの地域には濁質が輸送されることが分かった．

5. おわりに

本研究は福島県猪苗代湖にいて夏季成層期に長瀬川からの凝集塊の輸送を数値シミュレーションによって検討したものである．結果として計算期間中においては水温の変化はあまり見られず，凝集塊の輸送過程は水温躍層の上部に当たる水深 20m 付近で大きく広がりを見せた後に沈降していくことが分かった．また，凝集塊の堆積は南東風の影響によって反時計回りになされ，浅水域から凝集塊が堆積していくことが明らかになった．また長瀬川からの凝集塊は夏季成層期に 10 日程度で湖のほとんど全域へと広がることが明らかになった．このことは，長瀬川河口域で生成される凝集塊の湖全体への輸送に対する一つの有益な知見となる．

謝辞：本研究を遂行するに当たり福島県より長瀬川の流量データを，国土交通省東北地方整備局郡山国道事務所より金曲観測所の風向風速データの提供を受けた．ここに記して謝意を表する．

参考文献

1) 藤田豊，中村玄正：猪苗代湖の水質保全に寄与する酸性河川長瀬川の凝集塊によるリン除去効果，水環境学会誌，第 30 巻，4 号，pp.197-203, 2007.
2) 藤田豊，中村玄正：猪苗代湖のリン除去に寄与する酸性河川長瀬川の凝集塊生成機構，水環境学会誌，第 30 巻，4 号，pp.205-212, 2007.
3) 町田充弥：猪苗代湖における浄化作用，福島県環境センター年報，第 10 号，pp.23-26, 2008.
4) 宮村倫司，文屋信太郎，中林靖，吉村忍：猪苗代湖の吹送流および河川流シミュレーション，シミュレーション，第 25 巻，2 号，pp.48-57, 2006.
5) 佐藤勝弘，松岡道男，小林一光：効率的な 3 次元潮流計算法とその適応性について，海岸工学論文集，第 40 巻，pp.221-225，1993.
6) Galperin, B., Kantha, L. H., Hassid, S., and Rosati, A.: A quasi-equilibrium turbulent energy model for geophysical flows, *J. Atmospheric Sci.*, 45, pp.55–62, 1988.
7) Purwanto, B.S., Tanaka, H., Kanayama, S., Takasaki, M. and Yamaji, H.: Transport mechanism in Nagatsura-ura Lagoon, *Proceedings of 2nd International Conference on Estuaries and Coasts,* pp.615-622, 2006.
8) 青柳一輝，田中仁，梅田信，藤田豊，金山進：猪苗代湖における風による湖水混合に関する数値実験，応用力学論文集，第13巻，pp701-708, 2010.
9) 藤田豊，高橋迪夫，和泉陽，安島正：猪苗代湖長瀬川河口水域における物質輸送，土木学会東北支部技術研究発表会講演概要集，2-122, pp.360-361, 2005.

日本自然災害学会東北支部役員（平成 22 年度）

支部長	植松	康（東北大学・工）
幹事長	大野	晋（東北大学・工）
評議員	片岡俊一	（弘前大学・理工）
	松冨英夫	（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）
	神山	真（東北工業大学・工）
	中村	晋（日本大学・工）
	源栄正人	（東北大学・工）
会計監査員	飯藤将之	（仙台高等専門学校）

平成 23 年 3 月 1 日　発行

東北地域災害科学研究　第 47 巻
（平成 22 年度）

編　集　者　自然災害研究協議会東北地区部会
部　会　長　植　松　　康
日 本 自 然 災 害 学 会 東 北 支 部
支　部　長　植　松　　康

発　行　者　東北大学大学院工学研究科
東北地区自然災害資料センター
センター長　今　村　文　彦
〒 980-8579　仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-11-1106
TEL　022（795）7513

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