

Tohoku Journal of Natural Disaster Science

Volume 48 March, 2012

東北地域災害科学研究

第48巻 平成24年3月

論説

東日本大震災の調査報告	宮本 裕・岩崎正二・出戸秀明	1
東北地方太平洋沖地震とその最大余震を対象とした岩手県奥州市前沢区中心部における超高密度アンケート震度調査	山本英和・齊藤 剛・石沢隆輝・齊藤良平・宇部陽子	5
アンケート調査に基づく2011年東北地方太平洋沖地震における本震と余震の揺れの実態調査	坂本拓也・磯部亮太・源栄正人・柴山明寛	11
東北地方太平洋沖地震による郡山市、須賀川市のアンケート震度の調査	廣沢拓哉・小木勇輝・中村 晋	15
K-NET 南通の地盤構造推定	片岡俊一・高澤昌也	19
東北地方太平洋沖地震による誘発された秋田県森吉山周辺の地震活動	小菅正裕・渡邊和俊	23
2011年東北地方太平洋沖地震による誘発地震について -秋田県における発生状況調査-	佐藤考司・野越三雄・小松嘉和	29
岩手県の震度観測点における地震動増幅特性・平成23年東北地方太平洋沖地震とその余震に基づいた解析・	佐藤瞬也・山本英和・齊藤 剛	35
岩手県奥州市前沢区中心部における1点3成分微動観測による地盤振動特性	高倉 恵・山本英和・齊藤 剛・石沢隆輝・齊藤良平・宇部陽子	41
東北地方太平洋沖地震における仙台市丘陵宅地の斜面変形特性	土谷樹生・對馬美紗・桧垣大助	47
2011年東北地方太平洋沖地震における被害建物の振幅依存振動特性	吉田和史・Tsoggerel Tsamba・源栄正人	51
仙台高専高学年棟の東北地方太平洋沖地震前後の常時微動固有周期変化	大内 壮・飯藤将之・藤田智己	55
継続的な地震観測から得た仙台高専專攻科棟の固有周期変化	大橋大樹・藤田智己・飯藤将之	59
津波による杭基礎建物の転倒に関する考察	三辻和弥・杉村義広・株木宏明	63
津波対応住宅の試設計と建物の津波被災状況	津村浩三・工藤 仁	69
東日本大震災における被災建物の悉皆調査	濱崎喜有・柴山明寛・石田 寛・大野 晋・岡田成幸・佐藤 健・源栄正人	75
2011年東北地方太平洋沖地震津波による鉄筋コンクリート造建物の被災	松富英夫・山口枝里子・能見卓也	81
秋田県の歴史地震の教訓を防災教育教材にする試みー1896年陸羽地震を対象とした子ども向け教材の作成ー	水田敏彦・高橋菜未子	87
東日本大震災における学校の被害と対応	佐藤 健・村山良之・源栄正人	93
中高層集合住宅のバルコニーに作用する風圧分布について	清水善規・植松 康・三宅慶昌・鐘ヶ江勇介	99
GoogleMapから判読した2011年東北地方太平洋沖地震による津波の侵入過程と津波堆積物	川辺孝幸・大沼由佳・佐々木 愛	103
MORPHOLOGICAL CHANGE AFTER THE TSUNAMI AROUND NATORI RIVER MOUTH	Feril Hariati・Makoto Umeda・Hitoshi Tanaka	109
2011年東北地方太平洋沖地震津波による海岸林の被災	松富英夫・直江和典・山口枝里子・原田賢治	115
2011年東北地方太平洋沖地震津波ー青森県の津波ー	佐々木幹夫	121
津波による大規模地形変化とそれに伴う構造物の被災にかかる考察	永澤 豪・田中 仁	127
2D FORCE MUSCL SCHEME FOR SIMULATING BREAKING SOLITARY WAVE RUNUP	Mohammad Bagus Adityawan・Hitoshi Tanaka	131
SHORELINE CHANGE MODELING COMBINED WITH THE RIVER MOUTH MODEL	Eko Pradjoko・Hitoshi Tanaka	137
迂曲蛇行水路における砂礫堆形状と水流蛇行パターン	三輪 弦・濱上邦彦	143
会津地方の豪雨	渡邊 明	149
大川流域における洪水予測精度の検討	押切祐哉・真野 明・有働恵子	155
東北地方の山地流域における雨水貯留量変動の推定に関する基礎的検討	小林秀平・横尾善之	161
阿武隈川における水・エネルギー・食糧の需給分布の推定	神田 徹・菅野理恵・横尾善之	167
IDF カーブを用いた阿武隈川の洪水頻度解析	田崎将聖・菅野理恵・横尾善之	173
2011年新潟福島豪雨による水害特徴	川越清樹・中村光宏・江坂悠里	179
汀線位置変動からみた地球温暖化	松富英夫・稻葉健史郎	185
日本の5海岸における過去100年間の砂浜侵食特性と気候変動による100年後の侵食予測	吉田 悅・有働恵子・真野 明	189
白石川上流部における水生生物の群集構造に関する現地調査	松澤英昭・菅野理恵・横尾善之	195
三春ダムの曝気循環により生じる流動観測	堀井貴之・梅田 信	201
十三湖における地形変動と湖水環境変化に関する検討	松根駿太郎・梅田 信・田中 仁・佐々木幹夫	207
オーストラリアの流域における気候条件と河川の流況の関係	小松 和・横尾善之	213
ボリビア Tuni 湖集水域での蒸発量の推定	白鳥總一朗・真野 明・朝岡良浩・有働恵子	219
熱帯氷河地域の土砂生産定量化的解析	川越清樹・今泉直也・Ramiro Pillo Zola・朝岡良浩	225
ボリビアのTuni貯水池における水温分布に関する数値解析	谷 慧亮・梅田 信・マルセロ ゴリティ	231
湖内に発達する河口堆積地形ーボリビア Tuni 湖と猪苗代湖の比較	田中 仁・Edson Ramirez・藤田 豊	237

Tohoku Journal of Natural Disaster Science

Volume 48

March, 2012

ARTICLES

	Page
Investigation Report of East Japan Great Earthquake Disaster	Yutaka MIYAMOTO, Shoji IWASAKI and Hideaki DETO 1
A Ultrahigh Density Questionnaire Seismic Intensity Survey in the central area of Maesawa Town of Oshu City, Iwate Prefecture, of the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake and the largest aftershock, Hidekazu YAMAMOTO, Tsuyoshi SAITO, Takaki ISHIZAWA, Ryohei SAITO and Yoko UBE	5
Survey of the main shock and aftershocks in The 2011 off the Pacific coast Tohoku Earthquake based on questionnaire survey Takuwa Sakamoto, Ryota Isobe, Masato Motosaka and Akihiro Shibayama	11
Seismic Intensity by Questionnaire Survey for Koriyama and Sukagawa due to The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake Takuwa Hiroswa, Yuki Ogi and Susumu Nakamura	15
Estimation for S-wave velocity profile at the K-NET station AOM007, Minamidori Shunichi Kataoka and Masashi Takasawa	19
Induced seismic activity near Mt. Moryoshi in northern Akita prefecture Masahiro Kosuga and Kazutoshi Watanabe	23
On induced earthquakes of the 2011 Off the Pacific coast of Tohoku Earthquake-A research in Akita Prefecture- Koji SATO, Mitsuo NOGOSHI and Yoshikazu KOMATSU	29
Site amplification characteristics at the strong motion observation sites in Iwate Prefecture Shunya SATO, Hidekazu YAMAMOTO and Tsuyoshi SAITO	35
Ground vibration characteristics by 3 components micrometeor observations with one seismometer in the central Maesawa area, Oshu City, Iwate Prefecture Megumi TAKAKURA, Hidekazu YAMAMOTO, Tsuyoshi SAITO, Takaki ISHIZAWA, Ryohei SAITO and Yoko UBE	41
Slope deformation of residential area on hilly terrain in Sendai by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake Tatsuki Tsuchiya, Misa Tsushima and Daisuke Higaki	47
Amplitude Dependent Dynamic Characteristics of a Damaged Building by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake Kazushi Yoshida, Tsoggerel Tsamba and Masato Motosaka	51
Change of natural period evaluated by micro-tremor measurement of the higher grades wing in SNCT before and after the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake So OUCHI, Masayuki HANDOU and Tomomi FUJITA	55
Change of SNCT natural period based on continued earthquakeobservation Daiki OHASHI, Tomomi FUJITA and Masayuki HANDOU	59
Comments on damage mechanism of tumbled pile foundation buildings due to tsunami MITSUJI Kazuya, Sugimura Yoshihiro and KABUKI Hiroaki	63
Design studies on tsunami resistant houses and discussion on damaged buildings by a tsunami Kozo Tsumura and Hitoshi Kudo	69
Census survey of the building of the Great East Japan Earthquake Yoshinao Hamasaki , Akihiro Shibayama , Hiroshi Ishida , Susumu Ohno , Sigeyuki Okada , Takeshi Sato and Masato Motosaka	75
Damage to Reinforced Concrete Buildings due to the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake Tsunami Hideo MATSUTOMI, Eriko YAMAGUCHI and Takuya NOUMI	81
Approaches for educational material due to learning the historical earthquake in Akita — Developing learning support tool to educate children about disaster prevention based on the study of the 1896 Rikku earthquake — Toshihiko MIZUTA and Namiko TAKAHASHI	87
Emergency response including damage of schools during 2011 Great East Japan Earthquake... Takeshi SATO, Yoshiyuki MURAYAMA and Masato MOTOSAKA	93
Wind Pressure Acting on Balconies of mid-to-high-rise Residential House Yoshiaki Shimizu, Yasushi Uematsu, Yoshimasa miyake and Yusuke kanegae	99
Incursive process of tsunami by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake reading from GoogleMap and its tsunamiiite Takayuki Kawabe, Yuka Onuma and Ai Sasaki	103
MORPHOLOGICAL CHANGE AFTER THE TSUNAMI AROUND NATORI RIVER MOUTH Feril Hariati, Makoto Umeda and Hitoshi Tanaka	109
Damage to Coastal Black Pine Trees in the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake Tsunami Hideo MATSUTOMI, Kazunori NAOE, Eriko YAMAGUCHI and Kenji HARADA	115
Tsunami of Aomori Prefecture due to the 2011 earthquake off the Pacific coast of Northeast Japan Mikio Sasaki	121
Study of Structural Damages with massive Geomorphic Change due to Tsunami Tsuyoshi NAGASAWA and Hitoshi TANAKA	127
2D FORCE MUSCL SCHEME FOR SIMULATING BREAKING SOLITARY WAVE RUNUP Mohammad Bagus Adityawan and Hitoshi Tanaka	131
SHORELINE CHANGE MODELING COMBINED WITH THE RIVER MOUTH MODEL Eko Pradjoko and Hitoshi Tanaka	137
Alternate bars formation and flow meandering pattern in a meander flume with large amplitude Hajime MIWA and Kunihiko HAMAGAMI	143
On the heavy rain of Aizu district Akira Watanaabe	149
Examination of the flood prediction accuracy in the Okawa Basin Yuya Oshikiri, Akira Mano and Keiko Udo	155
Estimating storage changes of mountainous watersheds in the Tohoku region Syuhei Kobayashi and Yoshiyuki Yokoo	161
Estimating spatial distributions of supplies and demands of water, food and energy in the Abukuma river watershed Toru Kanda, Rie Kanno and Yoshiyuki Yokoo	167
Flood frequency analysis of the Abukuma river by using intensity-duration-frequency (IDF) curve Masakiyo Tasaki, Rie Kanno and Yoshiyuki Yokoo	173
Characteristics of flood disaster caused by NIIGATA, FUKUSHIMA heavy rainfall, 2011 Seiki Kawagoe, Mitsuhiro Nakamura and Yuri Esaka	179
Trend of Global Warming from the Viewpoint of Shoreline Position Fluctuation on the Akita Southern Coast Hideo MATSUTOMI and Kenshiro INABA	185
Century-scale Shoreline Change and Future Forecast of 5 Japanese Beaches Jun Yoshida, Keiko Udo and Akira Mano	189
Community structure of aquatic biota in the upper Shiroishi river basin Hideaki Matsuzawa, Rie Kanno and Yoshiyuki Yokoo	195
Field measurements on flow structure caused by destratification system in Miharu Reservoir Takayuki Horii and Makoto Umeda	201
Estimation of geomorphic and environmental change in Jusan Lake Matsune Shuntaro, Umeda Makoto, Tanaka Hitoshi and Sasaki Mikio	207
Relationship between flow regimes and climatic characteristics in Australian watersheds Nagomo Komatsu and Yoshiyuki Yokoo	213
Estimation of evaporation in Tuni lake catchment, Bolivia Souichirou Shiratori, Akira Mano, Yoshihiro Asaoka and Keiko Udo	219
Sedimentation produces analysis in tropical glacier zone Seiki Kawagoe, Naoya Imaizumi, Ramiro Pilleo Zola and Yoshihiro Asaoka	225
Numerical simulation of water temperature distribution in Tuni reservoir Keisuke Tani, Makoto Umeda and Marcelo Gorrieta	231
Sediment deposit in a lake –comparative study between Lake Tuni, Bolivia and Inawashiro Lake, Japan Hitoshi Tanaka, Edson Ramirez and Yutaka Fujita	237

Tohoku Research Group for Natural Disaster Science

東日本大震災の調査報告

岩手大学工学部

宮本裕 岩崎正二 出戸秀明

1. はじめに

東日本大震災は、2011年（平成23年）3月11日14時46分、三陸沖を震源として発生した巨大地震で、気象庁が命名した「2011年東北地方太平洋沖地震」のことである。

その地震動はマグニチュード9.0で、継続時間が3分間と長いものであった。このように地震動強さが大きく、震源域は幅約200km、長さ約500kmの広範囲にわたった。

この本震のあと、マグニチュード7クラスの余震が続いた。場所によっては本震よりも余震のほうが大きな被害を与えた。

津波による被害は激甚なものであって、死者15,477人、行方不明者7,464人である。
(6月22日現在)

全壊家屋104,173棟、半壊98,309棟で、被害総額（世界銀行によると）19兆円となつた。（阪神大震災では10兆円）

著者の宮本は地震直後にテレビがつかないことに気づいたが、東北六県が地震直後からすべて停電となった。（著者の地域は一日後に電気は使えるようになった）多くの被災地では電気、上下水道、ガスなどのライフラインが使用できなくなった。三月の東北は雪も残りまだ寒かった。岩手県では自家発電装置があつたため直ちに災害対策本部が作られた。自衛隊、緊急消防援助隊の派遣要請がなされた。太平洋岸を縦に走る交通網は津波のため破壊されたのが多かったので内陸から横方向に海岸に達する道路の復旧に力を入れた「くしの歯作戦」が進められた。その後に肉親や知人の安否を求めたり、支援物資を持って現地に行こうとしても、まず燃料の確保が困難で自動車がしばらく使えなかつた。

運転中の東京電力福島第一原子力発電所の原子炉は緊急停止したが、停電となり非常用のディーゼル発電機が起動したものの、津波により海水をかぶり冷却機能を失い大事故に至ったとされる。

2. 被災状況報告

株式会社豊水設計の神原一雄社長運転の車で北見工業大学工学部土木開発工学科大島俊之教授と秋田大学工学資源学部土木環境工学科川上洵教授と宮本の四人で、4月9日は久慈市を出発し、野田村、宮古市、山田町、大槌町と調査し水沢（奥州市水沢区）に泊まり、翌4月10日には、南三陸町、気仙沼市、陸前高田市、大船渡市、釜石市を回

つて調査してきた。

3. 考察と今後の展望について

全体的な考察としては、陸上構造物の地震被害に比べ津波被害は甚大であった。

原発事故の影響は今後も続く。他の原発の安全対策を徹底的にしなくてはならない。事故の原因を追究しこれからの対策に反映しなくてはいけない。大事なことは犯人さがよりも、二度とこのようなことを起こさぬよう関係者のそれぞれの役割においてなすべきことをきちんと処理するようにしないといけないことである。

津波は浮力だけでなく流木や流船や他のものが一緒になりパワーアップさせた。浸水深 5m、流速 6m/s 程度で家屋が流失している。押し波よりも、引き波の時のほうが流れが強く被害が大きい例が多い。家屋流失率・死亡率急増の目安は浸水深 2m である。多重防護により浸水深 2m 以下の地域を増やすべきだ。

これまで行われた耐震対策により橋梁の被害は比較的少なかったようで、災害復旧には役立った。防潮堤もそれなりの効果をあげ、津波のエネルギーを弱め被害を最小限に食い止め、逃げる住民に時間稼ぎを与えた。松島では個々の島が防波堤の役割を果たし被害を最小にしたし、石巻の中瀬のハリストス教会のように前後に配置された建物は被害を受けたが津波力を弱めてくれたのでなんとか教会は残った。

津波のとき緊急避難できる高い建物施設を今後建設すべきである。壁のないビロティ構造は從来耐震的に劣るとされていたが、津波から破壊をまぬかれて利点も見直された。

北海道南西沖地震では一部高台移転したり、新潟県中越地震では道路崩壊と集落孤立のため集落ごと移転したが、東日本大震災では高台の適地が非常に少なく、かさ上げして元の場所にとどまりたい被災者多い。漁業関係者の仕事場に近い海岸へのこだわりも無視できないだろう。

時間はかかるがローカル線の復旧は実現すべきである。医療福祉再生や職場の確保や漁業環境整備も急がれる。

がれき再利用としては、そのがれきを廃棄物（処分）カリサイクル資源（有効利用）か見極めて適宜対処すること。

これまで地震の度に設計基準が見直され耐震構造物は地震に強くなってきた。したがって、災害復旧にあたって耐震構造物は貢献した。社会資本は大切である。特に海岸線より高いところに建設され一部供用された高規格道路の三陸道（三陸自動車道）は災害復旧におおいに役立った。

津波の記録がデジタル的にとられ津波対策が整備されてきたのはここ 100 年くらいである。明治 29 年三陸津波（1896. 6. 15）以前の貞観津波（869. 7. 13）は今回並みの大きな津波ではないかと最近言われているがデジタル記録がないから具体的な議論はできない。

過去の記録が整備され、より最新のデータに対して、耐震設計・津波防災が向上することが期待される。当然、ハザードマップも新しいデータに基づいて書き直されなければならない。

地震や津波の記録が書き直される度に構造物の設計基準が見直され、それに対する国家

的予算配慮もなされることによって、日本の防災技術力が高まっていくのである。我々建設関係者は日本の防災技術力をいっそう高めよう。

参考文献

- 力武常次:東京圏直下大地震が迫る、講談社(1991.11)
- 桑原真二・大野一興:山古志村のマリと三匹の子犬、文藝春秋(2005.2)
- 清水將之:災害の心理、創元社(2006.8)
- 木村政昭:「地震の目」で予知する次の大地震、マガジンランド(2010.10)
- 河田恵昭:津波災害、岩波書店(2010.12)
- 鎌田 慧:原発暴走列島、アトラス(2010.12)
- 山本隆行:サンデー毎日緊急増刊 東日本大震災、毎日新聞社(2011.4)
- 一力雅彦:緊急出版特別報道写真集 3.11 大震災 巨大津波が襲った、河北新報社(2011.4)
- 北海道新聞社:特別報道写真集 東日本大震災、北海道新聞社(2011.4)
- 茨城新聞社:特別報道写真集 東日本大震災、茨城新聞社(2011.4)
- 共同通信社:特別報道写真集 東日本大震災、共同通信社(2011.4)
- 静岡新聞社:特別報道写真集 東日本大震災、静岡新聞社(2011.4)
- 神戸新聞社:特別報道写真集 東日本大震災、神戸新聞社(2011.4)
- 市川裕一:報道写真全記録 2011.3.11-4.11 東日本大震災、朝日新聞出版(2011.4?)
- 佐藤優:3.11 クライシス!、マガジンハウス(2011.4)
- 大前研一:日本復興計画 Japan; The Road to Recovery、文芸春秋(2011.4)
- 川村湊:福島原発人災記 安全神話を騙った人々、現代書館(2011.4)
- 小学館防災チーム:みんなで生き抜く防災術、小学館(2011.4)
- 藤井 聰:列島強靭化論、文芸春秋(2011.5)
- 内田樹・中沢新一・平川克美:大津波と原発、朝日新聞出版(2011.5)
- 丸山重威:これでいいのか福島原発事故報道、あけび書房(2011.5)
- 難民A:帰宅難民なう、北辰堂出版(2011.5)
- 西田宗千佳・斎藤幾郎:災害時ケータイ&ネット活用BOOK、朝日新聞出版(2011.5)
- 野口悠紀雄:大震災後の日本経済、ダイヤモンド社(2011.5)
- 若松丈太郎:福島原発難民、コールサック社(2011.5)
- 荻上チキ:検証東日本大震災の流言・デマ、光文社(2011.5)
- 都司嘉宣:千年震災、ダイヤモンド社(2011.5)
- 広瀬隆:福島原発メルトダウン F U K U S H I M A、朝日新聞出版(2011.5)
- 三浦 宏:特別報道写真集 平成の三陸大津波、岩手日報(2011.6)
- 日経コンストラクション編:東日本大震災の教訓 土木編 インフラ被害の全貌、日経BP社(2011.6)
- 日経アーキテクチャ編:東日本大震災の教訓 都市・建築編 覆る建築の常識、日経BP社(2011.6)
- 養老孟司・茂木健一郎・山内昌之・南直哉・大井玄・橋本治・瀬戸内寂聴・曾野綾子・阿川弘之:復興の精神、新潮社(2011.6)
- エバン・デラヴィ:外国人が見た東日本大震災、武田ランダムハウスジャパン(2011.6)
- 大沼安史:世界が見た福島原発災害、緑風出版(2011.6)
- 産経新聞社:がれきの中で本当にあったこと、産経新聞出版(2011.6)
- 立入勝義:検証 東日本大震災 そのときソーシャルメディアは何を伝えたか?、ディスク

- ヴァー・トゥエンティワン(2011.6)
- 村井雅清：災害ボランティアの心構え、ソフトバンク クリエイティブ(2011.6)
- 池上彰：東日本大震災心をつなぐニュース、文芸春秋(2011.6)
- 志村嘉一郎：東電帝国のその失敗の本質、文藝春秋 (2011.6)
- 内藤克人編：大震災のなかで私たちは何をすべきか、岩波書店(2011.6)
- 朝日新聞取材班：生かされなかった教訓、朝日新聞出版(2011.6)
- 篠木毅監修：写真集 日本の自然災害 東日本大震災襲来、日本専門図書出版(2011.6)
- 池田清彦・養老孟司：ほんとうの復興、新潮社(2011.6)
- 石巻日日新聞社：6枚の壁新聞、角川マガジンズ(2011.7)
- 飯田哲也・佐藤栄佐久・河野太郎：「原子力ムラ」を超えて、NHK 出版(2011.7)
- 鎌田浩毅：火山と地震の国に暮らす、岩波書店(2011.7)
- ジャン・ピエール・デュビュイ、嶋崎正樹訳：ツナミの小形而上学、岩波書店(2011.7)
- 村田友裕：東日本大震災 大船渡市・陸前高田市記録写真集 気仙の惨状、村田プリントサービス(2011.7)
- 黒田茂夫：東日本大震災 復興支援地図、昭文社(2011.7)
- 近藤浩之：明治・昭和・平成 巨大津波の記録、日新聞社(2011.7)
- 赤坂憲雄・小熊英二・山内明美：「東北」再生、イースト・プレス(2011.7)
- 植田正太郎：フクシマ 3.11 の真実、ゴマブックス(2011.7)
- 江刺洋司：東日本大震災 東北復興プラン、本の森(2011.7)
- 成美堂出版編集部：地図で読む 東日本大震災、成美堂出版(2011.8)
- シュープレス：ともしび、小学館(2011.8)
- 「日本の論点」編集部：巨大地震 権威 16人の警告、文芸春秋(2011.8)
- 広瀬弘忠：きちんと逃げる、アスペクト(2011.9)
- 盛岡タイムス：ありがとう自衛隊、盛岡タイムス(2011.9)
- 中原一歩：奇跡の災害ボランティア「石巻モデル」、朝日新聞出版(2011.10)
- 香山リカ：そこからすべては始まるのだから 大震災を経て、いま、メディアファクトリー(2011.10)

東北地方太平洋沖地震とその最大余震を対象とした岩手県奥州市前沢区中心部における超高密度アンケート震度調査*

岩手大学工学部 山本 英和、齊藤 剛、石沢 隆輝、齊藤 良平、宇部 陽子

1. 緒言

岩手県奥州市では4月7日に発生した平成23年東北地方太平洋沖地震の最大余震で多数の住宅被害が発生した。平成23年9月16日時点の奥州市の被害状況の報告によれば、住宅の全壊被害は奥州市全体で被災した42棟のうち、33棟が前沢区に集中した。大規模半壊は22棟のうち11棟、半壊は239棟のうち131棟が集中している。3月の本震では全壊した住宅は皆無であった。これらの被害の多くは前沢区中心部の五十人町周辺に集中して発生している。図1に前沢区における住宅の被害の状況を示す。

気象庁発表の計測震度は奥州市前沢で本震で震度6弱(5.5)、4月の余震で震度6弱(5.8)と観測され大差ない。本研究では奥州市前沢区中心部で区域ごとの地震時の揺れの差異を空間的に把握すること、および3月の本震時と4月の余震時で区域ごとの震度の面分布の差異を把握することを目的に、奥州市役所市民環境部および教育委員会の協力を得て、住民を対象とした地震の揺れに関する超高密度アンケート調査を実施した。



図1 岩手県奥州市前沢区における4月の余震時の住宅被害状況

2. アンケート震度調査

震度アンケートは太田方式を採用した(太田他, 1979, 1998)。アンケートから推定される震度は住民の個人差の影響を受けることから、多数の回答を平均して当該地域の代表値とすることが多い。そのため地方小都市ではできるだけ多数の世帯を対象とした調査を実施する必要がある。今回は、奥州市教育委員会の協力を得

* A Ultrahigh Density Questionnaire Seismic Intensity Survey in the central area of Maesawa Town of Oshu City, Iwate Prefecture, of the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake and the largest aftershock, by Hidekazu YAMAMOTO, Tsuyoshi SAITO, Takaki ISHIZAWA, Ryohei SAITO and Yoko UBE

て児童数 367 名の前沢小学校全世帯および生徒数 347 名の前沢中学校全世帯を対象とした。学校単位の調査では、奥州市教育委員会から 8 月中旬に学校へ調査票を配布し、児童および生徒の家庭に調査を依頼、調査票を配布し、回答後回収した。回収した調査票は学校から教育委員会を通して岩手大学へ郵送した。

学校対象の調査とは別に、行政区の区長の協力を得て、前沢区中心部の約 200 世帯にもアンケートを配布した。行政区単位の調査では、8 月 11 日に区長さんに調査票を配布し、各世帯に調査依頼および調査票を配布していただいた。8 月 21 日以降に区長さんに調査票を回収していただき、奥州市前沢総合支所へ届けていただいた。その後、岩手大学へ調査票を郵送した。

大学へ届いた調査票は今回開発した Web 形式の震度アンケート集計システムを利用して、各調査票ごとに回答項目をパソコンを用いて入力しデータベースを作成した。地震時の揺れを感じた場所は、調査票に回答された住所から Google Map を利用して緯度経度を算出し、回答とともにデータベースに入力した。従来の調査票集計作業では、エディタやエクセルに直接調査票の回答を入力する場合や、回答を OCR シートに記入する場合に数多くの誤記が発生したため点検作業にもかなりの労力を必要とした。また、従来は回答者の住所から緯度経度を算出する作業を別途実施する必要があったため多大な労力を必要とした。今回のシステムは両作業を同時に進行したため、作業効率が格段に向上した。ただし、地震時の住所が番地単位まで詳細に記載されていない調査票は今回の調査では無効とした。

本調査でアンケート 1 枚ごとの震度算定に用いた、太田方式における算定式を以下に示す。

$$I_Q = \frac{\alpha}{N_e} \cdot \sum_i^{N_e} m_i \cdot \beta_i(m) \quad \cdots (1)$$

$$I_{JMA} = 2.958 \times (I_Q - 1.456)^{0.547} \quad \cdots (2)$$

ここで、 I_Q はアンケート 1 枚ごとの震度、 α は建物の構造から決定される条件係数の逆数、 N_e は震度に直接関係する質問の有効回答数、 m_i は質問番号 i における回答番号、 $\beta_i(m)$ は m_i に対応する震度係数、 I_{JMA} はアンケート震度からの気象庁換算震度である。(1)式はアンケート 1 枚ごとに 1 つの震度 I_Q を得るための式であり、(2)式はアンケート震度 I_Q を気象庁震度に換算するための経験式となっている。この式を用いたプログラムを通してアンケート一枚ごとに震度を算定する。

3. 解析結果

前沢行政区では本震では回収数 180 枚、有効回答数が 140 枚、最大震度 7.02 最小震度 3.86 平均震度 5.53 であった。4 月 7 日の余震では回収数 180 枚、有効回答数 167 枚、最大震度 7.11 最小震度 4.35 平均震度 5.89 であった。前沢小学校では、本震では回収数 274 枚、有効回答数が 214 枚、最大震度 6.90、最小震度 4.07、平均震度 5.72 であった。4 月 7 日の余震では回収数 274 枚、有効回答数 244 枚、最大震度 7.19 最小震度 3.91 平均震度 5.63 であった。前沢中学校では、本震では回収数 276 枚、有効回答数が 158 枚、最大震度 7.01 最小震度 3.98 平均震度 5.60 であった。4 月 7 日の余震では回収数 273 枚、有効回答数 175 枚、最大震度 7.00 最小震度 3.56 平均震度 5.49 であった。全体では 3 月の本震で回収数 730 枚、有効回答数 510 枚、最大震度 7.02 最小震度 3.86 平均震度 5.63 標準偏差 0.56、4 月の余震では回収数 727 枚、有効回答数 586 枚、最大震度 7.19 最小震度 3.56 平均震度 5.66 標準偏差 0.64 であった。

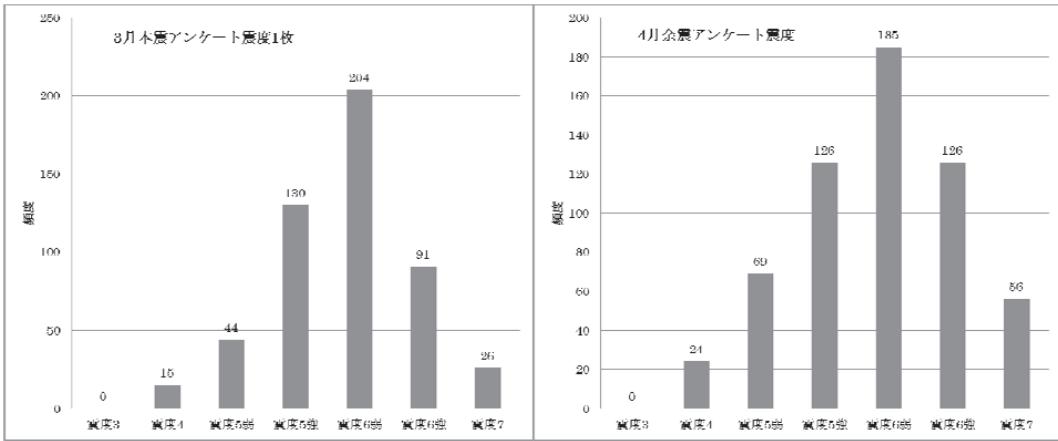


図2 3月の本震時のアンケート震度の頻度分布

図3 4月の余震時のアンケート震度の頻度分布

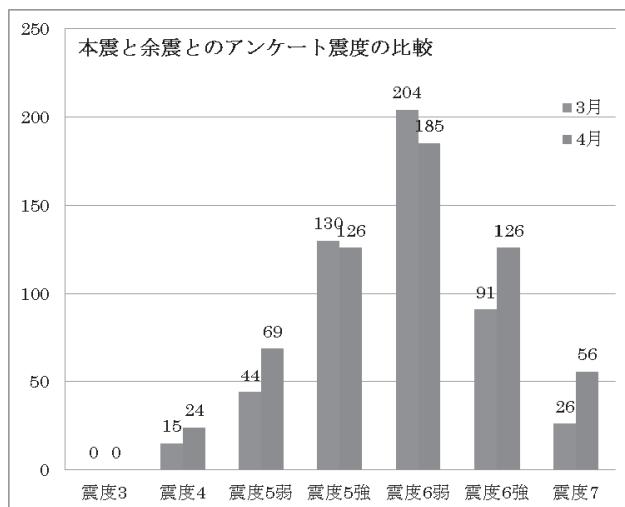


図4 本震と余震とのアンケート震度の比較

図2に3月の本震時の、図3に4月の余震時のアンケート1枚から算定された震度の頻度分布を示す。図4に両者の比較を示す。アンケート震度全体の平均を比較すると、3月の本震と4月の余震では両方とも震度6弱に相当し、ほぼ同一であったことがわかる。また、奥州市前沢の計測震度ともほぼ一致していることがわかる。また、図4に示すように、アンケート震度の頻度分布を調べると、震度7や震度6強の高震度領域で4月の頻度が大きいことが分かった。

ただし、アンケート震度調査では回答者個人の影響を強く受けるため、近接している場所の震度でも大きく異なる場合もある。そのため、ある大きさのメッシュを想定し、メッシュ内の算定震度を平均化してそのメッシュの震度の代表値として、空間的な震度分布を推定することとした。今回はメッシュサイズを東西、南北250mとした。

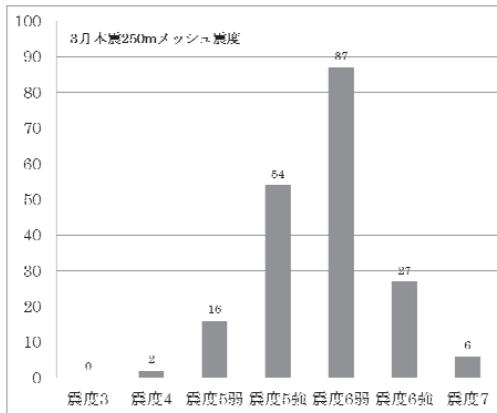


図5

図5 3月の本震の250mメッシュ平均震度の頻度分布

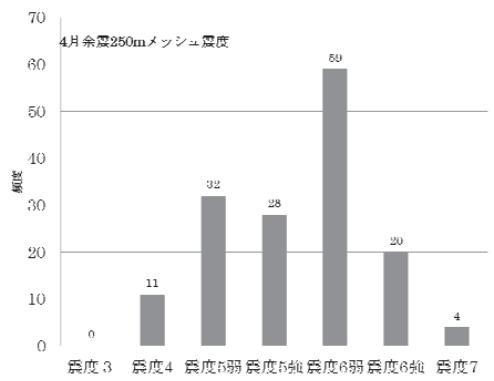


図6

図6 4月の余震の250mメッシュ平均震度の頻度分布

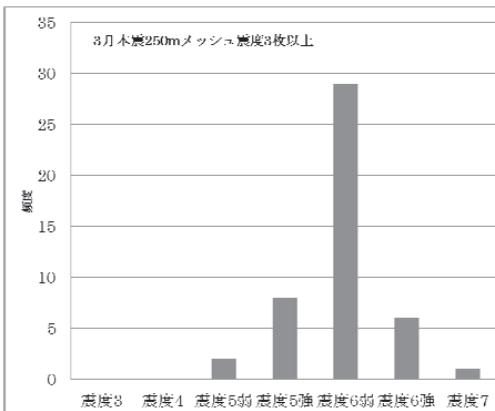


図6

図6 3月の本震の250mメッシュ平均震度の頻度分布（3枚以上）



図7

図7 4月の余震の250mメッシュ平均震度の頻度分布（3枚以上）

3月の本震のアンケート震度データに対してメッシュ平均震度を算出した。その結果、算出されたメッシュ数は192、メッシュ震度の最大値は6.84、最小値は4.22、平均値は5.61、標準偏差は0.48となった。4月の余震ではメッシュ数154、最大6.84 最小3.56、平均5.42、標準偏差0.62となった。図5に3月の本震時の図6に4月の余震時の250mメッシュ平均震度の頻度分布を示す。分布が広がる原因として、250mメッシュ内に回答が1枚しかない場合も多く、個人差の影響を軽減できていないことが考えられる。そこで、今回はメッシュ内に3枚以上回答がある場合のみ、採用することとした。

250m メッシュで3枚以上回答があったものを有効とした場合、3月の本震では有効なメッシュ数は46、メッシュ震度の最大値は6.56 最小値は4.71 平均値は5.71 標準偏差0.363、4月の余震では有効なメッシュ数は50、最大は6.52 最小は4.66 平均5.71 標準偏差0.397であった。図6に3月の本震時の、図7に4月の余震

時の3枚以上を有効とした250mメッシュ平均震度の頻度分布を示す。両地震とも分布のばらつきが小さくなっていることがわかる。

250mメッシュで平均した震度の頻度分布を3月11日の本震と4月07日の余震で比較すると、震度7では両方とも1メッシュであるが、震度6強では3月で6メッシュ、4月で10メッシュを示しており、高震度領域で4月のほうが震度が大きいことがわかる。これは、3月で住宅の被害が軽微で、4月で多くの被害が発生した事実を裏付けるものと考えられる(図8、図9)。

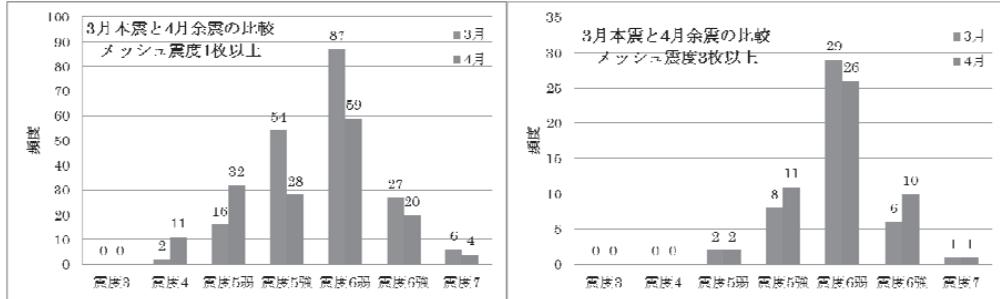


図8

図9

図8 1枚以上回答が存在するメッシュのみ平均した震度の頻度分布

図9 3枚以上回答が存在するメッシュのみ平均した震度の頻度分布

250mメッシュで平均化された震度の空間変化を調べるために震度分布図を作成した。250mメッシュで平均化した震度を、3月の本震時は図10に、4月の余震時は図11に示す。場所によって空間的に狭い範囲でメッシュ平均震度が変化していることがわかる。一部震度7を示すメッシュもあるが、全体的に震度6弱のメッシュがひろく分布することがわかる。図10と図11を比較すると、4月の余震時に住宅の被害が集中した前沢区五十人町周辺で震度6強が分布することがわかり、アンケート震度調査の妥当性が示されたといえる。

現時点ではなぜ余震時に住宅の被害が多数発生したか明確な理由は判明していない。高倉他(2012)によつて1点常時微動測定により五十人町の振動特性が他地域と異なる結果が報告されているが、今後、被災地域での浅部の地盤探査などの調査の実施により、今回の詳細震度分布との比較検討が必要と考えられる。

4.まとめ

今回のアンケート調査では、奥州市前沢区の震度計設置位置での250mメッシュで平均化した震度は、3月の本震で5.5、4月の余震で5.5であった。気象庁が発表した奥州市前沢の震度は3月の本震で5.5、4月の余震で5.8とどちらも震度6弱であり、両者はほぼ一致した。250mメッシュで平均化した震度の空間分布を3月の地震と4月の地震で比べると、震度7は両方とも1メッシュずつあるが震度6強は3月の地震では6メッシュ、4月では10メッシュであり、高震度領域で4月の地震のほうが震度が大きいことがわかる。さらに、住宅被害が多かった前沢区五十人町では、3月の本震では震度5強と震度6弱が分布してゐるのに対し、4月の余震では震度6弱と6強が分布している。そしてその大半を震度6強が占めていることがわかった。



図 10

図 10 3月の本震時の 250m メッシュ震度分布



図 11

図 11 4月の余震時の 250m メッシュ震度分布

謝辞

奥州市教育委員会および奥州市前沢総合支所長阿部正勝様には行政区のアンケート調査の便宜を図っていただきました。前沢小学校前沢中学校のご父兄の皆様および前沢行政区の区長他住民の皆様にはアンケート震度調査に協力していただきました。記してここに謝意を表します。

東日本大震災において被災に遭われた方々につきましては、心よりお見舞い申し上げます。

参考文献

- 気象庁：平成 23 年 3 月地震・火山月報（防災編）.
- 太田裕、後藤典俊、大橋ひとみ(1979) : アンケートによる地震時の震度の推定, 北海道大学工学研究報告, 92, pp. 117-128.
- 太田裕・小山真紀・中川康一(1998) : アンケート震度算法の改訂-高震度領域-, 自然災害科学, 16, pp. 307-324.
- 高倉恵、山本英和、齊藤剛 (2012) : 東北地域災害科学研究、第 48 卷、掲載予定.

アンケート調査に基づく

2011年東北地方太平洋沖地震における本震と余震の揺れの実態調査*

東北大学大学院災害制御工学研究室
東北大学大学院災害制御工学研究室
東北大学大学院災害制御工学研究室
東北大学大学院災害制御工学研究室

○坂本拓也
磯部亮太
源栄正人
柴山明寛

1. はじめに

2011年3月11日に14時46分に三陸沖を震源としてマグニチュード(Mw)9.0とする地震が発生し、東北地方から関東地方にかけて広い地域で震度6以上の強い揺れが計測され、宮城県栗原市築館では最大震度7が計測された。又、2011年4月7日23時32分には、宮城県沖の太平洋プレート内を震源とするM7.1の余震が発生した。本震以降、回復に向かっていたライフラインや鉄道等が再びストップする事態を招き、記憶に残る余震の一つであった。

地形・地質等の地盤条件の違いにより、同じ市町村内などの狭い範囲においても震度差が生ずる。このような震度の違いを面的に評価することは重要であり、これまでにもアンケート方式による震度調査が行われてきた。アンケート調査によって、体感による震度分布の把握や観測点以外の場所での揺れの実態を補完することが可能になる。

そこで、本報告では、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震で震度7を計測したものの被害が少なかった築館地区を含む栗原市、並びに内陸部で大きな被害を受けた大崎市を対象に、2008年岩手・宮城内陸地震の場合¹⁾と同様にアンケート震度調査に基づいた揺れの実態を示す。

2. アンケート調査の概要

2.1. アンケート震度の算定法

本調査は太田ら(1979)の提案した方法²⁾にならい調査票を作成し、アンケート震度の算定を行った。また、得られた震度が4.5以上のときには高震度領域として設問ごとに重み付けを行った震度係数³⁾を用いて算出し直す。以上により最終的に求められる、気象庁計測震度と等価な震度をアンケート震度と呼ぶこととする。

今回用いた調査票は、震度算出に用いる従来の震度算出に用いる従来の質問事項に加え、揺れ方や被害に関する実態の把握のための問い合わせや、2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震と4月7日の余震の比較を検討するための問い合わせを追加している。

2.2. アンケート調査の規模

アンケートは大崎市および栗原市教育委員会の協力を得て大崎市立各小学校、栗原市立各小学校を通じ各小学校に配布し、逆の手順で回収することとした。配布総数は大崎市31校に4689部、栗原市29校に3867部の8556部である。表1に配布一覧を記載する。

3. アンケート調査の結果と考察

3.1. アンケート調査の結果

大崎市の小学校31校とK-net築館地点のある築館小学校区を含む栗原市の21校について、アンケートから算出されたアンケート震度を求めた。又、観測点が学校区内に存在する場合には、計測震度とアンケート震度の比較を行った。この場合、比較のためのアンケート震度は、観測点周辺から半径何mと定めたものではなく、学校区全体のものを用いた。アンケート震度及び計測震度⁴⁾⁵⁾を表1に示す。

* Survey of the main shock and aftershocks in The 2011 off the Pacific coast Tohoku Earthquake based on questionnaire survey

by Takuya Sakamoto, Ryota Isobe, Masato Motosaka and Akihiro Shibayama

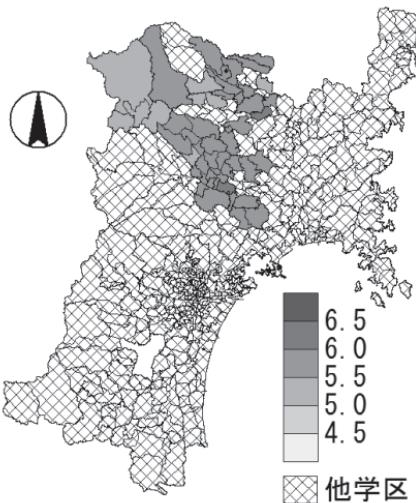


図1 本震のアンケート震度分布

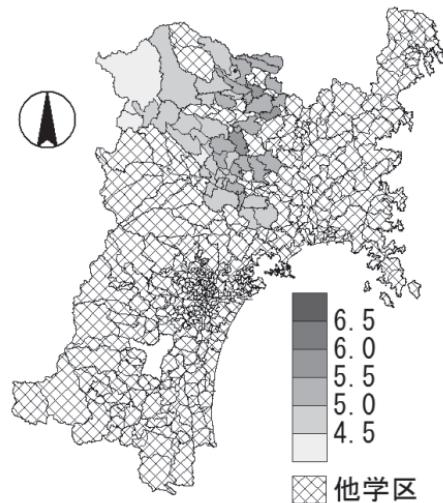


図2 余震のアンケート震度分布

図1が3月11日の本震(以降、本震とする)、図2が4月7日の余震(以降、余震とする)についての、それぞれにおけるアンケート震度分布図である。震度分布図の境界線は学校区を示す。値はその小学校区で回収されたアンケートから得られたアンケート震度の平均値を用いている。

3.2. アンケート震度と計測震度の比較

図3、図4が、小学校区内で計測震度がでている地区における、アンケート震度と計測震度を本震・余震についてそれぞれグラフ化したものである。比較すると、本震・余震共に、最小の差が0.2、最大の差が1.0生じている。

アンケート震度と計測震度の関係を既往の研究に倣い比較した。図5が本震の、図6が余震の比較を図示したものである。今回の結果は、観測点を含む小学校区の計測震度と、その小学校区のアンケート震度との比較であるが、アンケート震度の方が低く出るという結果となった。本震では約0.36、余震では約0.78低く出ている。他の地震における調査でも同様の傾向を示すことができ、例えば2003年5月26日宮城県沖の地震における調査⁶⁾では両者の差が0.47、平成20年岩手・宮城内陸地震における揺れの調査¹⁾では両者の差が0.77であったという結果が報告されている。全体的にアンケート震度が低めにでる傾向が強いが、高震度になるほどその差は開いている。大きく差が出

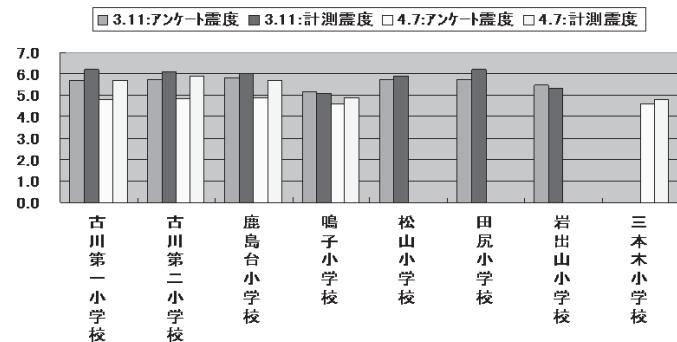


図3 大崎市におけるアンケート震度と計測震度の比較

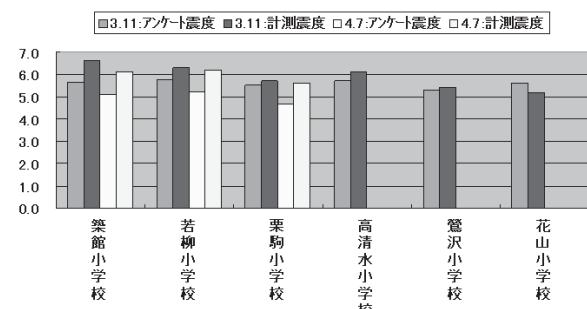


図4 粟原市におけるアンケート震度と計測震度の比較

た余震は、短周期成分が大きかったのもその一因だと思われる。

3.3. 被害との対応

被害の状況について調査票に追加した質問項目の回答(自由記述)に書かれた内容から、被害の内容を気象庁の震度階級関連解説表と照合してみると、室内・屋外の被害共に大まかな一致が見られる。しかし、全壊・半壊被害の建物や、液状化や地割れの報告数を見ると、震度階級以上の被害の報告も見られ、本震のように揺れている時間の長さが実際の揺れの大きさに加えて被害を大きくしているともみてとれた。

状況報告として興味深いものに、「田が東から波がくるように動いてきた(田尻地区)」、「田んぼの畦が平らになった(三本木地区)」、「駐車していた車のマフラーが外れてしまった(築館地区)」や「ピアノが南北に移動した(築館地域多数)」、被害として「地割れがみられた」、「マンホールが浮き上がっている」、「大型家具の移動・転倒」(多数記述)があった。本震は大きな横揺れ、余震は縦揺れの記述も多数見られ、大型家具の移動と併せて、揺れの方向性を把握する手がかりにもなる。

3.4. メッシュマップ

今回のアンケート調査の結果を、行政管理庁(現総務省)によって出された「統計に用いる標準地域メッシュおよび標準地域メッシュコード」(昭和 48 年行政管理庁告示第 143 号)、日本工業規格(JIS X 地域メッシュコード)を基に、メッシュマップにした。今回用いるメッシュは標準地域メッシュで定められる中の第 3 次メッシュである。第 3 次メッシュは、第 1 次メッシュ(20 万分の 1 地勢図の 1 図葉の区画を 1 単位区画としたもので、1 辺約 80km)を、緯線方向及び経線方向に 8 等分してできる区域の第 2 次メッシュ(2 万 5 千分の 1 地形図の 1 図葉の区画に対応し、1 辺約 10km)をさらに、緯線方向及び経線方向に 10 等分してできる区域である。緯度差は約 30 秒、経度差は 45 秒で、1 辺の長さは約 1km となっていて、8 枝のメッシュコードで表される。

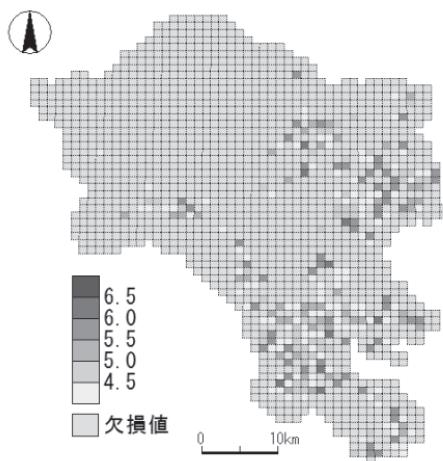


図 7 大崎市・栗原市の第 3 次メッシュ震度分布図

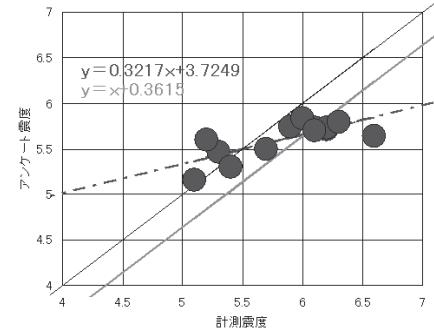


図 5 本震のアンケート震度と計測震度の比較

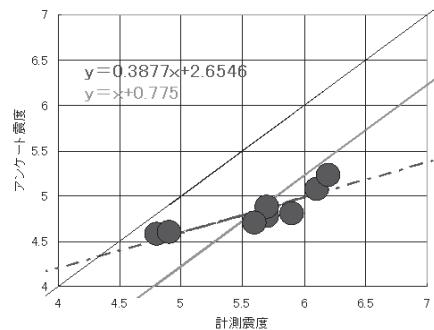


図 6 余震のアンケート震度と計測震度の比較

今回用いるメッシュは標準地域メッシュで定められる中の第 3 次メッシュである。第 3 次メッシュは、第 1 次メッシュ(20 万分の 1 地勢図の 1 図葉の区画を 1 単位区画としたもので、1 辺約 80km)を、緯線方向及び経線方向に 8 等分してできる区域の第 2 次メッシュ(2 万 5 千分の 1 地形図の 1 図葉の区画に対応し、1 辺約 10km)をさらに、緯線方向及び経線方向に 10 等分してできる区域である。緯度差は約 30 秒、経度差は 45 秒で、1 辺の長さは約 1km となっていて、8 枝のメッシュコードで表される。

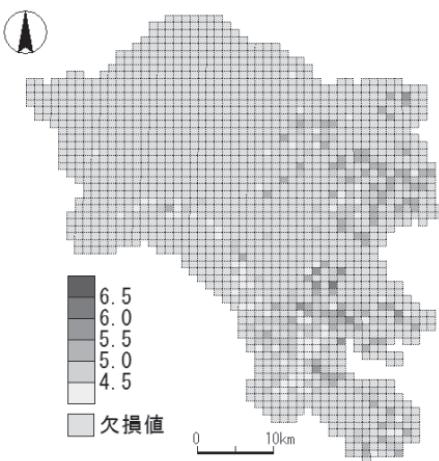


図 8 大崎市・栗原市の第 3 次メッシュ震度分布図

対象地域の第3次メッシュ震度分布図を求めるために、アンケート調査から読み取った緯度・経度を基に、それぞれにメッシュコードを割り振った。今回、それぞれの第3次メッシュに対して、有効調査票の部数が3部以上あるものを有効とし、その平均値をそのメッシュのアンケート震度とした。図7、図8にその結果を示す。

本震と余震を比較すると、全体的に本震の方が高震度のメッシュが多く見受けられる。本震と余震の大きさの比較という点で、計測震度や学区毎のアンケート震度同様に、本震の方が大きいという結果と一致した。又、本震と余震で有効となるメッシュの位置に差異が見られるが、本震は平日の昼過ぎという時間帯で回答者が職場に、余震は平日の真夜中という時間帯で回答者が自宅にそれぞれいたためであるからと考えられる。

4.まとめ

以上より、震度4程度ではアンケート震度と計測震度の差はほとんどみられない反面、高震度領域ではアンケート震度が計測震度より低く出る傾向が見られた。今後、アンケート震度と地形・地質との対応や、より細かなエリアでの被害分布との対応や、被害の特徴・地域ごとの被害の違いの要因をまとめ、防災計画見直しの基礎データの整理に役立てていく。

表1 配布先、回収率・部数、アンケート震度・計測震度一覧

大崎市アンケート調査				3月11日 本震		4月7日 余震		栗原市アンケート調査				3月11日 本震		4月7日 余震	
小学校名	配布数	回収数	回収率	アンケート震度	計測震度	アンケート震度	計測震度	小学校名	配布数	回収数	回収率	アンケート震度	計測震度	アンケート震度	計測震度
古川第一小学校	350	236	67%	5.7	6.2	4.8	5.7	栗駒小学校	468	240	51%	5.6	6.6	5.1	6.1
古川第二小学校	484	336	69%	5.7	6.1	4.8	5.9	若柳小学校	418	153	37%	5.8	6.3	5.2	6.2
志田小学校	69	51	74%	5.7	—	4.6	—	玉沢小学校	83	32	39%	5.6	—	5.1	—
西古川小学校	78	54	69%	5.8	—	4.7	—	宮野小学校	136	0	0%	—	—	—	—
長岡小学校	151	116	77%	5.8	—	4.9	—	中央病院分校	0	0	0%	—	—	—	—
宮沢小学校	93	68	72%	5.8	—	5.0	—	富野小学校	49	23	48%	5.7	—	5.1	—
東大崎小学校	96	70	73%	5.6	—	4.7	—	大日小学校	41	0	0%	—	—	—	—
富永小学校	125	81	65%	5.9	—	5.1	—	有賀小学校	66	22	33%	5.4	—	5.0	—
清瀬小学校	47	38	81%	5.7	—	5.2	—	大岡小学校	47	24	51%	5.8	—	5.2	—
豊玉小学校	106	93	89%	6.0	—	5.0	—	鶴岡小学校	115	57	50%	6.1	—	5.5	—
古川第三小学校	337	245	73%	5.8	—	4.7	—	岩崎小学校	194	95	49%	5.6	—	4.9	—
高曾小学校	43	38	86%	5.5	—	4.7	—	尾松小学校	147	80	54%	5.7	—	5.1	—
古川第四小学校	416	280	67%	5.7	—	4.8	—	文字小学校	46	0	0%	—	—	—	—
古川第五小学校	406	238	59%	5.8	—	4.7	—	栗駒小学校	54	33	61%	5.5	5.7	4.7	5.6
松山小学校	191	129	68%	5.7	5.9	4.8	—	宝来小学校	47	20	43%	5.6	—	4.9	—
下伊塙野小学校	22	17	77%	5.9	—	5.0	—	鳥矢崎小学校	72	32	44%	5.6	—	5.1	—
三木本小学校	274	192	70%	5.7	—	4.6	4.8	高清水小学校	216	95	44%	5.7	6.1	5.5	—
鹿島台小学校	327	212	65%	5.8	6.0	4.9	5.7	一迫小学校	246	0	0%	—	—	—	—
鹿島台第二小学校	51	43	84%	5.8	—	4.9	—	媛松小学校	52	19	37%	5.4	—	5.1	—
岩出山小学校	201	121	60%	5.5	5.3	4.6	—	金田小学校	73	25	34%	5.4	—	4.8	—
西大崎小学校	40	36	90%	5.3	—	4.4	—	長崎小学校	38	0	0%	—	—	—	—
上野目小学校	44	38	86%	5.7	—	4.8	—	津絆小学校	304	1	0%	6.5	5.8	6.2	—
池月小学校	40	31	78%	5.5	—	4.8	—	鶴沢小学校	142	47	33%	5.3	5.4	4.7	—
真山小学校	33	28	85%	5.7	—	4.9	—	沢切小学校	140	60	43%	5.6	—	5.5	—
鳴子小学校	67	37	55%	5.2	5.1	4.6	4.9	金成小学校	81	0	0%	—	—	—	—
川添小学校	88	69	78%	5.4	—	4.7	—	萩野小学校	69	30	43%	5.7	—	5.3	—
見音小学校	26	26	100%	5.2	—	4.4	—	萩野第二小学校	48	16	33%	5.7	—	5.3	—
中山小学校	17	17	100%	5.1	—	4.3	—	津久毛小学校	44	0	0%	—	—	—	—
田尻小学校	154	132	86%	5.7	6.2	5.2	—	志波坂小学校	385	150	39%	5.6	—	5.1	—
沼割小学校	225	153	68%	5.8	—	5.1	—	花山小学校	47	9	19%	5.6	5.2	4.7	—
太賀小学校	99	78	79%	5.9	—	5.2	—	計(平均)	3987	1263	32%	5.65	—	5.14	—

謝辞

本報告で示したアンケート調査は大崎市震災被害状況調査業務の一環として実施したものである。栗原市については、栗原市教育委員会の協力の下にアンケート調査を実施した。配布・回収には大崎市立各小学校および栗原市各小学校の関係者方々の協力をいただき、アンケートの記入には配布先の各小学校の児童の保護者の方のご協力をいただいた。関係各位に感謝の意を表します。

<参考文献>

- 源栄正人：アンケート調査に基づく平成20年岩手・宮城内陸地震における揺れの実態調査,日本地震工学会大会-2009梗概集,pp.242-243
- 太田裕,後藤典俊,大橋ひとみ：アンケートによる地震時の推定,北海道大学工学部研究報告書第92号 pp.117-128,1979
- 太田太田裕,小山真紀,中川康一：アンケート震度算定法の改定-高震度領域-,自然災害科学 16-4,pp.307-323,1998
- 気象庁灾害時自然現象報告書2011年第1号
- 平成23年4月地震・火山月報(防災編) Monthly Report on Earthquakes and Volcanoes in Japan
- 落合衛,源栄正人,大野晋:5月26日宮城県沖の地震における宮城県域のアンケート震度調査,日本地震工学会大会 2003-梗概集,特 114-115,2003

東北地方太平洋沖地震による 郡山市、須賀川市のアンケート震度の調査

日本大学工学部土木工学科 廣沢拓哉, 小木勇輝, 中村晋

1. はじめに

2011年3月11日に発生したMw9.0の東北地方太平洋沖地震は、青森県、岩手県、宮城県、福島県、茨城県などの広い範囲で、強い揺れや津波による被害をもたらした。福島県では最大震度6強を記録し、住家被害として全壊が17,242棟、半壊が42,764棟、一部損壊が129,877棟と甚大な被害が生じた。表-1は福島県内の地域ごとの住家被害状況を示したものである。これを見ると、津波により多くの被害が生じた浜通りに匹敵する被害が中通り、特に郡山市、須賀川市に見られる。この郡山市、須賀川市における住家被害は、造成地などの住宅支地盤の変状が主因となっているものと考えられる。地盤変状の要因には、地盤材料の特性と強い揺れとが関係していることは言うまでもない。

揺れの強さを表す指標として震度がある。現在、震度は震度計により観測されている。図-1に郡山市、須賀川市の震度計設置点とそこでの観測震度を示した。郡山市では6弱、須賀川市では6弱～6強を記録している。しかし、これでは震度を測定している地点が郡山市で3箇所、須賀川市で4箇所と限られ、震度計の

表-1 福島県内の住家被害

地方	市	全壊	半壊	一部損壊
会津地方	会津若松	4	57	4,434
	会津坂下	2	7	32
中通り	郡山	2,207	16,819	31,156
	須賀川	984	3,372	10,136
	白河	229	1,616	5,856
	福島	185	1,737	4,788
浜通り	いわき	7,611	29,521	42,001
	南相馬	5,432	1,306	2,232
	相馬	901	694	3,100

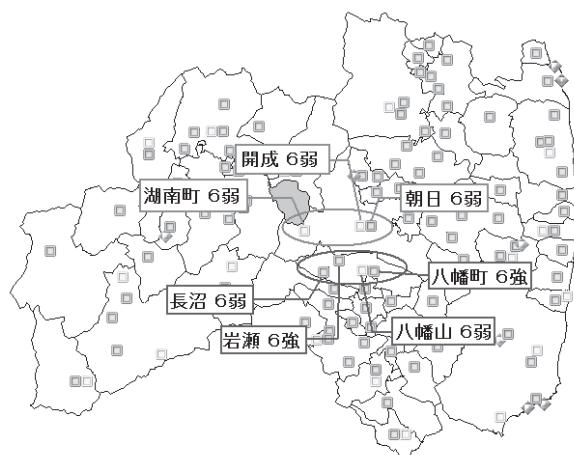


図-1 郡山市・須賀川市の震度計設置点

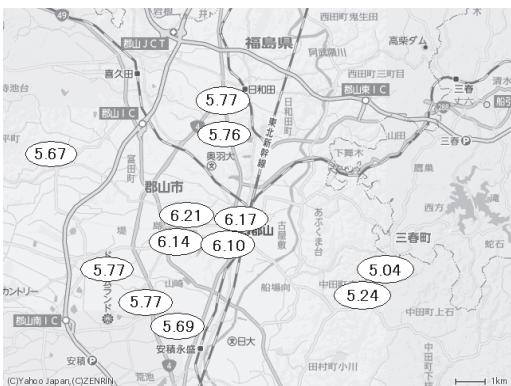


図-2 郡山市内（市街地）の震度分布

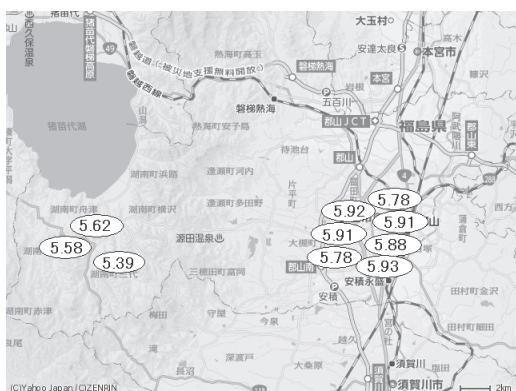


図-3 郡山市内の震度分布

とめることは極めて重要となる。ここでは、福島県内陸部で住宅被害の多かった郡山市、須賀川市における東北地方太平洋沖地震の本震による震度の分布を推定するために実施したアンケート震度の調査結果を報告する。

2. アンケート震度調査方法と対象

震度の推定には、太田他（1979¹⁾、1998²⁾）により提案されているアンケート震度調査票を用いた手法を用いた。アンケート震度調査票を用いた調査は、郡山市と須賀川市の公立小学校を対象として実施した。両市内の全公立小学校として郡山市立小学校が 61 校、須賀川市立小学校が 16 校を対象とし、1 校当たり 100 名程度を目安に調査票を配布した。アンケートの回収後、アンケート震度の算定は郵便番号区ごとに行った。

3. アンケート震度調査結果

3.1 郡山市の調査結果

郡山市内の小学校へ配布したアンケートは 5246 部で、2303 部（回収率、44%）が回収できた。その中でデータとして有効な回答数は 1816 部（79%）であった。図-1 に市街地中心部で震度の大きく建物被害が顕著であった細沼町、麓山、虎丸町、長者 の 4 地区と、中心部を基点

表-2 郡山市内のアンケート震度

地区名	有効回答数	アンケート震度	備考
朝日	38	5.91	朝日・開成周辺
並木	29	5.78	
緑町	8	5.36	
桑野	32	5.92	
亀田	10	5.91	
開成	25	5.88	
島	23	5.78	
台新	9	5.86	
鶴見垣	16	5.93	湖南町周辺
湖南町三代	3	5.39	
湖南町福良	10	5.58	
湖南町舟津	3	5.62	

設置されていない地域での被害と揺れの強さの指標である震度との関係は把握できない。

福島県の内陸部では、近代都市が形成されて以来、このような大規模地震による被災を経験していない。今後の地震防災という観点では、地域ごとの揺れ易さと被災の関係をま



a) 回転ずし
b) 福島県北分庁舎全景
c) 福島県北分庁舎

写真-1 郡山市市街地の建物被害状況

表-2 須賀川市内のアンケート震度

地区名	有効回答数	アンケート震度	備考
八幡町	7	6.66	八幡町周辺
大黒町	3	6.15	
丸田町	7	5.70	
長沼	16	5.75	長沼周辺
木之崎	9	6.35	
梓衝	10	6.05	
今泉	3	6.61	岩瀬周辺
柱田 (岩瀬)	4	5.99	
畠田	4	6.15	
季の郷	11	4.80	震度の 小さい地域
向陽町	9	5.15	

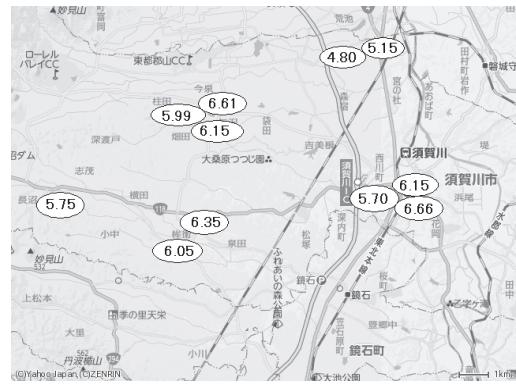


図-3 須賀川市内の震度分布

に東西南北に位置する各 2 地区の震度分布、表-1 に震度計が設置されている朝日地区、開成地区および湖南町地区周辺におけるアンケート震度の値、図-2 にその空間分布を示す。震度計設置点での計測震度 6 弱とアンケート震度は同じであった。写真-1 に示す様な建物被害が多く生じていた市街

地中心部のアンケート震度は 6 強と、計測震度より大きな値が得られた。市街地の東側に位置する緑ヶ丘東、緑ヶ丘西では震度 5 弱と市街地中心部より小さく、市街地の西側地域で震度 6 弱と地域ごとに揺れ易さは異なっている。

3.2 須賀川市の調査結果

須賀川市内の小学校へ配布したアンケートは 1455 部で、681 部（回収率、46%）が回収できた。その中でデータとして有効な回答数は 543 部（80%）であった。須賀川市も震度計設置点での観測震度とアンケート震度は同じであった。震度計が設置されている八幡町地区及び長沼地区、岩瀬地区、最小震度が得られた地区（季の郷とそれに隣接する向陽町）の震度を表-2、図-4 に示す。写真-2 に示す建物の被害が顕著な市街地中心部で、最大震度 7 のアンケート震度



a) RC 建物

b) 市役所全景

c) 市役所 RC 柱

写真-2 須賀川市での建物被害状況

が得られた。

4. まとめ

郡山市は震度が 5 弱から 6 強、須賀川市では震度 5 弱から 7 と、断層からの距離にかかわらず場所ごとの揺れ易さに起因し、地域ごとに異なる結果となった。今後は、震度と地盤の状況を照合することで、揺れ易い地区、揺れにくい地区の把握が可能となると考える。

参考文献

- 1) 太田裕、後藤典俊、大橋ひとみ (1979) : アンケートによる地震時の震度の推定 , 北海道大学工学部研究報告, No. 92 , pp. 117-128
- 2) 太田裕、小山真紀、中川康一 (1998) : アンケート震度算定法の改訂—高震度領域— , 自然災害科学, Vol. 16 , No. 4 , pp. 307-323

K-NET 南通の地盤構造推定*

弘前大学 片岡俊一
弘前大学理工学部地球環境学科4年 高澤昌也

1. はじめに

青森県東通村小田野沢に設置されているK-NET南通の計測震度は気象庁から公表されているが、周辺震度観測点に比べて大きな値であることが多く、小田野沢地区の住民の感覚とも合わないことが新聞報道されたこともある。公表されている地下構造は硬質な地層の上にS波速度80m/sという軟弱な表層が堆積した単純な二層構造であり、震度が周辺に比べて大きいことはこの軟弱な表層の影響と定性的には説明できる。しかしながら、地震記録を分析した結果、公表された地下構造では地盤の卓越振動数が説明できないことが分かった¹⁾。また、地震動には方向性があり、NS成分、EW成分独立に分析すると2~3Hzの範囲でスペクトルがピークとなるが、東西方向から反時計回りに30度の方向に回転した成分では約2Hzのみが卓越することが分かった。

K-NET周辺では微動のアレー観測も行ったが、安定した位相速度は得られなかつた。これは、地下構造に方位依存性があるためだと考えている。そこで、文献1)においては、後述するように公表値の表層層厚を厚くし、卓越振動数を満たす地下構造を提案している。しかしながら、卓越振動数を説明するのであれば、表層のS波速度を遅くしても構わぬことになり、適切な構造を得るために、速度の情報を別途得る必要がある。そこで、地震動の卓越する方向に着目し、人工的に振動を起こし、その伝播状況から表層の速度構造を求めた。以下にその結果を報告する。

2. 卓越振動数から推定した地下構造¹⁾

K-NET南通で観測された地震動の卓越振動数と公表値から推定される二層地盤の固有振動数は異なっていた。そこで、公表された地下構造の表層層厚を厚くし、卓越振動数が説明できる構造を試行錯誤的に求めた。その結果得られた地下構造を図1に示す。表層の層厚は9mであり、S波速度は80m/sである。このS波速度は公表値であるが、K-NET南通周辺で行った微動アレー探査でも同程度のS波速度の層があることが確認されたので、ここでは公表値を用いている。また、P波が表層で遅いのは公表値に合わせたためであり、地下水位の影響と考えている。この地下構造の固有振動数は2.2Hzとなる。

さらに、微動の上下動と水平動とのスペクトル比(H/V)と推定地下構造から算出したRayleigh波の上下と水平動との比を比較して図2に示す。この地盤はインピーダンス比の非常に小さい二層構造であるから、当然のことであるが、観測値と理論値は良く

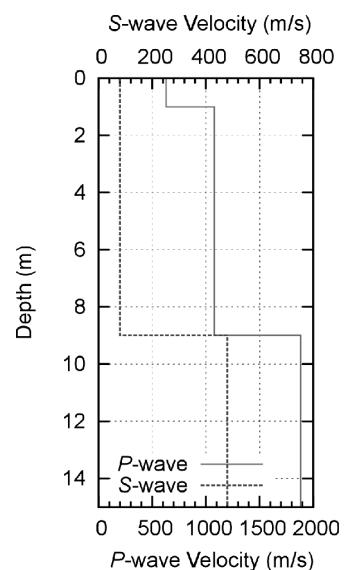


図1 卓越振動数を満たすこと
を根拠とした速度構造

* Estimation for S-wave velocity profile at the K-NET station AOM007, Minamidori by Shunichi Kataoka and Masashi Takasawa

対応している。

3. 観測概要

S波速度を求めるために、K-NET観測点から東から反時計回りに30度回転した方向に測線を展開し、図3に示すような振動計配置で振動を計測した。図中のC2がK-NETの柵の近傍になる。Cとつけた観測点には3成分の微動計を設置し、Vとつけた観測点には上下成分のみの微動計を設置した。

計測ケースは4回であり、最初の3回は図3に示すようにC1から23m離れた地点で人間がジャンプした。第1回めは一人、第2回目は二人交互、第3回目は3人交互であるが、タイミングが合わず二人が同時に飛ぶことが多かった。第4回目は、飛ぶ位置をC1から40m離れた地点とした。この場合、波形では人間のジャンプは識別できない。以下、各ケースの略称を順にL-01, L-02, L-03, L-04とする。

用いた振動計は物探サービス株式会社製の地表用微動計CR4.5-2Sであり、測定可能周波数範囲は0.5~18Hzである。収録装置はKEYENCE社製のPCカード型データ収集システムNR-2000（A/D分解能：14bit）を用いた。サンプリング振動数は1000Hzとし、各ケースとも40秒間のデータを収録した。

最も振幅が大きかった第三回目の上下成分の波形を図4に示す。また、C1における第1回目から第4回目までの上下成分のパワースペクトルを図5に示す。前述したように第4回目（L-04）は目視ではジャンプしている状況が分からないことから、これを通常の微動レベルと見なすと、第2回目、第3回目は4Hz以上の成分が励起されたことになる。

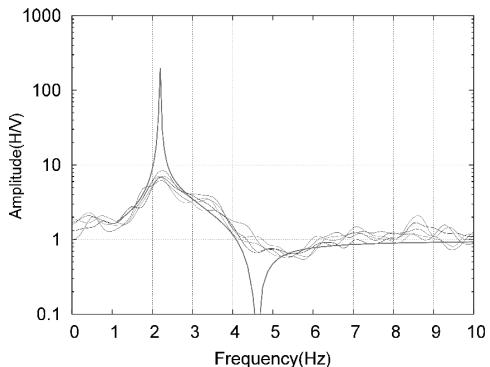


図2 観測されたH/Vと地下構造から算出したRayleigh波のH/V

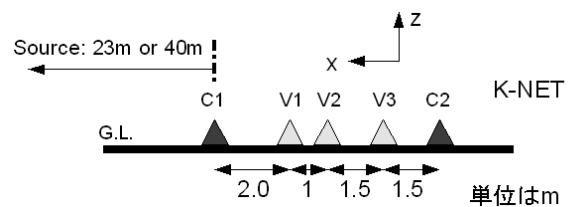


図3 センサー配置

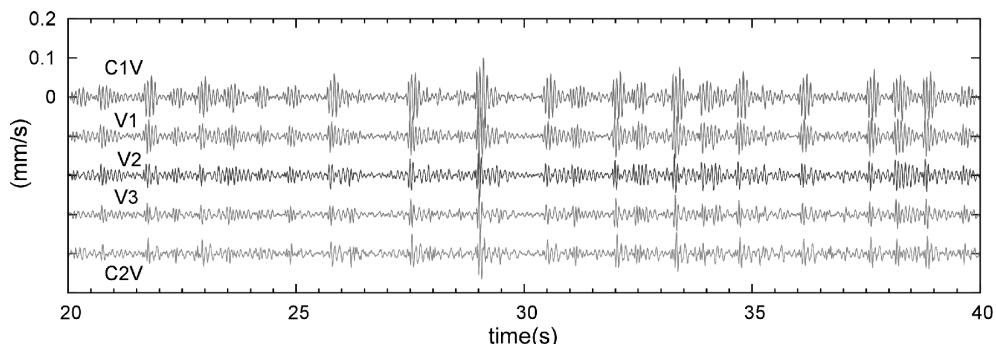


図4 観測波形例。三人のジャンプによる振動

4. 位相速度と考察

第1回目から第3回目までに得られたデータから最尤法²⁾により周波数一波数スペクトルを求め、最大となる波数から位相速度を求めた。その結果のうち、上述のスペクトル特性を踏まえ3.5Hz～6.5Hzの範囲の結果を図6に示す。また、図1に示した地下構造から算出したRayleigh波基本モードの理論分散曲線も併せて示す。

位相速度は4.2Hzから6.0Hzの範囲で100m/s前後で計測ケースによらず安定している。この範囲にあっては、Rayleigh波の理論分散曲線とほぼ対応している。6.0Hz以上では100m/sよりもやや早くなるが、これも測定ケースには依存しないようである。一方、4.2Hzより低い振動数域では結果は比較的ばらつき、それ以上の振動数の位相速度よりもかなり早い。

高振動数で速度が速くなるのは高次モードの影響が考えられる。一方、低振動数側に速度が速いのは、二層地盤の基盤の速度が提案モデルよりも早いことを示唆している可能性もある。そこで、基盤速度を800m/sとし第一次高次モードを考慮した位相速度を算出した³⁾。結果を図7に示す。

低振動数で位相速度が速くなるのは2.5Hzより低い振動数からである。このことより、図6に示した4Hz以下で位相速度が速くなるのはノイズの影響が大きいと判断できる。一方、高振動数では高次モードの影響により位相速度が速くなり、観測値の傾向と対応している。しかしながら、理論計算では速度が速くなるのは7.5Hzであり、観測結果のように6Hzから速度が速くなること

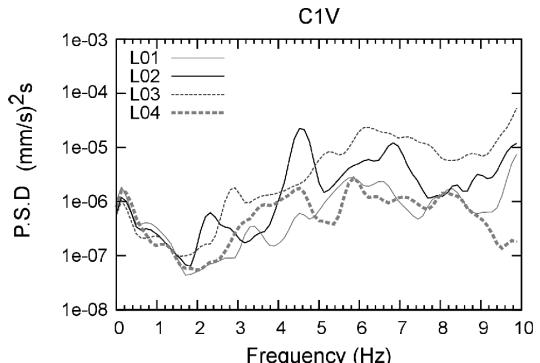


図5 C1における測定結果のパワースペクトル

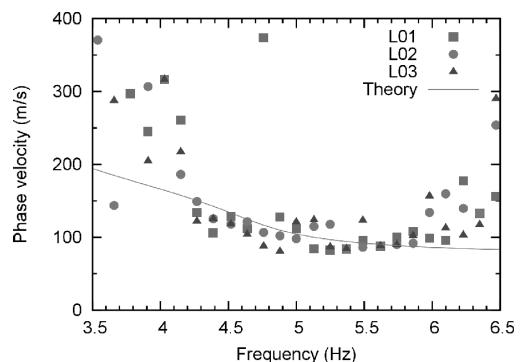


図6 測定結果から周波数一波数スペクトルを用いて推定した位相速度と理論分散曲線

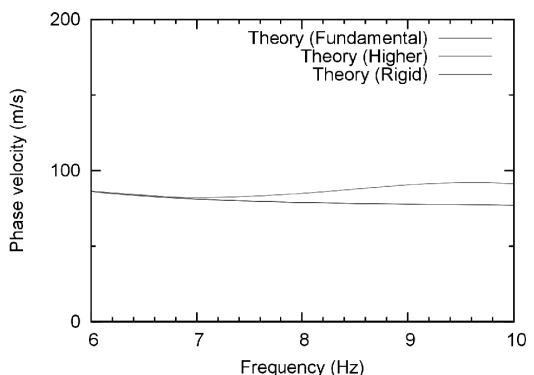
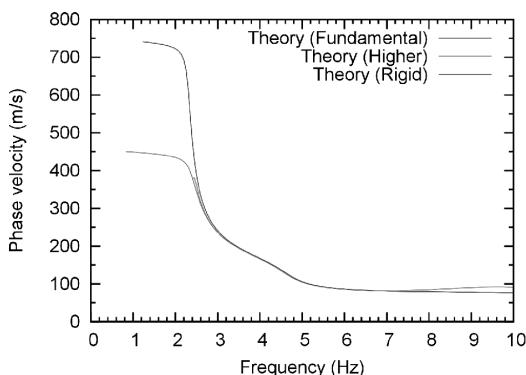


図7 基盤速度を早くした場合の位相速度と第一次高次モードを考慮した場合の位相速度。左側は高振動数域の拡大。

はなかった。ただし、高次モードの影響は厳密にはジャンプした地点と観測点の位置関係で異なるので、6Hz付近から観測位相速度が速くなることについてはさらなる検討が必要と思われる。

4.まとめ

軟弱な地盤であるK-NET南通の地下速度構造を求めるために、地震動の低次の卓越方向に直線アレーを展開し、人がジャンプすることにより表面波を励起させてこれを計測した。その結果から求めた位相速度はこれまで提案していたモデルで説明可能であることが分かった。結局、表層の層厚は9mで、S波速度は80m/sで卓越振動数と観測位相速度が説明できることになる。

この研究は、公表されている速度構造についての疑問から始まっており、本来であれば層構造についても検討を行う必要がある。しかしながら、K-NET南通地点周辺においては柱状図などの地盤データが全くなく、地層構成は議論できる資料はない。ただし、表層近くまで硬質な地盤が存在していることは確かであり、大局的に見れば二層構造でモデル化することで良いと思われる。地震動と微動の卓越振動数が明確であることは、このことを裏付けていると考えている。地震動の一次元的な增幅を取り扱うのであれば、文献1)の提案モデルでよいと判断している。ただし、基盤の速度は今回の結果からは不定である。これをアレー観測で知るには、大きなアレーを展開する必要がある。その際には、K-NET地点は地中の構造が少なくとも二次元的であると思われる所以、それに対応する計測が必要である。

謝辞

Rayleigh波の理論分散曲線、水平上下比の算出には文献3)に付随しているTremor DataViewを利用した。記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 渥美友宏・片岡俊一：東通村小田野沢地区の地盤震動特性と地下構造の推定、日本地震工学会大会梗概集、2011.
- 2) Capon, J: High resolution frequency-wavenumber spectrum analysis, Proceedings the Institute of Electrical and Electronic Engineers, 57, 1408-1418.
- 3) 先名重樹、藤原広行：微動探査観測ツールの開発 その1－微動解析ツール－、防災科学技術研究所報告 第313号、2008.

東北地方太平洋沖地震に誘発された秋田県森吉山周辺の地震活動*

弘前大学理理工学研究科 小菅正裕・渡邊和俊

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋地震 ($M_W 9.0$) の後、各地で誘発地震活動が活発になった（例えば、Hirose *et al.* (2011)）。東北地方北部では、3月12日に青森県と秋田県の県境の西方沖で $M 6.4$ の地震が発生し、内陸部では秋田県内の活動が活発になった。その中で秋田県北部の森吉山周辺での地震活動は、震源分布の形状、地震発生の時系列、及び地震波形にそれぞれ特異な特徴を有することがわかったので、ここで詳細に検討する。

森吉山（標高 1,454 m）は、活火山である八幡平及び秋田焼山の西方に位置し、第四紀更新世中頃に活動を開始した火山である。森吉山の形成史は次のように考えられている[中川(1983)]。まず成層火山体が形成され、その後スコリア流や溶岩流の流出があった後、山頂部に直径約 3 km の陥没カルデラが形成された。さらにカルデラ内に溶岩円頂丘が形成されて現在の形となった。森吉山は活火山には認定されていないが、後述するように、東北日本の多くの活火山近傍に分布する低周波微小地震の発生域の一つである。

2. データ

誘発地震の活動と震源分布については、気象庁一元化震源カタログを基に調査する。対象地域の秋田県北部は弘前大学の地震観測網もカバーしているので、弘前大学のデータも併せて検討する。3 及び 4 において述べる震源メカニズム解については、P 波初動極性を

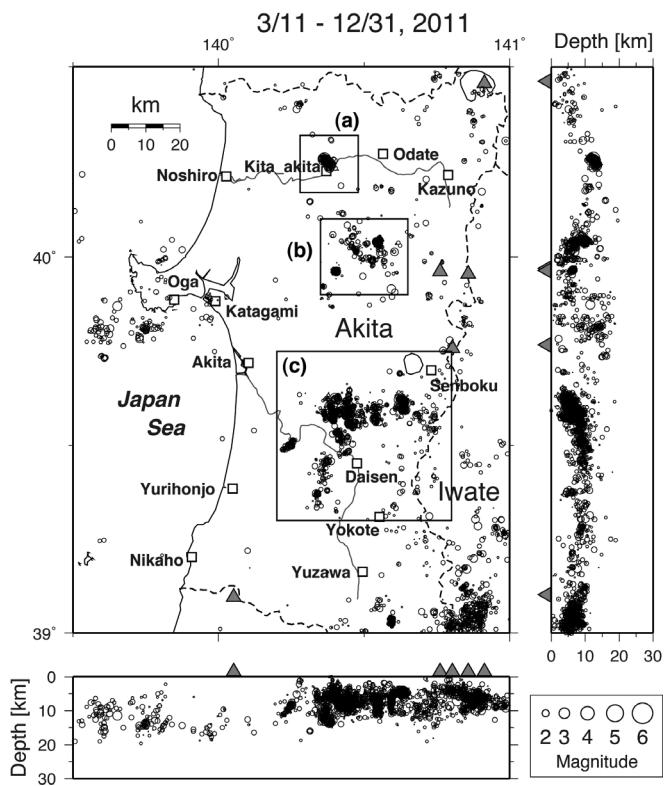


図 1 2011 年東北地方太平洋沖地震後に秋田県内で発生した地震の震源分布。(a)～(c)は活動が特に活発になった領域、灰色の三角印は活火山を表す。

*Induced seismic activity near Mt. Moriyoshi in northern Akita prefecture by Masahiro Kosuga and Kazutoshi Watanabe

用いて決定した小菅・他（2012）の結果を用いている。

3. 東北地方北部での誘発地震活動の特徴

2011年3月11日以降の東北地方北部の地震活動をそれ以前の2001年～2010年の期間と比較すると、全体的には静穏化を示し、特に岩手・宮城内陸地震の余震域や岩手県北西部において顕著である。静穏化は△CFFを用いた理論的な評価結果〔例えば、Hiratsuka and Sato (2011)〕と調和的である。活発化した領域は散在しているが、秋田県内の活発化が目立つ（図1）。活動が顕著な領域は北から順に、(a) 北秋田市付近、(b) 森吉山付近、及び(c) 仙北市から大仙市にかけての領域である。森吉山周辺域以外は、2010年までの地震活動がほとんど見られなかつた地域である。

東北地方北部において、東北地方太平洋沖地震発生前後での震源メカニズム解を比較すると、太平洋沖地震発生前は西北西–東南東圧縮の逆断層型が卓越していたが、太平洋沖地震発生後は横ずれまたは複合型の地震が多く発生するようになった。これらのメカニズム解を使って応力テンソルを推定すると、応力場は逆断層型から横ずれ断層型に変化したという結果が得られる。本震によって内陸地殻が東西引張を受けて西北西–東南東方向の圧縮力が弱まった結果、従来の最大主応力が最小主応力に変わり、従来の中間及び最小主応力が最大及び中間主応力に変わったと解釈すれば、応力テンソルの変化は定性的には説明できる〔小菅・他（2012）〕が、定量的な議論

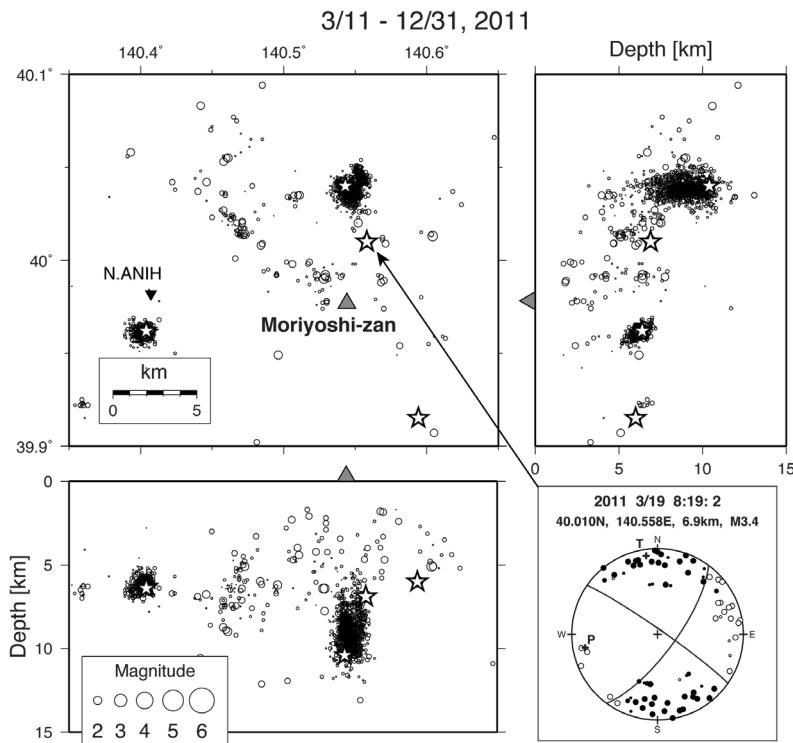


図2 2011年東北地方太平洋沖地震後に森吉山周辺で発生した地震の震源分布とメカニズム解。星印は規模の大きな地震を、三角印は森吉山の位置を表す。

が必要である。

4. 森吉山付近で発生した地震の震源分布

森吉山付近で発生した地震の震源分布を図2に示す。震源分布の特徴は、大小2つの顕著な震源集中域（クラスター）が見られることである。大きなクラスターは森吉山のほぼ真北6 km程度の領域に存在し、深さの範囲は7~12 km程度である。小さなクラスターは阿仁観測点(N.ANIH)の南に存在する。これらのクラスターの間には、森吉山に向かって北西から南東に伸びるような震源分布も認められる。

森吉山北方のクラスターの震源は、鉛直方向に伸びた特異な形状を示す。一般に、震源の深さの決定精度が悪いと深さ方向に伸びた分布になるが、クラスターの上端・下端が明瞭に限られること、活動初期の震源分布にはそのような傾向は見られないこと、秋田県内の他地域では同様な分布は見られないこと、及び弘前大学の震源決定結果でも同様に鉛直な震源分布が得られていることから、鉛直方向の分布は人為的原因によるものではないと考えられる。以下ではこのクラスターを円柱状クラスターと呼ぶことにする。

図2には、この領域で相対的に規模の大きな地震（M3.4）の震源メカニズム解を示してある。この解は横ずれ型を示すが、この地震は円柱状クラスターの外側で発生したものである。円柱状クラスター内で発生した地震はM3未満の小規模なものに限られ、メカニズム解を決定できたものはなかった。

次に、震源分布の時間変動を検討する（図3）。森吉山地域での地震活動は太平洋沖地震発生後

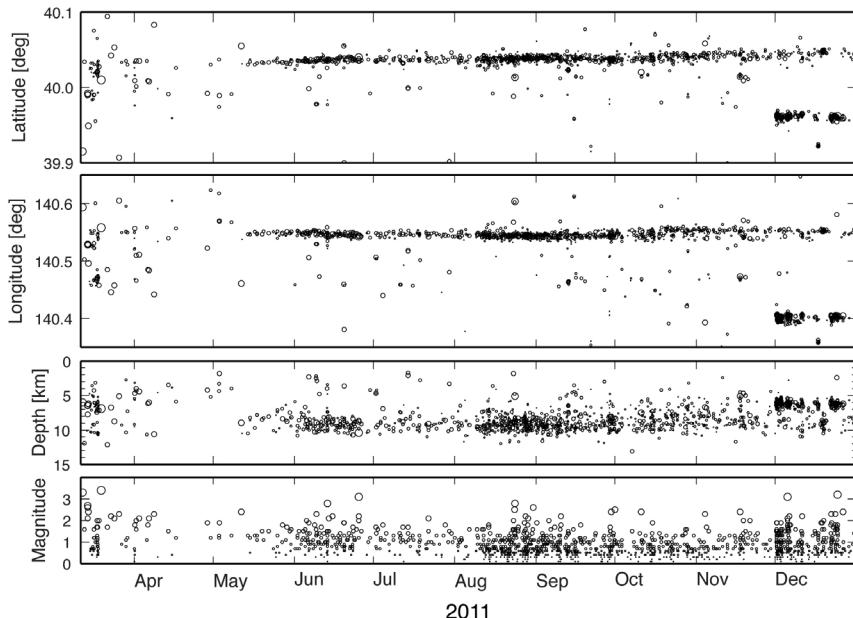


図3 2011年東北地方太平洋沖地震後に森吉山周辺で発生した地震の震源位置とマグニチュードの時間変化。

比較的早く開始しているが、円柱状クラスターを形成する地震活動が開始したのは 2011 年 5 月中旬以降である。また、森吉山西方のクラスターは 2011 年 12 月に入ってから形成された。このように、クラスターの形成時期には太平洋沖地震の発生から時間遅れがあり、狭い空間範囲においても地震活動の時間変化が顕著に異なる。これらのことから、誘発地震活動は、本震の断層

すべりによる静的応力変化または地震波による動的応力変化のような、広域的でかつ一時的な応力変化だけでは説明できない。応力変化に対して時間遅れを伴うメカニズムや、地殻の不均質性によりレスポンスが場所ごとに異なることなどを考える必要があろう。

最後に、円柱状クラスターの形成過程を検討する。震源分布は鉛直に伸びているが、図 3 において震源の深さが時間とともに系統的に変化するように見えない。深さの範囲を拡大した図を作つても同様である。図 4 には 4 つの期間に分けた東西断面図を示す。最初の活動が深さ 10 km 程度で始まった後に、深さ 7 km 程度までの活動域が形成された（左上）。6 月～7 月にはやや深い 8～11 km の活動が顕著になった。8 月～9 月には浅部ほど幅の狭い震源分布を形成した後、10 月～11 月には震源がやや東西に広がってクラスターが分離するような形になった。このように、深さ方向の活動の範囲はあまり変わらないが、震源域が時間とともに横方向に広がるような経過をたどった。

5. 森吉山周辺の S 波反射面と低周波微小地震

森吉山周辺では過去に群発的な地震活動が発生したことがある。図 5(a)は、1985 年～2010 年の期間の震源を灰色の丸で、太平洋沖地震以降に発生した地震の震源を黒丸で示したものである。図 5 に示した期間よりも前の 1982 年 1 月 8 日には、M 4.8 を最大地震とする群発地震が発生した。その震源は北緯 40.0°、東経 140.5° 付近で、円柱状クラスターの南西、森吉山の西北西にあたる。この群発地震の波形には S 波の後に反射波 (SxS 波) が見られ、堀・長谷川 (1991) はこの波を解析して反射面の分布を求めた。図 5 に灰色の破線で示すのは彼らが推定した反射面の位置で、深さ 12～17 km の範囲において西北西に約 15 度の角度で傾斜している。

森吉山の西方の下部地殻からマントル最上部は、東北日本弧の主として活火山周辺に分布する

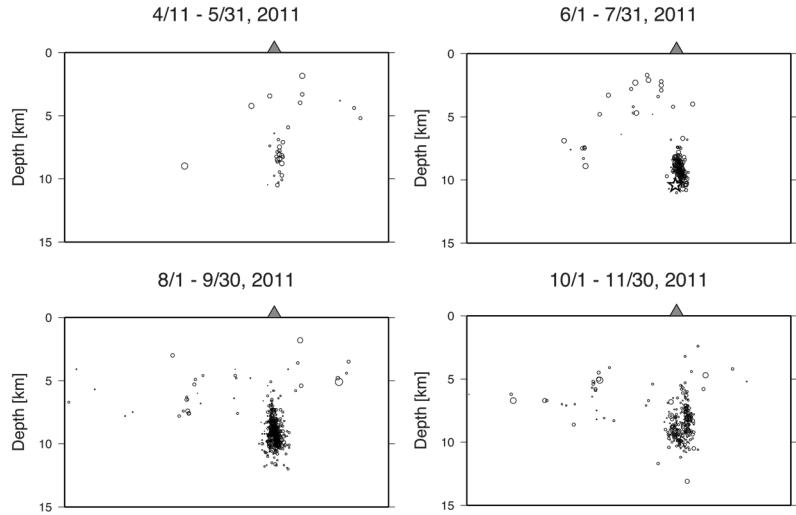


図 4 森吉山周辺で発生した地震の震源分布の時間変化。図 2 の東西断面図に相当する。三角印は森吉山の位置を表す。

低周波微小地震の発生域となっている。図 5において深さ 20 km 以深の地震が低周波地震である。低周波微小地震や地殻中深部の S 波反射面の存在は、沈み込み帯深部での脱水反応で生成されたメルトがマントルウェッジを上昇してモホ付近に底付けされ、そこで脱水反応によって地殻中に放出された水の存在を示すと考えられている〔例えば、長谷川・他 (2004)〕。

図 5(a)の東西断面図を見ると、円柱状クラスターは反射面の上端に接するように位置している。この位置関係からは、反射面を形成している水が傾斜面の上端から浅部に侵入して地震活動を誘発したかのように見え、図 4 の震源分布が時間とともに横方向に広がったこともこの解釈と調和的のように見える。しかし、図 5 の平面図を見ると、反射面の位置と円柱状クラスターの位置は離れていることから、上記のように解釈することはできない。

反射面の位置が推定可能な範囲は震源と観測点の位置関係によって決まるので、反射面が存在していても、両者の位置関係によっては推定できない場合がある。また、図 5 の反射面は 1982 年の群発地震の波形を用いて推定されたものなので、反射面の位置が時間変化している可能性も

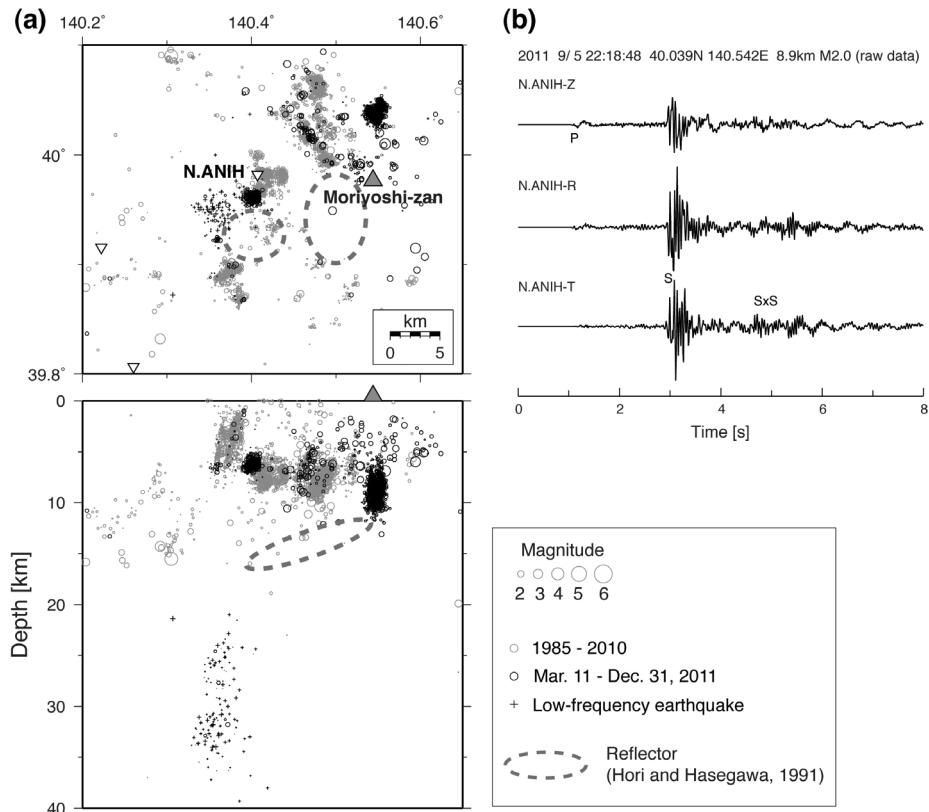


図 5 (a) 森吉山周辺で発生した地震の震源分布。1985 年～2010 年の期間の震源を灰色の丸で、太平洋沖地震以降に発生した震源を黒丸で示す。20 km 以深の地震は低周波微小地震。灰色の楕円は S 波の反射面の位置〔堀・長谷川 (1991)〕を表す。灰色の三角印は森吉山、白い三角印は観測点の位置を示す。(b) 森吉山北方の円柱状クラスターで発生した地震の波形例。観測点は阿仁 (N.ANIH)。SxS は S 波の反射波を表す。

ある。2011年に円柱状クラスター内で発生した地震について、最も近い阿仁観測点(N.ANIH)での観測波形の例を図5(b)に示す。S波の約2秒後にtransverse成分の振幅が増加していて、この位相が、堀・長谷川(1991)が見いだしたのと同様なSxS波と考えられる。この位相は円柱状クラスターを震源とする地震の波形には普遍的に見られる。円柱状クラスターの位置は1982年の群発地震の位置とは異なるので、推定される反射面の位置は図5(a)の楕円の領域とは異なる可能性がある。今後は、その位置の推定を行うとともに、円柱状クラスター内で発生した地震の震源メカニズム解を推定する必要がある。それらにより、円柱状クラスターが形成された原因、ひいては誘発地震の発生メカニズムの解明にも寄与できるものと考えている。

6. おわりに

本論では、東北地方太平洋沖地震後に誘発地震活動が活発になった秋田県内の活動のうち、北部の森吉山周辺での震源分布とその時間変化、及び地震波反射面や低周波微小地震との位置関係を検討した。森吉山北方の震源クラスターは、深さ7~12kmの鉛直な円柱状の分布を示すのが特徴である。このクラスターは東北地方太平洋沖地震の発生から2か月程度経過した後に形成され、11月以降にはクラスターが東西に分離するような震源分布を示した。また、地震波形にはS波の後に顕著な反射波が見られる。森吉山周辺域は地殻深部の低周波微小地震の発生域となっていて、S波の反射面の存在も指摘されている。これらの観測事実は、円柱状クラスター内の地震が流体に関係した活動であることを示唆するが、それについてはさらに検討する必要がある。

謝辞

本研究には気象庁一元化震源カタログのデータを使用した。一元化震源は、国立大学、防災科学技術研究所等の地震観測データを気象庁が収集し、一元的に処理して得られた結果である。震源メカニズム解の決定には、北海道大学、東北大学、独立行政法人防災科学技術研究所、気象庁、及び青森県の地震観測点で収録された地震波形データを使用した。これらの関係機関に厚くお礼申し上げます。

文献

- 長谷川 昭・中島淳一・海野徳仁・三浦 哲・諏訪謡子, 2004, 東北日本弧における地殻の変形と内陸地震の発生様式, 地震2, **56**, 413-424.
- Hiratsuka, S. and T. Sato, 2011, Alteration of stress field brought about by the occurrence of the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake (Mw 9.0), Earth Planets Space, **63**, 681-685.
- Hirose, F., K. Miyaoka, N. Hayashimoto, T. Yamazaki, and M. Nakamura, 2011, Outline of the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake (Mw 9.0) —Seismicity: foreshocks, mainshock, aftershocks, and induced activity—, Earth Planets Space, **63**, 513-518.
- 堀 修一郎・長谷川 昭, 1991, 微小地震反射波から推定される秋田県森吉山直下の地殻深部溶融体, 地震2, **44**, 39-48.
- 小菅正裕・渡邊和俊・橋本一勲・葛西宏生, 2012, 2011年東北地方太平洋沖地震後の東北地方北部での誘発地震活動, 地震2 (投稿中).
- 中川光弘, 1983, 森吉火山の地質と岩石, 岩石鉱物鉱床学会誌, **78**, 197-210.

2011年東北地方太平洋沖地震による誘発地震について

-秋田県における発生状況調査-

日本赤十字秋田看護大学 佐藤 考司
 秋田大学地域創生センター 野越 三雄
 秋田魁新報社記者 小松 嘉和

1はじめに

2011年3月11日午後2時46分、東北地方の太平洋沖を震源として発生した東北地方太平洋沖地震($M=9.0$ 、深さ24km)は、最大震度7の地震の後、東北太平洋沿岸に高さ約40mに達する津波を起こし多くの人命を奪った。本地震はこれまでに例のないような巨大で広範囲に影響を及ぼした地震であったといえる。

本地震は、岩手県沖から茨城県沖までの南北約500kmにわたる広大なエリアを断層面とし断層のすべり量は平均10m程度であったことが報告されている。これらの変動は、当然ながら秋田県内および秋田県沖での地震の活動に影響を及ぼしていることが予想される。そのため、超巨大な本地震によって引き起こされる多数の誘発地震が秋田県で観測される可能性がある。これまでも日本において大地震後に誘発されて遠距離にも拘わらず発生したとされる地震は多数指摘されている。秋田県においては、1896年明治三陸地震($M8.5$)によって、その約2カ月半後に陸羽地震($M7.2$)が誘発されて発生し死者205名の被害等を出したとする地震として知られている。しかし、これら誘発地震についてはその発生のメカニズムを始め殆ど不明である。本報告では、 $M9.0$ の超巨大地震の故に誘発地震が多数発生したと考えられるが、秋田県に注目し誘発地震の発生状況を調査し、その傾向について整理を行ったので報告する。誘発地震について調査することは、今後の防災対策の指針とする上で大きな意義があると考える。

2秋田県内陸および秋田県沖での地震発生状況

本地震発生後に秋田県内陸および秋田県沖にて発生し、気象庁が発表した震度1以上の地震の発生状況¹⁾を下記の図1、表1に示す。データは2010年11月から2011年12月末日までの合計178個である。

表1 月別発生状況(N=178)

月	回数	最大M	最大震度	最大深度
3	27	6.4	4	31
4	41	5.0	5	13
5	32	4.6	4	10
6	22	4.1	3	14
7	8	3.9	2	17
8	8	4.9	3	155
9	7	4.1	3	7
10	10	2.7	2	10
11	7	4.3	2	42
12	12	3.2	3	8

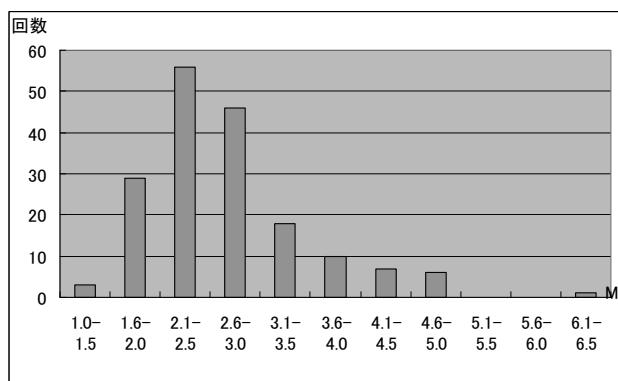


図1 M別地震発生分布

1) 地震の発生状況

図1に今回の解析に用いた全データのマグニチュード(今後はMと表記する)の分布を示す。M2.1~2.5が最多数であり、次いでM2.6~3.0が多数発生している。表1に今回解析に用いた12月末日までの全データの月別毎の時系列を示した。但し、3月のみは11日の本震発生から31日までのデータである。3月12日秋田沖の1983年日本海中部地震の近くに発生したM6.4があり、

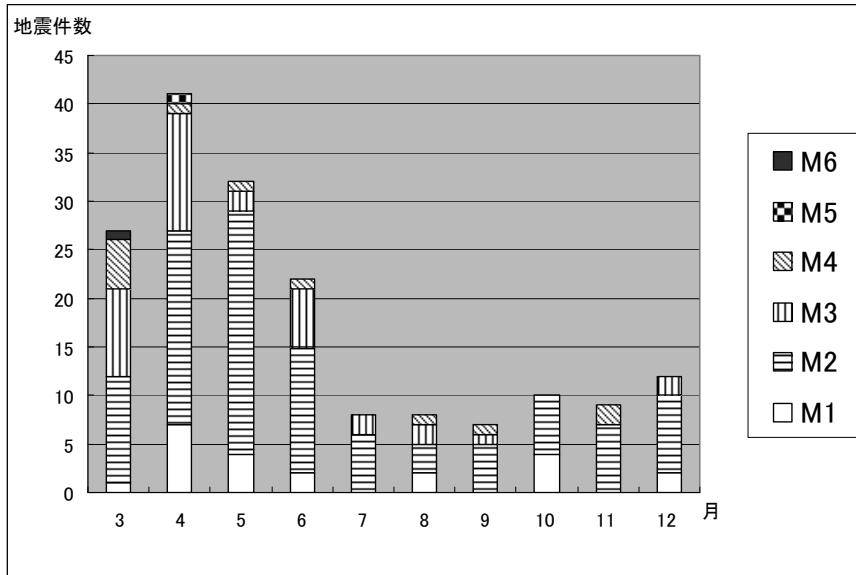


図2 地震発生回数

今回発生したMの中では最大の値を示した。4月でのMの頻度が最高になっており、それ以降暫時減少して9月に最低の頻度となって、12月末日まで暫時増加している傾向は今後に向けて注目すべきである。但し、月別で表わしたが、前述したように3月のみは11日から31日までのデータであり、こ

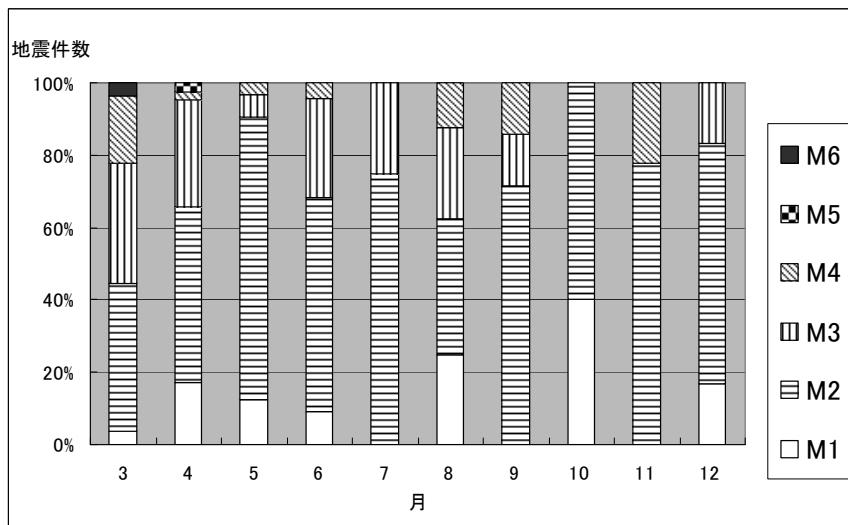


図3 地震発生割合

の点につき注意が必要であるが、これをチェックするために週毎に頻度をとって表わして（グラフは表示していないが）みたところ7週目（4／17～4／23）に最多の発生数21回を示しているので、4月に地震の発生回数がピークであることは間違いない。地震発生の中でM2の発生回数がどの月にも大部分を占めているのが分る。図2をMの発生割合で見たのが図3である。これよりM2が80%近くになるのが5月、7月、9月、11月、12月であり、Mが種々含まれているのが3月、4月の初期の頃である。次に統計的に月別Mの分布を調べて図4に示す。まず最大Mは3月12日の秋田沖におけるM6.4でその後4月、5月、

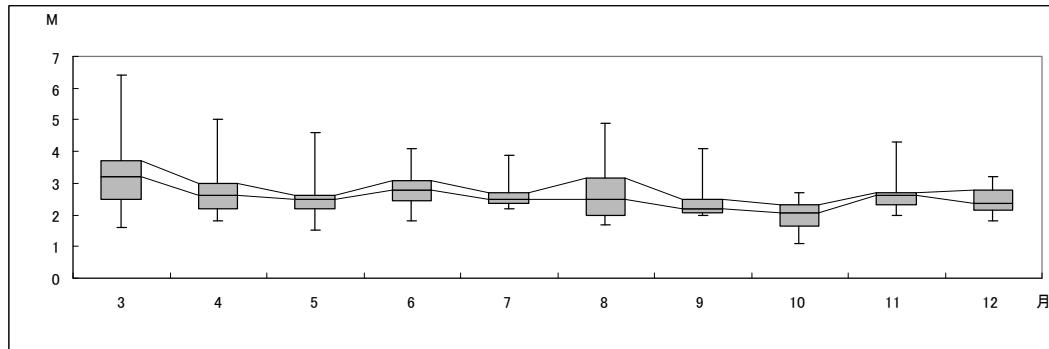


図4 月別Mの分布

6月、7月と減少していたのが8月、9月と4月、6月並みに持ち直して、しかし10月には最小に達する。又11月、12月には少し持ち直しの傾向が出ている。最小値については顕著な傾向は出ていない。図の箱の部分は25%から75%に落ちるMの数を表わしており、長いほどMの値にバラツキが大きいことを示している。5月、7月、9月、11月にはM値が集中して発生しているのが分り興味深い。箱中には中央値を表しており、これは月別変動が少なく一定値に近い。

2) 本地震以前と以後に秋田県で発生した地震の関係

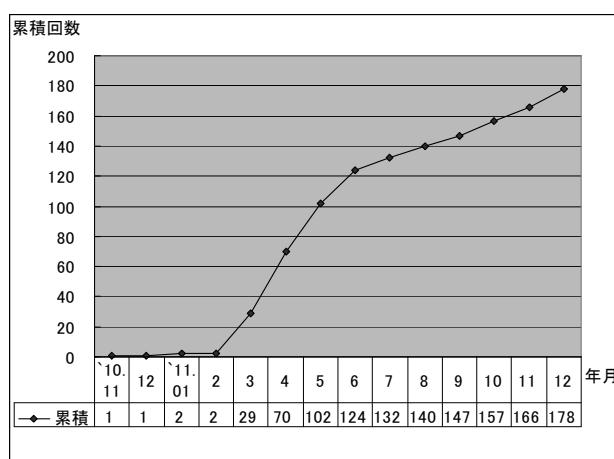


図5に2010年11月から2011年12月までの秋田県に於ける月別累積地震発生回数を示す。図から2011年3月から急激に地震発生回数が増加しているのが分る。その発生率はほぼ30倍に達すると見られる。又、内陸で発生している地震の位置は通常的に発生のあまりないところであり、これらのことからも本地震以降の地震は本地震による誘発地震であることが明らかであり、発生率の大きさが注目されるところである。即ち、その後の累積回数からもその活動が活発化していることがわかり、今後も警戒が必要である。

図5 累積地震発生回数(月別)

3) 本地震発生以後に秋田県内で観測された地震の分布

図6に本地震以降に秋田県で観測された地震を地図上にプロットした図を示す。

秋田県では図6に示すように3月12日に秋田県沖（1983年日本海中部地震の近傍）にM6.4（最大震度4）の地震が発生し、同日長野県北部にM6.7（震度6強）、15日静岡県東部にM6.4（震度5強）が発生した。これらはいずれもユーラシアプレートと北米プレートの境界にあり、本地震での誘発地震と考えられる。特に本県沖のこの地震と近傍の地震の回数は減少したとはいえその傾向は12月現在でも続いている。一方、内陸については4月1日に内陸北部（大館市周辺）でM5.0（震度5強）の地震が発生し、4月19日に内陸南部（大仙市周辺）でM4.9（震度5弱）が発生しその後も小地震が続発している。図6に示すようにその分布は北部と南部に分かれしており、特に南部は1914年強首地震（M7.1）と1986年陸羽地震による千屋断層の北部との間に位置している。全体の11月までの月別発生状況は、表1から4月の41回をピークとして7月以降減少しているが10月、12月は増加傾向にある。最大マグニチュードにおいても、3月をピークとしてやや減少傾向にあるといえる。又、これらの発生位置は本地震が発生しない以前の通常的な地震分布でない場所に局所的に起きているのも全国的な傾向として指摘されている。

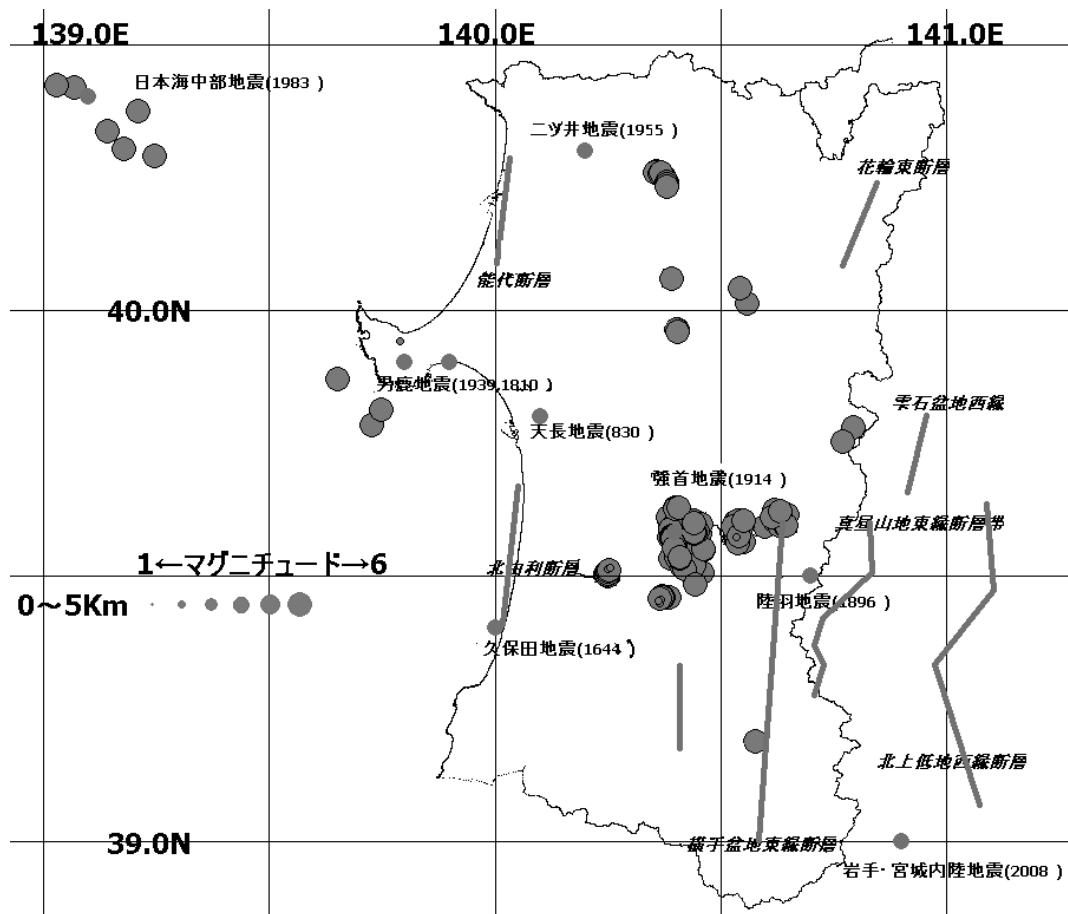


図6 本地震以降に秋田県で観測された地震

又、内陸北部の地震は最初1955年二ツ井地震(M5.9)の東の大館周辺に発生していたが、11月頃から森吉山近くの北側で多数発生するようになって来ており、火山性との関連の可能性が議論されよう。²⁾ 内陸南部地域では1914年強首(秋田仙北)地震の周辺と大仙市刈和野近辺で多数発生しており、強首地震による伏在断層の活動の可能性も考えられる。そして千屋断層の北部で発生していた地震は更に北へ移動し角館方面さらには秋田駒ヶ岳山麓で発生し出したのは興味深い。いずれにしても秋田県内での地震発生箇所は秋田沖、内陸北部、森吉山麓、内陸南部の一部に極狭い範囲で起っているという地域特性が見られる。

3 誘発地震の深度について

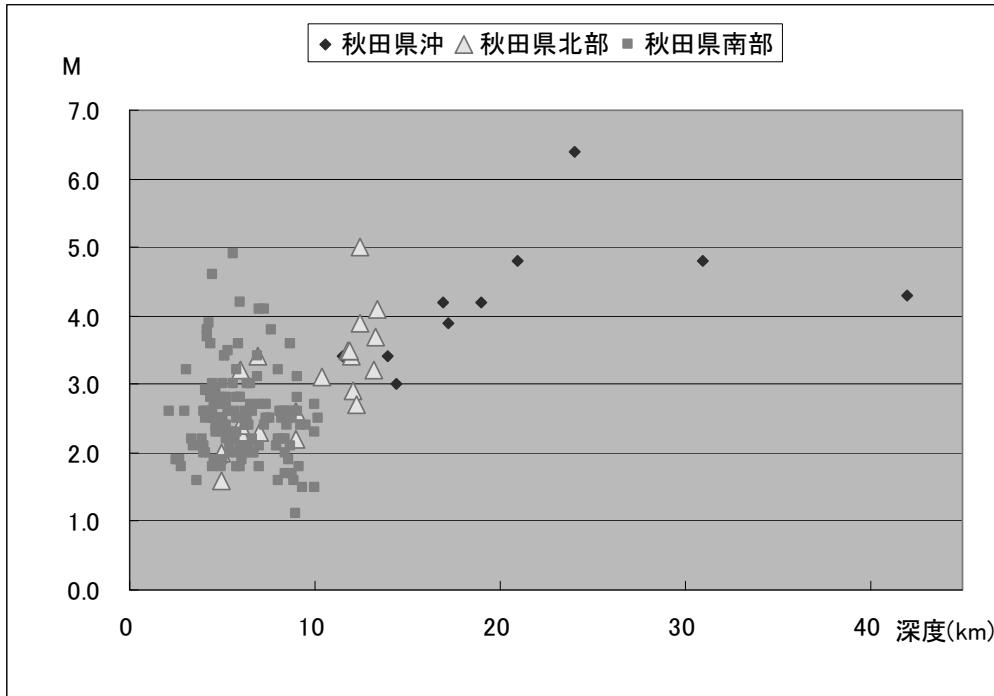


図7 深度とMとの関係

図7に図6に示した秋田県に於ける誘発地震についてMとその深度との関係を示す。但し、秋田沖での地震は地震計の配置が沿岸部にしかないため、深度の精度として問題があるが、全体としては深度が大きくなるとMが大きくなる傾向が見られるものの相関係数は低い。前述したように地域特性が見られるため、全体を秋田県沖、秋田県内陸南部、秋田県内陸北部(森吉山を含む)の3地域に分け、それを図7に示す。明らかに地域特性が表われており興味深い。即ち、秋田沖では主に深い場所で発生し、Mが大きいと深度も大きく、その相関係数も0.461とやや高い相関が見られるが海側での地震の深度の精度に問題があり注意しなければならない。一方内陸北部については相関係数が0.731と高く明らかにMが大きくなると深度も大きくなる傾向が見られる。これに対して内陸南部では相関係数は0.280と低く、Mには殆ど無関係に発生していることが明らかにされた。これら2つの地域特性が見られ興味深い。更に、これらの内陸地震は深度がほぼ2~13kmと浅く、特に内陸南部は2~10kmと浅い場所に集中して発生していることが明らかにされた。内陸の誘発地震が浅い地殻変動の影響を強く受けることを示唆し興味深い。

4 考察と今後の課題

2011年東北地方太平洋沖地震がM9.0という未曾有の超巨大地震であるため、巨大地震後に発生するとしている誘発地震が今回も多数発生すると考え、今回は秋田県沖、秋田県内陸に注目して現象面のみに絞って統計的に調査した。秋田沖では1983年日本海中部地震近傍での発生と長野県北部地震、静岡県東部地震と併せて考察するとプレート境界での発生であり、超巨大地震であるが故に極めて興味ある課題である。深度の精度の問題もあるが、それを踏まえた解析を今後も継続したい。又、秋田県内での誘発地震という形での調査研究は殆どなされていない。気象庁データを使用して、地震の時間的推移・マグニチュード・深度・地域特性など基本的分析を行ったのは今回が初めてである。3月11日から12月末日までの解析時間でのこれらの性格をある程度明らかに出来た。秋田県内陸の誘発地震はクラスター状に起きている特徴があり、今後はこれらの固まった地震に注目し、②深さとの時間的变化などのファクターを入れた解析を行いたい。地殻変動の水平変位が西向きであったのが、今回の超巨大地震によって東向きに変換され、この状態が未だ続いている、それに伴い誘発地震の発生はまだまだ続くと考えられる。今後もデータを増して、殆ど手の付けられていない誘発地震についての調査研究を行う予定である。

防災の観点からも今回の超巨大地震より誘発されて30倍ほどの地震活動が始まったことが明らかにされた。これらの誘発地震は既存の断層以外で発生している特徴があるが、新しい断層の出現或いは既存の地震断層の近いところでは断層運動も決して考えられないこともなく、その推移を注意して見守ることが研究者も行政、住民も必要である。

最後に本調査研究及び報告を行うに当たり、新設間もない地域創生センターの公費を使用させて頂いたことを記し、事務部に感謝申し上げる。

参考文献

- 1)秋田地方気象台「秋田県とその周辺の地震活動図 2010.11～2011.11」<http://www.jma-net.go.jp/akita/>
- 2)小菅正裕、2011、平成23年度東北地域災害科学的研究集会(岩手大学)

岩手県の震度観測点における地震動増幅特性*

-平成23年東北地方太平洋沖地震とその余震に基づいた解析-

岩手大学大学院 佐藤瞬也

岩手大学工学部 山本英和，齊藤剛

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。各地域の地盤の地震動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、岩手県には強震観測網(K-NET)、基盤強震観測網(KiK-net)、市町村、気象庁の震度観測点がある。そこで本研究では、岩手県内の地盤の揺れやすさを定量的に把握するために2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震とその余震を対象とし、K-NET、KiK-net、市町村、気象庁の各震度観測点において、地盤の地震動増幅特性を推定する。本研究において地盤の地震動増幅特性はKiK-netで観測された地中震度を面的に補間し、地表震度との差から震度増幅として求めた。

2. 東北地方太平洋沖地震及び4月7日の余震の震度増幅の推定

本研究では、震度増幅の推定方法として佐藤ほか(2011)と同様の方法を用いて震度増幅を推定した。まず始めに、東北地方太平洋沖地震と被害の大きかった4月7日23時32分に起きた余震の震度増幅を推定した。

東北地方太平洋沖地震と4月7日の余震の岩手県の震度観測点で観測した震度分布をそれぞれ図1、図2に示す。

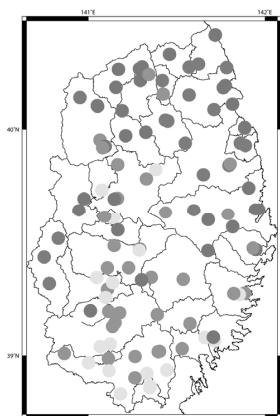


図1. 東北地方太平洋沖地震の震度分布

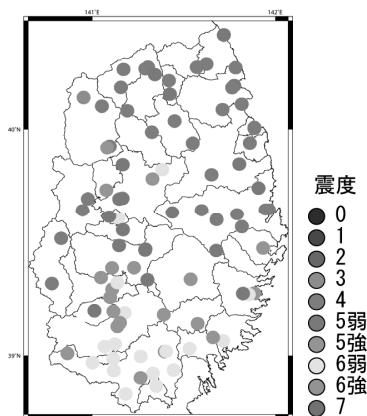


図2. 4月7日余震の震度分布

*Site amplification characteristics at the strong motion observation sites in Iwate Prefecture by Shunya SATO, Hidekazu YAMAMOTO and Tsuyoshi SAITO

次に、震度増幅の推定に用いた東北地方太平洋沖地震のKiK-netの地中震度分布とその地中震度をGMT (Wessel and Smith, 1998)を用いて面的に補間した地中震度のコンター図を図3、4月7日の地中震度分布とそのコンター図を図4に示す。

図3から推定した東北地方太平洋沖地震の震度増幅を図5、図4から推定した4月7日の震度増幅を図6に示す。図5より、K-NET玉山と普代村銅屋の震度観測点で震度増幅が大きい値となった。また図6より、K-NET種市、K-NET西根、K-NET玉山、KiK-net敷川、普代村銅屋、滝沢村鵜飼の震度観測点で震度増幅が大きい値となった。

次に、東北地方太平洋沖地震と4月7日に起きた余震の震度増幅の相関図を図7に示す。図7において相関係数は0.85と高い値を示した。このことから、震度増幅は同じような傾向を示すことが判明した。

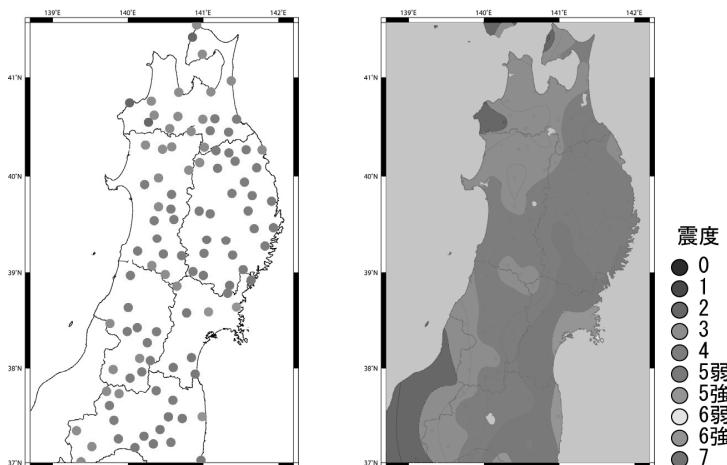


図3. 東北地方太平洋沖地震の地中震度分布

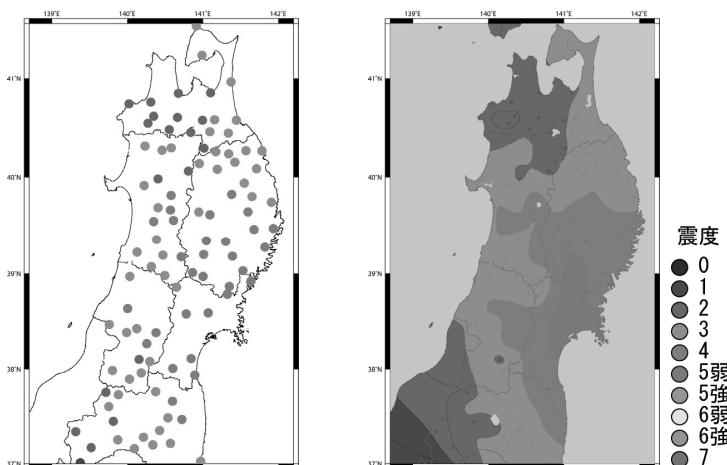


図4. 最大余震の地中震度分布

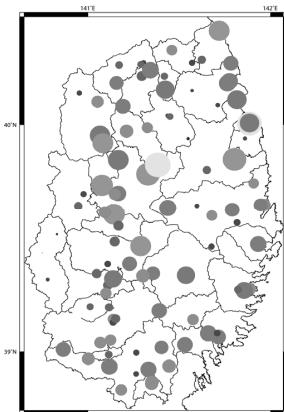


図 5. 東北地方太平洋沖地震の震度増幅

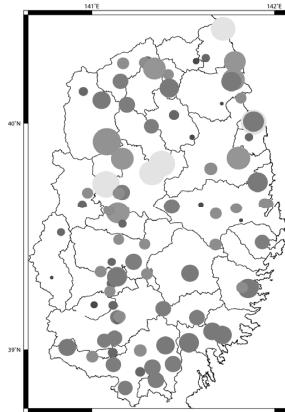


図 6. 4月7日の余震の震度

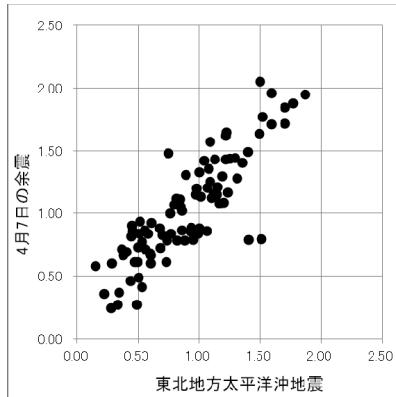


図 7. 東北地方太平洋沖地震と4月7日の余震の相関図

3. その他の余震の震度増幅の推定

次に、その他の余震について震度増幅を推定した。今回震度増幅を推定したのは3月11日14時46分以降に起きた3月及び4月の余震のうち、岩手県の観測点において最大で震度4以上を観測した地震とした。対象とした地震の概要を表1に示す。また、その地震の震央位置を示したものを見図8に示す。

表1. 本研究で対象とした余震の概要

番号	発生時刻	震源	経度	緯度	深さ	マグニチュード
1	3月11日15時09分	岩手県沖	142.7800	39.8383	32km	M7.4
2	3月11日15時26分	三陸沖	144.8933	37.8367	34km	M7.5
3	3月11日17時41分	福島県沖	141.3167	37.4250	27km	M6.1
4	3月11日20時37分	岩手県沖	142.6183	39.1683	24km	M6.7
5	3月24日17時21分	岩手県沖	142.3567	39.0767	34km	M6.2
6	3月28日7時24分	宮城県沖	142.3150	38.3917	31km	M6.5
7	3月31日16時15分	宮城県沖	142.0833	38.8717	47km	M6.1
8	4月1日20時58分	岩手県沖	142.1650	39.3350	45km	M6.0
9	4月2日5時00分	宮城県沖	141.9950	38.8750	49km	M4.9
10	4月2日13時08分	宮城県沖	142.0950	38.7717	42km	M5.2
11	4月9日18時42分	宮城県沖	141.8133	38.2467	58km	M5.4
12	4月13日4時37分	岩手県沖	142.0633	39.3433	48km	M5.5
13	4月29日15時54分	岩手県沖	142.0633	39.3400	48km	M4.8

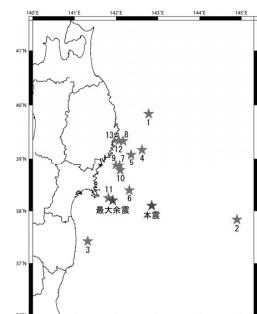


図 8. 余震の震央位置

その他の余震についても同様の方法で震度増幅を推定した。推定した震度増幅を図 9 に示す。図 9 より、K-NET 薮川、KiK-net 玉山、沿岸北部で震度増幅が常に大きくなっていることが判明した。

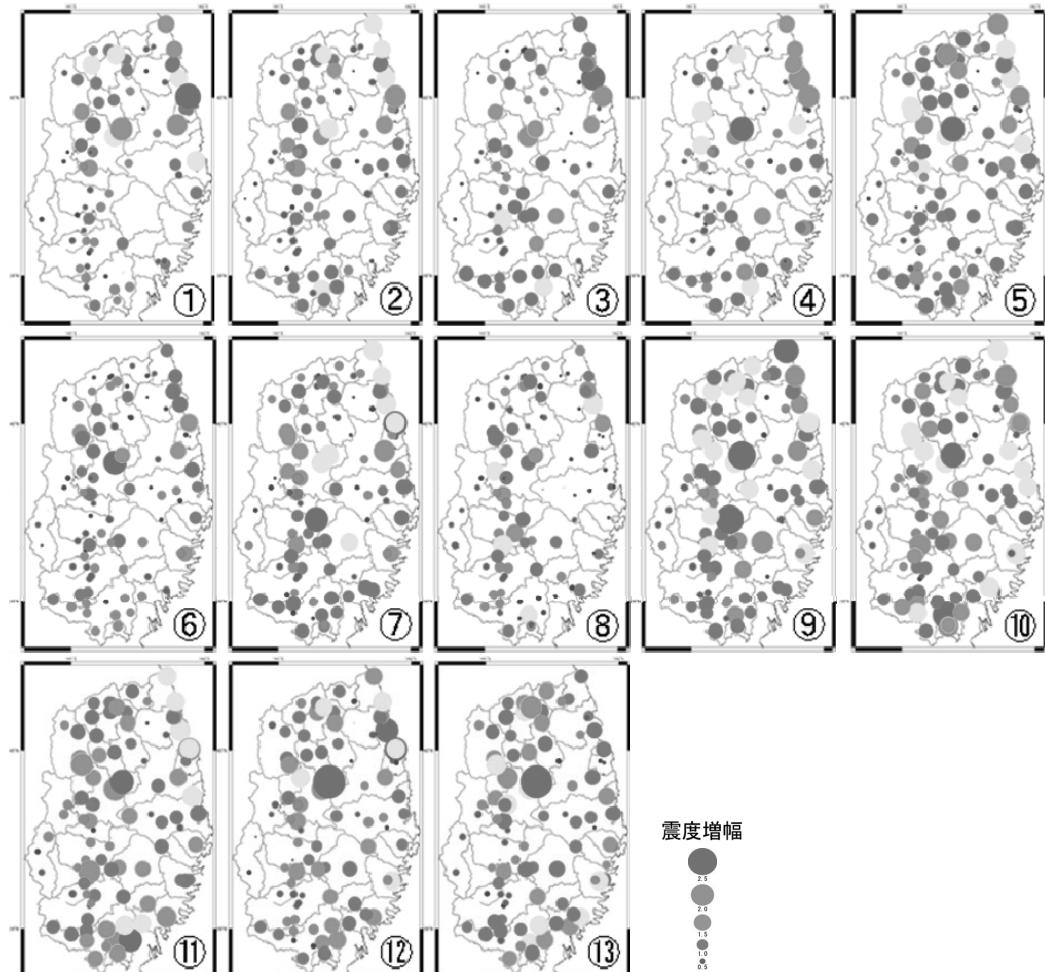


図 9. その他の余震の震度増幅

4. 震度増幅の比較

図 5、図 6、図 9 より求められた震度増幅を比較すると震度増幅が常に大きい値を示す観測点と常に小さい値を示す観測点があることが判明した。

常に震度増幅が大きくなかった震度観測点は、K-NET 薮川、KiK-net 玉山、普代村銅屋の観測点であった。これらの震度観測点位置を図 10、各地震の震度増幅を表したもの図 11 に示す。K-NET 薮川の震度増幅の平均値は 1.83、標準偏差は 0.22、KiK-net 玉山の震度増幅の平均値は 2.13、標準偏差は 0.50、普代村銅屋の震度増幅の平均値は 1.92、標準偏差は 0.29 であった。平均値と標準偏差の値から、これらの観測点ではどのような地震においても震度増幅が大きくな

なることが明らかとなった。

また、逆に常に震度増幅が小さくなつた震度観測点は、KiK-net 葛巻、KiK-net 川井北、KiK-net 金ヶ崎の観測点であった。これらの震度観測点位置を図 12、各地震の震度増幅を表したものをして図 13 に示す。KiK-net 葛巻の震度増幅の平均値は 0.38、標準偏差は 0.15、KiK-net 川井北の震度増幅の平均値は 0.46、標準偏差は 0.14、KiK-net 金ヶ崎の震度増幅の平均値は 0.65、標準偏差は 0.09 であった。平均値と標準偏差の値から、これらの観測点ではどのような地震においても震度増幅が小さくなることが明らかとなった。

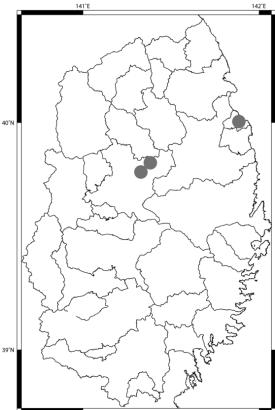


図 11. 震度増幅が大きい観測点位置

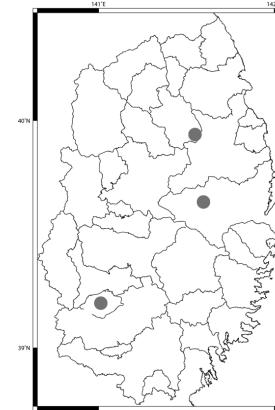


図 13. 震度増幅が小さい観測点位置

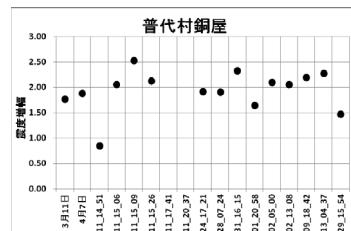
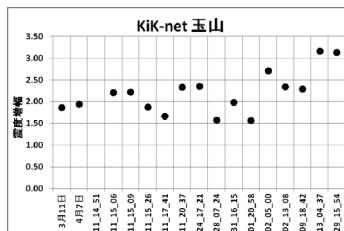
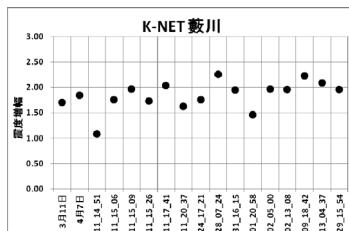


図 10. 常に大きい値を示した観測点における震度増幅

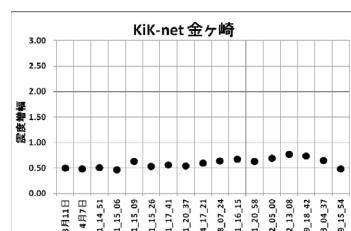
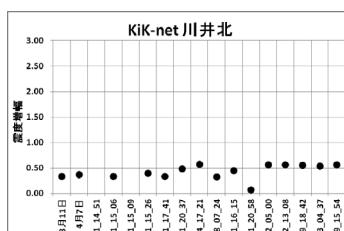
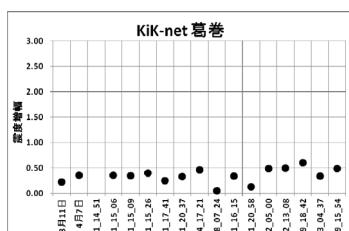


図 12. 常に小さい値を示した観測点における震度増幅

5. 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基盤のS波速度を400m/sとした時の微地形区分から求められた表層地盤増幅率を図14に示す。図14から求めた岩手県の各観測点における表層地盤増幅率と今回求めた東北地方太平洋沖地震、4月7日の余震の震度増幅との比較を行ったものを図15に示す。図15における震度増幅と表層地盤増幅の比較において相関係数はそれぞれ0.21、0.15と低い値を示した。このことから、今回求めた震度増幅と地震調査研究推進本部による表層地盤増幅率はあまり対応していないことが判明した。

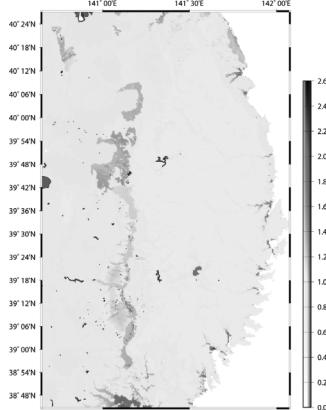


図14. 表層地盤増幅率

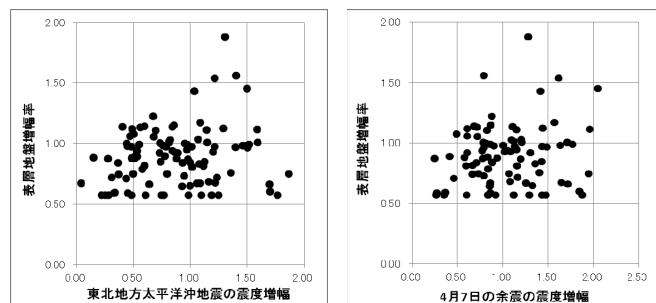


図15. 震度増幅と表層地盤増幅率との比較

6. まとめ

東北地方太平洋沖地震とその余震において、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き、K-NET 藪川・KiK-net 玉山・普代村銅屋の震度観測点において震度増幅が常に大きくなることが判明した。また、逆にKiK-net 葛巻・KiK-net 川井北・KiK-net 金ヶ崎の観測点において震度増幅が常に小さくなることが判明した。

地震調査研究推進本部による基盤のS波速度を400m/sとした時の微地形区分から求めた表層地盤増幅率と今回求めた震度増幅を比較すると、相関係数が低い値となりあまり対応していない事が判明した

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: 強震観測網(K-NET, KiK-net)ホームページ
<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- (3) 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/>
- (4) 佐藤瞬也、山本英和、佐野剛 (2011) : 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－, 東北地域災害科学研究, 第47巻, pp. 13–18.
- (5) Wessel, P. and W.H.F. Smith, 1998, New, improved version of the Generic Mapping Tools Released, EOS Trans. AGU, 79, 579. 30.

岩手県奥州市前沢区中心部における1点3成分微動観測による地盤振動特性*

岩手大学大学院工学研究科 高倉恵
岩手大学工学部 山本英和 齊藤剛 石沢隆輝 齊藤良平 宇部陽子

1. 緒言

岩手県奥州市前沢区の中心部では、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では住宅被害が少なかったものの、2011年4月7日に発生した余震では住宅の全壊・大規模半壊・半壊被害が多く見られた。特に前沢区五十人町では全壊被害が多かった。この原因を調査するため山本ほか(2012)ではアンケート震度調査を実施しているが、本研究では前沢区中心部において1点3成分微動観測を実施し、前沢区の地盤振動特性を調査した。

2. 常時微動観測



図1 1点微動観測地点

図1に本研究における観測点位置を示す。調査方法は1点3成分常時微動観測を用いた。地震計(LE-3D/5S, 固有周期5秒: レナルツ社製)、データロガー(DATAMARK LS8000SH: 白山工業株式会社製、DATAMARK LS8800: 白山工業株式会社製)を用いて、1箇所につき約15分間計28箇所の測定を行った。LS8000SHの測定条件はエリア分割7、倍率300倍、フィルター30Hz、サンプリング周波数100Hzである。LS8800の測定条件は倍率10倍、フィルターはリニア、サンプリング周波数は200Hzである。

3. 前沢区五十人町の地盤振動特性

初めに、前沢区中心部の中でも特に全壊被害が多かった五十人町の振動特性を検討した。五十人町での1つの観測点(111018_A2_area1)のパワースペクトルを図1に、H/Vスペクトル比を図2に示す。

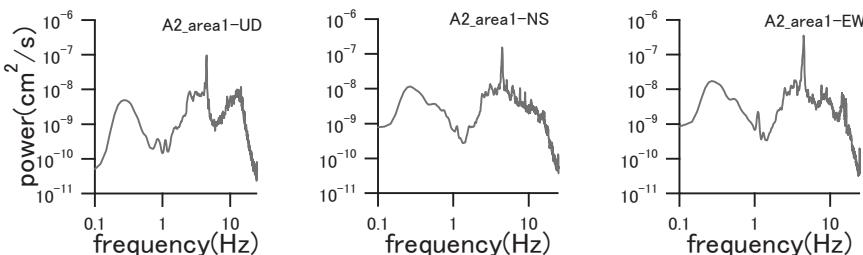


図2 111018_A2_area1 のUD, NS, EW成分のパワースペクトル

* Ground vibration characteristics by 3 components microtremor observations with one seismometer in the central Maesawa area, Oshu City, Iwate Prefecture by Megumi TAKAKURA, Hidekazu YAMAMOTO, Tsuyoshi SAITO, Takaki ISHIZAWA, Ryohei SAITO and Yoko UBE.

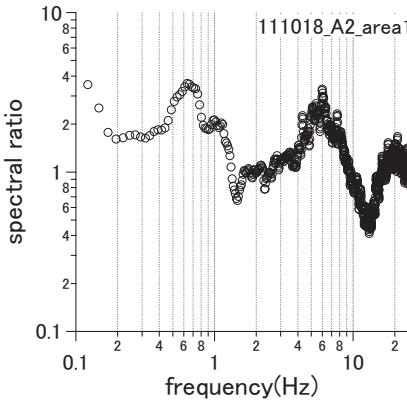


図3 111018_A2_area1 のH/V スペクトル比

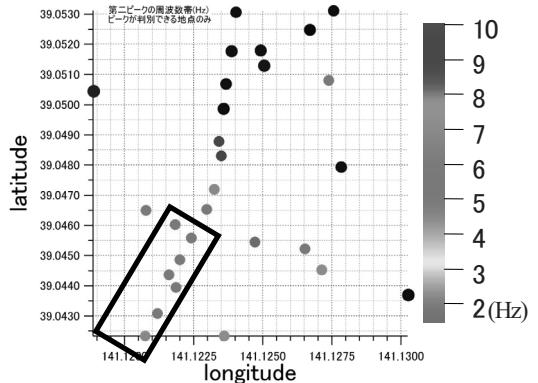


図4 H/V の第2ピーク卓越周波数

図2、図3から、H/Vの0.7Hz付近の第1ピークはUD成分のパワースペクトルが小さいことが影響し、5.0Hz付近の第2ピークはNS・EW成分のパワースペクトルが大きいことが影響していると考えられる。図4はH/Vの第2ピーク卓越周波数の分布図である。黒枠で囲んだ部分は五十人町、黒丸(●)は卓越周波数が不明瞭な観測点である。図4から五十人町の観測点全てが5.0Hz付近で卓越していることが分かり、また五十人町よりも北の観測点では卓越周波数が識別できないことが分かる。

続いて、微動の振幅の特徴を調べるために平均rms振幅を算出した。平均rms振幅とは、車両等の振動の影響を低減し地盤特性に依存する微動の揺れの大きさを評価するためのもので、微動の平均2乗根で表されるrms振幅を1秒間ごとに算出し、これらを昇順に並び替えてある時間区間x秒までの平均を取ったものと定義した。本研究では200秒までの平均を用いた。

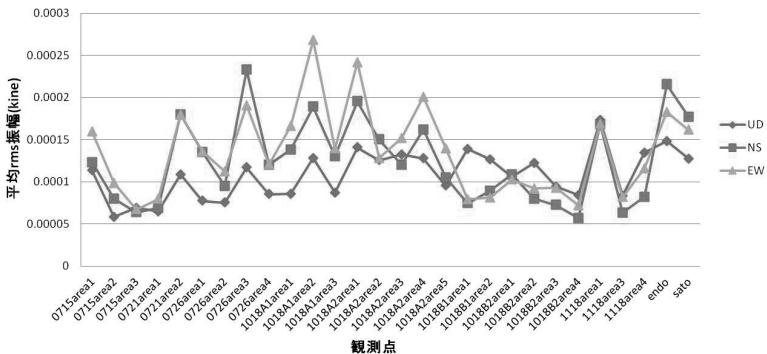


図5 1.5Hz～10Hzにおける3成分の平均 rms 振幅

H/Vの第2ピークが存在する区間1.5～10Hzのバンドパスフィルターをかけた平均rms振幅のUD成分・NS成分・EW成分を観測点ごとに比較したグラフを図5に示す。図5から平均rms振幅は水平動成分(特にEW成分)が大きいことがわかるので、EW成分の平均rms振幅を詳しく見る。

図5におけるEW成分のみの平均rms振幅を図6に、また五十人町のH/Vの第2ピークが5.0Hz付近にあることから、3.0～7.0Hzと4.0～6.0HzバンドパスフィルターをかけたEW成分の平均rms振幅を図7、図8に示す。図6、図7、図8の黒枠で囲んだ部分は五十人町を示している。

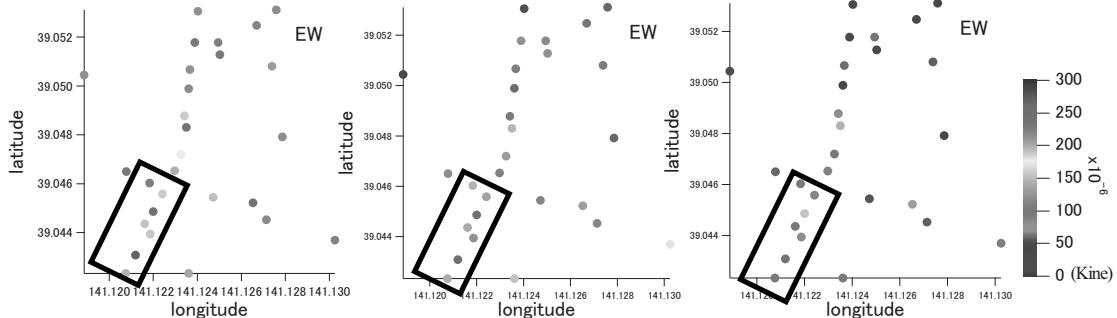


図6 1.5Hz～10Hzの平均 rms 振幅

図7 3.0～7.0Hzの平均 rms 振幅

図8 4.0～6.0Hzの平均 rms 振幅

図7、図8からバンドパスフィルターを狭くすると、五十人町とそれよりも北の観測点で振幅の大きさの差が顕著になることがわかる。

4. アンケート震度との比較

山本ほか(2012)では3月11日と4月7日の地震の岩手県奥州市前沢区における超高密度アンケート震度調査を行い、250m メッシュのアンケート震度分布を求めている。本研究における微動観測点の観測点間距離は平均90m 前後であり 250m メッシュは広範囲であるため、本研究における前沢区の詳細なアンケート震度結果を得るために震度平均という考え方を用いた。震度平均はある観測点から半径 Rm 以内に含まれるアンケート震度結果を平均しその観測点の震度を算出する方法である。本研究では半径 80m で微動観測点におけるアンケート震度平均を算出した。3月11日の地震のアンケート震度を微動観測点の半径 80m 以内で平均した震度平均結果を図9に、4月7日の地震の震度平均結果を図10に示す。黒枠で囲んだ部分は五十人町である。

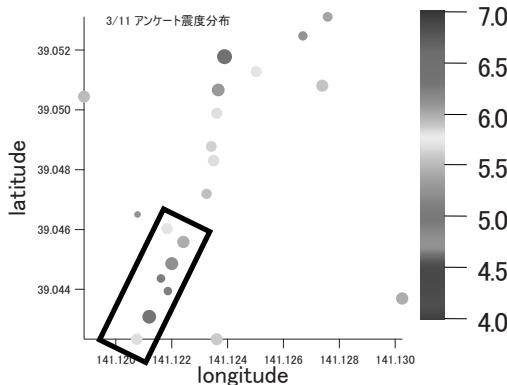


図9 3/11の地震の震度平均結果

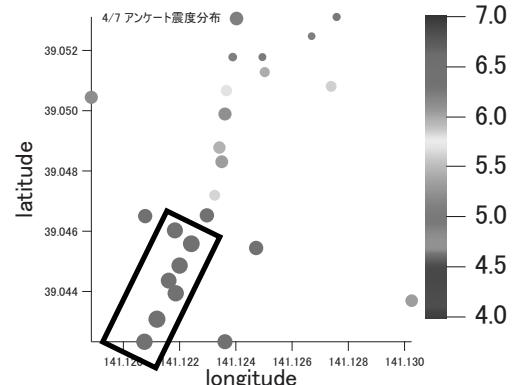


図10 4/7の地震の震度平均結果

図9から、3月11日の地震の五十人町の微動観測点近傍の震度平均結果は震度5弱もあれば震度6強もあることがわかる。また図10から、4月7日の地震の五十人町の微動観測点近傍の震度平均結果はすべて震度6強になっていることがわかる。

この2つの地震のアンケート震度平均結果と平均 rms 振幅とを比較した。3月と4月の地震のアンケート震度平均結果とバンドパスフィルター別のUD成分・NS成分・EW成分の平均 rms 振幅との相関係数を表1、表2それぞれに示す。表1と表2の相関係数を見ると、表1のH/Vの第2ピークが存在する周波数帯と五十人町の観測点のみで算出した震度平均との相関係数(赤文字)が最も大きいことがわかる。

表1 3/11の地震のアンケート震度平均結果と平均rms振幅との相関係数

周波数(Hz)	3月11日					
	全ての観測点で算出した震度平均との相関			五十人町の観測点のみで算出した震度平均との相関		
	UD	NS	EW	UD	NS	EW
0-1.5	0.30	0.23	0.37	0.27	0.19	0.35
1.5-10	0.22	0.16	0.32	0.33	0.24	0.77
3.0-7.0	0.22	0.15	0.31	0.58	0.23	0.73
4.0-6.0	0.18	0.15	0.30	0.62	0.30	0.72

表2 4/7の地震のアンケート震度平均結果と平均rms振幅との相関係数

周波数(Hz)	4月7日					
	全ての観測点で算出した震度平均との相関			五十人町の観測点のみで算出した震度平均との相関		
	UD	NS	EW	UD	NS	EW
0-1.5	(0.33)	(0.50)	(0.36)	0.49	0.40	0.51
1.5-10	0.01	0.60	0.63	(0.03)	(0.13)	0.57
3.0-7.0	(0.27)	0.57	0.60	0.35	(0.09)	0.61
4.0-6.0	(0.30)	0.54	0.57	0.39	(0.07)	0.59

5. 考察

本研究の微動観測点の近傍で観測された3月と4月の地震の地震動について調査した。3月11日、4月7日の地震それぞれのK-NET一関(IWT010)で観測された、地震動の加速度波形とパワースペクトルを調べたところ、3月の地震動のパワースペクトルは2.5Hz付近で卓越しており、4月の地震動のパワースペクトルは5.0Hz付近で卓越していた。

また岩手県奥州市前沢区の表層地質図とその凡例を図11に示す。図11から前沢区の五十人町は表層が碎屑物層であることがわかる。



図11 前沢区における5万分の1表層地質図(国土交通省)

また、前沢区の1点微動観測点近傍でのいくつかの地点において表面波探査を行った地点があるので紹介する。図12に表面波探査を行った3地点を示す。図13～図15に探査結果を示す。1・2地点は五十人町内にあり、3地点は前沢総合支所前のJA(全国農業協同組合連合会)岩手ふるさと前沢地域センター敷地内である。図13と図14から、1地点は表層が $V_s=130\text{m/s}$ 、2地点は表層が $V_s=130\text{-}150\text{m/s}$ で非常に柔らかい地盤であることがわかり、図15から3地点は浅い場所から非常にしまった地盤であることがわかる。

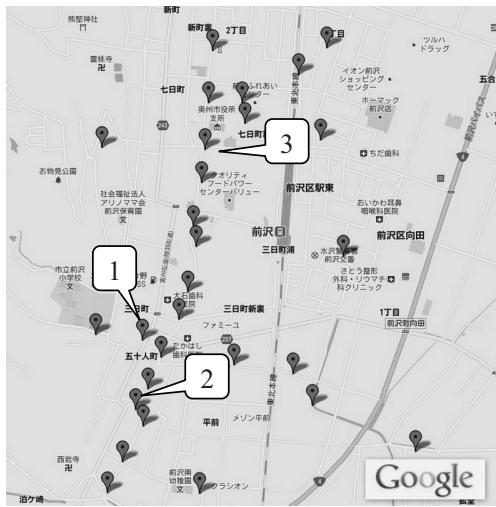


図12 前沢区において表面波探査を行った地点

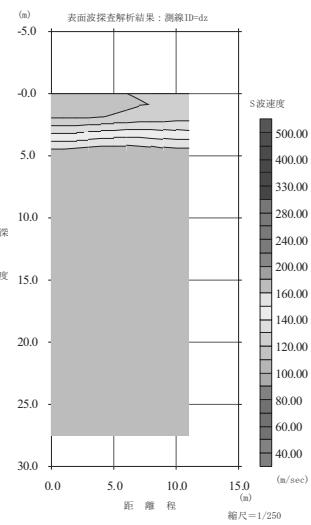


図13 1地点の表面波探査結果

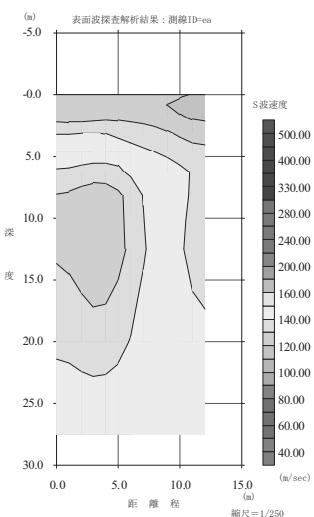


図14 2地点の表面波探査結果

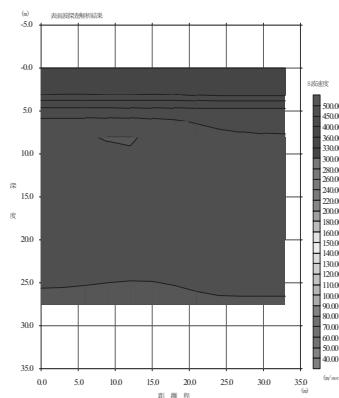


図15 3地点の表面波探査結果

6. 結言

岩手県奥州市前沢区において 1 点微動観測を実施した結果、住宅の全壊被害が多かった五十人町の観測点では微動の H/V は 1.0Hz 以下に第 1 のピーク、5.0Hz 付近に第 2 のピークがあり、五十人町より北の観測点では第 2 のピークが識別できないことがわかった。また平均 rms 振幅は EW 成分が 3 成分の中で比較的大きく、五十人町の観測点とその他の観測点の平均 rms 振幅(EW 成分)の大きさを比較すると五十人町の方が大きいことがわかった。

アンケート震度調査(山本ほか、2012)の結果から算出した震度平均($R=80m$)と平均 rms 振幅とを比較すると、五十人町内の観測点のみで算出した 3 月 11 日の地震の震度平均と EW 成分のバンドパスフィルター 1.5~10Hz 平均 rms 振幅との相関が最もよかつた。

岩手県奥州市前沢区の表層地質は碎屑物層であることと表面波探査の結果から、五十人町の浅部は軟弱地盤であり、五十人町よりも北の前沢総合支所付近の浅部は固い地盤であることが判明した。

謝辞

奥州市前沢総合支所長阿部正勝様及び職員の皆様には前沢区における常時微動観測の便宜を図っていただきました。記してここに謝意を表します。

参考文献

- (1) 山本英和、齊藤剛、石沢隆輝、齊藤良平、宇部陽子(2012)：東北地方太平洋沖地震とその最大余震を対象とした岩手県奥州市前沢区中心部における超高密度アンケート震度調査、東北地域災害科学研究、第 48 卷、掲載予定
- (2) 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/>
- (3) 国土交通省 土地・水資源局国土調査課 5 万分の 1 都道府県土地分類基本調査 (水沢)
<http://tochi.mlit.go.jp/tockok/inspect/landclassification/land/5-1/0301.html>

東北地方太平洋沖地震における仙台市丘陵宅地の斜面変状特性

弘前大学農学生命科学部 土谷樹生、対馬美紗、桧垣大助

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、仙台市をはじめ岩手県から福島県にかけての丘陵造成宅地で多数の斜面変状が発生した。そこで、その運動特性や今後の危険性を把握することを目的として、宮城県仙台市の丘陵造成地で被害の大いかった太白区緑ヶ丘4丁目、青山2丁目そして泉区南光台4丁目を調査した。これらの宅地は1978年の宮城県沖地震でも斜面災害が起っていたという報告がある(東北大理学部地質学古生物学教室, 1979¹⁾)。これら2回の大地震で被害を被った宅地で2011年4月から11月にかけ、斜面変状の分布を把握した。そして、斜面変動の実態をとらえ、路面・擁壁などの亀裂に注目し、それらの経時的变化を観測した。



図1. 調査対象地区の位置

2. 調査方法

斜面の分布を現地で調べ、斜面の運動タイプやその範囲を推定した。その後、変状の中でも亀裂幅の経時的变化を調べ、その期間の余震回数及び日降水量推移と比較し、今後の変動危険性を推定した。

3. 結果

青山2丁目では、幅約20m、長さ40m、傾斜10°の斜面の一部が、斜面下方に約3m滑る変動が起った。この変状部の背後に駐車場及び宅地に、4月2日に亀裂をいくつか確認した。これらの亀裂幅を測定したところ、仙台市で確認された震度6弱の最大余震が起った4月11日以降も幅が広がったのに対し、それらの間にある仙台市・(株)復建技術コンサルタントが設置したボーリング孔内ひずみ計には変化が見られなかった(仙台市・(株)復建技術コンサルタント, 2011²⁾)。

また、変状部の北西側斜面にある道路の側溝の押しつぶれを計測したところ、道路南東側には連続的な押しつぶれが見られたものの、北西側には大きな変状が見られなかった。また、地すべり背後の宅地やその周辺の腹付け盛土頭部の宅地には開口亀裂や段差が断続的に分布していた。

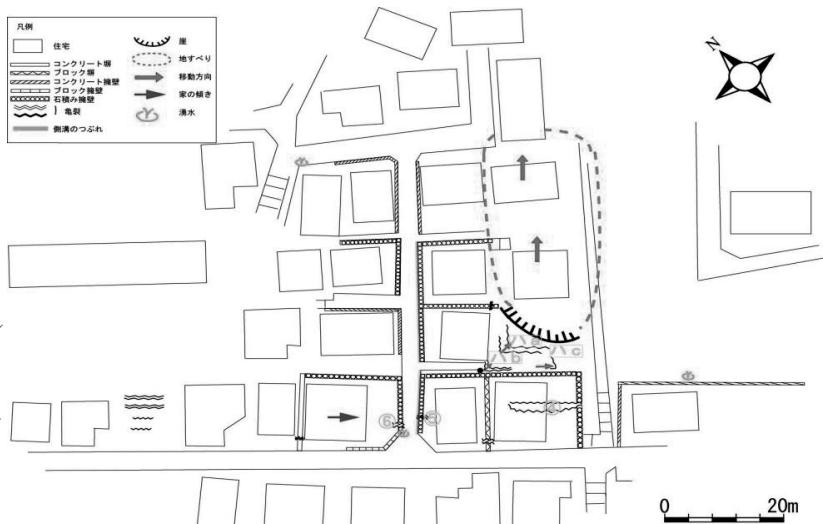


図2. 青山2丁目における斜面変状の分布

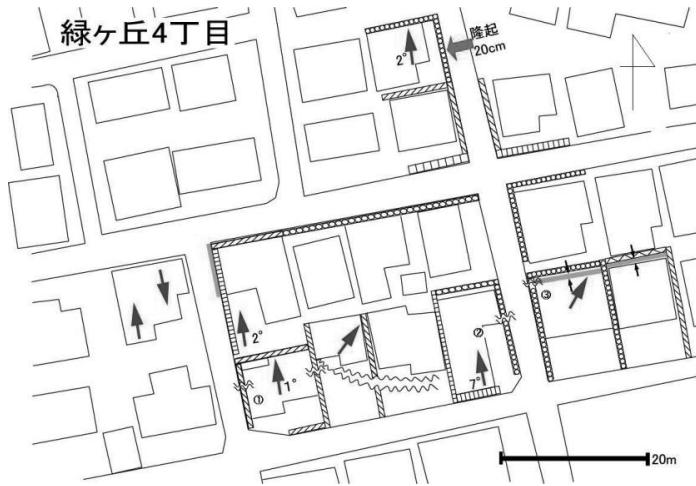


図3. 緑ヶ丘4丁目における斜面変状の分布

緑ヶ丘4丁目では、擁壁・宅地地盤に亀裂や隆起が見られなかった。しかし、それらの変状からみた斜面変動の方向は一定ではなく、また変状頭部に見られる亀裂や段差と変状の見られる範囲の末端の隆部の間にも、路面や宅地地盤の隆起が見られた。

両地区の共通事項として、変状範囲の頭部に大きな開口亀裂が見られたことが挙げられる。さらに、両地区ともに常に湧水点が見られ、これらの地区では地下水位が高かったと推定される。

4. 斜面変状の特徴

以上の結果を踏まえると、これらの宅地での斜面変動には、次のような特性があると考えられる。

青山2丁目では、斜面末端の地すべりが北東に向かって動いたのに対し、その西側での亀裂の開口・ズレから見た変動方向は東北東であった。これは、道路南東側側溝の押しつぶれが大きかったことにも対応している。また、地すべり地背後の宅地で4月20日以降も亀裂の開きが進行したのに対して、その下方のひずみ計で変動が見られなかった。これらの結果から、斜面全体がまとまって動いたのではなく、斜面内でいくつかのブロックに分かれ、それらが別々に動いたと考えられる。これには、揺れが3分以上の長時間にわたったことが関係している可能性がある。

緑ヶ丘4丁目でも、亀裂・隆起などが各所で確認できる。しかし、その移動方向や範囲からみて、それらが一体となって移動したのではなく、ブロック毎に変動したと見られる。

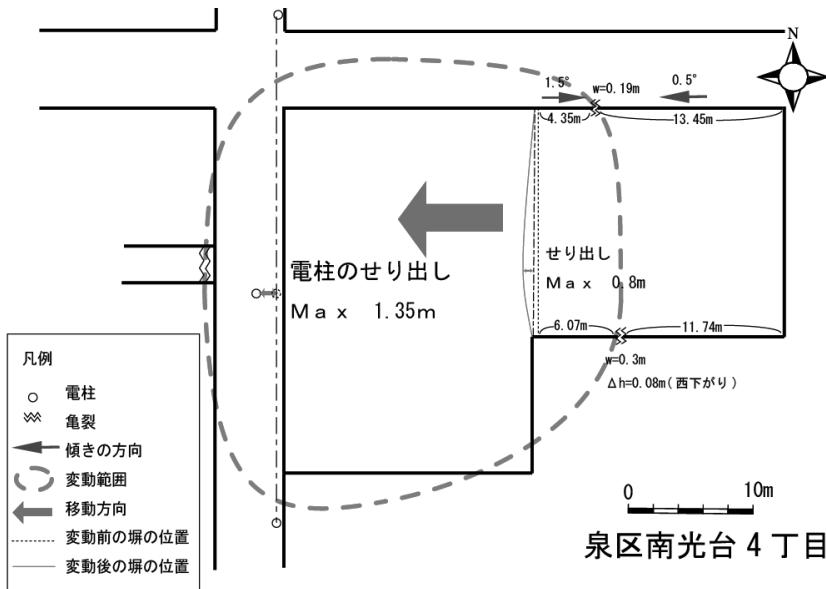


図4 南光台4丁目における変状

南光台4丁目においては、見通し傾斜約7°、幅約40m、長さ35mの範囲が約1.4m水平移動した。しかし、移動範囲の両サイドにズレ亀裂が見られなかったことから、ここでは通常の地すべりのようなせん断変位ではなく、盛土の沈下や塑性変化も起こっていたと考えられる。

また、以上の各宅地では住宅取り壊しが進んでいるが、取り壊し後の宅地地盤の多くで沈下が見られる(図-4)。以上のことから、こ

これらの地区では斜面変動として、地すべりだけでなく、盛土部の沈下や塑性変化も起こっていたと考えられる。

変状の経時的变化を見てみると、亀裂幅は余震が続く4月以降も変化し、8月下旬頃には変化が無くなっている。また、9月23日から24日に、連続雨量約300mmの降雨が観測された。この降雨時にも、これらの亀裂幅に変化は見られなかった。各宅地地盤で見られる亀裂の上には遮水シートがかけられているケースが多かったものの、この豪雨で変動がなかった。

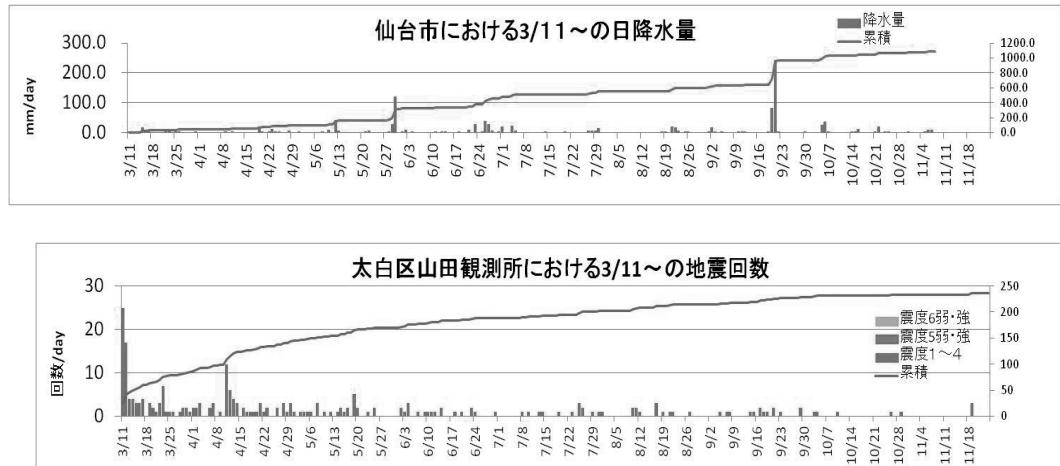


図5. 仙台市における日降水量と地震活動数

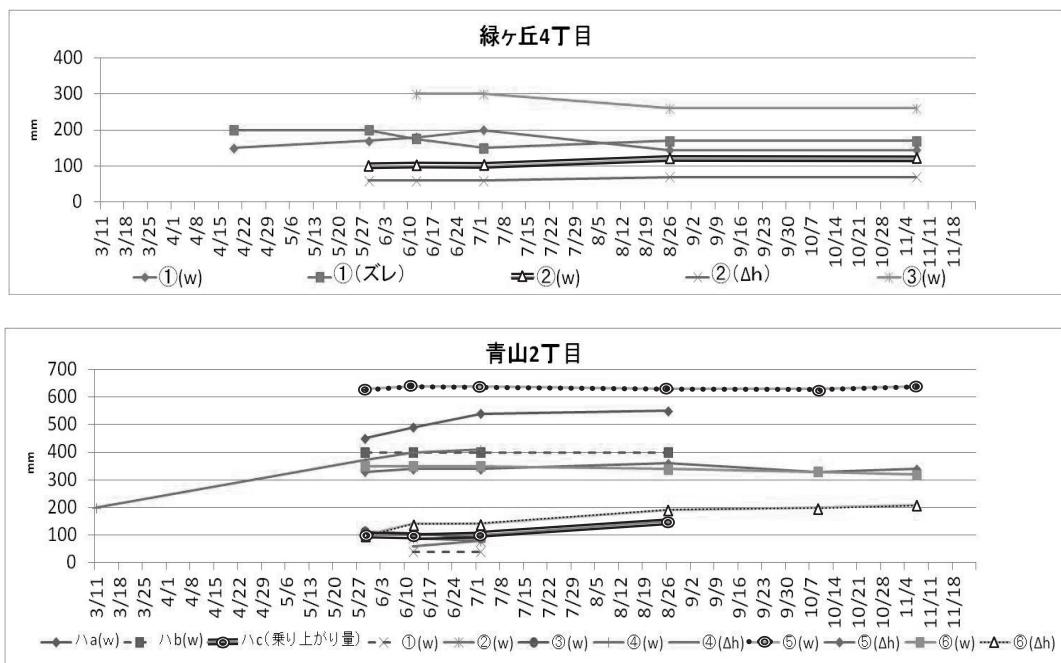


図6. 緑ヶ丘4丁目、青山2丁目の亀裂幅の経時的変化

5.結論

以上の斜面変状の特徴から、結論として次のようなことが言える。

- ①斜面の変状は、盛土部で、地すべりだけではなく地震の揺れによる沈下や土層の塑性変形による斜面下方への移動としても起こっていた。その素因の1つとして、湧水点の存在から地下水位が高かったことも関係している。
- ②変状範囲は横断方向だけでなく、斜面傾斜方向にも複数のブロックに区分できることから、比較的浅い範囲で変動を起こし、それらの移動方向は必ずしも一致しない場合もある。
- ③主な斜面変動は本震によって起り、余震においても変化はしたが、8月以降には安定化した。また、9月の連続雨量300mmに及ぶ豪雨時にも変状を受けた土地は変動しておらず、降雨によって不安定化する可能性は高くないと考えられる。

参考文献

- 1) 東北大理学部地質学古生物学教室:1978年宮城県沖地震に伴う地盤現象と災害について,東北大理学部地質学古生物学研邦報,80,1-97,1979.
- 2) 仙台市・(株)復建技術コンサルタント:緑ヶ丘地区外災害復旧業務委託報告書,2012.

2011年東北地方太平洋沖地震における被害建物の振幅依存振動特性

東北大大学災害制御研究センター ○吉田 和史
 東北大大学災害制御研究センター Tsoggerel Tsamba
 東北大大学災害制御研究センター 源栄 正人

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震は東北地方を中心に甚大な被害をもたらした。この地震により仙台市にある東北大大学工学部の人間・環境系研究棟が大きな被害を受けた。また、構造工学において、構造物の固有振動数、減衰定数などの振動特性の変化と被害率の関係は極めて重要である。筆者らは、今回のこの地震と1978年の宮城県沖地震を共に経験したこの建物の振動特性の変化を長期的なモニタリングによって分析し、報告した¹⁾。

本稿では、東北地方太平洋沖地震における人間・環境系研究棟の地震観測記録を用い、当該建物における地震継続中の振動特性の変化について拡張カルマンフィルタを用いて分析した結果を報告する。

2. 対象建物と東北地方太平洋沖地震における被害

対象建物である東北大大学工学部の人間・環境系研究棟は仙台市の青葉山丘陵地に位置しており、非充腹型SRC造9階建ての1969年竣工の建物で、1978年宮城県沖地震を経験し、2000年秋～2001年春にかけて耐震改修工事がなされ、2005年の宮城県沖地震や2008年の岩手・宮城内陸地震を経験した建物である。

人間・環境系研究棟3階の4隅の外柱がすべて大破した。写真1に東側妻壁両端の柱の被害状況を示す。東西の妻壁(連層耐震壁)に浮き上がりによる亀裂が確認され、それらの曲げ振動による変動軸力により柱脚部が大破し、鉄骨が抜け出し座屈、主筋が破断・座屈している状況であった。

また、2011年5月には大破した4本の隅柱の柱脚部の応急復旧工事が行われた(RC造ピアと鋼棒による変動軸力対策と4隅の1スパンをRC壁補強)。



写真1 東北大大学工学部の人間・環境系研究棟と3階柱脚部の被害

*Amplitude Dependent Dynamic Characteristics of a Damaged Building by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, Disaster Control Research Center by Kazushi Yoshida, Tsoggerel Tsamba, Masato Motosaka

3. 観測記録

図1に当該建物における観測計の配置を示す。計測機器は、2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震の当該建物における観測波形に関しては建築研究所のSMAC-MD（1階と最上階の9階に設置）、それ以外の2007年12月以降の強震記録は東北大大学災害制御研究センターのモニタリングシステム（1階、5階、9階に設置）による連続観測である。

図2には東北地方太平洋沖地震の本震における1階と9階の南北（梁間）方向の加速度観測波形を示す。また、図3には1階で観測された波形と、仙台市平野部に位置する住友生命ビルで観測された加速度波形を利用して、擬似速度応答スペクトルを算出した。なお、算出に際して、観測波形の0秒から70秒までを区間A、70秒以降を区間Bとしてデータを切り出して分析した。この図より、区間Bにおいて、青葉山丘陵地では周期1秒付近で地震動が増幅していることがわかる。

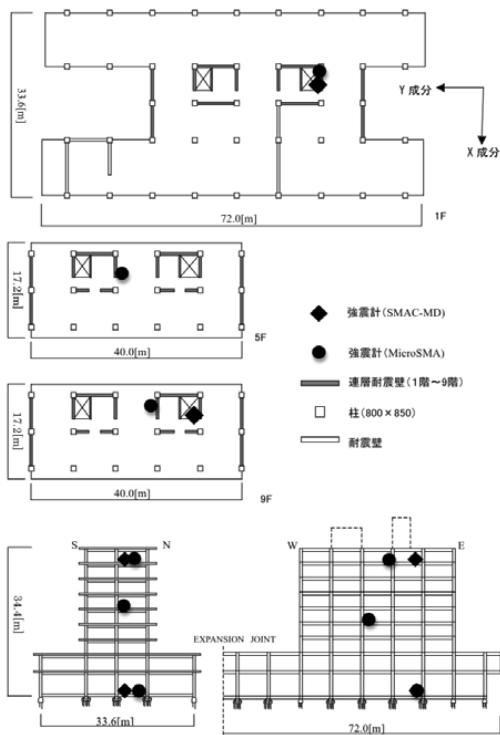


図1 人間・環境系研究棟における観測計の配置

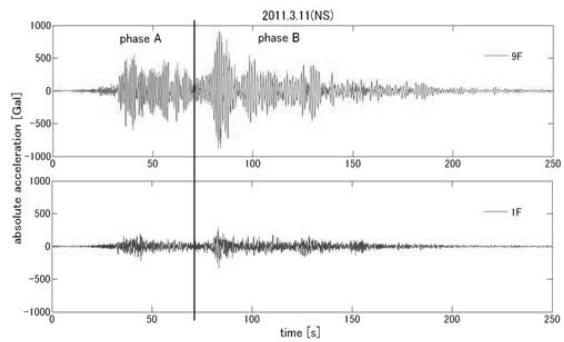


図2 人間・環境系研究棟における加速度観測波形

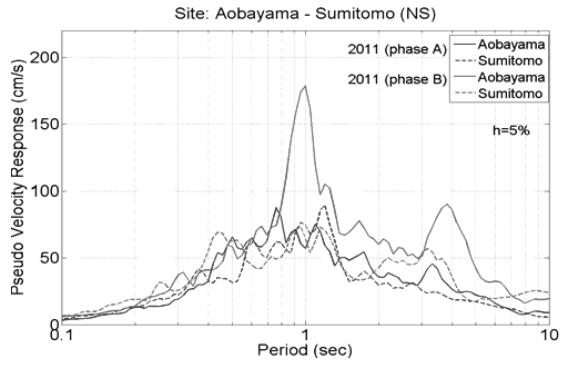


図3 擬似速度応答スペクトルの比較

4. 動的履歴特性の分析

南北方向の観測波形を時間方向に16の区間に分割し、それぞれの区間で加速度波形と相対変位から得られた加速度-変位曲線の履歴を図4に示す。この図から以下のようなことがわかる。

- 1) 小さい振幅レベルでの線形挙動から始まり、Section 5で確認できるように、履歴がわずかに逆S字型を示す。Section 6ではSection 1と比較して、同じ線形挙動であるが剛性が低下している。
- 2) 80秒以降で変位が大きくなるとさらに剛性が低下し、Section 7にみられるような原点志向の履歴ループ

を描く。

- 3) その後、変位が小さくなると、Section 9 にあるような逆の S 字形の履歴を示す。振幅は Section 9 から Section 10 にかけて減少するが、履歴は剛性の低下を示している。
- 4) さらに変位が小さくなり、Section 13 から Section 16 では、Section 7 以降で小さくなつた剛性を保つた状態で、履歴が線形に戻る。

この剛性低下は本震前後の常時微動観測と一致している²⁾。

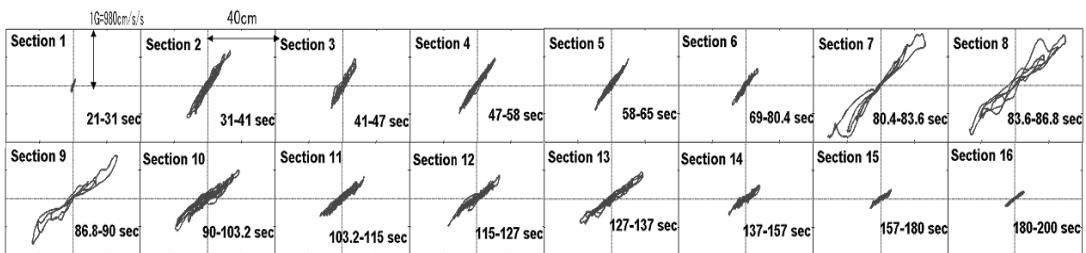


図4 各区間の加速度－変位曲線

5. 拡張カルマンフィルタによる振動特性の推定

カルマンフィルタは、図5のような状態空間モデルで表される可制御、可観測な線形離散時間システムの状態推定に用いられるフィルタとしてよく知られている^{3) 4)}。また、非線形離散時間システムに対して適用できるよう線形化を行ったものが拡張カルマンフィルタである。

図6に拡張カルマンフィルタで地震発生時の東北大工学部の人間・環境系研究棟の減衰・固有振動数を推定した結果を示す。1階の観測データを入力、9階を出力とみなして解析を行った。一段目が推定変位波形、二段目、三段目がそれぞれ推定した減衰定数、固有振動数の時刻歴である。なお、パラメータの初期値は減衰定数を 0.10、固有振動数を 5.0Hz とし、推定誤差共分散行列の初期値は 10、忘却係数は 0.995 とした。減衰定数、固有振動数の推定結果にはカルマンフィルタの忘却係数の導入によるとと思われる波打ち現象が見られるため、結果をスムージングした曲線を重ねて示す。本稿における推定に用いる状態空間表示式が 1 質点系であるため、9階の観測記録には 1Hz～2Hz のバンドパスフィルタをかけた。1階の観測記録には 0.4Hz～20Hz のバンドパスフィルタをかけた。拡張カルマンフィルタの図からわかるように推定変位波形は観測波形を積分して求めたものとよく一致している。減衰定数については最大点付近では振幅の増大に伴って増加しているが、その後は振幅が大きい時に減衰が小さくなり、それぞれ、原点指向型、逆S型の復元力に対応していることがわかる。固有振動数については、区間A、Bと振幅が大きくなるにつれて段階的に小さくなっている。その後、振幅が小さくなるにつれて徐々に元に戻っている様子が推定できた。これは被害状況と整合する。

$$\begin{cases} \dot{x}(t+1) = A(t)x(t) + B(t)u(t) + D(t)w(t) \\ y(t) = C(t)x(t) + v(t) \end{cases} \quad \begin{cases} x(t+1) = f(x(t), t) + G(x(t), t)w(t) \\ y(t) = h(x(t), t) + v(t) \end{cases} \quad t = t_0, t_0 + 1, t_0 + 2, \dots$$

図5 カルマンフィルタにおける状態空間モデル

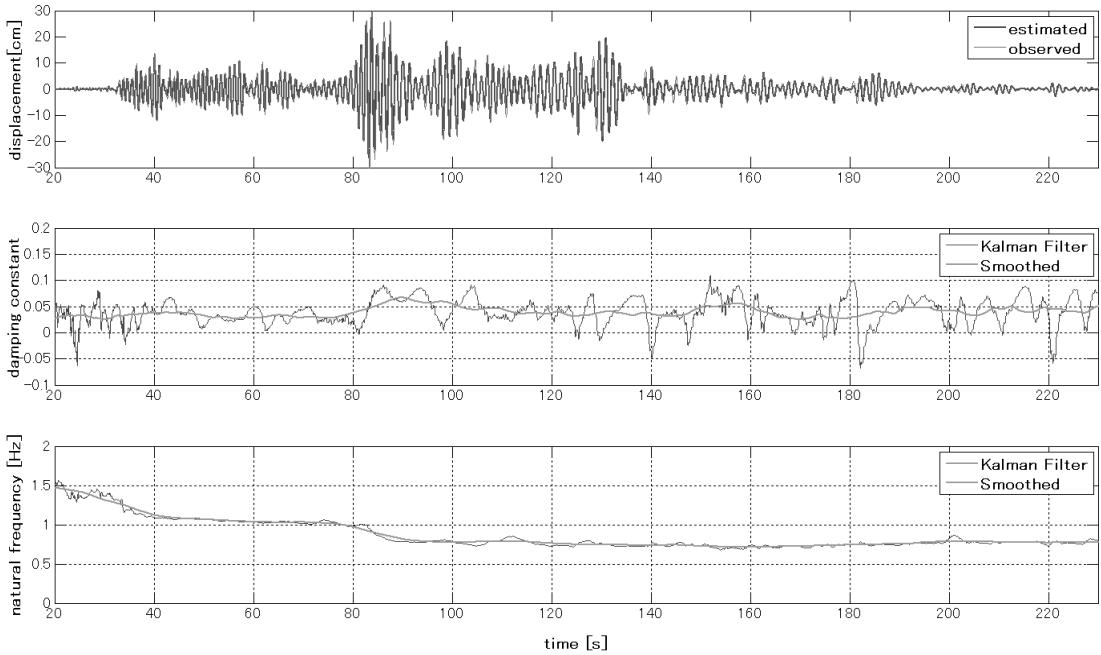


図6 振動特性の推定結果

6. まとめ

2011年東北地方太平洋沖地震で被害を受けた建物における地震観測データに基づき地震発生時の減衰定数・固有振動数の変化を分析した。分析結果は被害状況と整合する。

- 観測波形を時間方向に細かく分けた動的履歴特性の分析の結果から、応答最大値が発生した80秒付近で原点指向型、その後、逆S型の復元力を示し、振幅の減少に対し固有振動数も低下することがわかった。
- 拡張カルマンフィルタによる振動特性の推定結果から、減衰定数は最大点付近では振幅の増大に伴って増加しているが、その後は振幅が大きい時に減衰が小さくなり、それぞれ、原点指向型、逆S型の復元力に対応していることがわかった。また、固有振動数の推定については加速度一変位曲線の分析結果と一致している。

拡張カルマンフィルタを用いて、被害建物の振動特性はある程度推定できたと考えられるが、今後はカルマンフィルタのパラメータの設定、高次モードの影響などより詳細な検討が必要であると考えている。

謝辞

本稿での観測、分析にあたり SMAC-MD ((独)建築研究所) による観測記録を使用しました。鹿嶋俊英博士はじめ関係各位に感謝いたします。

参考文献

- MMotosaka et al, Amplitude Dependent Dynmic Characteristics of an Existing Building, 13WCEE, CD-ROM No.1023, 2004
- MOTOSAKA Masato et al. Change of Dynamic Characteristics of a Damaged Building Before, During , and After the 2011 Off Pacific Coast Tohoku Earthquake, AJJ 2011 annual meeting, 2011.8
- 萩谷隆嗣 : デジタル信号処理ライブラリー5 カルマンフィルタと適応信号処理、コロナ社、2005.12
- Simon Haykin : Kalman Filter and Neural Networks, WILEY, 2001.10

仙台高専高学年棟の東北地方太平洋沖地震前後の 常時微動固有周期変化

仙台高等専門学校専攻科学生 大内 壮

仙台高等専門学校 飯藤将之

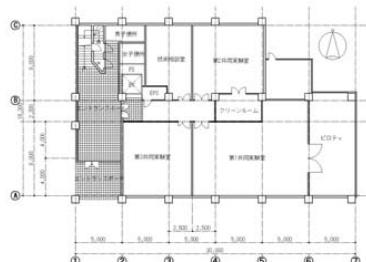
仙台高等専門学校 藤田智己

1.はじめに

仙台高専（旧宮城高専）の校舎群は、1999年から新築あるいは耐震改修されたものがほとんどであり、これまで耐震改修を機に常時微動測定を行ってきた。4・5年生の教室のある高学年棟は、2001年に竣工し、新築校舎の中では最も新しい建物である。しかしながら2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震の際には、他の棟に比べて見かけ上最も多くの被害が生じた。本建物については2009年12月23日に常時微動実測を行っていたこともあり、東北地方太平洋沖地震本震と4月7日余震の後に常時微動測定を行い、固有周期の変化について考察する。

2.常時微動測定

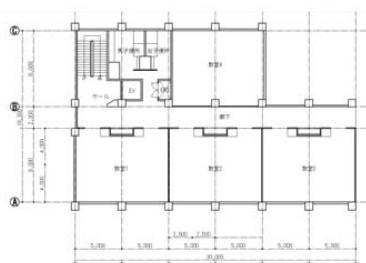
図1に仙台高専高学年棟1～4層の伏図を、写真1に建物の西側立面を示す。構造は鉄筋コンクリート構造で地上4階建て、基礎は直接基礎、高さは18.8mである。1・2層がほぼ純ラーメン構造であり、3・4層の張間方向に耐震壁のような周辺固定の壁があるが、ゴムで周辺柱・壁と縁を切ってある。南側の腰壁についてもスリットで柱とは縁が切ってあり、張間方向・桁方向ともDsは0.3で設計されている。



(a)1層伏図



(b)2層伏図



(c)3・4層伏図

図1. 高学年棟伏図



写真1. 高学年棟西側立面

Change of natural period evaluated by micro-tremor measurement of the higher grades wing in SNCT before and after the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake

By So OUCHI, Masayuki HANDOU and Tomomi FUJITA

常時微動測定の実施日と地震発生の時系列を表1に示す。2009年12月23日の測定は特に目的をもって行ったものではないが、結果的に被害地震発生前の測定データとして使用する。常時微動測定の感振器には振動技研 MTKH-1C を用い、

1階と4階に感振器を置き、変位の同時測定を行った。時間刻みは0.02秒で、測定時間は本前が48秒間、本震後は163.84秒間データを収録した。2011年3月28日と4月16日の実測では、常時微動実測とともに、4階壁を人力加振して、自由振動波形も集録した。

3. 地震前後の固有周期変化

常時微動測定した結果をフーリエ解析したのちバンド幅0.3HzのParzen ウィンドウで平滑化し、1階と4階のスペクトル比から固有周期を読み取った。図2と図3にフーリエスペクトルとスペクトル比を、桁行(EW)方向、張間(NS)方向別々に示す。

桁行(EW)方向では、2009年に4.0Hz附近にピークがあり微動固有周期は0.25秒程度であったと思われる。3月11日の地震後の図ではピークが2.8Hz附近にスライドしており、

表1. 地震と微動測定の時系列

地震発生	常時微動測定	測定内容
	2009年12月23日	微動のみ
2011年3月11日		
	2011年3月28日	微動+強制加振
2011年4月7日		
	2011年4月16日	微動+強制加振

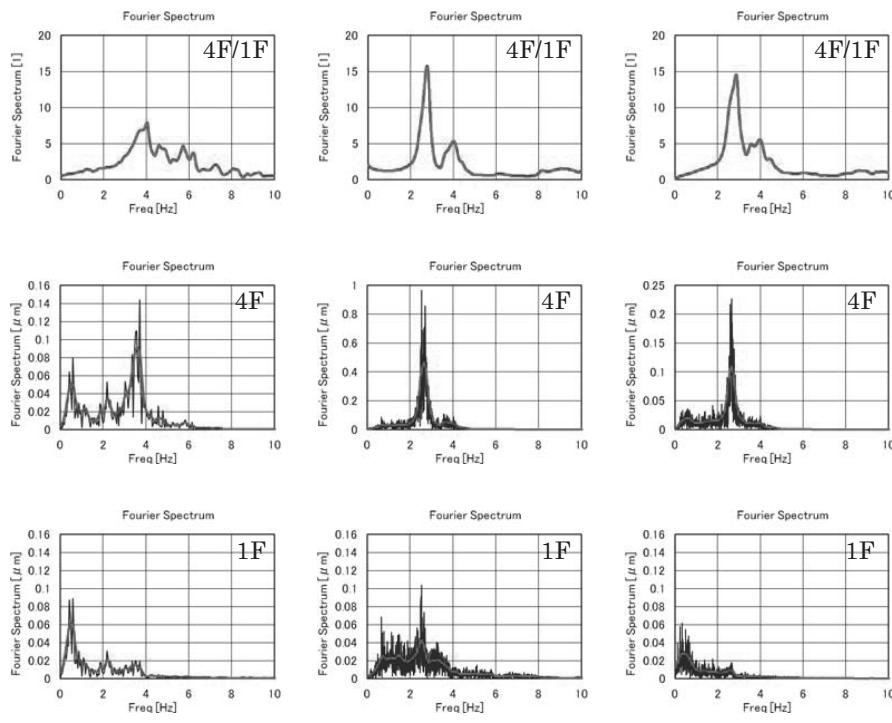


図2. 桁行(EW)方向のフーリエスペクトルとスペクトル比

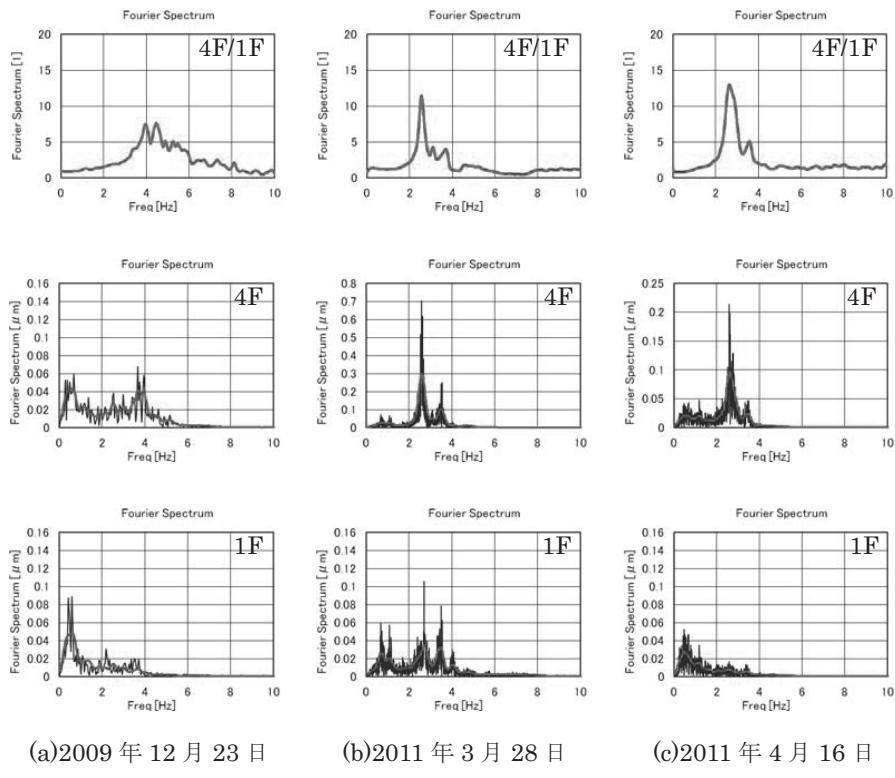


図 3. 張間(NS)方向のフーリエスペクトルとスペクトル比

周期で 0.36 秒程度である。4 月 16 日の実測でも 0.35 秒程度であり、4 月 7 日の地震による変化は現れていない。

張間(NS)方向でも桁行(EW)方向と同様の傾向が見られ、2009 年の微動固有周期は 0.23 秒程度であり、3 月 11 日の地震後のピークは 2.6Hz 附近に移動しており、固有周期が 0.39 秒程度まで伸びたと考えられる。4 月 16 日の結果では 0.38 秒であり、4 月 7 日の地震による影響は認められない。

桁行方向、梁間方向とも、スペクトル比において最大ピークの付近に小さなピークが見られるが、これはねじれ振動によるものだと考えられる。固有周期の伸びの原因の一つとして非耐力壁の抵抗が考えられる。桁行方向では南側の腰壁について、スリットがあるもののタイルの剥落が目立ち、構造要素として機能したと考えられる。張間方向では、3・4 階の非耐力壁が周辺固定の壁であり、やはりタイルの剥落が目立ち地震時に抵抗したと思われる。

固有周期の伸びを剛性低下に換算すると、桁行(EW)方向で 49%，張間(NS)方向で 36% となる。この値に関しては、建物の損傷程度に比べて大きな低下と思われるため、強制加振による自由振動を行い、検討した。

4.強制加振による自由振動

2011年3月28日と4月16日ともに強制加振後の自由振動実験を行っているが、4月16日に測定した自由振動を図4に示す。

桁行(EW)方向では固有振動数が2.5Hz程度、固有周期0.39秒程度、また対数減衰率により算出した減衰が約4%となり、張間(NS)方向では固有振動数が2.6Hz程度、固有周期が0.38秒程度、減衰が約5%となった。常時微動と自由振動の固有周期は、桁行(EW)方向、張間(NS)方向ともにほとんど一致しており、常時微動のスペクトル比のピークの読み取りが妥当であると考えられる。

剛性低下の要因については、大地震により非構造要素の抵抗がなくなったということの他、損傷度I程度の軽微な損傷が起きたとも考えられる^[1]。即ち、菅野式による剛性低下率 α_y が約0.3であると考えれば、実測での剛性変化0.49と0.36は、降伏には達しない剛性低下と考えることができる。従って、躯体が無被害と軽微な損傷の中間程度の被害を受けたとも考えられる。これら考えられる二つの要因については、今後高学年の修繕工事後に再度常時微動を測定し、検討すべき課題であると考える^{[2],[3]}。

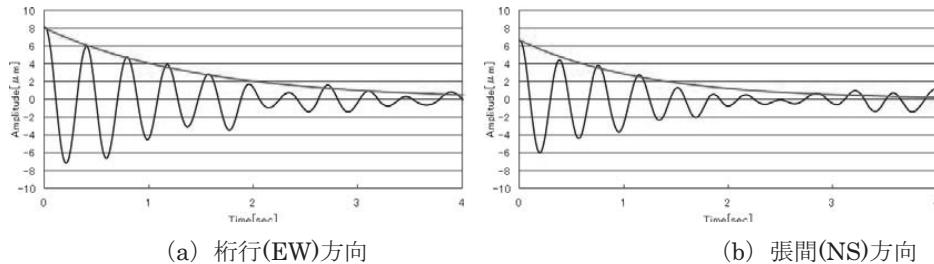


図4. 2011年4月16日測定の自由振動

6.まとめ

2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震とその余震により、外装仕上げや耐力を負担しない部材に損傷を受けた仙台高専高学年棟の常時微動実測を行い、固有周期の変化について検討した。その結果、同地震後、固有周期の伸びが確認された。同建物は、2005年8月の宮城県沖の地震と2008年6月の岩手・宮城内陸地震も受けているが、その際には大きな被害は認められず、今回の損傷の要因把握、更に地震動強さと被害対応の検討を進めたいと考える。

参考文献

- [1]日本建築防災協会：“震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針”（第2版），pp.15-41 および pp.152-161，2002.2
- [2]鶴村香苗、川瀬博：“微動測定に基づく地震前後におけるRC造中低層建物の振動特性比較”，日本建築学会構造系論文集，第627号，pp.717-723，2008.5.
- [3]野路利幸他：“常時微動測定にもとづく福井市の学校建築の振動特性（その3）”，日本建築学会学術講演梗概集，Vol.B, No.2, pp.561-562, 2009.8.

継続的な地震観測から得た仙台高専専攻科棟の固有周期変化

仙台高等専門学校専攻科学生 大橋大樹
 仙台高等専門学校 藤田智己
 仙台高等専門学校 飯藤将之

1. はじめに

仙台高専名取キャンパスでは、東北地方太平洋沖地震の発生当日から地域住民の避難場所として使用され、その後続く余震活動に対する耐震性確保の重要性と、保有する耐震性を確認する必要性を改めて考えさせられた。本校では、2005年より仙台高専専攻科棟の1階と4階において継続的に地震観測を続けており、東北地方太平洋沖地震の地震記録についても集録に成功している。本報では、本校で観測できた東北地方太平洋沖地震の記録を紹介するとともに、過去の観測記録および余震記録を包括して、東北地方太平洋沖地震前後における建物の振動特性の変化について検討を行う。

2. 仙台高専専攻科棟の概要と被害

対象建物である仙台高専専攻科棟の南側立面を写真1に、1階、3階平面図を図1に示す。本建物は1999年に竣工した鉄筋コンクリート造地上4階建の直接基礎の建物で、隣接する高学年校舎（2001年竣工の鉄筋コンクリート造4階建）とエキスパンションジョイントを介して渡り廊下で結ばれている。規模はEW方向が6.5mの3スパンで19.5m、NS方向は1・2階が20.3m、3・4階が14.8m、GLからR階梁天端までの高さは16.2mとなっている。

東北地方太平洋沖地震による専攻科棟の被害は、構造躯体ではなく、外壁のタイルが一部浮いた程度である。2階廊下では内壁に貼った大理石が一部剥落し、3階と4階の研究室では金物固定していた書架が南向きに転落し、パソコンの本体とモニターがほとんど卓上から落ちた。高



写真1 専攻科棟全景

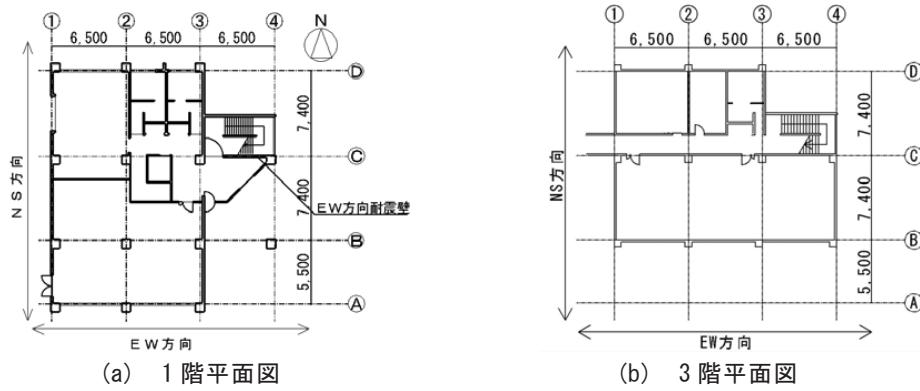


図1 専攻科棟平面図

学年棟と専攻科棟を結ぶ渡り廊下のエキスパンションジョイントに隙間が 7cm 程度生じ、繰り返す余震で徐々に 12 cmまで開き、仕上げ枠もはずれた。

3. 地震観測記録

地震観測は、2005 年から専攻科棟 1 階と 4 階に小型強震計 QDR を設置し行ってきた^[1]。これまでに観測された地震記録を図 2 に、代表地震波の最大加速度を表 1 に示す。また、図 3 に東北地方太平洋沖地震の加速度記録を、図 4 に表 1 に示す観測記録の速度応答スペクトル ($h=0.05$)を示す。図 4 には、第二種地盤を仮定した限界耐力計算の損傷限界と安全限界のスペクトルと荷重指針の 50kine 地震動のスペクトルも示している。

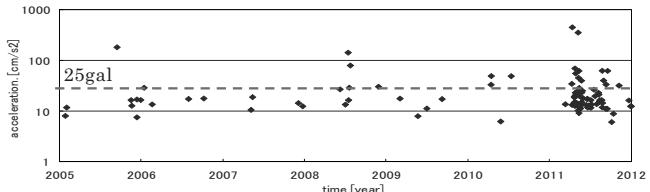
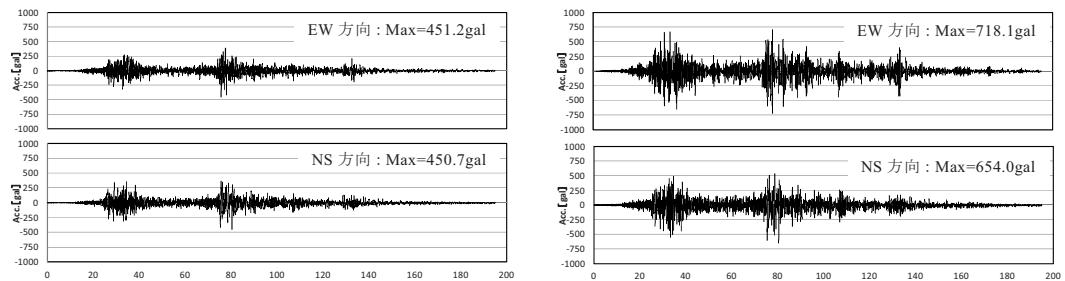


図 2 専攻科棟での観測記録

表 1 代表地震波の最大加速度 [gal]

発生日時	1 階		4 階	
	EW	NS	EW	NS
2005/8/16 宮城県沖地震	146.6	-182.3	271.0	328.0
2008/6/14 岩手宮城内陸地震	-142.9	-112.8	258.4	-183.0
2011/3/11 東北地方太平洋沖地震	-451.2	-450.7	-718.1	-653.5
2011/4/7 最大余震	-355.4	-330.5	-787.2	-608.3



(a) 専攻科棟 1 階

(b) 専攻科棟 4 階

図 3 東北地方太平洋沖地震の加速度記録

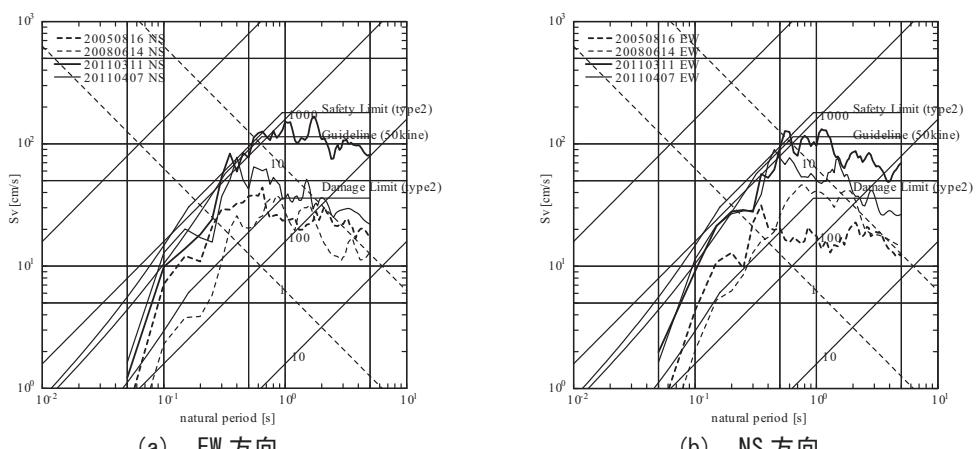


図 4 速度応答スペクトル ($h=0.05$)

表1と図3から東北地方太平洋沖地震は、過去に観測された地震波と比べ約3倍の加速度となっており、計測時間も約180secと長いことがわかる。また、速度応答スペクトルから3月11日の地震ではEW, NS方向ともに固有周期0.3秒から2秒にかけて50kine地震動を超える領域があり、固有周期0.3秒から0.7秒にかけて安全限界を超えていることが確認できる。4月7日の地震は、固有周期0.5秒までの短周期領域では、3月11日の地震とほぼ同じレベルであるが、固有周期が0.5秒以上になると速度応答が低下する。二つの地震とともに、全周期帯で2005年と2008年の地震の応答を上回っており、2005年、2008年の地震では建物への被害を免れた一方、3月11日の地震では被害を回避できなかつことと対応する。

4. 専攻科棟の固有周期変化

観測記録から専攻棟の1Fと4Fのフーリエスペクトルを算出し、その比から1次の卓越周期を読み取った。フーリエスペクトルでは平滑化のため、0.3HzのParzen Windowを使用した。対象とする地震記録は、表1に示す代表的な地震および図2に示す観測記録の25gal以上を記録した地震の計17波とした。代表的な地震波のフーリエスペクトルを図5に示す。また、2005年からの固有周期の推移を図6に示す。東北地方太平洋沖地震前の記録地震動より得られた固有周期は、ほぼ一定でありEW方向で約0.25秒、NS方向で約0.21秒となっている。その間には専攻科棟1階で約150galを観測した岩手宮城内陸地震を経験しているが、その地震前後の観測記録における固有周期の変化が無いことから、弾性範囲の応答に留まっており、構造的被害を受けていなかったと言える。しかし、東北地方太平洋沖地震後にはEW方向で0.34秒、NS方向で0.25秒に固有周期が伸びており、耐震壁が多く入るNS方向では周期の伸び率が小さく、純ラーメン構造に近いEW方向では周期の伸び率が大きい。

図5において、東北地方太平洋沖地震前よりNS、EW方向ともスペクトルの最大ピーク付近にいくつかのピークが見られ、ねじれ振動の影響と考えられる。このねじれ振動に関しては、以前、専攻科棟の常時微動測定^[2]を行った際にも確認されており、震災後、特にEW方向で、ねじれ振動が顕著に表われるようになった傾向が見られ、偏心率の上昇が懸念される。

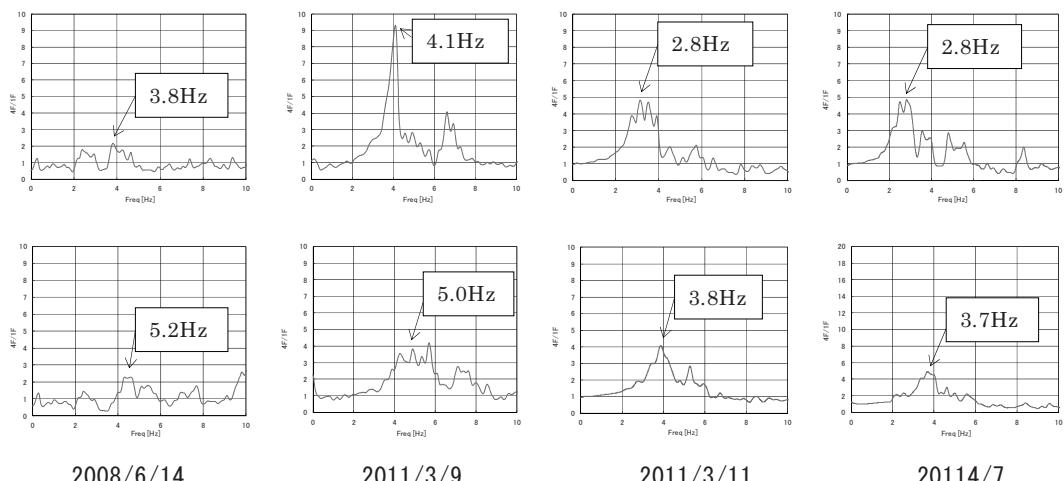


図5 代表地震波のフーリエスペクトル（上段：EW方向、下段：NS方向）

固有周期と地震動強さとの関係を図7、図8に示す。(a)の横軸はPGA、(b)の横軸はPGA × PGVである。なお、PGVは加速度記録を積分し求めている。東北地方太平洋沖地震を境にNS、EW方向とも固有周期の伸びが確認でき、450galを超える大地震に対しては、剛性低下が免れないことがわかった。周期を剛性に換算するとEW方向で約50%、NS方向で約30%の剛性低下に相当する。この剛性低下は目視による被害調査と照らし合わせると、非構造部材の被害に起因していると考えられるが、目視で確認出来なかった部位に損傷を受けている可能性も考えられる。今回の観測記録の範囲において、地震動強さをPGAとPGVの積として考えた場合、 $2 \times 10^3 \text{ gal} \cdot \text{kine}$ まで弾性範囲に留まっており、データ数は少ないが最大余震が記録した $10^4 \text{ gal} \cdot \text{kine}$ 程度から弾性範囲を超えて被害が表われるものと予想される。

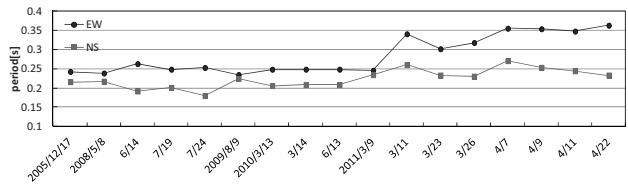
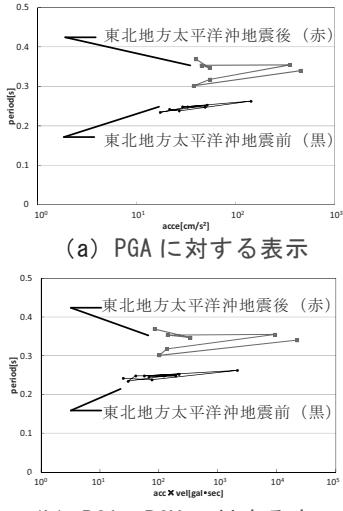
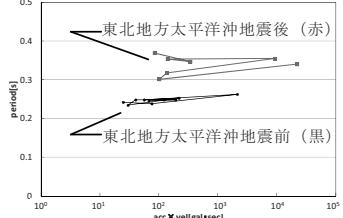


図6 時間経過による固有周期の推移



(a) PGAに対する表示



(b) PGA × PGVに対する表示

図7 地震動強さと固有周期の関係 (EW 方向) 図8 地震動強さと固有周期の関係 (NS 方向)

5.まとめ

継続的な地震観測のデータを用いて、本校専攻科棟の固有周期の変動について検討した。東北地方太平洋沖地震前後における固有周期の変化が確認でき、建物の被害状況と整合することを確認した。地震後における観測記録を用いた建物の保有耐力の検討は、簡易的に剛性評価を行い、詳細調査を行う判断材料として有効と考えられる。今後、データ数を増やし、地震動強さと被害対応との検討を更に進めていきたい。

参考文献

- [1]飯藤将之、渋谷純一、宮城高専の強震記録と1978年宮城県沖地震の記録との比較、宮城高等専門学校研究紀要, vol.43, pp.9-14, 2007.3
- [2]高橋直生、飯藤将之、宮城高専専攻科棟の地震前後での微動実測、宮城高等専門学校研究紀要, vol.45, pp.251-254, 2009.3

津波による杭基礎建物の転倒に関する考察*

山形大学 三辻和弥 東北大名誉教授 杉村義広 東北大 株木宏明

1. はじめに

2011年3月11日に起きた東北地方太平洋沖地震では地震や津波によって多くの被害が生じた。甚大な津波被害を受けた町の一つである宮城県牡鹿郡女川町では、本震後に来襲した津波により、複数の建物が転倒した。その中には杭基礎で支持されていた建物も含まれている。著者らは津波により転倒した建物の被害調査を行い、特に杭基礎建物の転倒原因について考察を行った。

2. 津波によって転倒した建物の被害調査



図1 女川町で津波により転倒した建物の位置

(@2011 Google - 画像 @2011 Digital Globe,

GeoEye, 地図データ @2011 ZENRIN)

著者らが調査した範囲では、津波によって転倒した建物が5棟、そのうち杭基礎で支持されているものが3棟であった。以下、それぞれの被害について主に基盤構造の観点から報告する。図1に津波で転倒した5棟の建物の位置を示す。図中に示した番号は写真のキャプションに記した建物番号に対応している。No.1～No.3の建物は杭基礎建物、No.4およびNo.5は直接基礎建物である。なお、被災直後の映像などからは、No.3建物の近くにはもう1棟、津波によって転倒したと思われる建物があつたようであるが、著者らの調査した時点(2011年4月)では、すでに撤去された後様で、ここでは考慮していない。

転倒方向は、No.1、No.2、No.5については海から内陸へ、No.4は逆に陸から海へ、No.3は海岸線にほぼ平行する方向へ、とそれぞれ少しずつ違っているが、以下、被害の特徴とともに調査結果を述べる。

3. 津波によって転倒した建物の被害状況

写真1に示すNo.1建物は鉄骨造3階建て(一部4階)の水産会社建物である。基礎形式はパイルキャップ(以下、基礎と略記)形式の杭基礎で、写真右側に引き抜かれた杭が1本ぶら下がった状態で残っている。杭表面に記された表示から杭長は6m程度と見られる。この周辺の地盤はGL-15～20mの深さまではシルト層を中心に軟弱な地層であることが分かつており、深さ方向に2～3本の既製コンクリート杭を継いで用いていたと思われる。写真2は、その先端部を下から覗いたもので、端板が赤銅色に錆びていることから、継手の溶接が十分でなかったためにこの上杭だけが引き抜かれたものと推定される。杭断面は直径300mm、肉厚は60mmであり、杭種については、PC杭A種と判断した。

* Comments on damage mechanism of tumbled pile foundation buildings due to tsunami, Yamagata University by MITSUJI Kazuya, SUGIMURA Yoshihiro and KABUKI Hiroaki

写真3はNo.1建物が建っていた敷地から流失したNo.1の建物を見たものである。写真の左端に駐車場コンクリート面の損傷が見られるが、この建物が流された際にできた痕跡と判断される。このことから、建物の左側は地面を摺り、右側は浮いて傾いた状態で流れたことが考えられ、流失の直前まで左端部の杭頭はつながっていたと推測され、後述する左側基礎の中詰め縦筋が左へ大きく曲がっていた状況とも対応する。

写真4には転倒したNo.2建物の基礎底面の様子を示す。建物はRC造4階建てで、元の位置から約70m流されたことが指摘されており¹⁾、その位置関係を写真5に示す。



写真1 転倒した鉄骨造建物 (No.1) : 支持杭基礎



写真2 引き抜かれた杭の先端部 (No.1)



写真3 元の敷地から転倒したNo.1建物を見る



写真4 転倒したRC造建物 (No.2) : 摩擦杭基礎



写真5 元の敷地から転倒したNo.2建物を見る



写真6 転倒したRC造建物 (No.3) : 支持杭基礎

基礎底面の右側に先端ペンシル型の杭が 1 本ぶら下がっている状況が見られるが（写真 4），レーザー変位計で計測した結果，傾斜高さが 3.6m，水平面との角度が 120° であることから杭長は約 4m と計算される。その横に転がっている杭の断面を計測したところ，杭径 300mm，肉厚 60mm，鉄筋 6-φ8 であることが認められ，基礎底面での杭の破断跡観察結果からは，全部で 32 本であることが判明した。これらの杭本数，杭配置，杭断面諸元などから，RC 杭を用いた摩擦杭基礎であると推定された。写真 6 には No. 3 の建物の基礎底面の様子を示す。この建物は RC 造 2 階建ての交番であるが，パイルキャップ方式の全部で 14 本からなる杭基礎であることが見られる。転倒の方向は，No. 1，No. 2 の建物が東から西へ，海から内陸へ向う方向であったのに対し，北に向う海岸線とほぼ平行する方向であることが特徴である。津波の波力が作用する方向と No. 3 の建物の短辺方向すなわち弱軸方向とが一致していたこと，また，建物が建っていた元の位置には津波による洗掘と思われる大きな痕跡も認められており，その影響もあったかと考えられる。この事例で最も目立つのは杭の脆性的な破断面が杭頭より 1.5m 程度下がった位置で見られることである。このような破壊形式は，引張り力が作用している条件下で杭体がせん断力を受ける場合に起るのではないかを連想させる。杭断面の現地計測はかなり困難であったが，杭径 300mm，肉厚 60mm，7mm 筋が 6 本配置されていることを見出すことができた。

以上のことから，この建物では PC 杭 A 種で 2 本あるいは 3 本つなぎの長い支持杭基礎が採用されていたのではないかと推定される。

写真 7 には転倒した No. 4 の建物の様子を示す。この建物は RC 造 3 階建ての事務所ビルで，基礎形式はべた基礎形式の直接基礎である。転倒方向は No. 1 や No. 2 とは逆に，陸から海側（西から東側）に向かっている。このことから，この建物の場合は引き波によって転倒したのではないかと考えられる。基礎の大きさは長辺 10.4m，短辺 7.4m であり，写真 7 の左側に見られる水の溜まった敷地の寸法が一致したことから，これが元建っていた位置であることが判明した。

写真 8 には転倒した No. 5 の建物の基礎底面の様子を示す。レーザー変位計による計測の結果，長辺 20m，短辺 9.3m であり，基礎梁の間隔は中央で 6.6m であった。基礎形式はパイルキャップ方式のようにも見受けられたが，杭で支持されているような杭頭の痕跡は明確には見当たらない（杭は用いられていたとしても地盤改良のような目的であって），独立基礎形式の直接基礎であると判断することにした。

4. 杭基礎建物が転倒した原因について

ここでは，杭基礎建物である No. 1 および No. 3 建物に焦点を絞り，津波によって杭基礎建物が転倒した原因について考察する。

No. 1 建物の左側の基礎について少し詳しく，津波到来方向に対する，建物の前面側を写真 9 に，後面側を写真 10 に示す。ここで特徴的なのは，前面側，後面側ともに杭頭接合部の中詰コンクリート用鉄筋のうち縦筋のみが残っていることで，さらに左端の基礎では前面側，後面側とも 2 本ずつ 4 本すべてが左に大きく曲がっていることである。左から 2 番目の基礎に移ると，前面側，後面側ともほぼ垂直の状態に残っている中で，前面側の 3 本のうち下の 1 本がやや左に傾いているのが見られる。

写真 11 は元の敷地に残っていた杭頭を示す。元の位置にほぼ健全な姿のまま残ったものと推定出来る。この位置は前面側左から 2 番目の基礎の上側 2 本のうち左の杭であると判断された。また写真 12 は同じく元の敷地に残されていた，引き抜かれたと思われる杭である。この杭がどの位置の基礎に接合されていたものかは，今のところ不明である。



写真9 パイルキャップに残された鉄筋（前面側）



写真10 パイルキャップに残された鉄筋（後面側）



写真11 元の敷地で発見された地中に埋まつたままの杭



写真12 元の敷地で発見された引き抜かれた杭

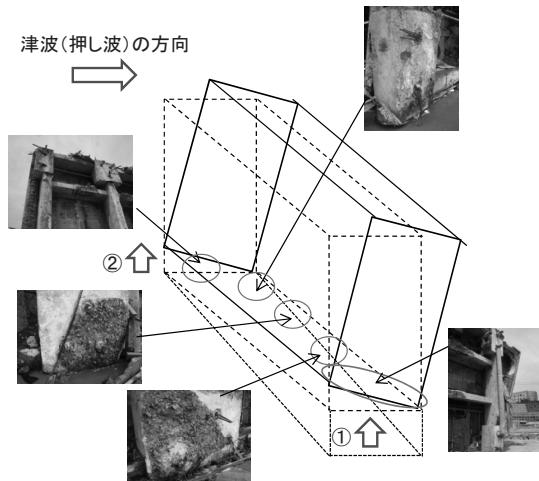


図2 No.1建物の転倒メカニズムの推定

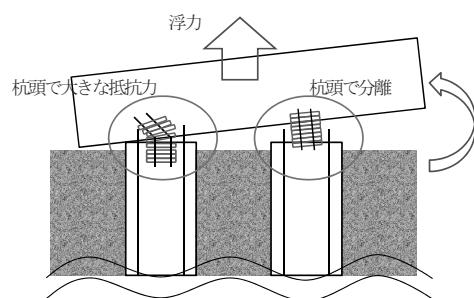


図3 前面側左から2番目の基礎の転倒イメージ

以上の状況から、図2に示すような転倒メカニズムを考えた。標高約15mに建つ町立女川病院の1階のかなりの高さまで浸水していたという証言などから、ほぼ海拔0mに建つこの建物は転倒時には完全に水没した状態であったと考えられる。したがって、その浮力によってすべての杭は引張り力を経験することになるが、前面側右端の1本の杭は継手の不良と、周面摩擦力の低下で、他よりも早く抜け上がってしまったと推定される。前面側中央の杭は中詰め縦筋のみが垂直に残っているものが多いが、浮力による引張り力に対しては、継手に不備はなかったために下方の周面摩擦力で抵抗していたが、杭頭の呑み込み長が小さかったために、そこで抜け出してしまったと推定できる。

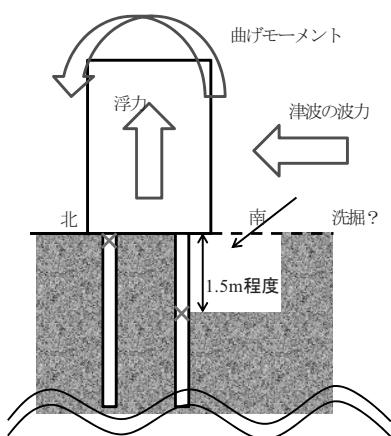


図4 No. 3 建物の転倒メカニズムの推定

右から2番目の基礎になると、前面側では垂直の中詰め縦筋だけが残る（すなわち杭頭が比較的素直に抜けてしまうような挙動をしている）のに対して後面側ではお辞儀をするような変形が残り、ある程度曲げモーメントに抵抗している状態となっている。

前面側左端の基礎に近づくほど、中詰め縦筋が左に曲がるものが多くなるが、これらは他の杭頭部が分離した時に杭頭接合部が比較的強かつたために分離が遅れたことが考えられる。建物が短辺方向の転倒を主体として挙動しながらも、長辺方向の動きもかなりあったであろうことが推定できる。それが左端部の中詰め縦筋の左への曲がりになって現れたものと思われる。

図3には図2の左側2つの基礎について杭頭部の状態を想定したものを示す。No. 3 建物は前述のように、津波の到来方向に対する前面（南面）の杭が基礎から約1.5m下がった位置で破断している（写真6の上側の基礎の杭）。北側にあたる、津波の到来方向に対する後面の杭（写真6の転倒した基礎底面では下側）は基礎に残されておらず、少なくとも南側の杭とは損傷の状況は異なるものと思われる。つまり、No. 3 建物については、図に示すように北側と南側で杭の破断位置が異なっていることが指摘できる。このような被害の状況を説明するために、以下のような転倒メカニズムを考えた。

- 1) 波によって水没していたことはNo. 1の場合と同様で、大きな浮力を受けていた。ただし、鉄骨造のNo. 1建物に比べると、浮力の影響は相対的に小さかったかもしれない。
- 2) 地震による液状化の発生も考えられ、杭の周面摩擦力のみでなく水平地盤反力もかなり低下し、ほぼゼロ状態になっていた。
- 3) 津波による洗掘の可能性もあり、地表面付近はかなりの深さまで露出していたことも考えられ、地盤による拘束効果自体が乏しかった。
- 4) 上記のような状態で津波による大きな水平力を受けたために、建物全体に作用する曲げモーメントの見掛け上の支点が杭頭部から1.5m程度下がった位置となり、曲げモーメントあるいはせん断力に杭体が耐えられずに杭が破断した。また、この破断面の位置は、杭頭ピン条件で水平力を受ける杭の最大曲げモーメントの発生位置を連想させるものもある。

- 5) 前面側の杭が液断したことが引き金となって建物の転倒が発生した。

5. まとめ

本論では、女川町で津波によって転倒した5棟の建物の被害調査について報告し、特に杭基礎建物2棟(No.1とNo.3)については、転倒した建物や周辺の被害状況から、その転倒メカニズムを考察した。建物転倒に及ぼした要因として以下の項目が挙げられる。

- 1) 津波による転倒モーメントの発生
- 2) 浮力による杭頭部での引張力の発生
- 3) 津波による洗掘の影響

これらの要因が複合的に働いたことにより杭基礎建物の転倒を引き起こしたと考えられる。また、No.1建物のように杭頭接合部で、杭の基礎への「のみ込み」が十分ではなく、津波によって浮力と転倒モーメントを同時に受けた際に、杭頭部で杭と基礎・上部構造とが簡単に分離してしまった可能性が考えられる。今後、実験・数値解析などを通して検討を進めたい。

謝辞：

被害調査を行うに当たりご配慮いただいた、東北大学大学院工学研究科土木工学専攻・風間基樹教授に感謝いたします。女川町での調査については東北大学大学院工学研究科土木工学専攻・株木宏明氏・中島悠介氏、モンカダ・ロペス・リゴベルト氏、金鍾官氏とともに行いました。ここに記して感謝致します。

震災でお亡くなりになった方々のご迷惑をお祈りいたしますとともに、被災地の一日も早い復興を願います。

参考文献

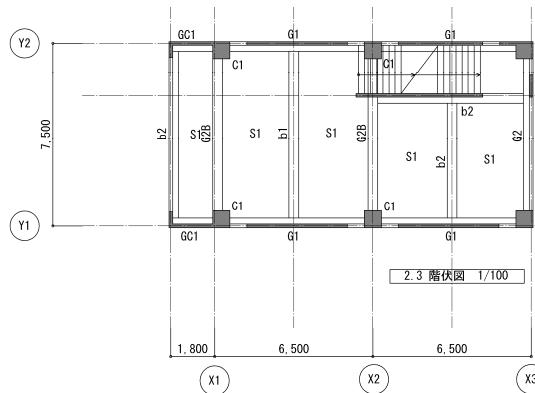
- 1) 平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震調査研究(速報)(東日本大震災),建築研究資料No.132,建築研究所,2011,<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/publications/data/132/index.html>

津波対応住宅の試設計と建物の津波被災状況*

弘前大学 津村 浩三, SD&SD 事務所 工藤 仁

1. はじめに

津波が発生する可能性のある海岸沿岸住民の命を津波から守るための対策としては、防潮堤の設置、避難ビル^①、注^②などの避難施設の設置または指定などの方法が考えられている。ここでは、予想される浸水深が低い場合に自宅等で津波に対応することを想定して、住居や商店として使用している建物が滑動、浮き上がり、倒壊等の甚大な被害を被らないように設計することが可能かどうかについて、小規模RC建物の試設計により検討する。設計用浸水深は2mとする。また、東日本大震災において津波により被災したと思われる建物を取り上げ、試設計から示唆された事柄と実際の建物の被災状況を比較考察する。



2. 検討建物の概要

試設計建物の建設場所は1960年チリ津波により被害を受けた経験のある八戸市内の海岸部とした。用途は店舗併用住宅とした。これは店舗併用住宅が商店街における敷地の制約から、長方形状の平面形となることが多く、さらに使用形態のうえからも建物全体の形状が想定し易いこと、また、

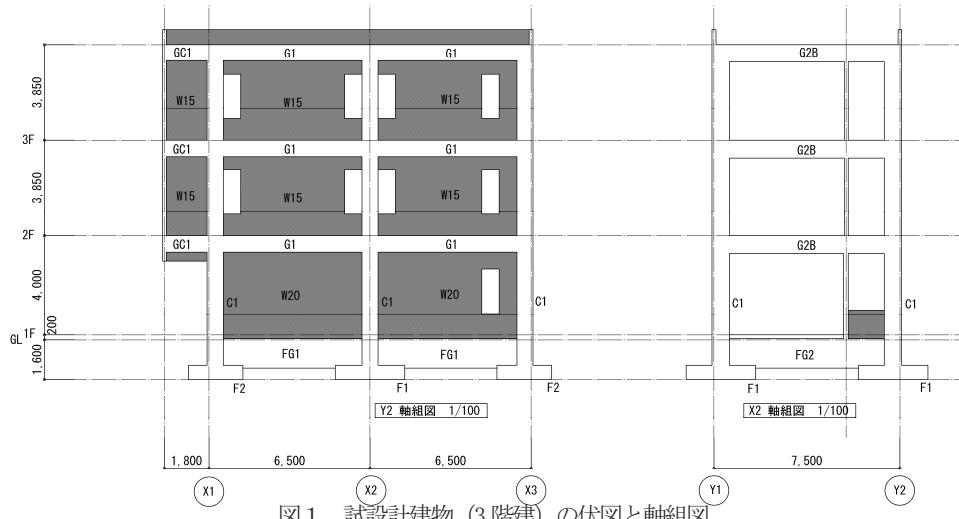


図1 試設計建物(3階建)の伏図と軸組図

*Design studies on tsunami resistant houses and discussion on damaged buildings by a tsunami,

by Kozo Tsumura and Hitoshi Kudo

の面でも構造上の弱点となることから、注目点を絞りやすくなるためである。

構造は、鉄筋コンクリート構造、平面上長辺のX方向2スパン、短辺のY方向1スパンの平面計画(図1参照)で、階数は2階建と3階建の2種類を想定した。使用材料はコンクリート設計強度 $F_c = 24N/mm^2$ 、主鉄筋の種類はSD345とし、基礎は地耐力が十分確保できるものと仮定して、直接基礎と考えた。

3. 設計方針と設計経緯

- (1) 試設計は2階建、3階建の建物各々について、津波の考慮無しと、考慮有りの場合に対して検討をした。
- (2) 津波に関する構造的要件の基本的な考え方は財団法人 日本建築センターが津波避難ビルとして指定するための要件を案としてとりまとめたもの(卷末資料②)^{注1)}によった。
- (3) 構造設計フローは図2により行った。
- (4) 構造設計フローに示す建築基準法に準拠した設計²⁾において、設計ルートは、X方向ルート1、Y方向ルート3にて行った。
- (5) 積雪荷重は多雪区域以外に建設されるものとして考慮しなかった。
- (6) 設計用浸水深は2.0mとした。次の波圧算定式により図3の波圧算定式を用いて設計を行った。波圧算定式は次の(1)式^{注1)}を用いた。

$$q_z = \rho g (3h - Z) \quad (1)$$

ここで記号は次による。

q_z : 構造設計用の進行方向の津波波圧 (kN/m^2)

ρ : 水の単位体積質量 (t/m^3)、1.0とした

g : 重力加速度 (m/s^2)

h : 設計用浸水深 (m)

z : 当該部分の地盤面からの高さ ($0 \leq z \leq 3h$) (m)

なお、開口部も波圧を受けるものとして、算定した。

(7) 浮力に対してokとする条件としては次の(2)式^{注1)}を用いた。

$$\Sigma W \geq Q_z \quad (2)$$

滑動に対してokとする条件としては次の(3)式^{注1)}を用いた。

$$\Sigma Q_k \leq \mu (\Sigma W - Q_z) \quad (3)$$

ここで、記号は次による。

ΣW : 建物重量(基礎自重も含む) (kN)

Q_z : 浮力 (kN)、 $Q_z = 9.8 * V$

V : 浸水面から地盤面までの建物の体積(m^3)

ΣQ_k : 津波による波力 (kN)

μ : 摩擦係数、0.5とした

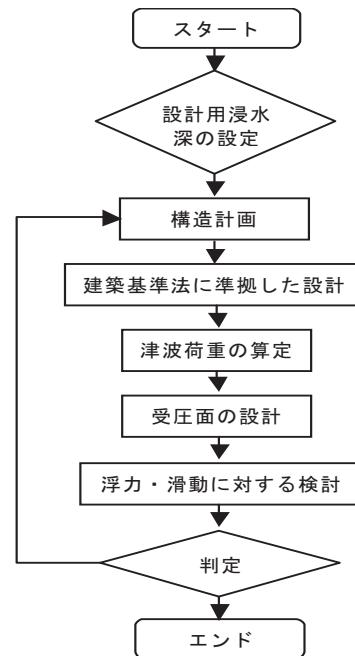


図2 構造設計フロー

4. 主な計算結果

- (1) 波力と地震力及び保有水平耐力の関係

各階に想定される許容応力度設計用の地震力および津波による波力などの外力と、設計により得られた保有水平耐力(Y方向の例)を比較して図3(2階建)と図4(3階建)に示す。参考までに構造特性係数 $D_s = 0.30$

~0.55 間を灰色で示した。図中の F は基礎下面を指す。X 方向については、構造上、津波に対して有利なので、省略する。

計算の結果、2階建では、RC 造で比較的重い（単位床面積あたりの自重が大きい）建物であるが、波力が許容応力度設計用地震力を上回った（図3の2階の実線で結ばれた小黒丸印と菱形を参照）。しかし、保有水平耐力は下回った。一方3階建の場合には、かろうじて許容応力度設計用地震力が波力を上回っている。

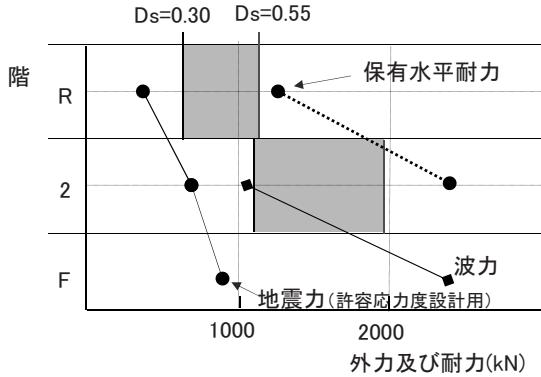


図3 各階に想定される各種外力と各種耐力
(2階建、Y方向の場合)

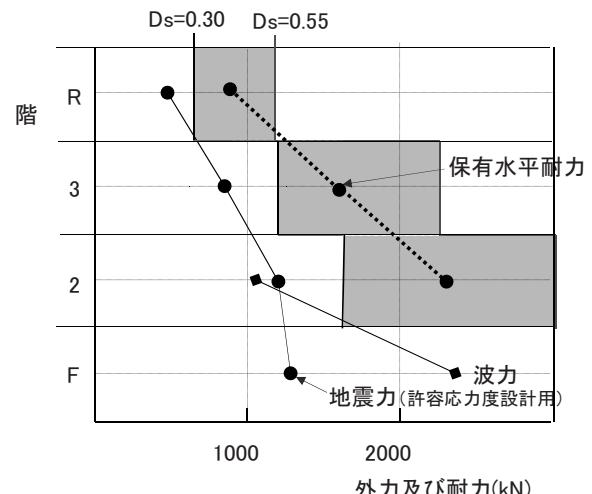


図4 各階に想定される各種外力と
各種耐力 (3階建、Y方向の場合)

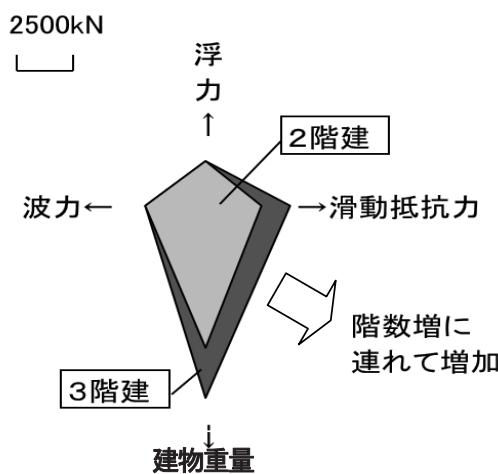


図5 階数の違いと波力、浮力、滑動抵抗力、建物重量

(2) 波力と浮力及び滑動抵抗力の関係

建物階数ごとの Y 方向の建物重量と浮力の関係及び波力と滑動抵抗力の関係を図5 に示す。

計算の結果、2階建の場合、浮力の検討は OK (図中の上下の関係から、浮力 < 建物重量、を参照のこと) であるが、滑動の検討では NG (図中の左右の関係を参照のこと、波力 > 滑動抵抗力) となった。これに対し、3 階建の場合はいずれも OK となった。

(3) 波圧と波圧壁の関係

波圧壁(面外方向に波圧を受ける耐震壁)について土圧を受ける壁と同様の設計を行った結果を表1に示す。設計用浸水深がh=2.0の場合に加え、参考までに、h=4.0mの場合についても検討した。同表にあるように、波圧考慮無しの場合に比べて、波圧を受ける部分では、配筋の割り増しや、壁厚の割り増しが必要になることが分かる。

表1 波圧壁の設計結果

階	波圧考慮無し		浸水深 h=2.0m		浸水深 h=4.0m	
	壁の厚さ		壁の厚さ		壁の厚さ	
	タテ配筋	横配筋	タテ配筋	横配筋	タテ配筋	横配筋
3	W15		W15		W18	
	D10-250 T	D10-250 T	D10-250 T	D10-250 T	D13-125 W	D13-175 W
2	W15		W15		W20	
	D10-250 T	D10-250 T	D10-150 T	D10-200 T	D16-100 W	D16-150 W
1	W15		W20		W30	
	D10-250 T	D10-250 T	D13-100 W	D13-150 W	D16-100 W	D16-150 W

注) T:ちどり千鳥配筋、W:ダブル配筋、その前の数値は配筋ピッチ (mm²)、壁の厚さはcm単位

5. 計算結果と問題点

計算の結果、3階建物の場合は設計可能となったが、2階建の場合は滑動でNGとなり設計不可となった。波圧を受ける壁は、津波を考慮しない現行の設計のままでは不可となり、壁厚を増すなどの設計変更が必要になった。

問題点としては、店舗等にはふさわしくないと思われるほど、1階の耐震壁に非常に堅牢な造りが要求されてしまったことが挙げられる。実際にこれほどの堅牢な造りが必要であるか検討の余地があろう。また、開口部のサッシ、シャッター等の波圧及び浮力算定時の扱いを如何にするか、判断が難しかった。これらの扱い方次第で、計算結果が大きく異なってくる。

6. 設計の可能性に関する考察

今回の試設計結果をもとに、小規模な建物の設計上の特性について以下に考察してみる。

(1) 階数に関して。

試設計では2層建物の津波による波力はDs換算で0.3程度、3層建物の波力はDs換算で0.2程度となった。このように、受圧幅が一定であれば、津波による波力のDs換算値は階数に反比例的となるので階数増は波力に対する設計に有利となる。

何階建て以上であれば設計可能かについては一概に言えないが、RC造で、受圧面に直交するスパンが1スパンしかない場合、設計用浸水深と建物高さの関係に関するおおざっぱな目安として、設計浸水深の3倍以下である軒高建物は設計が困難であるということが言えそうである。

(2) スパン数に対して。

受圧幅が一定の条件下で津波進行方向へのスパン増を考える。スパン数に比例して建物重量が増えると考えれば、津波による波力のDs換算値は、スパン数に反比例して小さくなる。よって、スパン増は波力に対する

設計に有利となる。

一方、津波進行方向に直交する方向へのスパン増の場合には、スパン増に伴って、建物重量も受圧面積も比例的に増加するので、スパン増による有利不利は無い。なお、この設計では建物の形状による津波波圧の変化を考慮していないことに留意しておく必要がある。

(3) 構造種別に対して

今回の試設計建物はRC構造としても面積の割に重い(単位床面積当たりの重量が17.0kN/m²)ものであった。試設計の2階建物は滑動の検討でNGとなつたので、ここで、建物の地震力に関する単位床面積あたりの重量 ρ_b と滑動の起りやすさについて検討してみる。滑動に関する条件式である(3)式を見ると、単位床面積あたりの重量 ρ_b の変化が影響するのは建物重量のみで、 ρ_b が減ると建物重量が減り、滑動し易くなることがわかる。従つて、比較的建物重量の軽い木造(単位床面積当たりの重量8.0kN/m²程度)及び鉄骨造(単位床面積当たりの重量10.0kN/m²程度)の場合はRC造に比べて圧倒的に不利となり、今回想定した2~3建てまでの住居などの用途に用いる場合、設計が困難となる。もちろん、杭を使うことにより、これらの構造種別の低層建物が津波による滑動に対応できるようとするという方法があり得るが、波圧壁の設計にあたり、今回試設計の1階における波圧は一般的な風圧の10倍強となっており、これは地下の土圧壁並である。従つて、木造及び鉄骨造の波圧に対処する外壁は一般的なものでは設計困難であると考えられる。

7. まとめ

設計用浸水深h=2.0mの条件下で、津波に対応する小規模建物の設計可能性について検討したところ、3階建のRC店舗併用住宅は設計可能となった。ただし、現行の建築基準法に準拠した設計に加え、壁厚を増すなどの波圧対策が必要となった。店舗併用住宅に比べて住宅専用の建物は一般に自由度が高くなるので、RC3階建住宅も設計可能と考えられる。想定される津波と地域特性にもよるが、「津波対応住宅」も、津波対策の選択肢として検討する余地のあることが判つた。

試設計が示唆する津波各種建物の津波に対する性能の特徴は東日本大震災の津波により被災した建物の状況と大局的に一致していた(レイアウトの関係上、建物の被災状況に関する考察は末尾に付録として配置した)。

謝辞

平成19・20年度北東北3大学連携研究プロジェクトの補助を受けた。北東北国立3大学分野別専門委員会防災分野WGの各委員から助言を受けた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 石川忠志:「津波避難ビル」の構造検討の概要、日本地震工学会誌、No.6、pp.33-34、2007.8
- 2) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会:2007年版建築物の構造関係技術基準解説書、全国官報販売共同組合、p.720、2007.8

注

- 注1)津波避難ビル等に係るガイドライン検討会、内閣府政策統括官:津波避難ビル等に係るガイドライン 卷末資料②構造的用件の基本的考え方、2005.6

付録 建物の津波被災状況と試設計の示唆

写真1から写真4に2011年東日本大震災において津波被害を被った建物の状況を示す。試設計において壁厚の割増が必要となったことからわかるように建築外装材は津波に対して脆弱である。これに対応して、写真1では外装が流失し、骨組だけとなった鉄骨構造が見られる。また、試設計から、建物の底面積に対して重量の割合が大きいほうが有利となることがわかるが、これは、写真2のように、比較的重量のあるコンクリート系建物が、おそらく周辺の木造建物が流失した中で残っていることと調和的である。このことは、写真3からも言える。写真3では、木造建物の上部が流され、基礎が残っており、その背後の鉄筋コンクリート造アパートが被害の目立たない状況で建っている。なお、写真4では木造の枠組壁式と見られる家屋が周辺の在来工法とみられる家屋が流失した中で残っているが、これは基礎と上部構造の接合状態の違いによる可能性があり、設計ではこの部分も考慮すべきであることがわかる。



写真1 外装材が流されて残った鉄骨建物
(南三陸町)



写真2 流されなかつたコンクリート系建物
(南三陸町)



写真3 津波で流された木造家屋跡の基礎および
鉄筋コンクリートアパート (気仙沼)



写真4 津波で流されなかつた枠組壁式とみられる
木造住宅、周辺の木造家屋は流失した模様
(石巻市北上川そば)

東日本大震災における被災建物の悉皆調査

東北大学大学院工学研究科○濱崎喜有

東北大学災害制御研究センター 柴山明寛

鹿島技術研究所 石田 寛

東北大学大学院工学研究科 大野 晋

北海道大学 岡田成幸

東北大学大学院工学研究科 佐藤 健

東北大学大学院工学研究科 源栄正人

1.はじめに

2011年3月11日に三陸沖を震源としてマグニチュード(Mw)9.0とする地震が発生し、東北地方から関東地方にかけて広い地域で震度6弱以上の強い揺れが観測された。人的被害については、死者数15,763名、行方不明者数4,280名、負傷者数5,927名¹⁾であり、死者数については1995年の阪神淡路大震災を上回る被害となった。住家被害は、全壊建物115,803棟、半壊建物159,360棟、一部損壊建物553,519棟¹⁾であった。

しかしながら、上記の住家被害は津波浸水域がほとんどであり、内陸部に関する住家被害等の把握がなされていない。そこで、日本建築学会では、被災建物の悉皆調査という形で内陸部における建物調査を実施した。本悉皆調査では、地震動と建物被害の関係の解明や地域のハザード情報や地質・地形等とのオーバラップによる当該地域の脆弱エリア同定、1978年宮城県沖地震、2003年宮城県北部の地震、2008年岩手宮城内陸地震の被災経験建物の追跡調査の目的で行った。本報告では、宮城県大崎市の10カ所の調査結果について報告を行う。

2.悉皆調査の概要

本悉皆調査は、日本建築学会東北支部が主体となり、調査地域は51カ所、調査建物棟数は約14,000棟の調査を実施した。被災建物の悉皆調査とは、ある一定エリアにある建物の被害状態に関する全数調査、及び被災建物の空間分布の把握である。巨大地震災害の被災記録を詳細に残し、復興計画ための一助及び今後の大規模地震災害に対応するための防災計画、被害想定等の基礎資料として役立てるためである。悉皆調査の調査項目は、2007年新潟県中越沖地震の調査項目²⁾をベースにし、いくつかの項目を追加した。追加項目は、構造種別を重量S造と軽量S造を分けた他、宅地危険度判定、ブロック塀被害、余震による被害拡大の項目を加えた。建物被災度判定には、木造、軽量S造については岡田らの破壊パターンチャート³⁾を用い、RC造については高井らの破壊パターンチャート⁴⁾を参考にした。重量S造の桑村らの破壊パターンチャート⁵⁾を用いた。

2.1 調査地区

調査地域である大崎市は、2006年に1市6町が合併し、市内で7つの地域分けがなされている。その中の古川地域、田尻地域、三本木地域、鹿島台地域、松山地域の5地域において調査

Census survey of the building of the Great East Japan Earthquake by Yoshinao Hamasaki , Akihiro Shibayama , Hiroshi Ishida , Susumu Ohno , Sigeyuki Okada , Takeshi Sato and Masato Motosaka

を実施した。古川地域では強震点観測点がある三日町、北町、鶴ヶ塙及び液状化被害が見られた古川駅南の4カ所、田尻地域では総合支所がある田尻沼部とその西に位置する田尻の2カ所、三本木地域では強震観測点がある新町、鹿島台地域は強震観測点がある鹿島台とその東に位置する竹谷、松山地域は、総合支所の周辺の地域の10カ所で調査を実施した。図1に調査地区を示す。

3. 大崎市における悉皆調査結果

3.1 調査棟数と構造種別

表1に10地区の調査棟数、図2に構造種別を示す。全調査棟数は、1,408棟であり、各地区150棟前後である。構造種別としては、大崎市全体としては木造が8割程度、S造が2割程度、RC造が5%程度である。地区ごとに見ると、各地区併に木造が約8割程度を占めているが、鹿島台地区に関しては、他の地域と異なり木造とS造の割合がそれぞれ半分程度であった。

各地区の木造建物の建物用途の割合を図3に示す。大崎市全体でみると、木造建物が8割程度、次いで店舗、店舗併用住宅と続いている。地区別で比較すると、全ての地区で戸建住宅が約7割程度である。三日町地区、鹿島台地区、田尻地区、田尻沼部地区、松山地区に関しては、他の地域に比べて店舗、及び店舗併用住宅が大きい割合であった。これは調査対象とした範囲に商店街が含まれていたためである。

表1 各地区的調査棟数

	木造	S造	RC造	その他	総計
古川三日町	133	9	3	2	147
古川北町	184	23	7	0	214
鶴ヶ塙	72	16	0	0	88
鹿島台	35	34	12	0	81
三本木新町	150	46	0	0	196
竹谷	92	5	0	0	97
松山	117	65	2	0	184
田尻	88	16	3	0	107
田尻沼部	108	19	7	2	136
古川駅南	109	35	11	0	155
総計	1088	268	45	4	1405

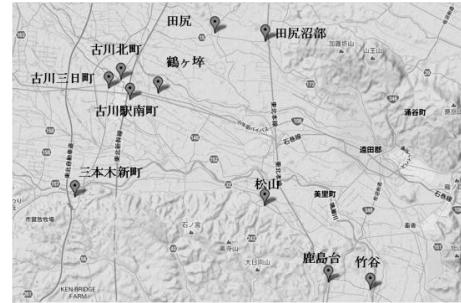


図1 調査地区

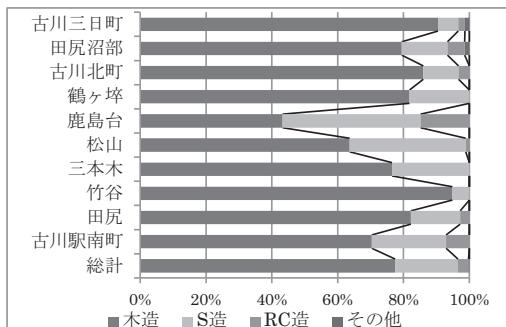


図2 構造種別割合

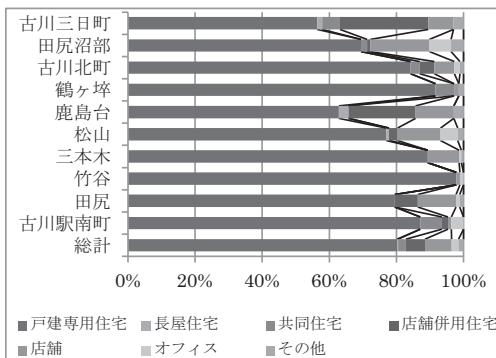


図3 地区別の建物用途割合

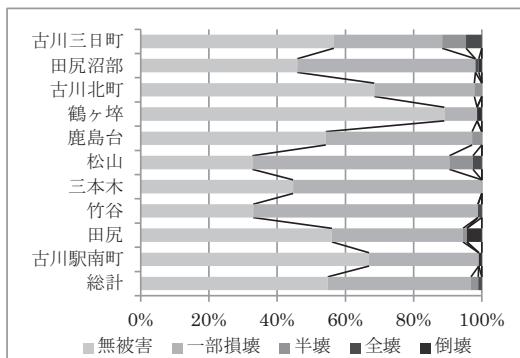


図4 地区別の木造建物被災度

3.2 地区別の木造建物被災度

地区別の木造建物被災度を図4に示す。全地区の中で三日町地区、松山地区は被害率が高く、全半壊率は1割程度であった。他の地区では一部損壊が大部分を占めており、全半壊率は5%以下であった。強震観測点があり震度6強が観測された地域(北町地区、三日町地区、鹿島台地区、鶴ヶ塙地区)については、全半壊率が最も高かったのは三日町地区の約1割程度であった。鹿島台地区、北町地区については、一部損壊の被害率が約30%程度であるが、鶴ヶ塙地区は3つの地域に比べて被害の割合が少なく、一部損壊が10%程度で全半壊の被害はなかった。これは、後述にも示すが、建築年が比較的に新しい建物しか無かったためだと考えられる。

3.3 建物用途別の木造建物被災度

建物用途ごとの木造建物被災度を図5に示す。最も被災度が高い建物用途は、納屋や倉庫などの「その他」であり、一部損壊以上の被害率は7割程度、全半壊率は3割程度であった。これは、納屋などは住宅などに比べ、比較的に簡易な作りで建てられているためだと考えられる。続いて被害の大きい建物用途は、店舗及び店舗併用住宅であり、一部損壊以上の被害率は6割程度、全半壊率は1割程度であった。共同住宅に関しては、最も被害が少なく一部損壊以上の被害は1割程度であった。他の建物用途の被害率は、一部損壊以上の被害でほぼ同程度であった。過去の地震被害では「その他」の被害率が高い傾向であったが本悉皆調査でも同様の傾向となった。

3.4 建築年代別の木造建物被災度

建築年代の推定は、住民からヒアリングもしくは調査員による外観目視によって推定した。地区別の木造建物の建築年代割合を図6に示す。鶴ヶ塙地区では、築10年以下と推定される建物の割合は7割程度であり、他の地区に比べて新しい建物が比較的に多く見られた。また、古川三日町地区では、他の地区に比べて築30年以上と推定された建物の割合が多く、4割程度であった。

建築年代別の木造建物被災度を図7に示す。建物被災度は、建築年代が古くなるにつれて被害率が高くなっていることがわかる。これは、建設時期の建築基準法が異なるためだと考えられる。築30年以上の建物の被害率は、一部損壊以上では7割程度、全半壊率では1割程度である。築10~30年の建物の被害率としては、一部損壊以上では4割程度、全半壊率に関しては5%以下である。近年の地震災害として、2007年能登半島地震と2007年新潟県中越沖地震の建築年代別の木造建物被災度²⁾と本調査結果と比較すると全半壊率では全体的に低いことがわかった。

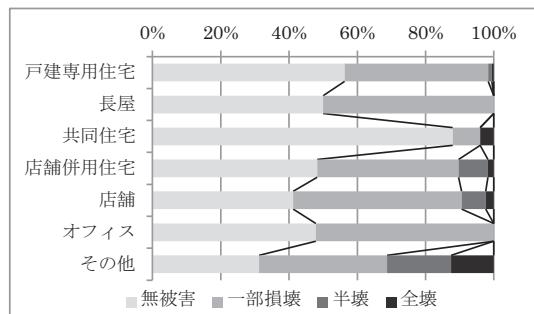


図5 建物用途別の木造建物被災度

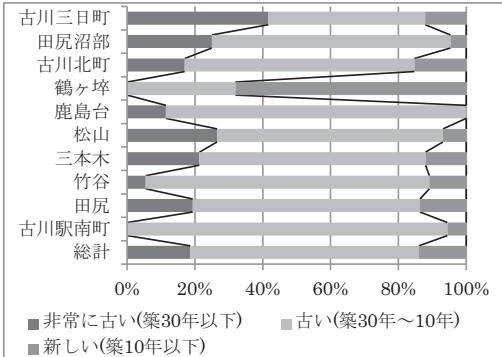


図 6 地区別の木造建物の建築年代

3.5 屋根種別による建物被災度

屋根種別による建物被災度の関係を把握するために、築 10~30 年の木造建物を抽出し、建物被災度と屋根種別のクロス集計を行った。図 8 に屋根種別と築 10~30 年の木造建物被災度の関係を示す。屋根種別が瓦屋根の場合では、全半壊率は 5%以下、金属屋根では 10%程度、スレート屋根では 3%程度であった。一部損壊に関しては、瓦屋根では約 6 割程度、金属屋根では 3 割程度、スレート屋根では 4 割程度であった。一部損壊の被害率が最も高いのは瓦屋根であり、金属屋根、スレート屋根は同程度である。また、全半壊率では、瓦屋根より金属屋根の方が大きい割合であった。過去の地震被害では、屋根荷重が大きいほど被害の大きくなる傾向であったが、本結果では、一部損壊の被害率については瓦屋根の被害率が高く近年の地震災害の被害傾向と合致している全半壊率に関しが、では、金属屋根の全半壊率が最も高く近年の地震災害の被害傾向とは異なる結果であった。この要因については、今後の追加調査やさらなる分析が必要と考える。

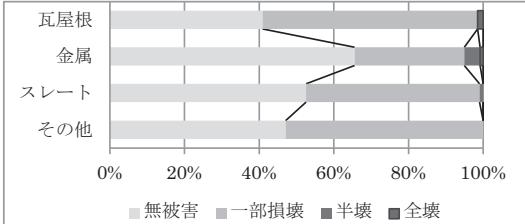


図 8 屋根種別ごとの木造建物被災度

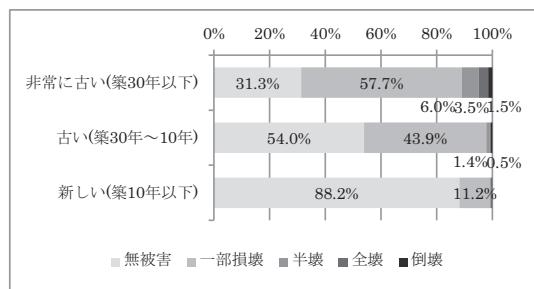


図 7 建築年代と木造建物被災度の関係

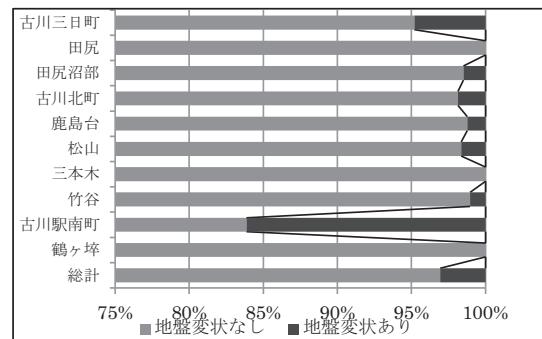


図 9 地区別の木造建物周辺の地盤変状

3.6 地盤変状

木造建物の地盤変状について図 9 に示す地表面の亀裂、沈下、液状化等が顕著に見られたのは三日町地区で 5%程度、また液状化被害（地盤沈下や不同沈下等）が顕著に見られた古川駅南町地区においては、他の地区より地盤変状被害が多く 1 割程度であった。

3.7 木造建物の基礎別被害

木造建物の基礎被害について図 10 に示す。基礎被害の調査に関しては、応急危険度判定の調査項目と同様に「無被害」、「部分的」、「著しい破壊」の 3 段階で調査を行った。布基礎では部分的被害は 2 割程度、著しい破壊は 1% 以下であった。独立基礎では部分的被害は 2 割程度、著しい破壊はなかった。高基礎についてはすべて無被害であった。

3.8 建物階数と建物階数別被災度

木造建物の建物階数別の建物被災度を図 11 に示す。2 階建て及び 1 階建ての建物で、一部損壊以上の被害率が 5 割程度、全半壊率が 5% 程度である。3 階建てでは被害は出なかった。これは、3 階建ての建物は、比較的新しい建物が多いことが一つの要因だと考えられる。次に建物階数による建物被災度の関係を把握するために、築 10~30 年の木造建物を抽出し、被災度と建物階数のクロス集計を行った。図 12 に築 30 年~10 年の建物の建物階数と被災度の関係を示す。全年代の結果と比較 2 階建て及び 1 階建て併に、一部損壊以上の被害では、同程度の被害率で 5 割程度であった。全半壊率に関しては、2 階建てで 3% 以下であり、1 階建てでは全半壊建物はなかった。近年の地震災害の傾向としては 1 階建ての被災度は、2 階建ての被災度より高い結果であったが、本悉皆調査の結果では 1 階建て及び 2 階建ての建物の被災度は同程度であり、建築年代の要素を除くとこれらに大きな差はないと考えられる。

4. まとめ

本報告では、外観目視による建物悉皆調査の結果として大崎市の 10 地区の調査結果を示した。今後は、地震動特性と建物の被害の関係や建物用途による被害の関係など被害の要因となった事象の特定を行う予定である。

[謝辞]

本悉皆調査の 8 地区の結果については、大崎市の震災被害状況調査分析業務による調査で得られた結果である。また、古川三日町および北町の結果については、地震保険調査研究費による調査で得られたもので、損害保険料率算出機構から提供されたものである。ここに記して謝意を表する。

[参考文献]

- 1) 警察庁 被害状況と警察措置 <http://www.npa.go.jp/archive/keibi/biki/higaijokyo.pdf>
- 2) 日本建築学会：2007 年能登半島地震災害調査報告 2007 年新潟県中越沖地震災害調査報告, 2010 年 3 月
- 3) 岡田成幸, 高井伸雄：地震被害調査のための建物分類と破壊パターン, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 524 号, pp.65-72, 1999 年 10 月
- 4) 高井伸雄, 岡田成幸：地震被害調査のための鉄筋コンクリート造建物の破壊パターン分類, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 549 号, pp.67-74, 2001 年 11 月
- 5) 桑村 仁, 田中直樹, 杉本浩一, 向野聰彦：鋼構造躯体の性能表示—鋼構造建築物の性能設計に関する研究 その 1—, 日本建築学会構造系論文集, 第 562 号, pp.175-182, 2002 年 12 月

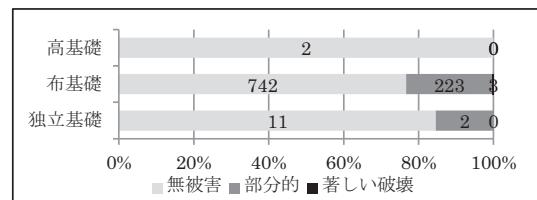


図 10 木造建物の基礎被害

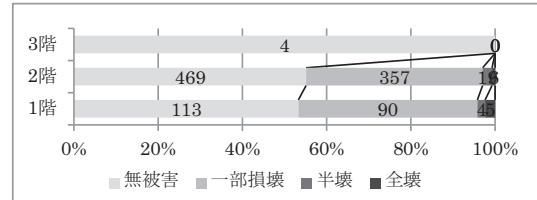


図 11 木造建物階数と被災度の関係

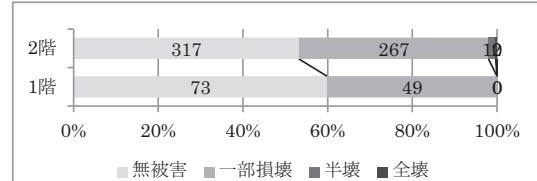


図 12 築 30-10 年の建物の建物階数と被災度の関係

2011年東北地方太平洋沖地震津波による鉄筋コンクリート造建物の被災*

秋田大学 松富 英夫
秋田大学 山口枝里子
秋田大学 能見 卓也

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震とそれに伴う津波により大災害が発生した。とりわけ、津波災害が甚大で、木造の建物は多くが流出し、鉄骨造や鉄筋コンクリート造の建物が残った。ただし、鉄筋コンクリート造の建物にしても、津波浸水深に比べて高さや奥行きが十分でないものは移動や転倒の被害を受けた（写真-1）。

1933年昭和三陸地震津波以来、事業所や公共施設を想定して、防潮堤の役割を担わせた防浪ビルの考えがある。防浪ビルは背後地への津波の浸入を減らすばかりでなく、短期の避難場所としての機能を持つ。しかし、津波の浸水深に対して防浪ビルがどのくらいの高さや奥行きがあればよいかといった指針はない。鉄筋コンクリート造に比べて鉄骨造の建物は、壁が壊れやすいために防浪効果こそ落ちるが、避難ビルとして有効であることが今回の津波で証明された。

津波に対して安全・安心を確保するには宅地の高地移転が理想である。しかし、高地移転先が確保できない場合もあり、低平地では中規模の津波に対処するため、強度を向上させた防潮堤などの津波防災施設の再整備が重要である。そして、防災施設の整備にあたっては継続性を考慮する必要がある。防災施設はいずれ改修が必要となり、過大な整備は整備水準の維持を難しくする。防災・減災に対する工夫も生まれ難くなる。巨大津波に対しては、防災施設は避難時間を稼ぐものと捉え、防災体制の強化や防災まちづくりの推進により、迅速な高地への避難が第一義である。どうしても近場に高地が確保できない場合に限り、水没せず、傾斜、移動や転倒しない防浪ビルや避難ビル、避難タワーの設置を考えるべきである。

以上を背景に、本研究は地震が鉄筋コンクリート造建物の被害にどの程度関与したか不明であるが、被害は津波によると考え、鉄筋コンクリート造建物の移動や転倒の条件を検討する。

2. 現地調査

現地調査は、主に鉄筋コンクリート造建物を対象に、岩手県野田村海岸から宮城県岩沼市海岸にかけて実施した。調査項目は建物の位置、配置（周囲の状況）、造り（ブロック造、鉄骨



写真-1 桧基礎といっしょに70m程度流され、横転した四階建て建物（宮城県女川町）

* Damage to Reinforced Concrete Buildings due to the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake Tsunami
by Hideo MATSUTOMI, Eriko YAMAGUCHI and Takuya NOUMI

表-1 2011年東北地方太平洋沖地震津波における建物被害の一覧（単位：m）

年月日	場所	通り	被災形態	地盤高	汀線距離	幅	奥行き	高さ	根入れ深さ	浸水深	緯度	経度	用途	杭周囲舗装
2011.03.26	津鉢石	2階フック	大きく陸側へ移動し、海側へ転倒	2.81	21.4	6.45	6.1	9.01R	39°35'01.2"	141°57'21.1"	集合住宅	なし	周囲舗装	
	津鉢石	2階フック	少し陸側へ移動し、陸側へ転倒	2.81	17	6.4	6.1	9.01R	39°35'01.2"	141°57'21.1"	集合住宅	なし	不明	
2011.03.28	大槌	3階鉄筋コン	持ち堪える	1.16	149	11.9	7.5	8.37	8.99I	39°21'19.6"	141°54'29.7"	集合住宅	不明	あり
	大槌	2階鉄筋コン	移動、転倒		6.7	6.3	5.7	1.2	8.99I	39°21'23.49"	141°54'07.02"	集合住宅、やや内陸	なし	不明
2011.03.31	陸前高田	5階鉄筋コン	持ち堪える	1.75	226	68.4	7.1	14.75	11.41I	39°00'55.0"	141°38'40.5"	集合住宅、洗浄あり	あり	不明
	陸前高田	5階鉄筋コン	持ち堪える	1.43	17	58.3	7.1	1	11.57I	39°00'55.3"	141°38'40.8"	集合住宅、上記の裏	あり	不明
	陸前高田	3階鉄筋コン	持ち堪える	0.85	108	2.3	8.2	8.48	11.43I	39°00'53.3"	141°38'40.8"	集合住宅、上記の裏	あり	不明
	陸前高田	3階鉄筋コン	持ち堪える	0.85	7.3	6.8	8.65	1.5	10.22I	39°01'03.95"	141°37'52.28"	個人住宅、内陸	なし	不明
2011.04.01	南三陸志津川	3階鉄筋コン	3階部分(鉄骨)が崩壊	0.93	26	18.5	13.1	11.42	12.99I	38°40'28.7"	141°25'45.8"	公会館	不明	不明
	南三陸志津川	3階鉄筋コン	持ち堪える	-0.08		9.5	12.4	10.77	12.99I	38°40'34.3"	141°25'56.2"	事務所	不明	あり
	戸倉	2階鉄筋コン	洗浄による傾斜(前面)	0.83	43	19	10.5	8.44	8.44I以上	38°38'50.1"	141°25'28.6"	公会館	不明	あり
2011.04.02	女川	3階鉄筋コン	少し海側へ移動し、転倒	0.115		11.8	6.7	10.4	11.02I	38°28'37.5"	141°26'49.6"	事務所兼住宅	なし	あり
	女川	3階鉄筋コン	持ち堪える	0.53		15.5	8.1	12.2	1	12.98I	38°28'36.0"	25'45.8"公会館兼住宅	あり	あり
	女川	3階鉄筋コン	持ち堪える	0.85		13.8	6.8	17.25	14.63I	38°28'36.0"	141°26'45.8"公会館兼住宅	あり	あり	
	女川	4階鉄筋コン	10m程度陸側へ移動し、転倒	0.085		7.1	5.3	13.1	1	14.63I	38°28'32.2"	141°26'42.0"旅館、上記の隣	あり	あり
	女川	2階鉄筋コン	浮上、少し陸側へ移動、横倒	0.085		23.4	9	9.05	1.25	14.63I	38°26'26.8"	141°26'41.2"冷蔵庫	あり	あり
	女川	2階鉄筋コン	その場で横転	0.22		10.7	5	6	0.9	11.02I	38°26'44.2"	141°26'49.2"警報室	あり	あり
	女川	3階鉄筋コン	移動、回転、傾斜し、崩壊	0.22		29.8	5.9	9.3	1.4	11.02I	38°26'41.97"	141°26'47.56"集合住宅	不明	不明
2011.04.10	石巻	4階鉄筋コン	持ち堪える	0.615		50.5	7.7	11.82	6.67I	38°24'59.1"	141°18'02.4"	集合住宅	不明	なし
	石巻	4階鉄筋コン	持ち堪える	0.3		52.9	7.2	12.3	5.93I	38°25'00.0"	141°18'02.4"集合住宅	不明	なし	
2011.04.16	山田	2階鉄筋コン	よじ登り、壁が抜けた	1.65	122	8.9	8.6	7.1	12.40I	38°21'32.2"	141°57'43.7"集合住宅	なし	なし	
	山田	2階鉄筋コン	よじ登り、壁が抜けた	0.93		11.3	5.6	5.8	3.59I	38°21'30.08"	141°57'34.8"集合住宅	なし	不明	
	大槌	2階フック	20m程度陸側へ移動し、横倒	0.48		16.3	6.4	6.5	11.14I	39°21'22.1"	141°54'40.0"集合住宅	床のスラブなし	なし	
	大槌	2階フック	持ち堪える	0.56		23.9	6.5	5.76	11.08I	39°21'32.4"	141°54'43.1"集合住宅	なし	なし	
	根浜	3階鉄筋コン	大きく傾斜(液状化、洗浄)	2.16		14.8	14.07	10.6	11.92I	39°19'33.6"	141°54'08.8"ストップバス	あり	あり	
	気仙沼	2階鉄筋コン	持ち堪える	0.865		27.0(17.1)	10.17(7.6)	9.09	8.47I	38°53'39.6"	141°35'03.9"施設処理施設	あり	あり	
	気仙沼沢口	鉄筋コン	持ち堪える、壁が抜けた	1.58		19.5	9.52		7.09I	38°53'17.27"	141°35'21.25"雨ポンプ場、壁が抜けた	不明	なし	
2011.04.29	東生浦水原アメニティ	鉄筋コン	持ち堪える、壁が抜けた	1.65		51	30.3	13.31	7.17.3I	38°39'45.45"	141°00'16.47"海水ポンプ場	不明	なし	
	東生浦水原アメニティ	鉄筋コン	持ち堪える、壁が抜けた	2.215		27.8	17.5	13.3	8.13I	38°39'45.45"	141°00'16.47"海水ポンプ場	不明	なし	
2011.05.01	山田	2階フック	0.85度傾き、逆折にによる?	1.2		6.4	13.8	8.18	4.92I	39°27'59.65"	141°57'12.12"集合住宅	不明	なし	
2011.06.04	大船渡	2階鉄筋コン	持ち堪える	1.795	160.4	12.2	11.4	7.27	7.045	39°03'42.3"	141°43'24.5"店舗兼集合住宅	不明	あり	
	2階鉄筋コン	傾き、折れ(洗掘)			41.55	6.61	6.74		39°00'11.18"	141°37'30.92"ユースホステル	不明	あり		
	陸前高田	3階鉄筋コン	持ち堪える	3.07		21.7	10.9	8.515	8.575I	39°00'35.0"	141°37'02.6"集合住宅	不明	あり	
	気仙町	3階鉄筋コン	持ち堪える	0.35		22.2	3.79	18.91	12.99I	38°40'31.9"	141°26'43.3"高齢会館	不明	不明	
2011.06.05	南三陸志津川	4階鉄筋コン	持ち堪える	0.35		39.2	18.8	19.3	38°40'30.0"	141°26'42.3"高齢会館	不明	不明		
	南三陸志津川	5階鉄筋コン	持ち堪える	0.35		65.5	14.2	12.7	12.61I	38°40'30.08"	141°26'43.3"高齢会館	不明	不明	
	南三陸志津川	4階鉄筋コン	持ち堪える	0.35		10	24	8.19	12.61I	38°40'33.8"	141°26'49.2"集合住宅	不明	あり	
	南三陸志津川	4階鉄筋コン	持ち堪える	2.87		72.93	11.01	13.57	11.07I	38°40'25.7"	141°26'42.8"集合住宅(避難ビル)	あり	あり	
	南三陸志津川	3階鉄筋コン	持ち堪える	6.1		16.5	7.51		11.07I	38°40'27.6"	141°26'42.8"タキシマ集会所	不明	なし	
	南三陸志津川	3階鉄筋コン	持ち堪える	2.595		24.4	12.6	9.74	10.91	38°40'28.6"	141°27'11.7"集合住宅	不明	あり	
	気仙沼滑石岸	3階鉄筋コン	持ち堪える			16.27	8.82	8.4	9.63I	38°52'28.4"	141°35'03.9"集合住宅	不明	あり	

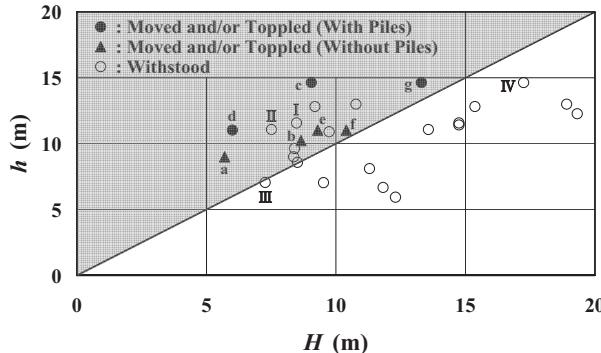
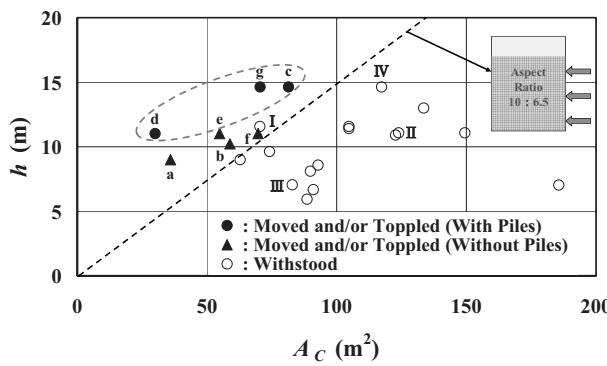
造、鉄筋コンクリート造)、構造条件(幅、奥行き、高さ、柱の大きさ、窓・戸口の面積)、根入れ深さ、杭基礎の有無、周囲舗装の有無、液状化の有無、浸水深(高)と被害形態である。収集した調査データの一覧を表-1に示す。

傾斜を除き、移動や転倒した鉄筋コンクリート造建物は全部で7棟である。大槌町の二階建ての民家、陸前高田市の三階建ての民家、女川町の二階建て、三階建ての建物2棟ずつと四階建ての建物である。以下、大槌町の民家を(a)、陸前高田市の民家を(b)、女川町の二階建ての冷凍倉庫と警察署を(c)と(d)、三階建ての集合住宅と店舗を(e)と(f)、四階建ての旅館を(g)と表記する。建物(f)は海側に移動かつ転倒、他はすべて陸側に移動や転倒である。また、建物(a)、(b)、(e)、(f)には杭基礎が設けられておらず、建物(c)、(d)、(g)には杭基礎が設けられている。

3. 鉄筋コンクリート造建物の被害条件

鉄筋コンクリート造建物の高さH、津波浸水深hと被害形態(傾斜や浸水の被害は除く)の関係を図-1に示す。図中、●は移動や転倒(杭基礎あり)、▲は移動や転倒(杭基礎なし)、○は持ち堪えた建物である。これらの凡例は以下の図でも同じである。今回の津波で得られた鉄筋コンクリート造建物の最大浸水深は15 m弱であり(南三陸町の戸倉小学校を除く)、五階建て以上で、傾斜を含め、移動や転倒したものはなかった。水没していないもので移動や転倒したものもなかった。これらは貴重な事実であるが、たまたま五階建て以上で水没したものがなかったと考えるべきである。

水没しながら持ち堪えたものもある。被害には建物の立地・配置状況(後述)、建物前・背面の壁面における窓や戸口の占有割合(後述)、屋内や床下の空気の抜け易さ、根入れ深さ(後述)、杭基礎の有無、建物周囲舗装の有無、液状化の有無などが関係しよう。これらの影響の検討が課題である。

図-1 建物の高さ H , 浸水深 h と被害形態の関係図-2 建物の津波氾濫方向の浸水縦断面積 A_C , 浸水深 h と被害形態の関係

建物の津波氾濫方向の浸水縦断面積 A_C , 浸水深と被害形態の関係を図-2 に示す。図中の破線は建物の浸水深と奥行きの比が 10 対 6.5 の線で、建物が移動や転倒しないためには浸水深の 65%以上の奥行きが必要であることを示している。杭基礎の有無で建物の被害浸水深に違いが認められる。地盤条件にもよるが、単位面積当たりの自重が大きいときに杭基礎を設けると考えれば、この違いは当たり前である。さらに、建物の津波氾濫方向の浸水縦断面積で「建物の移動や転倒と持ち堪える」がよく分類されることも判る。参考までに、番号 I を付した○データの津波氾濫流が衝突する壁面の全浸水面積 A_t に対する窓や戸口の浸水面積 A_{wd} の割合(以下、開口率 O_p と記す。図-3 参照)は 26%, 記号 (f) を付した▲データの開口率は 5%である。

開口率の評価方法と評価例を図-3 に示す。評価は建物の前面、背面と両側面から撮った写真に基づいている。壁面は海側を向いているもの(前面)を対象とするが、建物 (f) のように移動や転倒したときに力を受けた壁面が海側でない場合は、陸側のもの(背面)を採用する。

建物の浸水深 h , 開口率 O_p と被害形態の関係を図-4 に示す。図から、開口率は最大で 33%程度、開口率の小さい建物が移動や転倒しやすいことが判る。開口率が 5%程度、浸水深が 11 m 程度と同じでありながら、移動や転倒しなかった建物 (II) と移動や転倒した建物 (d), (f) がある。図-2 によれば、浸水縦断面積 A_C の小さい建物が移動や転倒しており、建物 (II) は建物 (d), (f) に比べて浸水縦断面積が大きいために移動や転倒しなかったと考えられる。

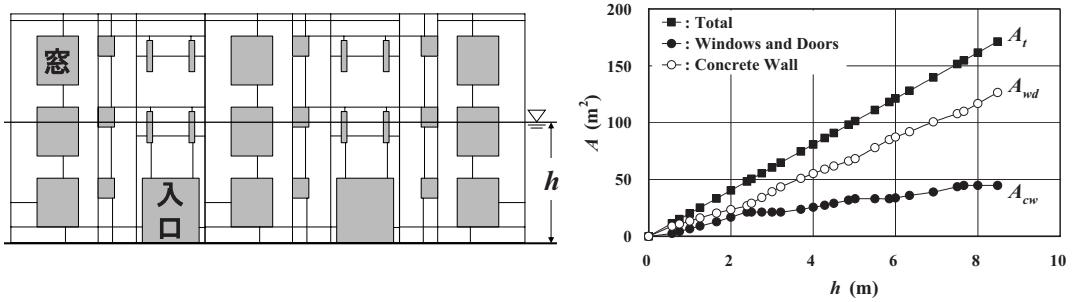


図-3 建物の開口率 O_p の評価方法と評価例（陸前高田市の三階建て集合住宅）

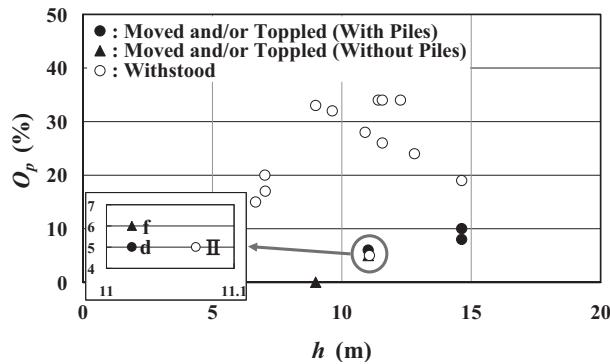


図-4 建物の浸水深 h , 開口率 O_p と被害形態の関係

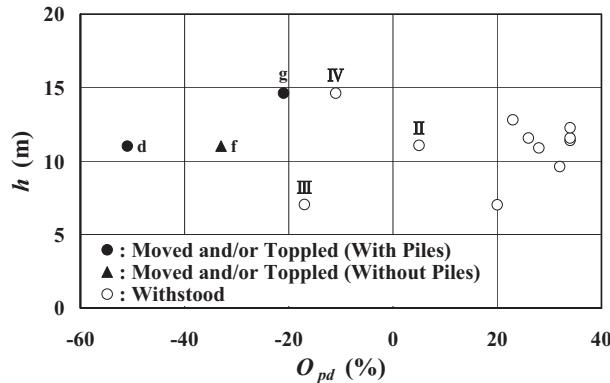


図-5 建物の開口率差 O_{pd} , 浸水深 h と被害形態の関係

また、図-1において、水没しながら ($h \geq H$)、移動や転倒しなかった建物では、建物 (II) 以外は開口率が 24~33% であり、移動や転倒した建物の 0~10% より大きい。

建物の開口率差 O_{pd} 、浸水深と被害形態の関係を図-5 に示す。ここで、開口率差とは、海側壁面の開口率または移動や転倒したときに力を受けた壁面の開口率から、反対側の壁面の開口率を差し引いた値 (%) と定義している。図から、移動や転倒した建物は開口率差が負値であることが判る。すなわち、海側または力を受けた壁面と反対側の壁面の開口率が大きい。開口率差が負値であるながら、移動や転倒しなかった建物 (III) と (IV) がある。建物 (III) が移

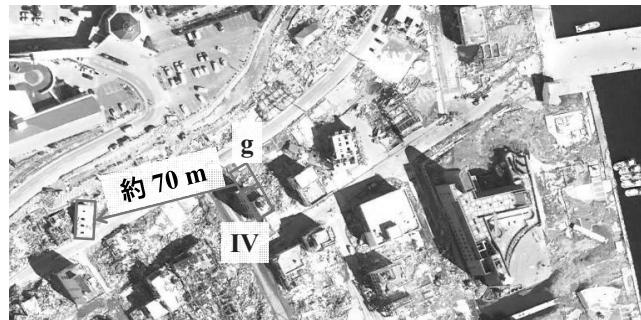


図-6 持ち堪えた建物（IV）と移動し、横転した建物（g）（Google Earth）

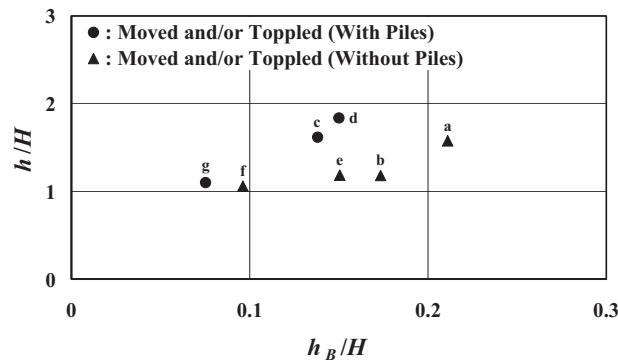


図-7 建物の相対根入れ深さ h_B/H 、相対浸水深 h/H と被害形態の関係

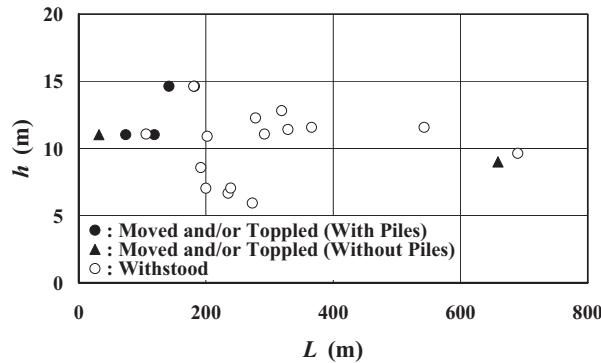


図-8 建物の海からの距離 L 、浸水深 h と被害形態の関係

動や転倒しなかった理由として、浸水深が 7.05 m と比較的浅くて水没せず、海側の開口率が大きかったことが考えられる。五階建ての旅館である（IV）については、図-6 に示すように、海側に体積の大きい建物が多く残ったこと（遮蔽効果）が考えられる。建物（IV）と移動かつ転倒した四階建ての建物（g）は位置が隣り合わせで、浸水深は 14.6 m である。両者の開口率を比べると、陸側の開口率はともに 29%程度であるが、海側の開口率は建物（g）が 8%，建物（IV）が 19%と、建物（IV）の方が大きい。さらに、図-1 と 2 から理解できるように、建物（IV）は建物の高さ、浸水縦断面積とともに大きいため、移動や転倒に至らなかったと考えられる。

建物の相対根入れ深さ h_B/H 、相対浸水深 h/H と被害形態の関係を図-7 に示す。図から、相対根入れ深さが増加するにつれて、移動や転倒する相対浸水深が増加傾向であることが判る。また、図-2 のときと同様に、杭基礎の有無で建物の被害相対浸水深に違いが認められる。

建物の海からの距離 L 、浸水深と被害形態の関係を図-8 に示す。ここで、海からの距離は湾口方向の水際から建物までの距離としている。また、表-1 に記載のない距離は Google Earth で評価している。限られたデータでの判断であるが、浸水深が大きければ（今回の津波では 9 m 以上）、海から距離が離れていても、鉄筋コンクリート造建物は移動や転倒することが判る。

「平坦な陸上域を氾濫する平面二次元的な津波の波圧は静水圧分布」という見解がある（朝倉ら、2000）。

一方、「動圧が無視できず、波圧は非静水圧分布」という見解もある（松富、2009）。非静水圧分布の理由の一つとして、建物の前面下部における斜め下に凸の流線（斜め下向きの遠心力）を考えられる。建物が水没し、津波が屋根や屋上を越流する場合は建物背面上部における斜め上に凸の流線（斜め上向きの遠心力）も建物の被害に関係しよう。その模式図を図-9 に示す。

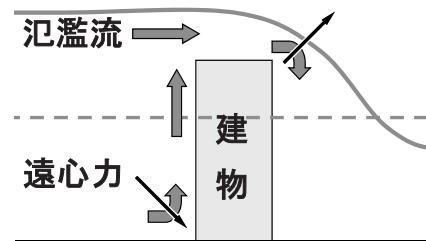


図-9 建物を越流する氾濫流による力の模式図

4. おわりに

現地調査に基づき、鉄筋コンクリート造建物が移動や転倒する条件を検討した。本研究で得られた主な結果は次の通りである。

- ① 15 m 未満の浸水深 h に対してであるが、水没していない鉄筋コンクリート造建物で移動や転倒したものはなかった（図-1）。
- ② 建物の津波氾濫方向の浸水縦断面積 A_C は「建物の移動や転倒と持ち堪える」を分類するよいパラメータの一つである（図-2）。
- ③ 現地調査した建物の開口率 O_p は 0~33% であった（図-4）。水没しても移動や転倒しなかった建物があったが（図-1），それらは開口率が 10% 以下であった（図-4）。
- ④ 建物の相対根入れ深さ h_B/H が増加するにつれて、建物が移動や転倒する相対浸水深 h/H は増加傾向をもつ（図-7）。

謝 辞：本研究は北東北国立 3 大学連携推進研究「地震や津波の力を受けた建物の被災と海岸林の津波減勢効果に関する実証的研究」（代表 堀 茂樹）として行われた。謝意を表する。

参考文献

- 朝倉良介・岩瀬浩二・池谷 豪・高尾 誠・金戸俊道・藤井直樹・大森政則：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究、海岸工学論文集、第 47 卷、pp. 911-915, 2000.
 松富英夫：津波氾濫流による流体力への動圧の寄与と漂流物の衝突力の確率分布、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol. 65, No. 1, pp. 836-840, 2009.
 松富英夫・原田賢治・A. Bagyo WIDAGDO・Subandono DIPOSAPTONO：Casuarina の倒伏・抜根条件と 2010 年 Mentawai 地震津波でのその検証、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol. 67, No. 2, pp. 301-305, 2011.

秋田県の歴史地震の教訓を防災教育教材にする試み

—1896年陸羽地震を対象とした子ども向け教材の作成—*

秋田大学 地域創生センター 水田 敏彦
秋田工業高等専門学校 専攻科 高橋菜未子

1. はじめに

秋田県ではこれまで多くの被害地震が発生している。明治以降を見てみると、1896年（明治29年）陸羽地震の人的被害が最も多く、秋田県内で205名の死者が発生している。この地震は被災の中心の地名から『六郷地震』とも呼ばれている。2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の被害から、このような歴史地震がもたらした未曾有の被害を忘ることなく、多くの反省や教訓を生かし、防災教育を推進することが地域の防災にとって重要であることを再認識した。特に、教育に対する幼少期からの効果は大きいと考えられる。本報では、1896年陸羽地震を対象として、地域史料の収集・整理を行い、これらをまとめて人的被害の発生要因を明らかにし、教訓をもとにした子ども向け絵本教材を作成、また、それをアニメーション化することを試みた。

2. 対象とした陸羽地震の概要

日本被害地震総覧¹⁾によれば、陸羽地震の諸元は発震時1896年8月31日17時6分、秋田・岩手県境、 $\lambda=140.7^\circ\text{E}$ 、 $\phi=39.5^\circ\text{N}$ 、 $M=7.2$ である。郡別被害一覧表が掲げられており、人的被害は死者209名（うち秋田県205名）、負傷779名（うち秋田県736名）、住家全壊5792棟（うち秋田県5682棟）、山崩れ9899箇所（秋田県）等となっている。

3. 人的被害に関する文献調査

3.1 既往の調査報告

伝えるべき知見・教訓として、人的被害の発生要因は重要であると考えられる。しかし陸羽地震の人的被害については、既往の調査報告書には被害統計があるのみで、被害の発生状況や原因については触れられていない。利用できる地域史料として地震後に纏められた各種の郷土史料、当時の地方新聞などがあり、より詳細な被害状況を知ることができる。既往の調査報告に陸羽地震の人的被害が示されているものを次に示す。

震災予防調査会報告第11号²⁾：秋田県内における人的被害について統計があり、男女別に死者および負傷者の市町村別一覧表が掲げられている。人的被害の原因については触れられていない。

震災予防調査会報告第82号³⁾：1914年秋田仙北地震の今村の報告の中に、秋田仙北地震の死者は多く、全壊家屋6件に1人の割合に対して、陸羽地震では30件に1人と死者発生が少ないことを挙げている。その原因として、『此の（陸羽）地震は八日前より前震を伴ひ且つ此の前震が次第に頻繁となり且つ強勢となる』と前震があり住民が警戒していたこと、地震発生が午後5時過ぎで農家の多くは戸外にあったことを指摘している。

* Approaches for educational material due to learning the historical earthquake in Akita —Developing learning support tool to educate children about disaster prevention based on the study of the 1896 Rikuu earthquake—

秋田震災誌⁴⁾：各市町村が提出した災害状況の報告を秋田震災救済会で取り纏め、「秋田震災誌」として震災翌年の1897年11月30日に発行している。警察部で調査した死傷者発生の惨状を仔細に記した「惨話」があり、犠牲者一人一人について被災の状況が仔細に記されている。

3.2 人的被害の発生状況

秋田震災誌⁴⁾に載せられた記事を中心に文献調査を行い、災害の特徴を探ってみた。秋田震災誌から人的被害の発生状況を被災時に居合わせた旧市町村別に整理し表1に示す。原文には実名で記載されているが表には死者の年齢・性別のみ記し、人的被害に対する原因と状況を要約して示している。原因の区分は、潰家、火災、疾病、山崩れに大別した。複合する場合、潰家で死亡後の火災は「潰家」に含めた。また、「疾病」はショック死および持病などの悪化による死亡である。1896年陸羽地震では秋田県内で被害地震総覧¹⁾では205名、秋田震災誌では206名の死者が発生したことが掲載されているが、そのうち194名の人的被害の発生状況が明らかにされた。以下に主な内容を『』で引用して示す。個人名はイニシアルで示す。

陸羽地震は午後5時頃に発生し、多くの人々が田畠で農作業を行っていたために、家族全員が在宅していた場合は少ない。また、夕食の支度をする時間にあたり、台所での犠牲者が多くなっている。家屋の倒潰による死者について、最も大きな被害を出したのは仙北郡千屋村で、345戸の家屋が倒潰28名が死亡した。表2は潰家における死者の発生状況について、死者発生場所と行動パターンに分類し集計したものである。人的被害の発生状況としては、避難の遅れ32名が最も多く次いで避難中の転倒が26名と避難開始後短い時間で家屋が崩壊したケースが多い。仙北郡千屋村では『家族多くは農事の為め田畠に出て家には嫁M(37)産後十四日目なる以て独り留主居し炉端にて長男T(7)を抱き産児のIは襁褓に入れ傍に置き飯を炊き居たる際激震となり逃出さんとせるに忽ち転倒され起んとする間に岡上より屋舎潰倒し來り落木のため圧殺』されて、母子3人が死亡した。一度戸外へ出た人が、子供や高齢者の救助や火の始末といった地震後の行動により命を落としたものが多く見られる。例えば仙北郡横堀村では『夫Sが田畠に出てし後病床中なる長男Sと共に家に在り烈震に驚き難を避けんとせるが長男Sは病中進退自由ならざれば先づ之れを伴ひ戸外に出し再び家内に入り炉火を消留め更に出んとする所へ家屋忽ち倒れ落ち其身は屋下に圧され』妻K(60F)が死亡している。一方、避難行動が困難な状況での犠牲者は病床中や乳幼児が多いが、その他にも男性6名が泥酔中に被害に遭っている。仙北郡境町村では震災当日『一周忌の沸事ありて之に招かれ十分の馳走に快く酔酒して午後四時過ぎ家に帰り居間に上るや否や仰向け』となり、地震発生後も覚めずに1名が建物の下敷きになっている。

その他、家屋倒潰後の火災により2名が焼死し、仙北郡畠屋村では夫伐木で外出中に母と妻子4名が地震に襲われ『激震に際し母Mは孫(5M)を手早く抱き躊躇しながら妻某と共に戸外へ逃出し』たが、地震に驚き次孫Y(2M)を家内に置いたまま家屋が倒潰し、『Y圧迫されしに心附きたるも婦女子の手に救う力なく』救援を求める間に『炉中の火は破碎せる屋材に燃移り』近隣の人々も震災のため消火に尽力できなかったこともあり、1名が火災の犠牲となっている。また、陸羽地震の死者が発生した最大の原因是、家屋の下敷きによる圧死者が非常に多いが、山崩れによる死者も10名記録されている。仙北郡千屋村では花岡山の山麓原野にて『遊戯中俄然激震となり此遊戯せる場所は断層線に接近したる地なれば震動尤も激甚を極め七名の児童とも皆な地上より搖り飛され小堰の内に転落』した瞬間『頭上なる花岡山轟然として崩壊し來り各々土中に埋没』して、そのうち年長者のHT(12M)は土砂を免れRT(9F)を救出したが、残りの児童は埋没して死者5人を出した。

秋田震災誌では、仙北郡、平鹿郡以外に雄勝郡川連村1名、北秋田郡真中村2名が巻末の被害一覧表に数えられている。秋田震災誌の中でこれら2村の死者に関する記述はないが、平鹿郡阿仁銅山村の坑内で男2名圧死、古川鉱山で数名即死の記述がある。

表1 1896年陸羽地震による死者一覧

現在	都名	旧町村名	秋田震災誌			仙北郡	千層村	O 2M	漬家
			齡・性	原因	状況			7.9F	漬家
大仙市	仙北部	大曲町	0.5M	漬家	逃げ遅れ転倒、家屋の下敷き、家族は脱出	美郷町	8.4F	漬家	逃げ遅れ家屋の下敷き
			1.0M	漬家	出口にて庇の下敷き		6.6F	漬家	夕飯の仕度中家屋の下敷き
			4.1F	漬家	土間にて庇屋の下敷き		4.1F	漬家	逃げ遅れ家屋の下敷き
			0.8M	漬家	転倒、家屋の下敷き		0.5M	漬家	病床で家屋の下敷き
			4.4F	漬家	土間にて転倒、家屋の下敷き		0.0F	漬家	就寝中家屋の下敷き、家族は全て農作業中
			0.6M	漬家	戸外に出るが、隣接小屋の下敷き、家族は脱出		7.1F	漬家	戸口に出るが、屋根石が頭部に転落
			2.3M	漬家	病床で家屋の下敷き、翌日死亡		6.8M	漬家	酩酊中逃げ遅れ家屋の下敷き
			4.4F	漬家	転倒し逃げ遅れ家屋の下敷き		5.1M	漬家	
		内子村	4.1F	疾病	驚愕し脳充血		1.3F	漬家	戸口付近で転倒、家屋の下敷き
			7.1F	漬家	門口附近まで這い出るが、家屋の下敷き		3.0M	漬家	母が抱いて逃げ遅れ、病床中の息子のみ死亡
			6.3M	漬家	孫を抱き台所迄至るも家屋の下敷き、孫は無事		0.4F	漬家	第二の劇震にて母が背負い逃げ遅れ、子死亡
			7.5F	漬家	病床の母と孫三名で逃げ、家屋の下敷き、孫は介抱後暫時にて死亡		0.9F	山崩	花岡山麓の原野にて、七名の児童遊戯中屢に転落、その後山崩犠し全員土中に埋没、二名無事
			5.5F	漬家			0.8M	山崩	
			0.2M	漬家			0.7M	山崩	
			1.3M	漬家	戸外に出るが、馬屋の庇の下敷き		0.6M	山崩	
		高梨村	6.3M	漬家	わら細工中逃げ遅れ家屋の下敷き		0.3F	山崩	
			0.5M	漬家	内庭に降りるが、家屋の下敷き		5.3F	漬家	病床で家屋の下敷き
			2.6M	漬家	逃げ遅れ家屋の下敷き、家族は無事		5.3F	漬家	祖母孫を背負い逃げ遅れ、出口にて庇の下敷き
			5.4M	漬家	台所にて逃げ遅れ、家屋の下敷き		0.2F	漬家	
			4.4F	漬家	夕飯の仕度中逃げ遅れ家屋の下敷き		1.2F	漬家	夕飯の仕度中逃げ遅れ家屋の下敷き
			2.6F	漬家	懐妊中の母子を抱き逃げ遅れ、家屋の下敷き		0.0F	漬家	納戸の下敷き、火より発火家居と共に灰と化す
			0.2M	漬家			7.1F	漬家	病床で伊豫に座つまま家屋の下敷き
			2.7F	漬家	病床で家屋の下敷き		3.7F	漬家	炊飯中屢後十四日目的幼児と子を抱いて逃げ遅れ、家屋の下敷き
			0.5F	漬家	逃げ遅れ家屋の下敷き		0.7M	漬家	
			7.0M	漬家	門口達さるも家屋の下敷き、一時間過ぎず落命		0.0F	漬家	
			5.6F	漬家	寝室より逃げ遅れ、家屋の下敷き		45位M	漬家	酩酊し他人の家の戸口で休憩中、家屋の下敷き
			0.6M	漬家	戸外へ出ようとするが、転倒し家屋の下敷き		0.6M	漬家	台所で遊戯中転倒し家屋の下敷き、他三名無事
			0.8F	漬家	遊戯中、野原に逃げる間もなく家屋の下敷き		7.5F	漬家	台所で転倒し家屋の下敷き、数時後後に死亡
			0.9F	漬家	逃げ遅れ家屋の下敷き、暫時にて死亡		7.8M	漬家	逃げ遅れ家屋の下敷き、炉より発火死体焼損
			0.6F	漬家	逃げ遅れ梁木に挟まれ重傷、翌日に死亡		6.4M	漬家	台所で転倒し家屋の下敷き、長女は無事
		清水村	0.4F	漬家	祖父と迷うるも転倒、腰板倒れ気絶し死亡		4.1M	漬家	病身のため逃げ遅れ家屋の下敷き
			6.8F	漬家	転倒し家屋の下敷き、5時間後に死亡		1.8F	漬家	夕飯の仕度中逃げ遅れ、家屋の下敷き
			1.4F	漬家	出口で家屋の下敷き、家族は脱出		4.2F	漬家	病身にて戸外に出るが、家屋倒壊に驚愕し死亡
			1.3F	漬家	台所で転倒、家屋の下敷き		6.7M	漬家	食事の支度直後に転倒し、家屋の下敷き
			0.1M	漬家			3.1F	漬家	家族に逃げよと伝えるため家に近づき下敷き
			0.8F	漬家	母子四名で逃げ、長女ののみ死亡		1.7M	漬家	余震時に逃げ遅れ、台所にて家屋の下敷き
			0.6M	漬家	一家5人で脱出、三男のみ軒下で下敷き		5.7F	疫病	戸外に出るが、驚愕の余り気力減少し死亡
		横沢村	0.5F	漬家	逃げ遅れ家屋の下敷き		0.9F	漬家	戸外にいるが、隣接家屋の下敷き
			1.3M	漬家	逃げ遅れ落水の下敷き、2時間後に死亡		0.5F	漬家	母子二名で逃げ、門に倒れ家屋の下敷き
			7.8F	漬家	門口にて転倒、家屋の下敷き		0.2M	火災	倒瀬家屋に圧迫された子、炉中の火炎上し焼死
			7.8F	漬家	家族外にいるよう進みがせず、家屋の下敷き		1.0M	漬家	母子二名で逃げ、戸口にて家屋の下敷き
			0.4F	火災	漬家の下に庄丘後、炉より登火して焼死		7.4M	漬家	逃げ遅れ、出口にて家屋の下敷き
			8.1M	漬家	炉端より少し離れたところで家屋の下敷き		0.2M	漬家	逃げ遅れ、台所にて家屋の下敷き
			4.9M	漬家	飲酒中も炉の火を消さうと戻り、家屋の下敷き		1.0F	漬家	幼児を抱いて逃げ遅れ、家屋の下敷き
		長信田村	0.4F	漬家	台所で就寝中、家屋の下敷き		0.2M	漬家	台所にて転倒、入口の板戸倒れ家屋の下敷き
			6.5F	漬家	家屋の下敷き、その後は炉中より発火焼失		6.4F	漬家	夕飯の仕度中家屋の下敷き、介抱後死亡
			0.4M	漬家			1.7F	漬家	逃げ遅れの下敷き
			4.1F	漬家	納屋と便所に出口を塞がれ、落木の下敷き		0.0F	漬家	出産後一月未満の幼児。台所にて家屋の下敷き
			7.6F	漬家	裁縫中逃げ遅れ家屋の下敷き		0.1M	漬家	母子二名で逃げ、家屋の下敷き、母は無事
			4.1M	漬家	大酔の余り離輪中家屋の下敷き		5.0F	漬家	夕飯の仕度中炉で転倒、家屋の下敷き
			1.2M	漬家	入口で落木のため大傷を負い死亡、家族は無事		1.4F	漬家	炊飯中炉前で転倒、家屋の下敷き
		横堀村	5.4F	漬家	夕飯の仕度中敷居に踏み転倒、家屋の下敷き		0.8F	漬家	お使いの中、家屋の下敷き
			1.1M	漬家	転倒した妹を助けようとした兄も転倒し、軒下の下敷き		3.7M	漬家	戸外に出るが、戻った直後に家屋の下敷き
			0.7F	漬家	妹は10分は1時間経過して死む		4.8F	漬家	母子三名で逃げ、土蔵の下敷き、娘二名は無事
			6.7M	漬家	台所で飲酒中家屋の下敷き、三日後に死亡		5.8F	漬家	夕飯の仕度中逃げ遅れ家屋の下敷き
			7.2M	漬家	家族逃げもし残り家屋の下敷き、一両日後死亡		4.0F	漬家	三名で逃げ遅れ家屋の下敷き、息子は無事
			0.9F	漬家			1.6F	漬家	母子二名で逃げ、土蔵の下敷き
			6.0F	漬家	戸外へ出ようとして逃げ遅れ、家屋の下敷き		0.9F	漬家	帰宅の途中、家屋の下敷き
		生保内村	0.9F	漬家	養育される孫、祖父と逃げ孫のみ死亡		0.6F	漬家	戸外で地震に驚き、家屋に戻った途端下敷き
			6.0F	漬家	戸外へ出るも妹救出のため戻り、家屋の下敷き		6.7F	漬家	逃げ遅れ家屋の下敷き、二女は脱出
			0.9F	漬家			1.2M	漬家	帰宅の途中、土蔵の下敷き
			6.0F	漬家	火炉を消そうと逃げ遅れ、家屋の下敷き		2.4F	漬家	台所から逃げ遅れ家屋の下敷き
			0.2M	漬家	母子台所から逃げる途中転倒、家屋の下敷き		8.2F	漬家	母子で離輪中、家屋の下敷き
			3.9M	漬家	台所にて逃げ遅れ、家屋の下敷き		6.4F	漬家	
			6.8F	漬家	火の火を埋めた後逃げ遅れ、家屋の下敷き		4.3F	漬家	家族で逃げ、母のみ家屋の下敷き2時間後死亡
		仙北市	6.6M	漬家	台所にて逃げ遅れ、家屋の下敷き		2.1F	漬家	戸外に出るが、子の救出途中下敷き子は無事
			8.5F	漬家	台所の炉畔にて家屋の下敷き		5.0F	漬家	戸外に出る救出中下敷き2時間後死亡孫無事
			0.2F	漬家	台所にて家屋の下敷き、母は火傷を負い重傷		6.2M	漬家	病床で家屋の下敷き
			9.1M	漬家	病床中逃げ遅れ家屋の下敷き		4.3F	漬家	実家に帰省中、母子逃げ遅れ家屋の下敷き
			9.3M	漬家	身体违者にて炉火消す途中転倒、家屋の下敷き		0.2M	漬家	
			1.1F	漬家	幼児背負い戸外へ逃げ出するが、家屋の下敷き				

3.3 人的被害の要因

陸羽地震によって発生した死者数について、被害要因別の割合を図1に示す。家屋倒壊による死者は176名であり全体の91%を占める。このように家屋の倒壊とそれに伴う圧死者が多数発生し、午後5時頃の地震であったにも関わらず、焼死者が発生したのは2件であった。2才と4才の幼児が犠牲となっており、共に潰屋の下に圧迫され炉中の火が炎上し死亡している。また土砂災害による犠牲者は全体の5%であるが、そのうち半数以上が子供であり、遊戯中壌に転落後に裏山が崩れ5名、薪伐採中に1名犠牲になっている。死者発生の時系列に関しては、ごく短時間のうちに人的被害が発生したものと推定される。その一方で、地震発生2時間後2名、数時間後2名、5時間後1名、翌日1名、数日3名の記載がある。家屋の倒壊による負傷が要因となっており、いずれも家族や近隣住民が対応している。

4. 教材の作成

以上のような地域史料によって得られた災害の知見・教訓を踏まえ、幼児～小学校低学年を対象として、陸羽地震に関する教材を試作した。

4.1 キャラクターの作成

教材の作成にあたり、オリジナルのキャラクターを作成した。秋田県と地震をイメージして、地震のことをよく知らない主人公のなまはげ“あつき”と、地震について詳しい“なまず先生”を作成した(図2)。

4.2 防災教育絵本の作成

まず、子どもに恐怖心を抱かせることがないよう考慮し、地震時の身の守り方を教える絵本を作成した。地震時の対処法の内容として、「机の下に潜る」こと、「むやみに外に逃げ出さない」ことを中心に内容を構成した。

防災教育絵本は、「しないと こわい じしん」とシリーズ化し、対処法を教える絵本は「地震が起きたらどうするの?」、陸羽地震の絵本は「陸

美郷町 仙北郡	六郷町	2.9F	病死	病床中動揺に驚き死亡
		0.3F	漬家	母子三名で逃げ家屋の下敷き、母と二女は無事
		3.8F	漬家	夕飯の仕度中、逃げ遅れ家屋の下敷き
		0.2M	漬家	
	飯詰村	1.2M	山崩	薪伐採中、山腹の崩壊により圧死
		5.6M	漬家	建物転倒するまいと逃げず、家屋の下敷き
		5.1M	疾病	祭事飲酒、家屋倒壊時気絶致死する者無く死亡
		7.5F	漬家	炊事で逃げ遅れ、上間にて家屋の下敷き
		0.5M	漬家	家族六名で逃げ、上間にて家屋の下敷き
		3.2F	漬家	家族三名で逃げ家屋の下敷き、夫と子は無事
		6.8F	漬家	家屋倒壊柱に腰を挟まれ重傷、当日死亡
		6.4F	漬家	台所から逃げ敷居に躊躇倒壊、家屋の下敷き
		6.2M	漬家	上間にてわら細工中、逃げ遅れ家屋の下敷き
横手市	金沢村	6.4F	漬家	三名で逃げ遅れ家屋の下敷き、他二名は無事
		7.2M	漬家	息子老父救助のため逃げ遅れ家屋の下敷き、母は無事
		3.3M	漬家	
		6.8F	漬家	孫と二名で逃げ家屋の下敷き、孫は無事
		6.7F	漬家	逃げ遅れ家屋の下敷き、同居の二名は無事
		3.6F	漬家	夕飯の仕度中、慢筋八ヶ月の母と子逃げ遅れ家屋の下敷き、他二名の子は無事
		0.8F	漬家	
		2.2F	漬家	母救助のため家に戻り家屋の下敷き、母は無事
		2.7F	漬家	三名で逃げ家屋の下敷き、祖母と子は無事
		0.8F	漬家	夕食で逃げ遅れ家屋の下敷き、家族は無事
平鹿郡	横手町	5.0M	漬家	歩行不自由で家屋の下敷き、孫は無事
		6.9F	疾病	震動中が中鉄瓶の熱湯で火傷、数日ならず死去
		3.3M	漬家	左官業土蔵通り中笠木墜落し死、他四名は無事
		7.1M	漬家	同村大倉沢山林にて炭焼き中、山頂より崩壊した土砂にて父子三名幾百尋の谷底へ埋没
		4.6M	山崩	
		不詳M	山崩	
		5.4F	山崩	耕耘中頭上の高山崩壊し、大石に打たれ死亡
		4.5F	漬家	炉火消火の為戻り、第二の倒壊で家屋の下敷き
		8.1F	漬家	戸外に出るも、第二の烈震で家屋の下敷き
		0.6F	漬家	母子で逃げ台所で家屋の下敷き、母は無事
横手市	浅舞町	1.5F	漬家	子は病床中母と逃げ家屋の下敷き、母は無事
		3.9F	漬家	台所にて倒壊、家屋の下敷き
	田根森村	5.7M	漬家	酒呑酔遅れ遅れ、土台と梁に挟まれ死亡
		7.5F	漬家	三名で逃げ戸口間近で家屋の下敷き、母孫は無事
	朝倉村	1.3M	漬家	熟睡中家屋の下敷き、姉弟妹の二名は無事
		5.6F	漬家	門口へ逃げる途中戸に压壊、家屋の下敷き
	境町村	5.6M	漬家	出火を懸念し台所に戻り、家屋の下敷き
		3.1M	漬家	船着中逃げ遅れ家屋の下敷き、家族四名は無事
	黒川村	0.2M	漬家	家屋崩壊し鴨居に打たれ死亡、家族は不在

表2 潰屋における死者発生場所と行動パターン

死者発生場所	行動パターン	男	女	計	比率(%)
その場で	動けず	5	5	10	5.7
	病床、寝たきり	7	9	16	9.1
	乳幼児	12	6	18	10.2
	泥酔	6	0	6	3.4
	逃げず	2	1	3	1.7
避難中	転倒	9	17	26	14.8
	連れ	7	25	32	18.2
	幼児背負い	1	10	11	6.3
	戻り、倒壊	2	1	3	1.7
	戻り、火の始末	4	6	10	5.7
出口で	戻り、救助	2	6	8	4.5
	母屋の倒壊	5	9	14	8.0
	近隣の倒壊	3	3	6	3.4
	落下物	2	3	5	2.8
外出先で	幼児背負い	0	1	1	0.6
	逃げ遅れ、母屋倒壊	1	2	3	1.7
	母屋の倒壊	0	1	1	0.6
	近隣の倒壊	1	2	3	1.7

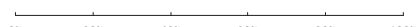


図1 死者の被害要因別割合

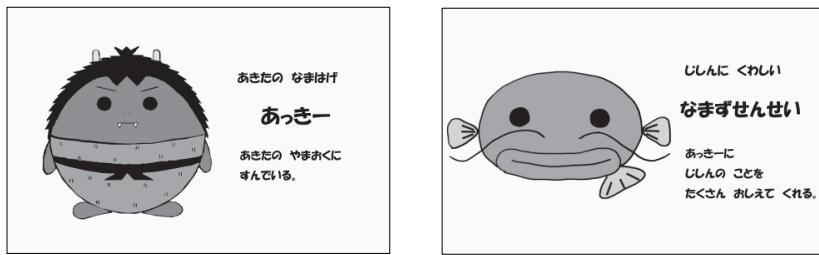


図2 オリジナルキャラクター

羽じしんを 知ろう」というサブタイトルをつけた。文章の多くはひらがなで表記し、文節にスペースを挿入し読みやすくした。子供たちにわかりやすい表現を使用し、人的被害の要因や発生状況についてはグラフ化して含めた。絵本の絵は、明治時代の様子をできるだけ忠実に表現するために、地域史料の写真を参考にして当時の家屋や服装を描いた。

地震時の対処法を教える絵本の例を図3に示す。地震のことを知らない主人公のあっきーが初めて地震を経験し(図3左)、パニックになっているあっきーのもとになます先生が現れ、「地震とはどういうものか?」「地震が起こるとどうなるのか?」を教えてくれる(図3中)。そして、「そのときどうすればよいのか?」を学ぶストーリーとなっている(図3右)。

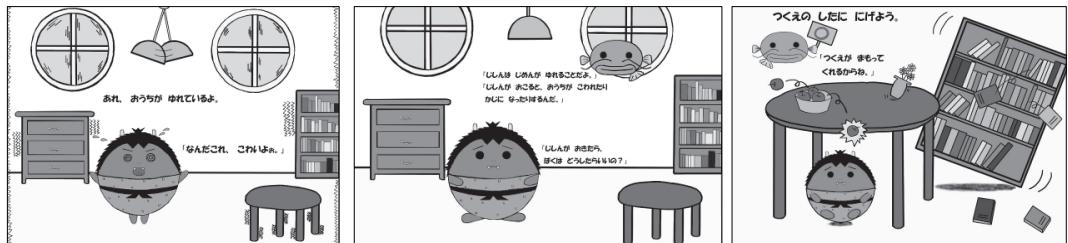


図3 地震時の対処法を教える絵本の例

陸羽地震の絵本の例を図4に示す。陸羽地震の物語は、地震発生の1896年にタイムスリップをして、当時の被害状況(図4左)や被害の要因(図4中)、人的被害の様子(図4右)について、主人公がなます先生より学ぶことで、地震の危険性と備えの大切さを認識する内容とした。文献調査によって得られた被害状況を、文章だけではなく絵で再現することで、よりわかりやすく知見・教訓を伝えることが可能になると考えている。

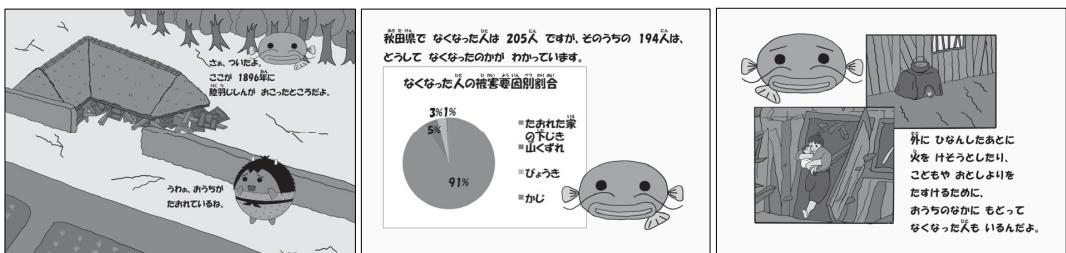


図4 陸羽地震の絵本の例

4.3 アニメーションの作成

絵本に比べてより広い場所でも対応できるといった利便性も考慮して、アニメーション教材を作成することとした。作成には動画作成ソフトウェア (Adobe Flash) と画像・音声編集用ソフトウェア (EDIUS Neo2) を利用した。アニメーション形式の教材は、音や動きの要素が加わることで、子ども達がより楽しみながら学べるのではないかと考えている。アニメーションの例を図5に示す。アニメーションはリアリティーな表現ができるため、子どもが恐怖心を抱かないよう絵柄や色合いを柔らかいものにした。

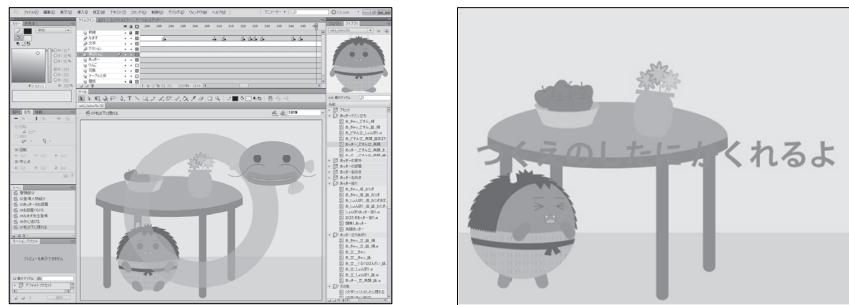


図5 アニメーションによる表現

5. まとめ

秋田県の歴史地震を対象として、地域史料を整理し、子ども向けの防災教育教材を試作した。子どもだけではなく、読み聞かせによる保護者への防災意識向上効果も大きいと考えている。今後は、防災イベント等で活用することにより、幼稚園の先生や保護者を交えて有効性を検討し、評価を受けて必要な改良を行いたい。

謝辞

絵本の作成については小林都氏（平成21年度秋田高専卒業生）の卒業研究の成果によるところが大きい。また、歴史地震の資料収集や調査に関して、鏡味洋史北海道大学名誉教授のご協力をいただきました。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 宇佐美龍夫：新編日本被害地震総覧、pp. 225–227、1996.
- 2) 秋田測候所：震災彙報、震災予防調査会報告、11、pp. 109–138、1897.
- 3) 今村明恒：大正3年秋田県仙北郡大地震調査報告、震災予防調査会報告、82、pp. 1–30、1915.
- 4) 秋田震災救済会：秋田震災誌、169pp、1897.

東日本大震災における学校の被害と対応

東北大大学災害制御研究センター 佐藤 健
山形大学大学院教育実践研究科 村山良之
東北大大学災害制御研究センター 源栄正人

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震(M9.0)により、学校施設が地震・津波の被害を受けたばかりでなく、児童生徒、教職員にも多くの犠牲者が発生した。また、避難所の運営についても、教職員の過大な負担が長期間にわたることが少なくなかった。さらに、間借り校舎や児童・生徒の遠隔地への流出等、多くの課題を抱えた状態での学校再開となっている学校も少なくない。

そこで、多大な犠牲を払って得られた災害の教訓を学校安全の面から後世に伝えるとともに、東海・東南海・南海地震等をはじめとした今後発生が想定されている広域巨大災害に対する学校の防災管理、防災教育に生かすことを目的に、2011年9月までに宮城県内、および岩手県内の小中学校、計16校を対象にヒアリング調査を実施した。本論文はヒアリング調査の概要を報告するとともに、特に釜石地区の学校のヒアリング調査を通して得られた、これから学校の防災管理と防災教育に求められることについて述べる。

2. 調査概要

2.1 調査対象

調査対象となった学校の概要を表1に示す。調査対象校は、大きく3種類に分類される。1つ目は、文部科学省防災研究成果普及事業(平成16年度～18年度)のモデル校や防災教育の出前授業の実践校等で、震災以前から著者らが関係を持っていた学校である。2つ目は、全国学校安全教育研究会・東京都学校安全教育研究会によるヒアリング調査¹⁾の対象校である。3つ目は、この震災においてメディア等で紹介された学校である。なお、ヒアリング先の選定にあたっては、沿岸部だけでなく内陸部に立地する学校および、農漁村部だけでなく都市部に立地する学校も含め、被災程度が相対的に大きい学校だけでなく軽微な学校も含めるように考慮した。

2.2 調査方法

調査対象となった小中学校を著者らが直接訪問し、各学校における東日本大震災における地震・津波の被害や震災対応、震災以前の学校の防災管理や防災教育の状況、東日本大震災の経験を踏まえた今後の課題などについて、校長もしくは副校長から聞き取りを行った。ヒアリングの調査項目は統一的なものではなく、学校ごとに被害の状況や地域性が異なることから、校長等に自由に話して頂き、記録することを基本とした。必要に応じて質疑を行った。調査時期は、2011年5月～9月である。

* Emergency response including damage of schools during 2011 Great East Japan Earthquake by Takeshi SATO, Yoshiyuki MURAYAMA and Masato MOTOSAKA

表1 調査対象校の概要

県名	学校名	標高(m)/ 校舎階数	学級数	児童生徒数	教員数	調査日
宮城県	仙台市立原町小学校	31/3階	20	580	28	5/2
宮城県	仙台市立岡田小学校	3/3階	11	249	18	5/2
宮城県	仙台市立高砂小学校	5/4階	23	616	34	5/2
宮城県	仙台市立荒浜小学校	3/4階	7	98	11	6/17
宮城県	仙台市立長町南小学校	13/3階	23	748	33	9/5
宮城県	仙台市立南光台小学校	52/4階	25	710	34	9/8
宮城県	石巻市立釜小学校	3/4階	23	691	33	6/14
宮城県	石巻市立吉浜小学校	6/3階	6	51	10	7/15
宮城県	大崎市立古川第三小学校	21/3階	20	616	29	6/16
宮城県	気仙沼市立南氣仙沼小学校	5/3階	14	397	20	8/10
宮城県	仙台市立茂庭台中学校	178/2階	10	237	21	7/5
宮城県	白石市立白石中学校	48/2階	13	356	29	6/13
岩手県	釜石市立釜石小学校	27/4階	7	177	12	8/8
岩手県	大船渡市立越喜来小学校	4/3階	7	71	9	8/10
岩手県	陸前高田市立気仙小学校	11/3階	6	94	9	8/10
岩手県	釜石市立釜石東中学校	3/4階	7	230	15	8/9

※ 宮城県内の学校については学校統計要覧（平成21年度、平成21年5月1日現在）による。岩手県の釜石小学校、釜石東中学校、気仙小学校は平成21年5月1日現在、越喜来小学校は平成22年5月1日現在による。

※ 各学校敷地の標高は、Google Map 標高を用い、学校敷地中央部で測位した。

http://wisteriahill.sakura.ne.jp/GMAP/GMAP_ALTITUDE/index.php

3. 調査結果

3.1 被害概況

調査対象となった学校の内訳を被害概況から見ると、津波により学校区が浸水被害を受けた沿岸部の学校が16校中9校、内陸部の学校が7校であった。内陸部の7校の内、地震による校舎等の甚大な被害を受け、間借り校舎での学校再開となった学校が1校含まれる。各学校の被害概況を表2に示す。校舎の振動被害については、天井材や内外装材、エキスパンションジョイント部、ガラスなどの非構造部材の被害は含まず、柱、はり、耐震壁など骨組みを構成する構造部材に設計クライテリアを超えるような被害が生じて使用不能となった場合に「有」と記入した。ただし、厳密な被災度判定などに基づく判定結果ではない。校舎の浸水被害については、床上浸水した場合と浸水階数を示した。

調査対象校では、校舎の振動被害があるのは1校であり、校舎の浸水被害は16校中、7校であった。学校が浸水被害を受けても死亡・行方不明者が発生していない岩手県内の学校が複数校あった。釜石東中学校の死亡生徒1名は、当日学校を欠席していた生徒で防災センターに避難したものの、残念ながら犠牲になってしまった生徒である。岩手県内の小中学校では、教員の指導の下に行動した児童・生徒には一人も犠牲者は出ていないことが確認されている²⁾。

避難所となった学校は9校、津波の浸水で孤立したため、救出までの緊急避難場所となった学校は3校（荒

浜小学校、吉浜小学校、南気仙沼小学校)、津波による浸水で初めから避難所とならなかった学校が3校(越喜来小学校、気仙小学校、釜石東小学校)、地震による揺れで地震直後から使用ができなくなった学校が1校(南光台小学校)であった。また、ヒアリング調査時点で避難所として使用が継続されていた学校は2校(釜小学校、釜石小学校)であった。

表2 調査対象校の被害概況

県名	学校名	校舎の 振動被害	校舎の 浸水被害	死亡・ 行方不明	避難所の 開設期間	校舎等の間 借り
宮城県	仙台市立原町小学校	無	無	無	3/11～4/7	無
宮城県	仙台市立岡田小学校	無	無	有(1名)	3/11～6/10	無
宮城県	仙台市立高砂小学校	無	無	無	3/11～4/7	無
宮城県	仙台市立荒浜小学校	無	有(2階)	有(1名)	3/11～3/12	有
宮城県	仙台市立長町南小学校	無	無	無	3/11～4/3	無
宮城県	仙台市立南光台小学校	有	無	無	無	有
宮城県	石巻市立釜小学校	無	有(1階)	有(25名)	3/11～	無
宮城県	石巻市立吉浜小学校	無	有(3階)	有(7名)	3/11～3/12	有
宮城県	大崎市立古川第三小学校	無	無	無	3/11～3/24	無
宮城県	気仙沼市立南気仙沼小学校	無	有(1階)	有(1名)	3/11～3/2	有
宮城県	仙台市立茂庭台中学校	無	無	無	3/11～3/27	無
宮城県	白石市立白石中学校	無	無	無	3/11～3/29	無
岩手県	釜石市立釜石小学校	無	無	無	3/11～	無
岩手県	大船渡市立越喜来小学校	無	有(3階)	無	無	有
岩手県	陸前高田市立気仙小学校	無	有(3階)	無	無	有
岩手県	釜石市立釜石東中学校	無	有(3階)	有(1名)	無	有

※表中の網掛け部分は被害等の「有」の部分を示す。

3.2 学校の危機管理・緊急対応の多様性

学校ごとに異なる地理的条件や地震発生時の学校行事等、さらには震災以前からの防災教育、防災管理、地域との連携の水準等に応じて、学校の対応や被害の発生に多様な状況が存在することが調査結果から確認された。主要な項目について、その多様性を列挙する。

(1) 地震発生時の児童生徒の在校状況

- 卒業式当日や卒業式準備のための午前授業等で、全ての児童生徒が下校済みで教職員だけが学校に残っていた。
- 一部の学年、または学年の中の一部のクラスのみが下校済みで、残りの児童生徒は学校に残っていた。
- 欠席者を除く全ての児童生徒が学校に残っていた。

(2) 学校の立地条件と避難計画の整備状況

- 学校の近くに高台や裏山が全くない平野に立地しているため、校舎の上階に避難する計画が元々できていた。
- 学校の近くに高台や裏山があって、避難場所や避難経路の計画、整備が震災以前から十分にできていた。
- 学校の近くに高台や裏山があるが、避難場所や避難経路の計画、整備が必ずしも十分にできていなかった。

(3)津波に対する避難訓練の実施状況

- ・津波による浸水を想定した避難訓練は実施せずに、通常の地震や火災による避難訓練と同様に校庭に避難する実施形態に留まっていた。
- ・津波による浸水を想定し、高台や裏山への避難訓練を実施していた。
- ・津波による浸水を想定し、緊急避難場所としての校舎上階への避難訓練を実施していた。あわせて地域住民を校舎内に収容する避難訓練も実施していた。

(4)津波に対する避難計画と避難行動

- ・避難計画通りの避難行動をとった。
- ・避難計画等で想定していた以上の遡上高となったため、計画にはなかった更に標高の高い避難場所への避難行動をとった。
- ・避難計画とは異なった避難場所への避難行動をとった。

(5)学校の避難所の指定と実際の開設状況

- ・市町の指定避難所であり、実際に避難所として開設した。
- ・市町の指定避難所であったが、津波による浸水被害や地震による振動被害により、救出までの緊急時使用を除いて、避難生活を送るための避難所としては開設されなかつた。
- ・市町の指定避難所ではなかつたが、避難者を収容する必要が生じたため、急きょ避難所として開設することになつた。

(6)避難所利用者の構成状況

- ・避難所利用者が、学区内の地域住民だけではなく、不特定者がある割合で混在した。
- ・住宅団地内等にある学校では、避難所利用者の大部分を学区内の地域住民で占めた。
- ・大規模商業施設やターミナル駅等に隣接する学校では、学区内の地域住民よりも多くの不特定者で避難所利用者が占められた。

(7)避難所の運営状況

- ・学区内の町内会・自治会が終始、避難所運営の主体となり、教職員は協力はしても主力にはならなかつた。
- ・避難所の運営組織が立ち上がりながら学校が長期間にわたって運営主体となり、教職員の負担が極めて大きかつた。
- ・学校と町内会・自治会とが連携し、共同運営した。

(8)校舎の間借り状況

- ・複数の学校を一つの学校に集約しても、元々少人数の学校同志の場合は、同一教室で複数担任制の合同授業の形式がとられた。
- ・複数の学校を一つの学校に集約しても、各学校が独自の学校経営で教室もそれぞれ別に確保できた。
- ・受け入れに十分な面積が一か所の間借り先では確保できないため、一つの学校が複数の施設に分かれての分散授業となつた。

(9)学校での防災教育の実践状況

- ・年間行事としての避難訓練を主要な防災教育として位置づけていた。
- ・「津波教室」等の呼称の学校の定例行事として、教員やゲストティーチャーによる定期的な防災教育を、地域に根差した教材（人材を含む）を活用して実践していた。
- ・防災まち歩きや防災マップづくり、登下校時の避難訓練等を家庭や地域と連携した上で実践し、児童生徒が主体性を持って取り組める防災教育を実践していた。

3.3 釜石市立釜石小学校の調査事例

東日本大震災の経験を通し、それぞれの学校ごとに得られた数多くの教訓があるが、紙面の都合により釜石市立釜石小学校の調査事例のみを示す。

(1) 震災以前における防災教育

釜石小学校では、以下に示す大きく分けて3つの防災教育を実践していた。

- ・釜石小学校では、毎年5~6月に低学年は親子で通学路を歩き、高学年は集団下校して学校から自分の地区に帰るまでの危険な場所を調べ、マップを作つて体育館に貼りだしていた。
- ・下校時の津波避難訓練を行っていた。縦割りの集団下校を行い、5、6年生がリーダー役となる。市の防災課の協力を得て、防災スピーカから訓練用の放送を流してもらい、各地区で指定された避難所の中で、放送を聞いたところから最も近い避難所に移動する。地震発生直後は安全姿勢をとることも忘れずに指導しており、各地区担当の先生方が子ども達の避難のようすを見ていて反省会で改善点を指導していた。
- ・釜石市教育委員会が作成したDVD教材（釜石市津波防災教育のための手引き）を活用した防災教育を実践していた。

以上その他に、親子がたとえ離れていても、それぞれに高台へ逃げる「津波てんでんこ」が浸透し、親子の間での津波避難に関する信頼関係もできていたというコメントを校長先生から伺うことができた。

(2) 地震発生直後の学校の状況

校区は津波で浸水したが、学校敷地は高台のため浸水しなかった。地震発生当日は学期末の短縮授業で全児童184名は13:00に下校していた。6年生のみ10名が校舎に残っていたが、地震発生時の子ども達の居場所は、帰宅途中、自宅、友人宅、買い物中、魚釣りなどさまざまな状況の中で地震、津波に遭遇したことになる。このような状況下においても、釜石小学校の児童の犠牲者は発生しなかった。

のことから学校教育の中で防災・減災教育を取り上げ、自然環境との関係性を認識し、単に知識・技能の習得や活用にとどまらず、体験、体感を重視して、探求や実践を重視する参加型アプローチをとっていた学校では、子ども達の命が守られたといえる。

4. 考察

ヒアリング調査を通して考えられたこれからの学校の防災管理や防災教育に求められることについて述べる。(1)学校の基本特性の中で特に「地域性」の視点の強化が重要であること、(2)「地域性」に配慮するにあたっては、学校をとりまく「地域の教育力」に期待されること等が特に考えられた。

4.1 地域性の視点の強化

学校が立地する場所の地理的条件やそれに応じて想定する災害種別（災害類型）等の「地域性」が学校防災計画に反映されていない学校が存在した。また、たとえ「地域性」に配慮した計画であっても、無理な計画や改善すべき課題を残した計画の状態で震災を迎えた学校も存在した。学校ごとに実効性のある学校防災計画とするために、その細部を検討する際には、学校の基本特性（児童生徒数、教職員構成、地域性など）の中で特に「地域性」を考慮することの重要性がヒアリング調査を通して考えられた。

また、地域性の視点を考慮することが求められるのは、学校の防災管理だけではなく、防災教育についても同様であることは釜石小学校の事例からも明らかである。今後の防災教育の充実に向けて、藤岡（2011）³⁾は持続可能な地域の構築には、地域を学ぶことから始まり、地域をテーマとした日常からの取り組みの重要性を指摘し、加えて自然の「恵み」と「災害」の二面性に配慮することも指摘している。これらの視点を強化した

実践事例の蓄積と情報共有化、高度化が望まれる。

4.2 学校を支援する地域の教育力

災害安全に関する学校と地域社会との連携の重要性は、震災前の時点に藤岡（例えば、2009）⁴⁾が、震災後においては藤岡（2011）³⁾、矢崎（2011）⁵⁾、源栄（2011）⁶⁾等も指摘している。学校教職員は、地域の自然環境や災害履歴を必ずしも熟知していないことが多い上に、定期異動等により学校の防災管理や防災教育に「地域性」を適切に反映することに限界がある。それを補うものとして、「地域の教育力」が考えられる。ここでの地域とは、単に町内会や自治会組織、地域住民だけを指すのではなく、それらに加えて学校区とその周辺地域に関係する行政、大学、企業、NPO 等が含まれるものである。災害による人的被害のリスクを低減するとともに、学校教育機能を早期に回復するために、「地域の教育力」を高めておくことが必要であり、地域社会はそのために学校と協働する必要性があることを認識しなければならない。著者ら（2009, 2011）^{7,8)}による、地域性を考慮した防災教育プログラムの開発と実践や、教育支援システムとしての地域の防災情報共有プラットフォームの開発は、地域の教育力を發揮した具体的な事例の一つと位置づけることができる。

5. おわりに

考察で述べたような「地域の教育力」を安定的かつ継続的に發揮するためには、学校と地域社会とが協働できる例えば、学校地域支援本部やコミュニティ・スクール、生涯学習のような「連携の枠組み」が有効であることがヒアリング調査を通して示唆された。また、学校と地域社会とを結びつける際、例えば、公民館や市民センターのような「繋ぎ手機能」が重要な役割を果たすことも考えられた。さらに、ある学校が単独で安全な環境をつくることを目指すのではなく、学校を含むコミュニティ全体の「セーフティ・プロモーション」が推進されるセーフ・スクール⁹⁾のような優れた概念の社会システムへの実装が推進されていくことが期待される。

謝辞 震災対応で多忙な中、ヒアリング調査にご協力頂いた全ての学校の先生方に対し、深く感謝申し上げます。また、全国学校安全教育研究会および東京都学校安全教育研究会によるヒアリング調査に同行させて頂きました。東京都板橋区立高島第一小学校長の矢崎良明先生をはじめ、関係のみなさまに深く感謝申し上げます。

文献

- 1) 矢崎良明：仙台の小学校視察レポート－東日本大震災で明らかになったこと. 教職研修 : 2011 年 9 月号 (通巻 469) ; 91-94, 東京 : 教育開発研究所, 2011.
- 2) 堀 茂樹：岩手県におけるこれまでの津波防災対策とその効果の検証. 平成 23 年度東北地域災害科学研究集会公開シンポジウム, 2012.
- 3) 藤岡達也：地域・家庭と協働した防災教育・防災訓練にどう取り組むか. 教職研修 : 2011 年 11 月号 (通巻 471 号) ; 28-31, 2011.
- 4) 藤岡達也：ESD (持続発展教育) とこれからの防災・減災教育. 安全教育東北フォーラム in みやぎ講演資料集. 4-8, 2009.
- 5) 矢崎良明：地震災害への学校の日ごろの準備と事後対応 4 家庭・地域との連携. 教職研修 : 2011 年 5 月号 (通巻 465 号) ; 22-23, 2011.
- 6) 源栄正人：東日本大震災の経験と今後の学校安全教育に向けて. 安全教育学研究 : 11 (1) ; 3-6, 2011.
- 7) 佐藤 健、村山良之、駒沢健二他：自然と社会の地域学習に基づいた小学生のための災害安全教育モデルの開発と実践－仙台市長町地域を例に－. 安全教育学研究 : 9 (1) ; 31-48, 2009.
- 8) 佐藤 健、村山良之、増田 聰他：小学生のための地域性を考慮した地震防災教育の実践. 安全教育学研究 : 11 (1) ; 25-40, 2011.
- 9) 渡邊正樹：セーフティプロモーションと学校安全. 安全教育学研究 : 5 (1) ; 15-20, 2005.

中高層集合住宅のバルコニーに作用する風圧分布について

東北大大学院工学研究科 清水 善規 植松 康

積水化学工業株式会社 三宅 慶昌

四国積水工業株式会社 鐘ヶ江 勇介

1.はじめに

近年、主にマンションや戸建住宅を対象に、屋上やバルコニーに敷設する床材(図1)が広く普及している。この床材を使用する主な目的は、床面のデザイン性向上である他に、防水層への直射日光を遮ることができるため、防水層の長寿命化を図ることもできる。しかし、このような床材は、床面の化粧や防水層への損傷防止のため床面に置かれているだけの場合が多く、適切な処置をしないと、強風時には浮き上がり、飛散に至る可能性がある。床材が飛散すると、衝突して人的被害や他の建物損傷といった二次的被害も予想される。床材を飛散させる風力を生み出す主な要因は、床材の表面に作用する風圧であるが、床材の裏面には十分な排水空間が設けられているため、床面と床材の間に空気の流れが生まれ、床材の裏面にも圧力変動が生じる。床材に作用する風力は床材の表面に作用する風圧(以下、外圧)と、裏面に作用する風圧(以下、内圧)の差となる。したがって、床材に作用する風力を求めるためには、床材に作用する外圧及び内圧分布が必要となる。風洞実験において、床材に作用する外圧を測定することは比較的容易であるが、床材下の空間を模型で再現することは困難であり、直接内圧を測定することは現実には不可能である。そこで、床材にある隙間を適当にモデル化し、外圧を用いて内圧のシミュレーションを行い、風力を評価する。すなわち、風洞実験で測定された外圧とシミュレーションで得られた内圧の差をとって風力の時刻歴を得る。これまで、バルコニーを有する建物の壁面やバルコニー自体に作用する風圧係数に関する実験は行われているもの(例えば山内ら¹⁾)、バルコニーの床面に作用する風圧性状に関する研究は全く行われていない。床材の飛散を検討するには、外圧と内圧の両方の性状を明らかにする必要があるが、内圧性状は外圧性状に大きく依存するため、まず外圧性状を把握することが重要であると考える。そこで、本研究では、中高層集合住宅の建物モデルを用いた風洞実験により、バルコニー床面に作用する外圧の多点同時測定を行う。

2. 風洞実験概要

2.1 実験気流

実験は東北大大学のエッフェル型境界層風洞を用いて行う。実験の様子を図2に示す。実験気流は日本建築学会「建築物荷重指針」(2004)が定める地表面粗度区分IIIに概ね相当する境界層乱流(べき指数 $\alpha=0.23$)である。

2.2 実験模型

対象建物は、1辺21mの正方形平面を有し、高さ60mの20階集合住宅であり、

*Wind Pressure Acting on Balconies of mid-to-high-rise Residential House,

by Yoshiki Shimizu, Yasushi Uematsu, Yoshimasa Miyake and Yusuke Kanegae



サイズ：297×297(mm)
図1 床材(1枚あたり)

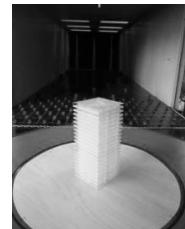


図2 風洞実験の様子

全周に幅2mのバルコニーが設置されている。従って、バルコニーを含めた建物の幅は25mである。風洞実験模型は幾何学的縮尺率1/200の縮尺模型である。圧力測定孔は図4に示すようにバルコニーの1/2領域に計76点配置されている。模型は圧力測定孔を配置した階(測定階)といくつかのブロックで構成され、測定階を入れ替えることによって、5階、10階、15階、20階の風圧を測定できるようになっている。実際の集合住宅では、世帯間に戸境壁が設けられている。本実験模型では、図4に示すように戸境壁が設置されている。なお、戸境壁の上端はバルコニー天井まで達しているが、下端には1mm(実寸では20cm)の隙間がある。図4に示すように戸境壁を設置したのは、建物まわりの流れ性状を考慮し、隅角部にある住戸と中央部にある住戸のバルコニーに作用する外圧の一般的な特性を把握するためである。手摺の形状は図5に示す3種類である。(a)「パネル」とは下方に隙間がある手摺りを指す。模型では各階バルコニーに薄板を設置して再現する。なお、薄板とバルコニー床面との隙間は設計例を参考にして1mm(実寸では20cm)とする。(b)「腰壁」は、バルコニー床面から立ち上がった壁で、模型ではパネルとバルコニー床面との隙間をテープで塞ぐことで再現する。(c)「格子」とは、アルミ角材等で構成される格子状の手すりである。隙間が広いため閉塞効果は小さい。そこで、模型では近似的に何もない状態と仮定し、各階バルコニーの薄板を取り外して測定を行う。

2.3 測定条件

各圧力測定孔に作用する風圧は、内径1mm、長さ1mのビニールチューブを介して圧力変換器に導かれており、全点同時測定する。チューピングによる圧力変動の歪みは、予め求めた測定システムの周波数応答特性を用いて周波数領域で補正する。風向θは図4に示すように、一壁面に正対する風向を0°とし、反時計回りにとる。測定は0°、7.5°、15°、30°、45°の5風向に対して行う。風圧測定のサンプリング周波数は400Hz、測定時間180秒で、フルスケール換算10分間のデータを16組得る。風圧特性の各種統計量(平均、ピーク値など)の計算には16組のアンサンブル平均で評価する。また、風圧係数は模型頂部高さの基準速度圧 q_H で定義する。

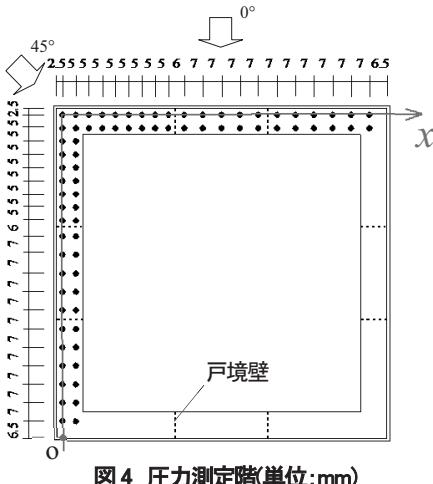


図4 圧力測定階(単位:mm)

3. 実験結果

外圧の平均と最小ピークの分布を比べると、平均値は

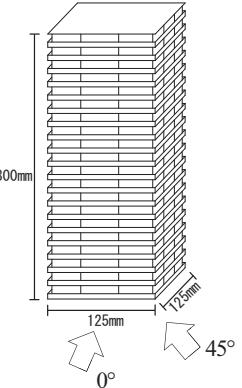


図3 バルコニー模型

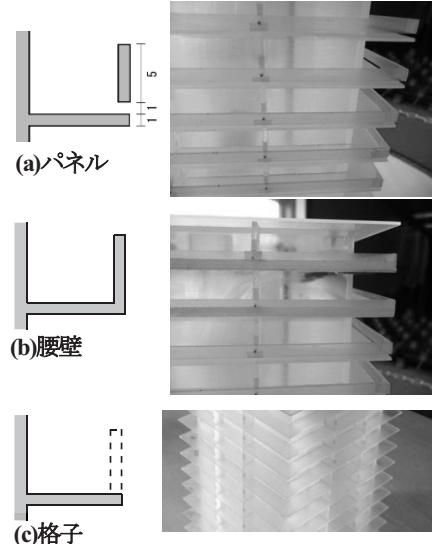


図5 手摺形状(3種類)

絶対値が小さくなるものの、傾向はピーク値と似ていた。床材の飛散については平均よりピーク値の方が重要であると考えられる。また、床材の飛散は風力が床材の重力を上回った時に発生すると考えられるから、負圧が問題となる。従って、本論文では、バルコニー床面に作用する最小ピーク外圧係数分布に着目する。全風向・全測定点で、絶対値が最も大きなピーク外圧係数を記録したのは、 $\theta=7.5^\circ$ の時であったので、まず $\theta=7.5^\circ$ の結果に着目する。図6は $\theta=7.5^\circ$ のときの最小ピーク外圧係数分布を手摺り形状（パネル・腰壁・格子）別に示したものである。グラフの x 軸は図4に示すように、左下のO点を原点とし、バルコニーに沿った座標であり、点線は戸境壁の位置を示す。バルコニーの床面に作用する外圧は、風上側では正圧であるが、模型の側面側では負圧になっている。最小ピーク外圧係数の絶対値が最も大きくなるのは隅角部付近 ($x \approx 100\text{mm}$) であり、手摺り形状で比較をすると、(c)格子が最も大きく、次いで(a)パネル、(b)腰壁の順となっている。ただし、パネルと腰壁の差は、それほど大きくない。すなわち、パネル下の隙間は、最小ピーク外圧係数にはそれ程大きく影響しないといえる。

(c)格子の場合に大きなピーク外圧係数を示すのは、バルコニーへの流れを遮るものが全くないため、模型の風上隅角部から剥離した流れの影響を強く受けたと考えられる。また、(a)パネルや(b)腰壁で最小ピーク外圧係数の値が場所により大きく変化しない領域は、戸境壁で囲われた部分である。これは大きな風圧変動をもたらす渦のスケールが手摺りで開けられた空間の寸法に対して大きく、その空間内ではほぼ一定値を示すためと考えられる。次に、戸境壁付近の風上側 $x=48.5, 82.5\text{ (mm)}$ (グラフ中の点線右側近傍) の点を見ると、最小ピーク外圧係数の絶対値が小さくなる。これは、戸境壁で流れがよどむことにより、局所的に負圧が弱まるためと考えられる。一方(c)格子の場合は、戸境壁で区切られた空間内で最小ピーク外圧係数の値に違いがあり、全体の大きな剥離流による影響と、前述の戸境壁による局所的な逆流の影響を受けたためと考えられる。また、(c)格子の場合、上層階になるに従って最小ピーク外圧係数が大きくなることに対し、(a)パネルや(b)腰壁では、20階と15階の最小ピーク外圧係数が10階よりも小さくなっている。これは、薄板があることによる測定点付近の風速低減効果が、10階や5階に比べて、15階や20階に顕著に表れるためと考えられる。

次に、各測定点において全風向中の最小ピーク外圧係数値を図7に示す。最小ピーク外圧係数の値は濃淡で表現している。ピーク負圧が大きくなる点は、バルコニー内の居室側に多く、しかも戸境壁の風上側と隅角部

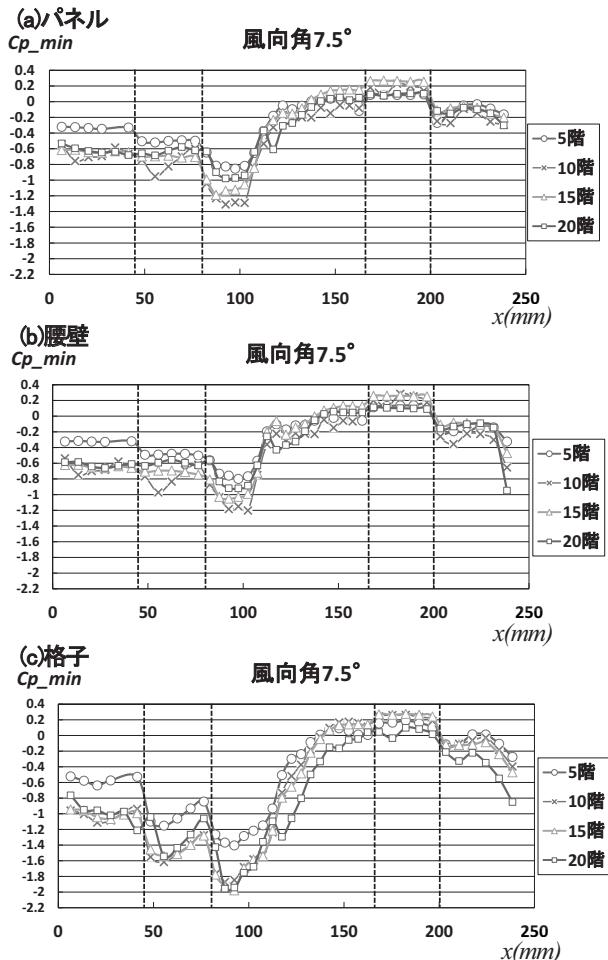


図6 最小ピーク風圧係数

付近に集中している。これも、建物軸体風上隅角部での流れの剥離の影響を受けているものと考えられる。(c)格子の場合は、低層階や仕切りに囲まれた箇所においても強い負圧が作用していることが確認できる。

4. まとめ

本研究では、20階建て集合住宅のバルコニー床面に作用する外圧性状を把握するために、1/200縮尺モデルを用いた風洞実験を行った。風の剥離により建物側面の広範囲にわたって強い負圧が強く作用する。特に強く作用するのは隅角部付近である。また、手摺の形状、風向が最小ピーク風圧係数に影響を与えていることが確認できた。また、戸境壁による影響が強く出ていることがわかった。

今後は、図8に示すように、得られた外圧係数から内圧係数をシミュレーションし、風力を算出す手法を用いて飛散条件を明確にしていく。最終的には汎用性のある飛散予測モデルの提案を行う。

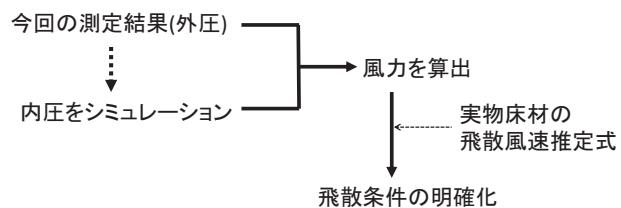


図8 今後の研究フロー

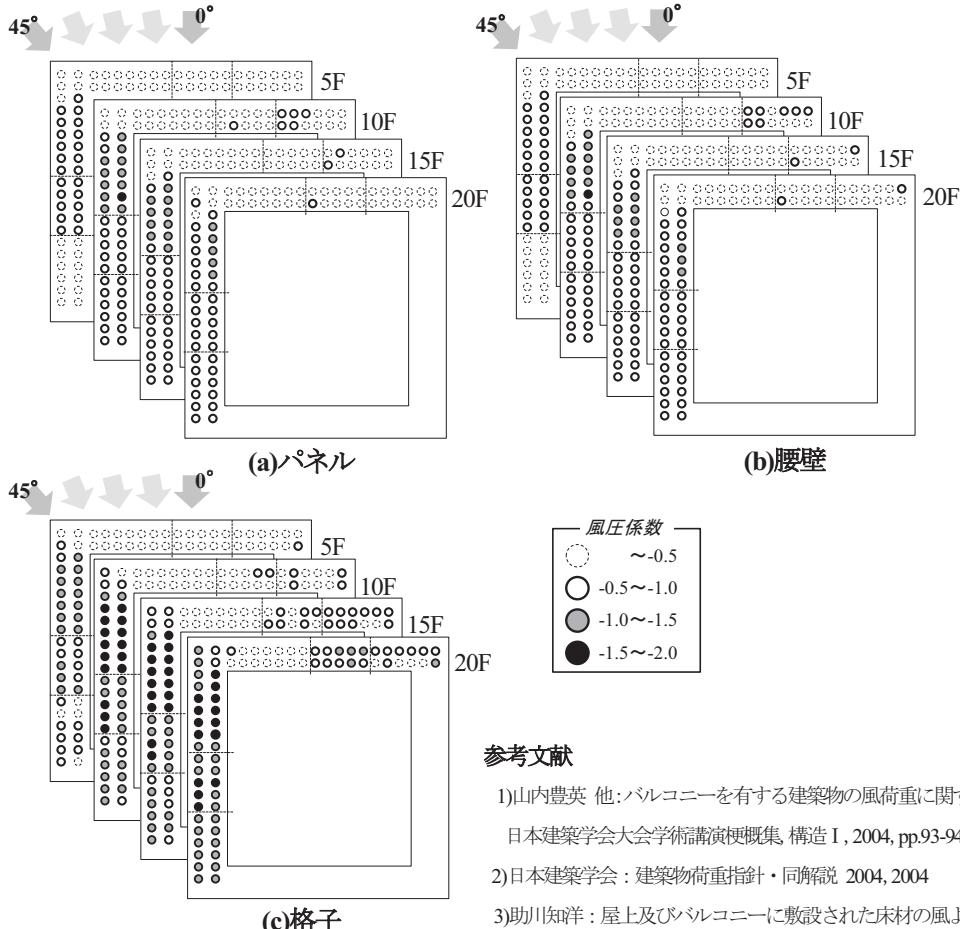


図7 最小ピーク外圧係数(測定点別)

GoogleMapから判読した 2011年東北地方太平洋沖地震による津波の侵入過程と津波堆積物*

山形大学地域教育文化学部 川辺孝幸・大沼由佳・佐々木 愛

1はじめに

平成23年3月11日14時46分頃、三陸沖を震源とするマグニチュード9.0の平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震(The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake)が発生し、数分間大きな揺れが続くとともに、10mを超す巨大な津波が発生し、東北地方～関東地方の太平洋沿岸にかけて甚大な被害が発生した。

筆者らは、この津波とその被害の実態を明らかにするために、国土地理院公表の空中写真および地震後のGoogleMapに掲載の衛星写真、ネット上に公開されている各種Web動画等の画像情報によって解析をおこなった。また、現地調査によって、津波被害と津波堆積物のベッドフォームとその断面観察をおこなっている。本報告では、仙台平野における津波の侵入過程と津波堆積物について報告する。

なお、津波を記載するにあたっては、用語の整理が必要であると思われる(志岐ほか、2011)。特に、津波が陸上に侵入時からの津波の挙動は、流水の挙動そのものであり、津波流(津波遡上流、津波引き流)ともいるべき流れである。流れの先端ではロープ(舌状)をなし、流れの内部は乱流となって表面に波が生じる。海岸部での碎波や障害物に津波流が当たった際の打ち上げがおこる。実際に津波がどのような規模でどのようなところまで遡上したかを推定する場合、浮遊堆積物が建物や木、電柱などに引っかかっていたり、何かがぶつかって傷ができる物痕(tool mark)が付いていたり、草木がなぎ倒されていたり、草木やゴミ、瓦礫が集積していたりすること、また、壁や窓ガラスなどに汚れた喫水線の痕跡が付いていたりすることなどに注目して、痕跡高や遡上高、痕跡高(MSL)、痕跡高(TP)などが求められる(気象庁、東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ、2011)。被害という観点からはこれで問題無いが、実際の津波流の規模(ボリューム、深さなど)を推定する際には、津波流の、ロープとして挙動する三次元形態や、表面の波高、障害物にぶつかった際の打ち上げなどの現象、また、それらの時系列変化等を考慮する必要があり、今後、記載のための用語も含めて検討される必要がある。

なお、本研究を進めるにあたって、各種判読結果を記載するために、基本的には国土地理院発行CD-ROM版数値地図25000(地図画像)『白河』、『福島』、『仙台』、『石巻』、『一関』、『森岡』に含まれる国土地理院発行2万5千分の1地形図の読み取り画像を使用した。しかし同CD-ROMの掲載年代が古いために現状に合わない部分については、国土地理院のウォッちず地図閲覧サービスおよびGoogle Mapを参考に加筆した。

2 沖積平野としての仙台平野の地形的特徴と微地形

仙台平野の沖積平野は、海岸線から西側の丘陵・台地までの幅が約5～9kmで、現世砂丘の内側に発達する2列～4列の砂丘列、七北田川、広瀬川、名取川、阿武隈川の扇状地、自然堤防帯などの微高地、および微高地の間に広がるラグーン、後背湿地および砂丘間低地からなっている(図-1)。

仙台平野の沖積平野は、名取川を境に北側(仙台平野北部)では海岸線からの幅が約8～9kmで、活構造である長町-利府線を境とする台地に接する部分では、扇状地部では標高約15m、後背地部で標高約7mで、

*Incursive process of tsunami by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake reading from GoogleMap and its tsunamiite. Takayuki Kawabe, Yuka Onuma and Ai Sasaki



台地と接続する。名取川の南側(仙台平野南部)では、海岸線からの幅が約5~7kmであり、後背湿地部で表級約5m、扇状地部では約10mで丘陵地に接続する。

海からの津波の侵入に対するフロントとなる現世砂丘は、標高約2.5m~5.5mで、その西部に、河口部に発達する蒲生干潟や北浦、井土浦広浦、鳥の海などのラグーンを繋ぐかたちで、砂丘に並行に、貞山堀が掘られている。

現世砂丘の内陸側には、現世砂丘から約2km内陸部、約3km内陸部および約5km内陸部に北東-南西方向に転々と連続する砂丘列が、比高0.5m~1m前後の微高地として認められる。現世砂丘と約2km内陸部の砂丘との間には、北長沼、南長沼があり、その砂丘の西側には大沼、小沼、川戸沼などがある。また、南長沼より南側では、この砂丘間低地に、もう1列砂丘列が発達する。最も内陸側の砂丘は、海岸線より約6km内陸側で、丘陵の高まりの張り出しに接続するかたちで分布している。

扇状地は、広瀬川および名取川では、比較的明瞭で、沖積平野の出口から扇端まで約5kmの範囲で識別できる。広瀬川は、現在では名取川に、沖積平野への出口から約3kmの下流側で接続されているが、微地形の高まりは、北東側の七北田川河口付近に向って明瞭に現れている。一方、阿武隈川は、出口付近から扇端まで約3kmの範囲で識別できる。阿武隈川は沖積平野への出口付近から蛇行が顕著であるが、出口から旧河道の両側に発達する旧自然堤防を切きって、放射状にクレバスや微高地が発達しており、洪水時ににおける扇状地特有のフラッシュの流れが認められ、扇状地とみることができる。

自然堤防帶は、広瀬川、名取川、阿武隈川の河川沿いに、放棄河道の低地を挟んで両側に、1m前後の微高地をつくってみられる。名取川および阿武隈川で顕著であるが、これらの河川は、沿岸流の影響を受けて、北北東方向~北東方向に向かって海岸線に平行に伸び、急に東~東南東方向に屈曲して発達するものが多い。

なお、海岸から2~3.5km内陸側、住宅地の発達する2列目と3列目の砂丘の間の低地に、比高約5mの盛り土を中心とした仙台東部道路~常磐自動車道の土手状の高まりがあるが、東西を隔離しているわけではなく、一般道を跨ぐ部分や用水を横切る部分では、高架やボックスカルバートなどの開口部になっている。

このような微地形の発達する沖積平野に、津波が侵入した。

3 津波流の到達範囲とその厚さ(津波深)

仙台平野では、平均標高5m程の現世砂丘を乗り越え、陸側に侵入した津波の遡上流は、盛り土の仙台東部道路~常磐自動車道にまで到達して阻まれ、その西側への遡上は、盛り土以外の高架部や用水路及び道路のボックスカルバートを通っておこなわれている。また、ボックスカルバートをくぐって通り抜けた津波流は、そのまま用水を遡上して、一部は溢れて水田に流れ込んでいる。

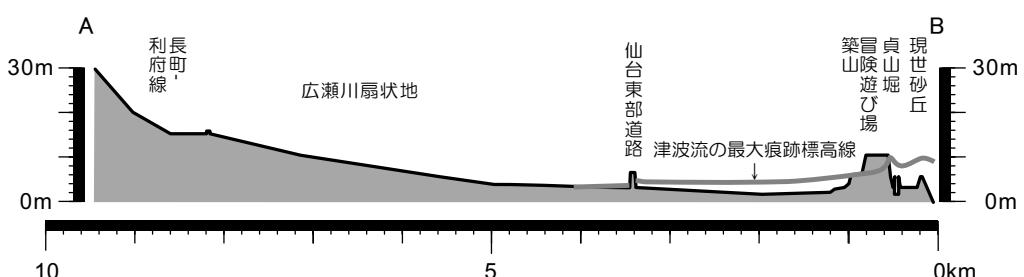


図-2 仙台平野、沖積平野部の海岸部~台地部を横断する北西-南東断面(断面の位置は図-1に示す)
津波の最大痕跡標高線は、同一時間における津波流の表面を表したものではなく、時間的に異なるそれぞれの場所での最大痕跡標高を繋いだ線である。

1) 津波侵入時の海岸部での砂丘の乗り越え標高とその厚さ(津波深)

仙台市若葉区荒浜の冒険遊び場付近では、津波は、約4~5mの現世砂丘を越え、貞山堀の陸側、標高約1.5mの内陸側現世砂丘では、痕跡痕は、冒険広場にある高台の海側で標高約11mまで、高台中央部では約6.5mの標高まで認められる。また、標高2.7m前後の冒険広場管理棟付近では、標高5m付近まで痕跡痕がある。一方、標高2.5m~5mの現世砂丘を越えた際の津波水面の最大標高は、画像からは最大で約10m程度であったと推定できる。砂丘の標高と津波水面の標高からは、砂丘を越える際の津波の厚さ(津波深)は最大で7.5m前後、平均的には5m程度であったと推定できる。

現世砂丘を乗り越えた津波は、そこから3m前後の標高差を流下して津波流となって、深さ約3mの深さ(厚さ)で、陸側に侵入・遡上していくことがわかる。

なお、現世砂丘を超える際の津波の高さと速さは一様でなく、早くて高い部分とやや遅くて低い部分が、海岸に発達する礫の分布のように、交互に現れている。また、毎日新聞社・手塚浩一郎氏が名取川上空から南を撮影した写真からは、現世砂丘を越えて陸側に侵入した津波流が、逆巻く波を立てて高流領域の流れ(射流)となって流れ込んでいる様子がわかる。

2) 津波流の最大遡上標高と厚さ(津波流深)

仙台平野では、平均標高5m程の砂丘を乗り越えて流入した津波流は、自動車道の盛り土によってかなりの部分が阻止されたが、その各所にある開口部を通って、さらに内陸部に遡上・侵入した。到達した最大標高は海拔3.5m程度であり、内陸側から2番目の砂丘列の手前付近まで到達している(図-1)。

津波流は、図-2に示す断面図の線上では、海岸線から陸側に約2.5km、標高約2m前後の地点では、建物

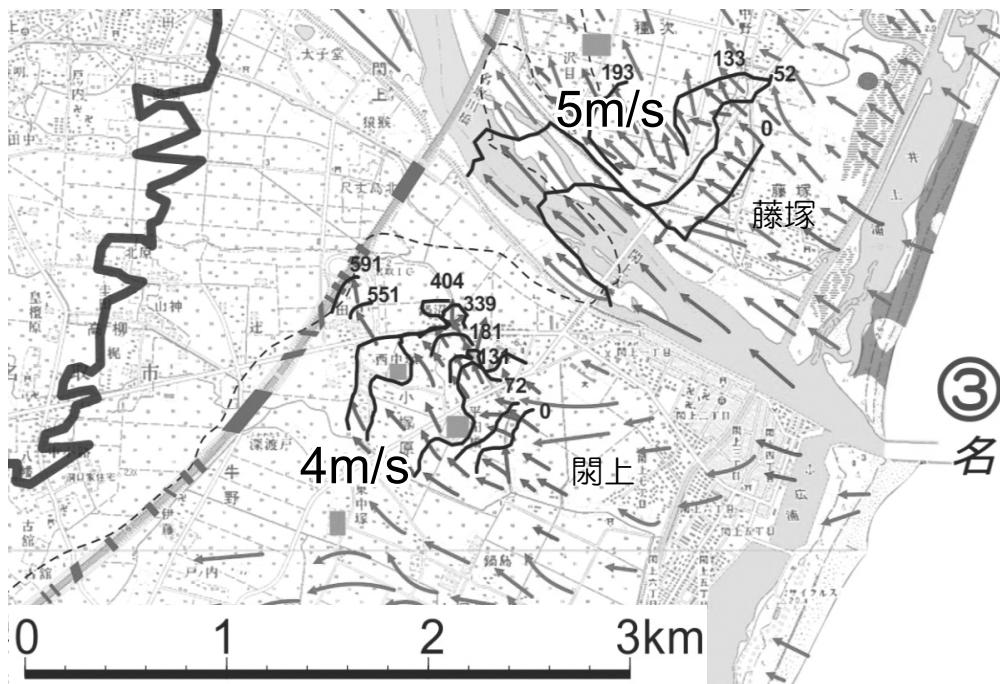


図-3 Net動画から読み取った、名取川両岸の第一波の津波流の等侵入時間線を示す図 線の脇の数字は、それぞれの場所における到達した相対時間(一番海側の線を0として、そこからの到達時間)を示す。また、線の描画範囲内の小さい矢印(赤)はその際の流れの方向を、全体にある長い矢印は、図-4に示すGoogle Mapから読み取ったベッドフォームどうから推定される津波流の方向を示す。図の位置は図-1に示す

や林などにみられる痕跡からは、津波流深は2m弱、水面標高で約4m弱であることがわかる。

仙台東部道路を越えた西側では、開口部を除いて数10cmであり、徐々に減じて、津波流の週上限界に達する。到達限界標高は、若林区下飯田～今泉では2.6m付近である。一方、自動車道をぐるる用水部分では、用水内をさらに週上して、その上流部で溢れ出ている例もある(図-2、阿武隈川右岸の逢隈十文字など)。

4 Net動画から読み取れる津波流の運動形態

津波襲来時の状況においては、YouTubeなどのNet動画が多数存在している。それらの動画から、個々の動画撮影範囲において、同一時間における津波の到達地点およびその進行方向を読み取り、到達時間・地点ごとに色分けして線で表し、進行方向を矢印で示して地形図上に記載することで津波の侵入状況を表した(図-3)。

Net動画からの判読では、仙台平野に到達した津波は、まず、河川の河口から侵入して河川を逆流週上し、その後、砂丘を超えて沖積平野へと侵入する。同時に、津波は河川から溢れ出て後背地に津波流を流しながら、さらに奥へと侵入する。沖積平野内では、津波流は、用水路や道路に沿って運動しやすく、障害物がない水田では流向を変えずに幅広いロープの集まりとして前進していく。これに対して、建物や樹林などの障害物がある場合には、津波は障害物にぶち当たって障害物の無い方向へと障害物を避け、その脇に集まってロープをつくって進んでいく。

Net動画から判読した津波流の流速は、名取川右岸の閑上地区で最大約4m/sec、名取川右岸の藤塚地区の西方で最大約5m/sec である。

5 津波後、3月末撮影のGoogle Map衛星写真から判読できる津波の流向

地震後に公開された3月末撮影のGoogle Map衛星写真からは、津波による地表の被害状況とともに、津波流による侵食状況や、流木や瓦礫・車、砂などの津波堆積物の堆積状況などが読み取れる。

オリエンテーションを持つ流木や瓦礫、車(エンジンのある方が重く、反対側は軽いので、エンジンのある方を流れの上流側に向けて堆積する)などや、砂のベッドフォームの形態などから、流れの方向を判読できる

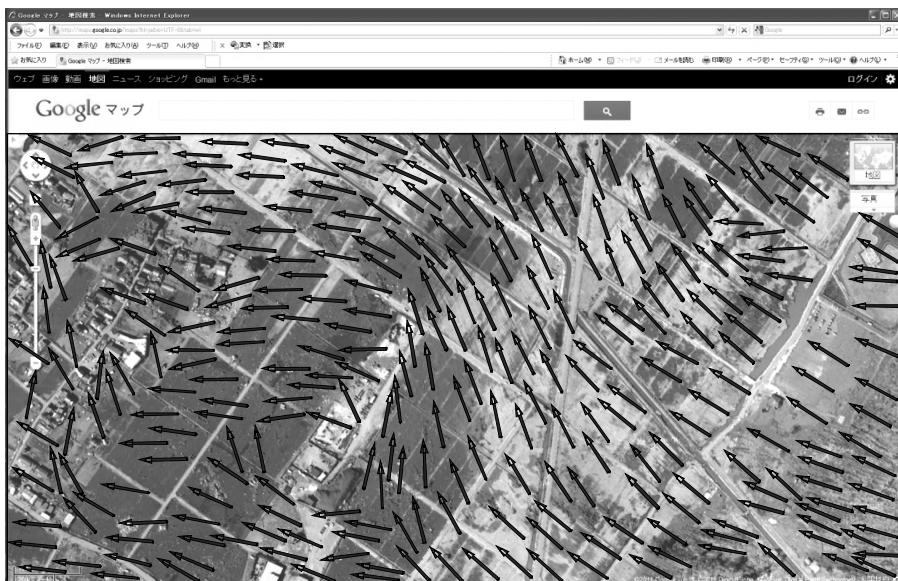


図-4 震災後に公表された Google Map衛星写真からの流向の判読例 矢印の向きが津波流の方向

(図-4).これを地図上にプロットしたものの一部を図-3に示す。

なお, Google Map衛星写真で撮影されているベッドフォームは, 次に述べるように, 3回押し寄せた津波流のうちの, 最後の津波流によるものである。

6 津波堆積物と推定される津波の性質

現地での断面観察観察から, 仙台平野の津波堆積物が3層準の押し流れと引き流れのセットからなっていて(西城, 2011), 駿河潮所等の津波の観測結果(一般財団法人日本気象協会, 2011)と調和的である。

断面観察結果からは, 動画のものは最初の津波遡上流に, Google Map衛星写真のベッドフォームは, 3回目の津波流によって堆積した砂がつくるベッドフォームであることがわかった。

仙台平野の津波堆積物は, 最下部のセットが, 細粒分の少ない瓦礫を含む粗粒な堆積物からなるのに対し, 中部のセットは厚い瓦礫や泥層の偽礫を含む泥質な堆積物を主体とし, 最上部のセットは細粒分の少ない堆積物からなっている。このことから, 津波堆積物を運搬してきた津波流の状態は, 3回のうち, 最初のものと最後のものは比較的細粒分の少ない状態=濁りの少ない状態であるのに対して, 2回目の津波流は, 細粒分を多く含んだ, 非常に濁った状態の流れで逢ったことが推定される。

このような堆積物とそれらから推定される津波流の状態の違いは, それぞれ押し寄せてくる津波の性質の違いを反映している可能性がある。

すなわち, 最初の津波は, 海底をあまり浸食せずに, 水面が上昇しながら押し寄せる津波のエネルギーと, 現世砂丘を乗り越えて陸側に落ちる際の位置エネルギーが, 陸側への津波流になっている。2番目の津波流は, 外浜の泥底まで露出するまでに低下していく1回目の津波の引き波の際に, 外浜の泥底を侵食することによって, 浸食した外浜の泥質堆積物を多量に含んだ海水が押し寄せたと推定される。一方, 3番目の津波流は, 細粒分が少なく, すなわち, 水の濁りが少ないとから, 沖合の海水の表面付近海水が津波として押し寄せ, 津波流となって遡上した可能性がある,

7 おわりに

現時点では, 津波堆積物の観察は断片的であり, 今後面的に調査をおこなって, 遡上とともに変化していく津波流の状態を面的・時系列的に復原していく必要がある。

最後に, 平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震で命を落とされた多数の方々のご冥福をお祈りするとともに, 津波の襲来を受けた地域地域における安全・安心な復興計画に向けて寄与することを念頭に調査を進めていきたい。

文 献

- 一般財団法人日本気象協会, 2011, 平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震津波の概要(速報).
<http://www.jwa.or.jp/static/topics/20110329/touhokujishin110329.pdf>.
- 気象庁, 津波について. <http://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/faq/faq26.html>.
- 西城光洋, 2011, 南三陸町(宮城県)における津波の被災状況と, 仙台市北東部に位置する蒲生干潟における津波後の地形変遷観察の取り組み. 地学団体研究会総会講演要旨・巡検案内書, 65, 40-41.
- 志岐常正・池田 碩・川辺孝幸・鈴木寿志・橋 徹・三上禎次, 2011, 東日本大震災の津波による被害とそれからの復興の関する堆積学的問題—地形的条件による津波と津波流の違いに着目して. 日本堆積学会2011年長崎大会プログラム・講演要旨集, 58-59.
- 東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ, 2011, 津波の高さの定義. <http://www.coastal.jp/tjt/index.php?%E6%B4%A5%E6%B3%A2%E3%81%AE%E9%AB%98%E3%81%95%E3%81%AE%E5%AE%9A%E7%BE%A9>

MORPHOLOGICAL CHANGE AFTER THE TSUNAMI AROUND NATORI RIVER MOUTH

Feril Hariati¹
Makoto Umeda²
Hitoshi Tanaka²

ABSTRACT

Tsunami is a serious form of natural disaster that affects the coastal ecosystems. Natori River is one of affected area. Before tsunami, the Natori River was protected by sand spit which act as natural barrier. After tsunami, the sand spit was declining to the landward area and change the width of the river mouth. In the present study, morphological change around the mouth of Natori River is investigated using aerial photograph. The result shows that the sand spit is declining around 125 m to the landward and migrate the position of river mouth 180 m from the previous position.

1. INTRODUCTION

An estuary is the transition between two distinct water bodies; a river and sea (Savenije, 2005). Although influenced by the tides, they are protected from the full force of ocean waves, winds, and storms by such land forms as barrier islands or peninsulas (EPA, 2011).

Natori River played important role in fishery industry. Yuriage Fishing Port is located near Natori River mouth and has high activity with only 7,000 populations (Yalciner et.al. 2011). During Pacific Earthquake 2011, Natori River was reported as the one of areas which were most severely badly hit. Previous studies about impact of tsunami in estuaries found that generally the occurrence damages were morphology change (Pari et.al. 2008; Kench et.al. 2008) and higher salinity in ground and surface water (Reddy et.al. 2005). In this study, morphological change around the mouth of Natori River after the tsunami was investigated with emphasis on the sand spit by several aerial photographs, and quantified the result.

2. STUDY AREA

Natori River estuary is situated in the East Coast of Japan and directly faced Pacific Ocean (Figure. 1(a)). The estuary is protected by the sand spit. One jetty was applied on right side of sand spit (Figure. 1(b)), and formed an entrance channel to the estuary.

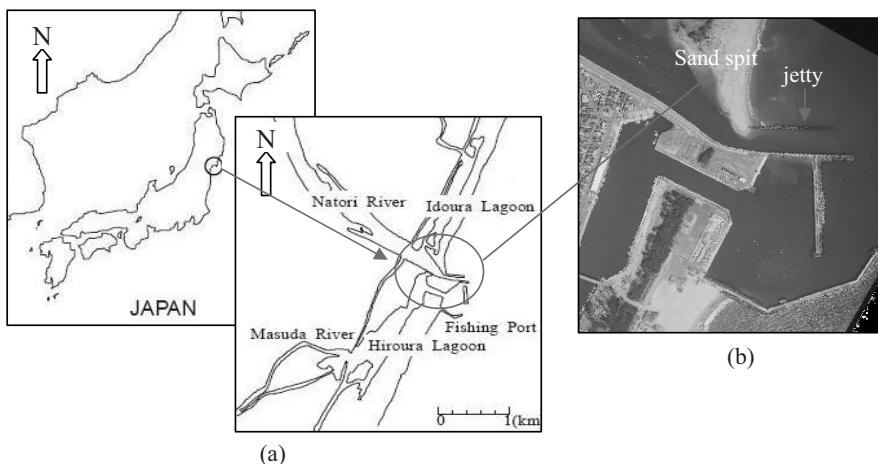


Figure 1. Study area; (a) Location of Natori River Estuary, (b) Lay out of river mouth

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

3.1. Geo-referencing

Geo-referencing is the process of aligning spatial data (points, lines or polygons) with an image file such as a map, aerial photograph, or satellite image. The process of geo-referencing defines the location of an image and assigns it real-world coordinates so that it may be analyzed with geographic data. Six aerial photographs of Natori River mouth in 2011 were collected within the date of 3rd March, 1st June, 6th July, 24th September, 29th October and 26th November. The aerial photograph which taken in 9 May, 2009 and had been rectified according to JGD2000/Japan Plane Rectangular CS X system with the total Root Mean Square (RMS) error of the rectification between 3 and 4 m is used as reference map. Using an ArcMap tool, the six aerial photographs were rectified and aligned with the reference map.

3.2. Identifying, Digitizing and Quantifying

After all of aerial photograph were rectified, we identified the major change around the river mouth in each photograph. In this case, the sand spit in river mouth showed significant change in each aerial photograph so the morphological change study were focused on it.

In order to quantify the result, digitizing process was required. We separate two types of shape line. First was permanent shape line; consisted of the line of port embankment, revetment structure and jetty. Second was shape line of sand bar and sand spit around of river mouth and could be change in each aerial photograph. After digitizing process finished, two basic lines were determined as reference line in measuring the distance between reference line to the port embankment and sand spit. Several line as we called it transect was drawn for interval 20 m across the reference line. In ArcMap tools, we could use measuring tools to find out the length of transect and distance from reference line. Figure 2, describing the reference and transect position.

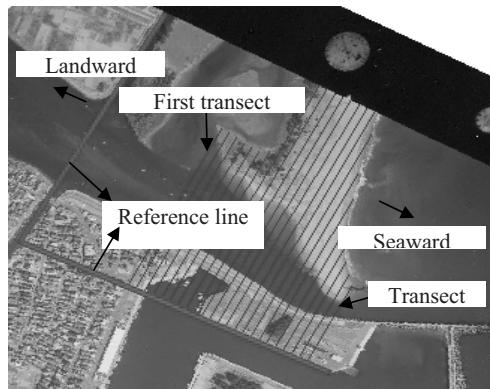


Figure 2. Definition of reference line and transect

4. RESULT AND DISCUSSION

Comparing each of aerial photograph, the sand spit in Natori River mouth shown significant change in each month. Figure 3 showed the morphological change of the sand spit.

Morphology change three month after tsunami

The Pacific Tohoku 2011 earthquake in March 11th had washed out the sand spit and moved the tip of river mouth to landward, and leaved the gap between jetty and the sand spit (Figure 3(a)). The width of river mouth became wider comparing to the condition before tsunami. The tip of river mouth was receded around 180 m and width of river mouth was change from 47.77 m to 90.42 m (Figure 4). Around three months after tsunami, the condition of river mouth was not recovered yet, but between 400 m and 500 m from reference line accretion of sand spit was occurred.

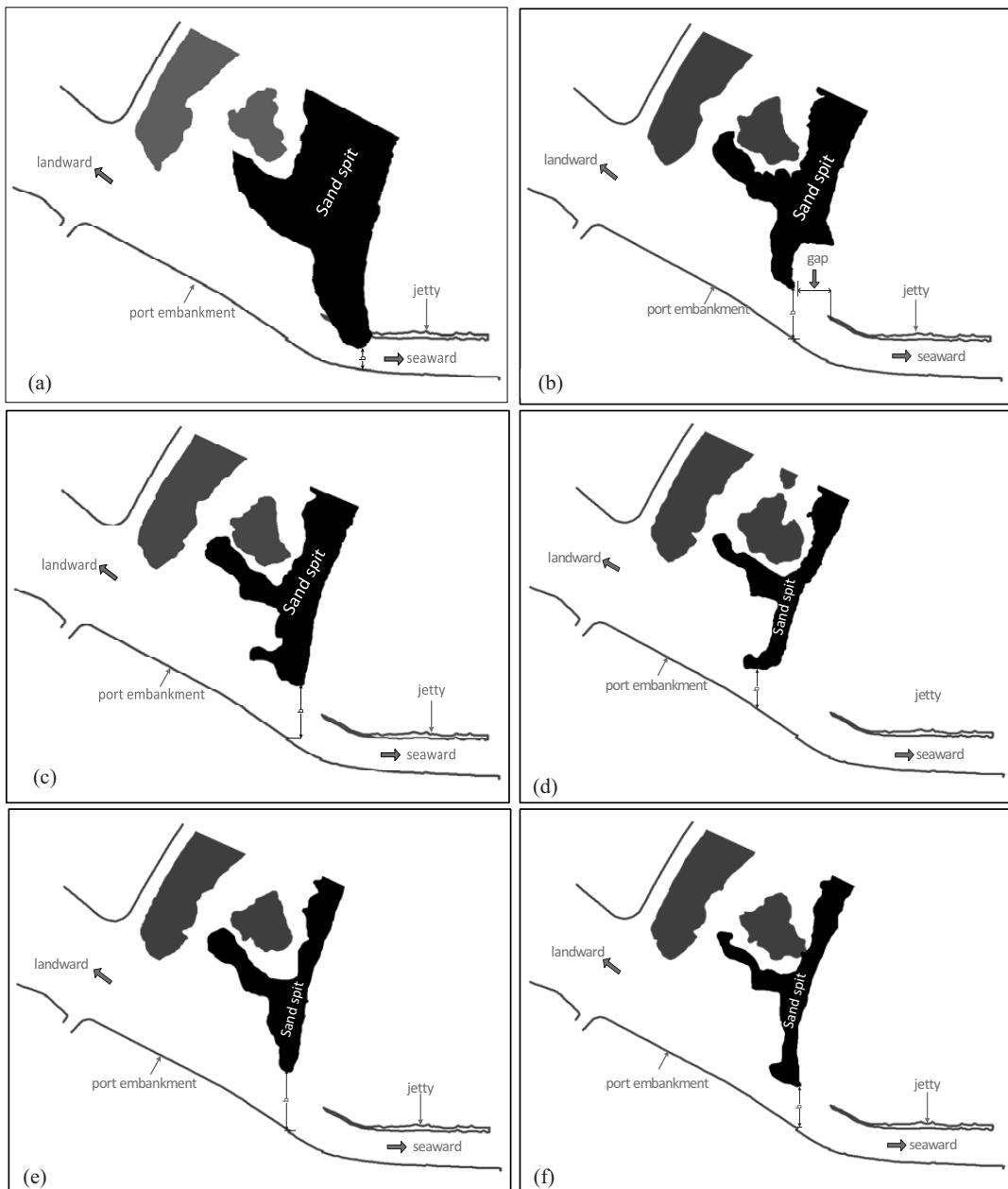


Figure 3. Morphology of Natori River mouth (a) before tsunami, March 3rd, (b) after tsunami, June 1st, (c) July 6th, (d) September 24th, (e) October 29th, and (f) November 26th, 2011

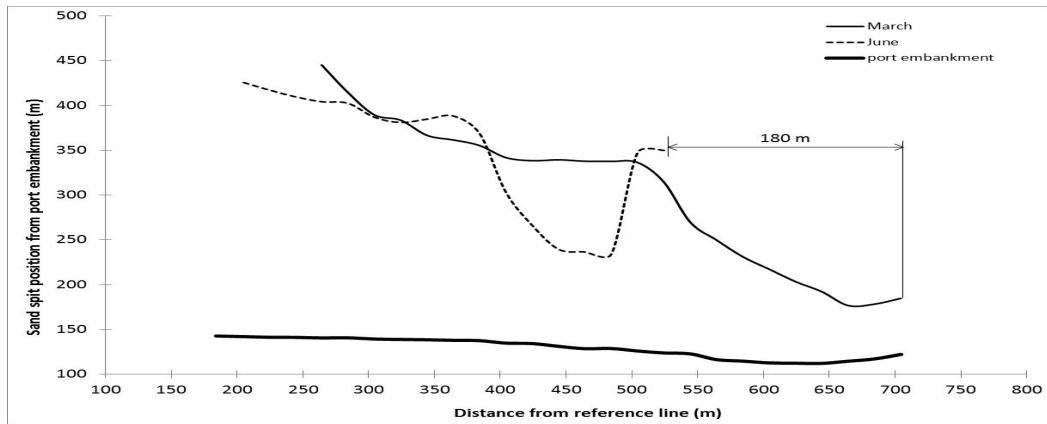


Figure 4. Tip of river mouth was move 180 m to landward after tsunami event. An accretion of sand spit occurred between 400 m and 500 m from reference line

Considering the water level during May 30th to June 30th period, the river discharge was tend to be low (figure 5), but it in the beginning of June the water level was higher than in the end of May. The sand spit accretion process might be as a result of sand deposit from the river.

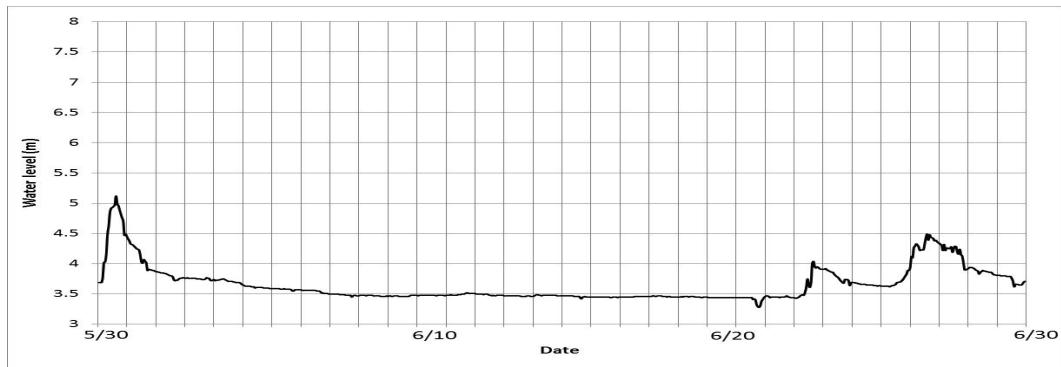


Figure 5. Water level in Natori River downstream (May 30th-June 30th, 2011)

Morphology change in June, July and September

Between June and July, the sand spit was re-formed and narrower the river mouth wide (Figure 6.). Instead of accretion in the tip of sand spit, erosion process also occurred between 400 m to 500 m from reference line and as we can see, the area of accretion and erosion almost in balance. In the end of September 2011, a typhoon hit this area causing high precipitations and river discharge. As a result the sand spit in Natori River mouth was eroded and the opening of the river mouth was widened around 40 m to landward. Considering the river discharge, water level near Natori River mouth during June and July were tend to be low and the morphological change in the river mouth more likely due to wave action.

In September, the typhoon season increasing the water level (21st and 22nd) in the downstream of the river, and we could assume that the erosion of sand spit as a result of high river discharge and wave force from sea.

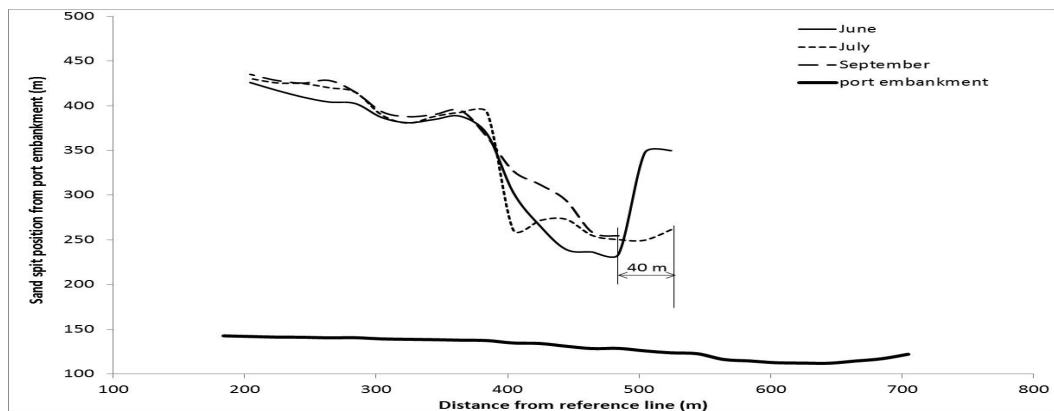


Figure 6. Comparison of sand spit change in June, July and September 2011

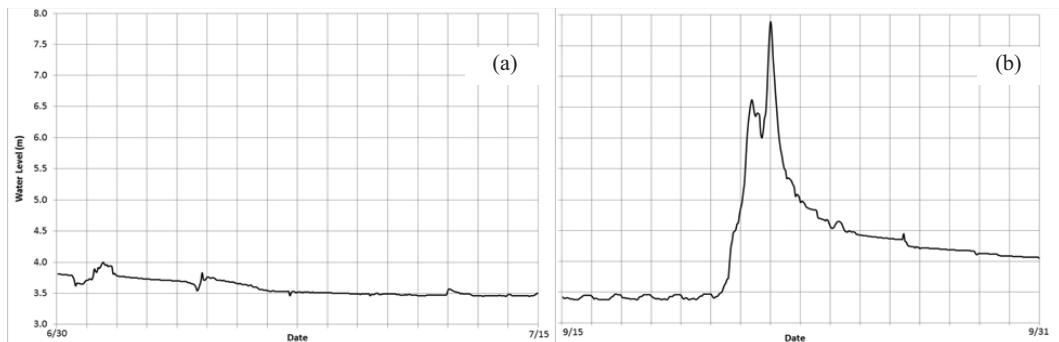


Figure 7. Water level on (a) June 6th–July 15th, and (b) September 15th–31st, 2011

Morphology change in September, October and November

Change of the sand spit during September, October and November are shown in Figure 8. One month after typhoon, the sand spit re-formed and move about 20 m seaward. Accretion process also occurred, and the width of river mouth entrance became narrower than in September.

Between October and November, the sand spit was eroded and the tip of sand spit was receded 40 m to landward. On the other hand, the accretion process occurred between 300 m to 400 m from reference line. Considering the water level, between October 10th to November 25th, 2011 were tend to be low. The erosion process of sand spit likely to have occurred as a result of wave action from sea. Since the discharge from river was relatively small; the accretion process occurred behind the river mouth tip.

5. CONCLUSIONS

Tsunami caused morphology change in the mouth of estuary. A sand spit, which used to act as a natural barrier for estuary was eroded and moving the position of river mouth 180 m to the landward area. Between June and July the sand spit re-formed and might be as a result of sedimentation process from river. In September, the sand spit was eroded again due to typhoon season, but during September-October, the sand spit was move seaward and narrowed the opening of river mouth. In October-November period erosion process was continue and move the tip of sand spit to landward side. The wave action could be the most dominant factor in erosion process. Totally the river mouth was move around 280 m to landward after tsunami event, but the width of opening did not show significant difference with before tsunami event. The change position of river mouth will affect the

salinity in estuary and resulting in the change of ecosystem in this area. Considering the important role of Natori River in fishing industry, further study is required to investigate impact of this morphology change to fish habitat and estuary ecosystem. Oceanography data, such as wave and tidal fluctuation should be considered.

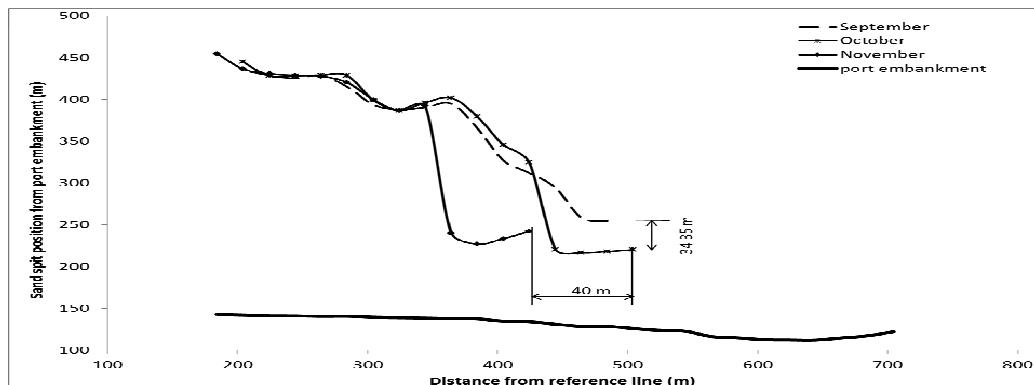


Figure 8. Comparison of sand spit change in September, October and November, 2011



Figure 9. Water level on October 10th to November 25th 2011

REFERENCES

- Kench, P.S., Nichol, S.L., Smithers, S.G., Mc Lean, R.F., Brander, R.W., 2008: *Tsunami as agents of geomorphic change in mid-ocean reef islands*, Geomorphology, vol. 95, pp. 261-383.
- Laluraj, C.M., Kesadavas, V., Balachandran, K.K., Gerson, V.J., Martin, G.D., Shaiju, P., Revichandran, C., Joseph, T., Nair, M., 2007: *Recovery of an estuary in the southwest coast of India from tsunami impacts*, Environment Monitoring Assessment, Vol. 125, pp. 41-45.
- Pari, Y., Murthy, M.V.R., kumar, S.J., Subramanian, B.R., Ramachandran, S., 2008: *Morphological change at Vellar estuary, India-Impact of the December 2004 tsunami*, Journal of Environmental Management, Vol. 89, pp. 45-47.
- Reddy, H.R.V., Katti, R.J., Raveesha, K.P., Chandrashekara , Vikas, S.J., Babu, R.S.N., Kumar, K.S.S., 2005: *Coastal water quality off Dakshina Kannada before and after tsunami*, Current Science, Vol. 88, no. 7, pp. 1026-1027.
- Savenije, H. 2005: Salinity and Tides in Alluvial Estuaries, Elsevier B.V., Netherlands.
- Yalciner, A.C., Ozrel, C., Aytsev, A., Suppasri, A., Mas, E., Kalligeris, N., Necmioglu, O., Imamura, F., Ozel, N., Synolakis, C. 2011: *Field Survey on The Coastal Impacts of March 11, 2011 Great East Japan Tsunami*, Proc. WCCE-ECCE-TCCE Joint Conference 2, Seismic Protect on of Cultural Heritage, October 31-November 1, 2011, Antalya, Turkey

2011年東北地方太平洋沖地震津波による海岸林の被災*

秋田大学 松富 英夫
 秋田大学 直江 和典
 秋田大学 山口枝里子
 静岡大学 原田 賢治

1. はじめに

海岸林は津波の流勢次第で倒伏 (Lodging) , 抜根 (Uprooting) , 折損 (Breaking) する。したがって、海岸林の津波減勢効果をより正確に評価するには各種の海岸樹木の倒伏、抜根、折損といった被害条件を知る必要がある。

2011年東北地方太平洋沖地震津波では多くの海岸林が被災した。海岸樹木の被害実態や被害条件を把握するため、岩手県野田村海岸から宮城県岩沼市海岸にかけて（図-1），主に黒松を対象に樹木諸元、浸水深（高）、倒伏・抜根・折損の被害形態を現地調査した。また、宮古市田老海岸の防潮堤内（田老子向山）において、被災後に枯死した黒松を対象に倒伏、抜根、折損に関する現地試験を実施した。

本研究は2011年東北地方太平洋沖地震津波における海岸黒松の被害実態および力やモーメントから見た被害条件に関する現地調査と力やモーメントから見た被害条件に関する現地試験の結果を論じる。被害条件では、インドネシアの *Sea casuarinas* に対する現地試験に基づいた倒伏と抜根の被害条件との比較・検討も行う。津波が巨大であったため、多くの海岸林で津波減勢効果を確認できなかつたが、仙台海岸での効果例を示す。

2. 現地調査と現地試験

海岸黒松の諸元や被害などに関する現地調査は岩手県野田村海岸から宮城県岩沼市海岸にかけて実施した。調査項目は樹高 H 、胸高直径 D 、浸水深 h と被害形態である。

海岸黒松の被害形態と被害条件に関する現地試験は宮古市田老子向山で実施した。測定項目はワイヤーとパワーショベルで樹木へ載荷する水平方向の力 F 、樹木の水平変位 δ （図-2）、胸高直径、抜根時の根部の深さ h_R と幅（長軸と短軸の2方向）、樹幹の比重である。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。水平変位は 10 cm 間隔で目盛を入れた測量ポールを試験対象樹木の横

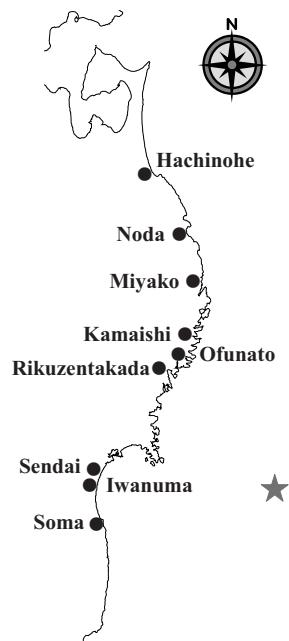


図-1 東北地方太平洋岸

* Damage to Coastal Black Pine Trees in the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake Tsunami
 by Hideo MATSUTOMI, Kazunori NAOE, Eriko YAMAGUCHI and Kenji HARADA

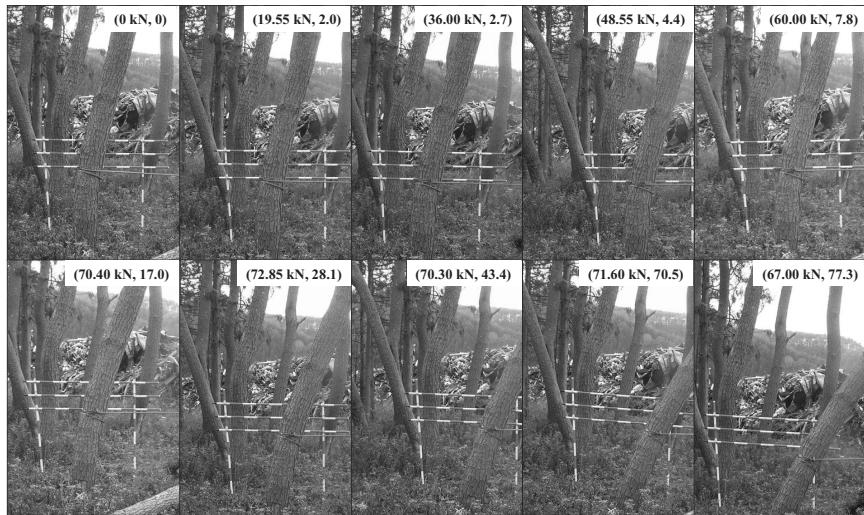
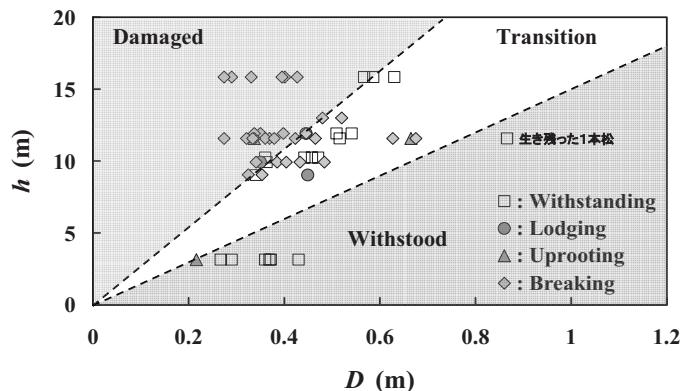


図-2 海岸黒松の倒伏過程の時系列例 (Case 10)

図-3 海岸黒松の胸高直径 D , 浸水深 h と被害形態の関係

に設置し、載荷荷重毎に撮影した写真から判読した。

図-2 は海岸黒松の倒伏過程の時系列例を示す。各過程段階の数値は左から水平力 (kN), 地面から高さ 1.2 m での水平変位 (cm) である。この樹木は最終的に抜根した。

3. 海岸黒松の被害形態と被害条件

図-3 に 2011 東北地方太平洋沖地震津波における海岸黒松の胸高直径 D , 浸水深 h と被害形態の関係例を示す。被害を受けたものと持ち堪えたものが入り交じった遷移領域（破線で囲まれた領域で、破線は暫定的なもの）がかなり広いが、両者が胸高直径と浸水深で比較的よく分類されることが判る。また、浸水深と胸高直径の比が大きくなるにつれて、折損の傾向が強いことも判る。折損が倒伏と抜根の両領域にまたがっていることは既報（松富ら, 2011）の Sea casuarinas の場合と同じである。抜根の力が倒伏の力より小さい傾向にあるが、これは既報およ

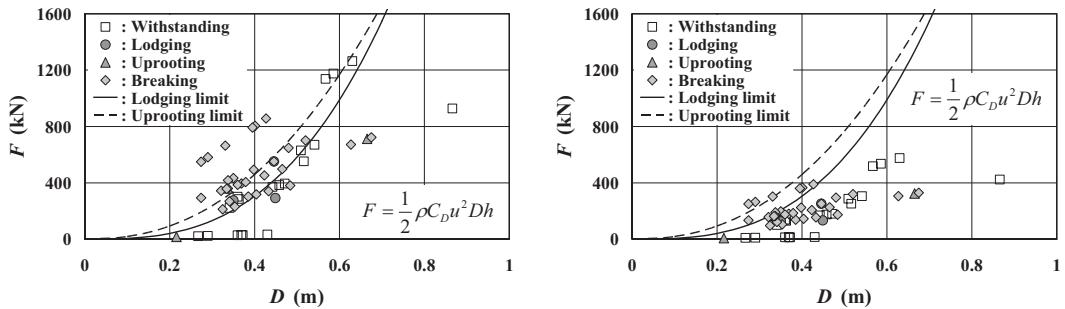


図-4 海岸黒松の胸高直径 D , 簡易氾濫流速評価式に基づく抗力 F と被害形態の関係例（左図は最大氾濫流速, 右図は平均氾濫流速を採用）

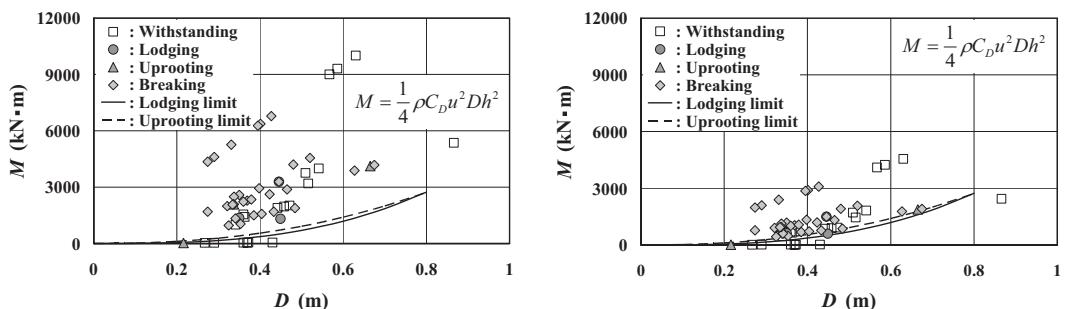


図-5 海岸黒松の胸高直径 D , 簡易氾濫流速評価式に基づくモーメント M と被害形態の関係例（左図は最大氾濫流速, 右図は平均氾濫流速を採用）

び常識と逆傾向である。これには地盤条件が関係しているかもしれない。

三陸海岸での2011年東北地方太平洋沖地震津波は浸水高が20 m以上と巨大であった（The 2011 Tohoku Earthquake Tsunami Joint Survey Group, 2011）。しかも、海岸陸域の奥行きがあまりなく、陸域入射津波と戻り津波が同じところを行き交うなどしたためか、または津波が滞留したためか、建物の前・背面浸水深に顕著な差が認められなかった。したがって、最大の入射津波成分に起因した浸水深の評価は難しい。そこで、本研究では建物の前面浸水深は最大の入射津波成分に起因したと仮定（危険側の大きな津波を想定）し、浸水深を用いる既報（Matsutomi and Okamoto, 2010）の簡易法で津波の氾濫流速 u を推定し、海岸黒松に働く抗力やモーメントを推定することにする。

図-4と5に海岸黒松の胸高直径 D , 次式の簡易氾濫流速評価式に基づく力（抗力） F またはモーメント M と被害形態の関係例を示す。図中にはインドネシアの Sea casuarinas に対する現地試験に基づいた倒伏（実線）と抜根（破線）の上限条件（松富ら, 2011）も示してある。

$$\text{最大氾濫流速 : } u_{\max} = 1.2\sqrt{gh} \quad (1), \quad \text{平均氾濫流速 : } u_{\text{mean}} = 0.81\sqrt{gh} \quad (2)$$

$$\text{抗力 : } F = \frac{1}{2} \rho C_D u^2 D h \quad (3), \quad \text{モーメント : } M = \frac{1}{4} \rho C_D u^2 D h^2 \quad (4)$$

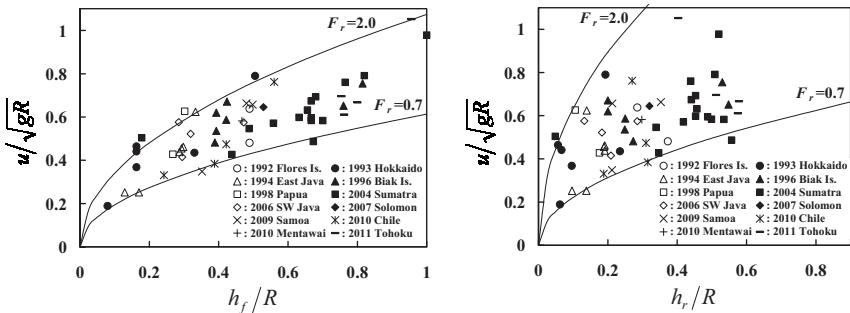


図-6 津波氾濫浸水深 h_f (建物前面) または h_r (建物背面) と氾濫流速 u の関係 ($C_v=1.0$)

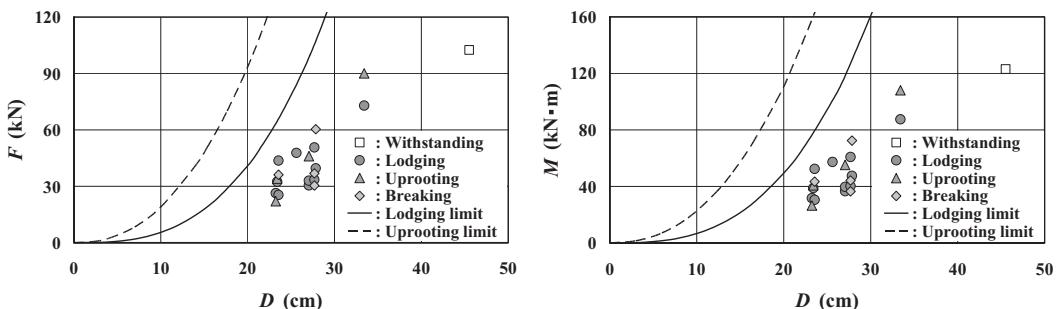


図-7 現地試験に基づく被災後に枯死した海岸黒松の胸高直径 D , 水平力 F (左図) またはモーメント M (右図) と被害形態の関係例

ここで, g は重力加速度, ρ は流体密度で, 抗力係数 C_D は 1.1, 投影面積は $D \times h$, モーメントは $F \times 0.5h$ としている. また, 今回の津波における氾濫流速 u の評価例を図-6 に示す. 図中, R は浸水深の測点やその近傍の浸水高または週上高, C_v は流速係数である (松富, 2009).

図-4 によると, 力から見たとき, Sea casuarinas の被害条件との適合性は最大氾濫流速を採用した場合がよい. ただし, これは Sea casuarinas と海岸黒松が同じ被害条件を有するとした場合に言えることに注意を要する.

一方, モーメントから見たとき (図-5), Sea casuarinas の被害条件との適合性はどちらの氾濫流速を採用してもよくない. 敢えて言えば, 平均氾濫流速を採用した場合が適合性がよい. これにはモーメントの評価法 (式(4)) が原因しているかもしれない. 現地試験では力の作用点を常に地面から 1.2 m の高さに固定しているのに対し, 現地調査では半浸水深として整理している. また, 現地調査データには地面から 1.2 m 以上の高さで折損したものも含まれている.

図-7 に宮古市田老字向山における現地試験に基づく海岸黒松の胸高直径 D , 水平力 F またはモーメント M と被害形態の関係例を示す. 図中には Sea casuarinas に対する倒伏と抜根の上限条件も示してある. 被災後に枯死した樹木のためか, 地盤条件や他のためか, 海岸黒松の方が Sea casuarinas に比べて耐力が弱い. これは, 現地調査データの解析において, 浸水深に基づく力やモーメントの評価では, 平均氾濫流速の採用を支持している. また, 場合によっては, 現地調査結果と同様に (図-4 と 5), 抜根の力やモーメントが倒伏のものより小さいときがある.

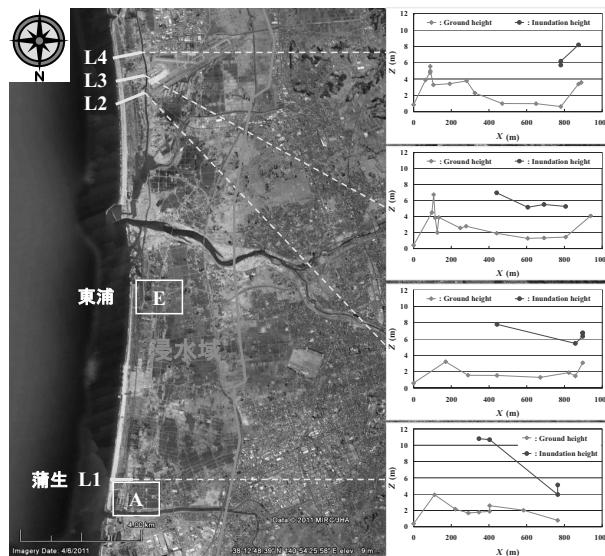


図-8 仙台海岸における汀線から貞山堀までの縦断地形と浸水高Zの例（Google Earth）



(a) 被災後（海岸林幅 140 m, 奥行き 220 m）



(b) 被災前 ((a)は四角囲い部分)

図-9 海岸林の津波減勢の効果と限界例（仙台市東浦）（Google Earth）

4. 海岸林の効果と限界例

巨大津波であったため、多くの海岸林で津波減勢効果を確認できなかったが、仙台海岸ではその効果が認められた。仙台海岸における汀線から貞山堀までの地震後の縦断地形と浸水高 Z の例（DL 基準）を図-8 に示す。蒲生浄化センターなどの特殊なところを除いて、浸水深 h は 3~6 m 程度である。また、東浦における海岸林の津波減勢の効果と限界例を図-9 に示す。図中の κ は植生密度で（松富ら, 2004），図-9(b)は被災前の海岸林の状況を示す。海岸林の一部がいつ倒伏や抜根、流出等の被害を受けたか不明であるが、海岸林が残ったところの陸側背後では、浸水高 Z (DL 基準)，浸水深 h とともに低減していることが判る ($Z-h$ は地盤高)。ただし、東浦では海岸林の奥行きが 220 m 程度あっても（貞山堀海側の海岸林を除く），浸水深は 25%程度の低減であり、海岸林に大きな津波減勢効果を期待することはできない。

5. おわりに

本研究で得られた主な結果は次の通りである。

- ①現地調査と現地試験に基づき、海岸黒松の津波に対する被害条件を検討した（図-3～5）。限られたデータでの判断であるが、海岸黒松の津波に対する耐力はインドネシアの *Sea casuarinas* に比べて弱いようである（図-7）。また、今回の海岸黒松では倒伏に至る力（モーメント）よりも抜根に至る力（モーメント）が小さいというこれまでの逆事象が見られた。
- ②限られたデータでの判断であるが、現地調査データの解析において、浸水深による力またはモーメントの評価では、平均氾濫流速の採用が適切である（図-4, 5, 7）。
- ③2011 年東北地方太平洋沖地震津波における海岸林の効果と限界例を定量的に示した（図-9）。現地調査データ、現地試験データともに数が少ない。現地試験については継続が可能であり、今後ともデータを蓄積する必要がある。

謝 辞：本研究は JST-JICA 地球規模課題対応国際科学技術協力（佐竹健治），科研費（基盤研究(C)）（松富英夫）と北東北国立 3 大学連携推進研究（堺 茂樹）として行われた。現地試験では、震災対応下にもかかわらず、岩手県から御理解、御協力いただいた。特に、農林水産部森林保全課 千葉一弘氏と沿岸広域振興局農林部宮古農林振興センター 多田広之氏にお世話になった。現地調査では秋田大学卒研生 栗原 航君の助力を得た。記して謝意を表する。

参考文献

- 松富英夫・大沼康太郎・今井健太郎：植生域氾濫流の基礎式と植生樹幹部の相似則、海岸工学論文集、第 51 卷、pp. 301-305, 2004.
- 松富英夫：最近の沿岸・陸上津波における課題、土木学会 45 回水工学に関する夏期研修会講義集、B コース、pp. B-3-1-20, 2009.
- 松富英夫・原田賢治・A. Bagyo WIDAGDO・Subandono DIPOSAPTONO：Casuarina の倒伏・抜根条件と 2010 年 Mentawai 地震津波でのその検証、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol. 67, No. 2, pp. 301-305, 2011.
- Matsutomi, H. and Okamoto, K.: Inundation flow velocity of tsunami on land, *Island Arc*, Vol.19, Issue 3, pp. 443-457, 2010.
- The 2011 Tohoku Earthquake Tsunami Joint Survey Group: NATIONWIDE FIELD SURVEY OF THE 2011 OFF THE PACIFIC COAST OF TOHOKU EARTHQUAKE TSUNAMI, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B2 (Coastal Engineering), Vol. 67, No. 1, pp. 63-66, 2011.

2011年東北地方太平洋沖地震津波—青森県の津波—*

八戸工業大学 佐々木 幹夫

1. 諸言

2011年3月11日14:46に起きた東北地方太平洋沖地震により生じた津波は青森県にも到達し、大きな被害を出している。ここに、青森県の津波について調査した結果を報告する。津波は大きさにより、青森県太平洋沿岸階上町地区、同八戸市海岸、おいらせ町海岸、三沢市海岸、それ以北大間町海岸、および陸奥湾沿岸、日本海沿岸に区分されるが、陸奥湾沿岸および日本海沿岸においては大きくなかったのでここでは省略する。

2. 発生した津波の大きさ

国土地理院の調査によるとこの地震の断層は長さ400 km、幅200 kmの範囲に2つあり、それらは図1に示すように北側の断層1(Fault 1)と南側の断層2(Fault 2)になる。

図1に示した国土地理院2011断層モデルの緒元は表1に示すように断層の長さは南北に199kmの断層1と176kmの断層2で合計375km、幅は断層1が85 km、断層2が82 kmとなる。津波に対しては海底岩盤の鉛直方向の距離で効いてくるので上下動を表1に示した傾斜角、すべり角およびすべり量を用いて計算すると断層1で8.5m、断層2で1.5mとなり、断層2はこれまでの日本近海で起きている海溝型地震による海底岩盤上昇高とほぼ同程度であるが、断層1の8.5mは異常に高い上昇高である。波源域陸側の深さは約230mであり、この津波が10mの深さまで進んだ場合の波高を計算すると以下のようになる。

津波の波高は次式により表される。

$$H = \left(\frac{h_o}{h}\right)^{\frac{1}{4}} H_o \quad (1)$$

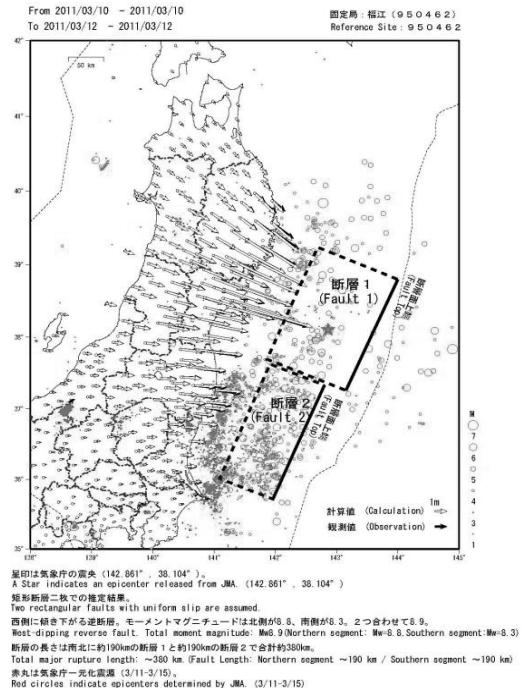


図1 国土地理院 2011 断層モデル平面図。矩形断層二枚での推定結果。西側に傾き下がる逆断層。モーメントマグニチュードは北側が8.8、南側が8.3、2つ合わせて8.9、断層の長さは南北に約190kmの断層1と約190kmの断層2で合計約380km。赤丸は気象庁一発地震震央(3/11-3/15)。Red circles indicate epicenters determined by JMA. (3/11-3/15)

*Tsunami of Aomori Prefecture due to the 2011 earthquake off the Pacific coast of Northeast Japan by Mikio Sasaki

ここに、

$$H = \left(\frac{h_o}{h} \right)^{\frac{1}{4}} H_o \quad (1)$$

ここに、

h : 任意の水深

h_o : 沖の水深

H : 水深 h における波高

H_o : 水深 h_o における波高

よって、いま、波源域陸側の深さ $h_o=230m$ 、深さ $h=10m$ の海岸に到達したときの津波の波高とすると津波は次のようになる。

断層1 $H_o=8.5m$

$$\begin{aligned} H &= 2.19 * 8.5 \\ &= 18.6m \end{aligned} \quad (2)$$

故に、遡上能力 $37.2m$ (3)

断層2 $H_o=1.5m$

$$\begin{aligned} H &= 2.19 * 1.5 \\ &= 3.3m \end{aligned} \quad (4)$$

故に、遡上能力 $6.6m$ (5)

表1 国土地理院 2011 断層モデル（暫定）改訂版（改訂前の数値を（ ）内に示す）

断層	N	E	上端深さ	長さkm	幅km	走行
Fault 1	39	143.49	10.0	199(186)	85(129)	202(203)
Fault 2	37.21	142.51	10.1	176(194)	82(88)	201(203)

断層	傾斜角	すべり角	すべり量	Mw
Fault 1	18(16)	97(101)	27.7(24.7)	8.7
Fault 2	15(15)	81(83)	5.9(6.1)	8.2

みると、第1～7波目間がそれぞれ40, 40, 90, 50, 45, 55分となっており、およそ50分前後の周期となっている。

図3にはこの第1波目を拡大して示した。図より、第1波目が際立って高く、2mの波に4.5mの波が乗っている波形となっており、測定地点で重なったものではなく、岩手南部沖ではこのような津波波形だったと考えられる。この津波が前述式 (2) および式 (3) に示した30m級の津波に相当しているものと考えられる。

以上、見てきたように、断層1の海底岩盤はこれまでの日本では見られない上昇高であり、それから発生する津波も異常に高く、単純に陸側に伝搬した場合でも 30～40mに達する大津波となっている。

図2に岩手県南部沖（釜石沖で観測された津波を示した。図より第1波目が6.7mと異常に高い波高となっている。津波の周期を波の到達時間より

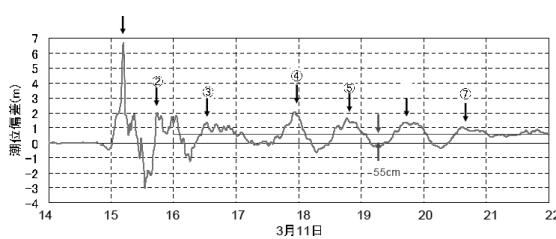


図2 岩手南部沖（釜石沖、 $h=204\text{m}$ ）で観測された津波（港湾空港技術研究所）。

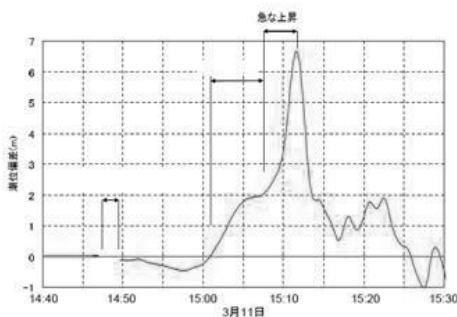


図3 岩手南部沖（釜石沖 $h=204\text{m}$ ）の津波第1波目の波形。2mの波に4mの波が乗っている波形。青森県には底部の2mの津波は伝播してきたが、上部の4mの津波は伝播してこなかった。

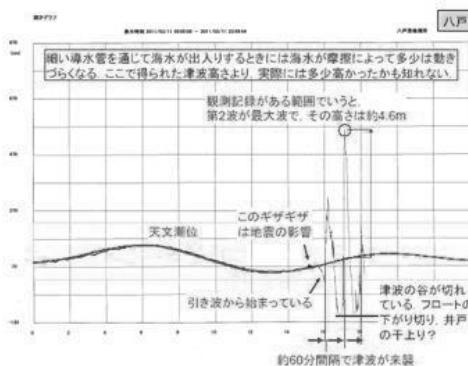


図4 八戸港で観測された津波（八戸港湾空港管理事務所）。第3波目初期まで観測されており、第2波目は4.6m。青森県には岩手県および宮城県海岸を襲った異様に高い第1波目の波は伝わってきていらない。

図4は八戸港の津波を示したもので観測は国土交通省八戸港湾空港管理事務所により第3波目初期の水位上昇時まで行われている。国土交通省八戸港湾空港管理事務所の記者発表資料によると八戸港の津波について次のように記述している。

- ① 八戸港の津波は16:00頃から始まり、17:00頃の第2波が最大で、4.6mを観測
- ② 津波は引き波から始まり約60分間隔で来襲した
- ③ 第3波目以降は「欠測」となり、データが全く残っていなかったので不明

図2および図4の第2波目以降の比較より、青森県には岩手沖で見られた第1波目の津波が伝播してきていないことがわかる。図4に示したように第1波目は他の波より高いが岩手南部沖程の違いではなく、青森県の海岸には図3および4に示した第1波目の底部の波が伝播してきている。波源域では図3に示したような高い津波であったが青森県沿岸へ北上するうちに変形し、図4に示すような波形に変形したことものと考えられる。岩手県南部沖で見られたような第1波目の津波が青森県に伝播してきていれば青森県にも岩手県や宮城県で見られたような壊滅的な被害が出ていたものと予想される。

3. 青森県の津波被害

青森県災害対策本部発表の被害状況（第53報、10月20日16時現在）より津波に関係している被害（推定）を整理すると表2にすめすようになる。表2に示すように青森県では死者3名、行方不明1名の人的被害にとどまっている。これは警察や消防署員の避難誘導活動が有効に働いているためである。八戸市の死者1名は警察の避難誘導を無視し

被害にあったもので、行方不明1名は1波目の後に様子を見るために出かけて津波にさらわれたもので、警察や消防署員の避難勧告を無視して起きた事故である。青森県の家屋等の被害は以下のようになる。

表2 青森県の被害概要(青森県災害対策本部発表第53報10月20日16:00現在資料より津波関係推定を整理)

<p>被害総額 130,261,171千円 注1)</p> <p>1. 被害の状況</p> <p>(1) 人的被害</p> <table border="0"> <tr><td>死者 3名</td></tr> <tr><td>八戸市 1名</td></tr> <tr><td>三沢市 2名</td></tr> <tr><td>行方不明 1名</td></tr> <tr><td>八戸市 1名</td></tr> </table> <p>(2) 建物被害</p> <p>被害金額 1,725,569千円 注2)</p> <table border="0"> <tr><td>全壊 307棟</td></tr> <tr><td>八戸市 250棟</td></tr> <tr><td>三沢市 19棟</td></tr> <tr><td>おいらせ町 26棟</td></tr> <tr><td>階上町 12棟</td></tr> <tr><td>半壊 851棟</td></tr> <tr><td>八戸市 769棟</td></tr> <tr><td>三沢市 21棟</td></tr> <tr><td>おいらせ町 69棟</td></tr> <tr><td>階上町 9棟</td></tr> </table> <p>非住家被害</p> <p>被害金額 1,518,526千円</p>	死者 3名	八戸市 1名	三沢市 2名	行方不明 1名	八戸市 1名	全壊 307棟	八戸市 250棟	三沢市 19棟	おいらせ町 26棟	階上町 12棟	半壊 851棟	八戸市 769棟	三沢市 21棟	おいらせ町 69棟	階上町 9棟	<p>全壊 509棟 注3)</p> <table border="0"> <tr><td>八戸市 345棟</td></tr> <tr><td>三沢市 77棟</td></tr> <tr><td>おいらせ町 83棟</td></tr> <tr><td>階上町 4棟</td></tr> <tr><td>半壊 851棟</td></tr> <tr><td>八戸市 646棟</td></tr> <tr><td>三沢市 25棟</td></tr> <tr><td>おいらせ町 11棟</td></tr> <tr><td>階上町 3棟</td></tr> </table> <p>(3) 総務部関係被害 0</p> <p>(4) 環境生活部関係被害 1,501,796千円</p> <p>(5) 健康福祉部関係被害 100,332千円</p> <p>(6) 商工労働部等関係被害 57,798,584千円</p> <p>(7) 農林水産部関係被害 24,357,293千円</p> <p>(8) 県土整備部関係被害 43,151,700千円</p> <p>(9) 教育庁関係被害 0</p> <p>(10) 警察関係被害 107,371千円</p> <p>注1) 被害総額 131937501千円のうち津波に關係していると推定される被害総額 注2) 七戸町、田子町を除く金額 注3) 六戸町を除く</p>	八戸市 345棟	三沢市 77棟	おいらせ町 83棟	階上町 4棟	半壊 851棟	八戸市 646棟	三沢市 25棟	おいらせ町 11棟	階上町 3棟
死者 3名																									
八戸市 1名																									
三沢市 2名																									
行方不明 1名																									
八戸市 1名																									
全壊 307棟																									
八戸市 250棟																									
三沢市 19棟																									
おいらせ町 26棟																									
階上町 12棟																									
半壊 851棟																									
八戸市 769棟																									
三沢市 21棟																									
おいらせ町 69棟																									
階上町 9棟																									
八戸市 345棟																									
三沢市 77棟																									
おいらせ町 83棟																									
階上町 4棟																									
半壊 851棟																									
八戸市 646棟																									
三沢市 25棟																									
おいらせ町 11棟																									
階上町 3棟																									

青森県の被害総額は1319億円であるが津波による被害は1302億円となっており、これは被害総額の98.7%であり、区分することが無意味なくらい、ほとんどが津波による被害となっている。

4. 青森県の津波

階上町海岸の測定は以下に示すようにデジタルレベルを用いて行ったので精度は1mm以内であるが測定点（津波の水面高）の決定に1cm程度の誤差があるので測定の精度は1cmである。以下に測定者、測定日、測定時刻等、を示す。

(1) 測定者：佐々木幹夫（八戸工業大学）、服部邦彦（同大学院研究生）、加藤匡浩（同4年学生）、月舘亮祐（同4年学生）、根市知典（同4年学生）

(2) 調査期日 2011年3月23日～5月9日

(3) 使用機器 デジタルレベル、スタッフ



写真1 階上町大蛇漁港の上にある菊地行男宅脇道における津波遡上点。菊地行男さんが指で津波遡上点を案内している様子。津波遡上高9.81m (TP)。



写真2 階上町大蛇漁港の上に位置する野沢努さん宅前の津波遡上点。地区の人に教えられた津波遡上点。写真中央にある車の左民家は浸水被害あり、右側のオレンジ色の民家は浸水被害なし。津波遡上高 10.73m (TP)

図5に示すように八戸港奥には5mの津波が来ているがこれは八戸港の防波堤等による津波低減効果であり、

写真1は階上町大蛇漁港上の菊地行男宅脇道に遡した津波遡上点を測定して状況を示したもので、菊地行男さんにより指で津波遡上点を教えていただいた。この津波は9.81m (TP) まで遡上している。

写真2は階上町大蛇漁港の上に位置する野沢努さん宅前の津波遡上点を測定しているところを示したものである。地区の人に教えられた津波遡上点である。写真中央にある車の左民家は浸水被害があり、右側のオレンジ色の民家の浸水被害はなかった。この津波遡上高は10.73m (TP) である。

図5は階上町から三沢海岸にかけての今回の津波を示したもので図より各海岸の津波は次のようにになっている。階上町海岸 11m、八戸海岸 10m（南部で10m、北部で9m）、おいらせ町海岸 9m、三沢海岸 8m。

八戸海岸の北部、市川海岸前面には9mの津波が来ているが市川地区の住宅地を襲った津波は6mであり、3m低くなっているがこれは防潮堤による津波低減効果である。もし、防潮堤がなければ市川地区を走った津波は6mの高さであり、実際に走った津波3mにさらに3m上積みした津波が襲つことになり、岩手県野田村のような被害が出たものと考えられる。防潮堤の効果は大きい。

今回は防波堤が津波により転倒しているがそれでも3～5mの津波低減効果が認められる。何故ならば、図5に示すように防波堤がなければ10mの津波が来ているはずであるのに5mの津波が到達しているからである。防波堤の崩壊により八戸港は使用不能になったが八戸市にとっては大きな損失である。八戸港の防波堤は津波に対しても耐え得るようにする必要がある。図5に示すように、大きな津波は階上町海岸～三沢海岸に限られ

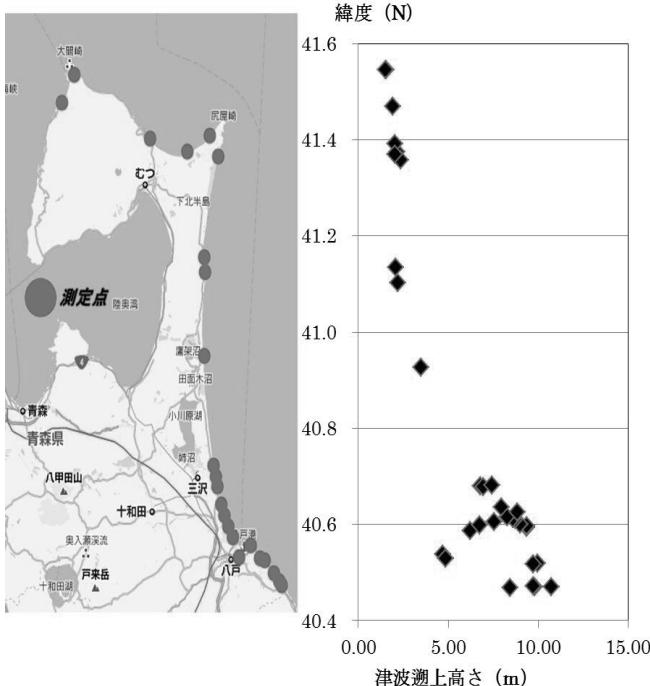


図5 階上町から大間海岸にかけて到達した津波。下から8番目が八戸港奥（八戸市中心部の海岸）の津波で津波の高さは5m、その上9番目の津浪高6mが八戸市市川地区の津波。

ている。これは震源域から進んできた津波に反射波が重なっているためと考えられる。

今回の震災より以下の教訓がいえる。①防潮堤による被災低減効果は大きく、堤防の効果が明確に認められる。八戸市市川地区、おいらせ町には津波対策を兼ねた河川堤防（五戸川、奥入瀬川）が天端高TP6.0m、海岸には護岸堤防が天端高TP7.0～8.0mで設置されている。津波はこれらの堤防を越流水深0.77m～1.86mで超えて背後地を襲っており、民家、車、工場、裏法面、海岸林に被害を与えている。堤防がなければもっと大きな被害を受けていたものと考えられ、堤防の効果は大きい。②防潮堤の効果は明確に認められ、住区との間に海岸林等の緩衝地を設けることにより、2m以下の越流を許容する防潮堤の高さとができる。

③堤防裏法面の強度を上げる必要がある。④八戸港の防波堤による津波

低減効果は4～5mとなっている。⑤戸港の防波堤は津波にも対応した構造（強度および安定性）および高さに改善することが望ましい。⑥不適切な避難場所があるので再検討をすること必要がある。⑦八戸港の防波堤は津波にも対応した構造（強度および安定性）および高さに改善することが望ましい。⑧不適切な避難場所があるので再検討をした方が良い。⑨津波や洪水に対して安全とはいえない校舎がみられるので高い所に避難場所を作るか校舎を高台に移転した方が良い。⑩今回の地震は1000年単位の出現確率、しかし、今回のような津波は40年～80年で海岸を襲っている。この120年の間に、1896年（明治三陸大津波）、1933年（昭和8年の大津波）、2011年（東北太平洋沖地震津波）となっている。⑪被害の風化と歴史の繰り返しがみられる。海岸には川が作った谷地形があり、そこは三角州形状の沖積地となっており住むには良い場所となっている。しかし、このような場所では大きな津波はさらに増大し家や街を襲い、甚大な被害を受けている。人はかつてそこで津波による被害があったことを忘れ（被害の風化）住み始め、再び津波の被害を蒙る、か、街そのものが歴史から消え、再び歴史に登場することはない。（二川目地区、三川目地区の高台移転、他 石の海；21平村哀隆史）。

津波による大規模地形変化とそれに伴う構造物の被災にかかる考察*

パシフィックコンサルタンツ株式会社 永澤 豪
東北大大学院 田中 仁

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震およびそれに伴う津波（以下、今次津波と呼ぶ）による土木構造物の被災は、大規模かつ広域に渡り、我国の歴史上、類をみないものであり、現在、復旧・復興に向けて国を挙げた対応が行われている。今次津波は、陸上への遡上に伴って沿岸部で巨大な波力・流速を発生し、沿岸部の構造物を破壊し、構造物が破壊された箇所については、大規模な地形変化を起こすこととなった。また、浸水域では多くの家屋が破壊され、何万人もの多くの命が失われることとなった。今次津波の発生確率は、1,000年規模と言われているが、地震大国である我が国においては、その影響を正しく理解し、構造物破壊や地形変化のメカニズムを把握することは非常に重要である。

本研究では、今次津波により発生した大規模地形変化およびそれにともなう構造物の被災について、空中写真等からパターン分類を行い、被災要因等について考察を行ったものである。

2. 検討方法

被災前後の空中写真等から、今次津波前後の堤防の被災状況、地形変化状況を確認し、被災箇所の特徴等について分類を行った。分類を行った被害箇所について現地調査を行い、被災要因について検討を行った。また、今次津波のシミュレーション結果から外力を算定し、被災要因の考察を行った。

3. 被災箇所の地形的特徴と被災要因の分類

被災前後の空中写真（国土地理院撮影）から、今次津波前後の堤防の被災状況、地形変化状況を確認し、被災箇所の特徴について分類を行った。分類対象被災箇所は、津波の高さが大きく、被害が相対的に大きい岩手県と宮城県の沿岸とし、約90箇所について整理を行った。その結果、大規模な地形変化に伴い、護岸・堤防等の倒壊が発生している箇所の地形的特徴について、A～Dの4つにパターンに分類を行った。パターン分類結果を表1に示す。また、表1に示した代表的な箇所の被災前後の空中写真を図1に示す。

堤防・護岸の破壊および大規模な地形変化が発生しているのは、津波が大規模に浸水しやすい低平地および河口部であり、さらに沿岸部の微地形として周囲より低い箇所があり、押し波・引き波時に流れが集中する箇所であると考えられる。ただし、津波が大きく堤防・護岸を越流する場合でも、浸水範囲が狭く、浸水量が小さい場合は、大きな被害が生じないと考えられる。表1に示した被災パターン別について被災要因を推定した結果を表2に示す。

また、海岸背後の土地利用面の特徴としては、低平地に適した田圃となっていることが多く、海側には潮害防護等として海岸林が整備されている箇所が多くみられた。これらの海岸林の多くは、今次津波で折損・倒伏し、護岸・堤防同様に流出している。

*Study of Structural Damages with massive Geomorphic Change due to Tsunami by Tsuyoshi NAGASAWA and Hitoshi TANAKA.

表1 大規模な地形変化および堤防・護岸の被害が発生している箇所の地形パターン

地形パターン	地形			地形変化および被災の様相	被災箇所(例)
	沿岸部	沿岸部地形	背後地		
A	リアス部	河口(河口砂州)	奥行きのある谷地形	・河口幅が拡大する。 ・河口左右岸の護岸・堤防が破壊される。 ・砂州が流出する。	船越、浪坂海岸、鵜住居川、陸前高田、北上川河口等
B	リアス部	砂浜	奥行きのある谷地形	・筋状に侵食が発生する。 ・護岸・堤防が破壊される。 ・砂浜が流出し、大きく汀線が後退する。	吉里吉里、越來湾三陸駅、只出(唯出)、田中浜、御伊勢浜、長須賀等
C	平野部	河口(河口砂州)	平野(低平地)	・河口幅が拡大する。 ・河口左右岸の護岸・堤防が破壊される。 ・砂州が流出する。	鳴瀬川、七北田川(蒲生干渉)、名取川、阿武隈川等
D	平野部	砂浜	平野(低平地)	・筋状に侵食が発生する。 ・護岸・堤防が破壊される。 ・部分的に砂浜が流出し、その部分の汀線が後退する。	石巻、野蒜、荒浜、岩沼、山元町等の海岸等

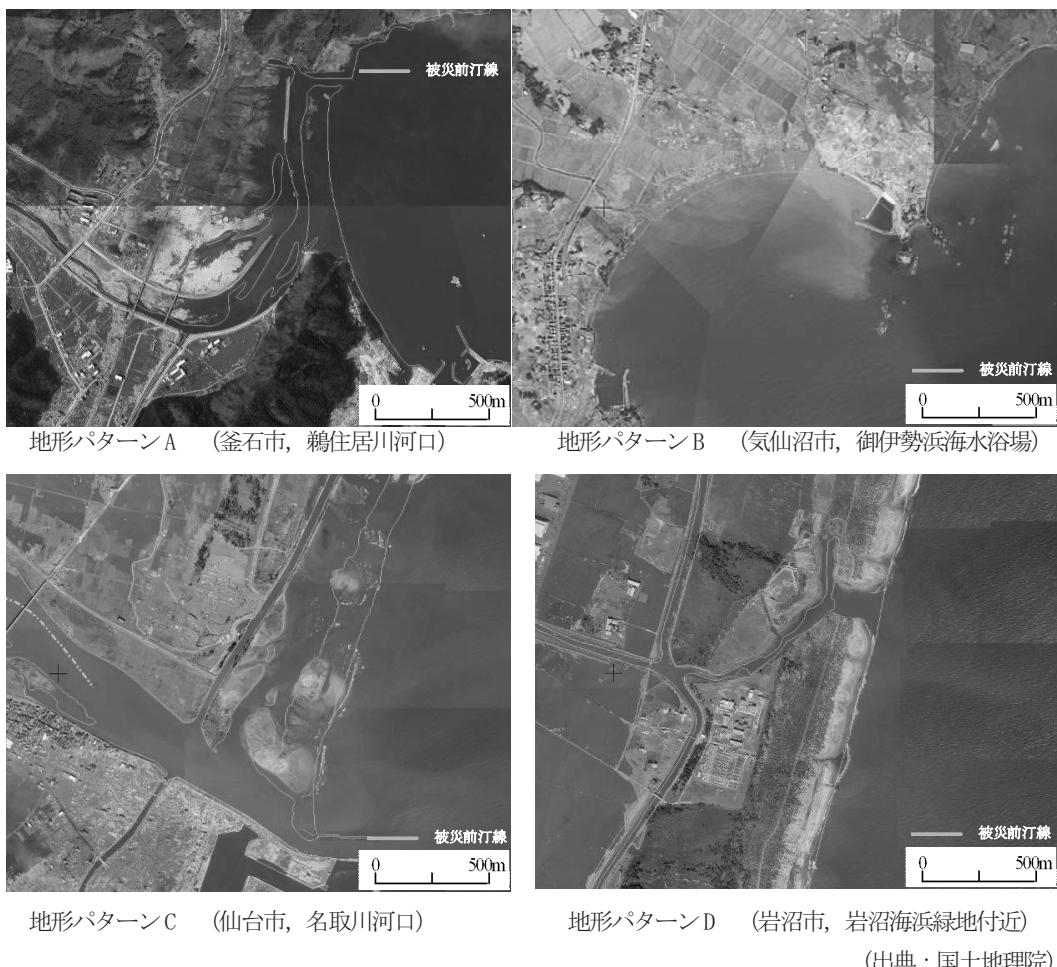


図1 大規模な地形変化および堤防・護岸の被害が発生している箇所の地形パターン空中写真

(出典：国土地理院)

表2 大規模な地形変化および堤防・護岸の被害が発生している箇所の地形パターンの推定される被災要因

地形パターン	地形			被災要因
	沿岸部	沿岸部地形	背後地	
A	リアス部	河口(河口砂州)	奥行きのある谷地形	津波がリアス式地形の谷に沿って深く浸水し、引き波時に相対的に低い河口部に流れが集中し、破堤し、砂浜が流出する。
B	リアス部	砂浜	奥行きのある谷地形	津波がリアス式地形の谷に沿って深く浸水し、引き波時に旧流路や小規模水路など、微地形として低いところに流れが集中し、破堤・砂浜が侵食する。
C	平野部	河口(河口砂州)	平野(低平地)	津波が相対的に低い河口部に引き波時の流れが集中し、砂州や砂浜が流出し、河口幅が拡大する。
D	平野部	砂浜	平野(低平地)	旧流路など微地形として低いところに流れが集中し、砂浜が筋状に侵食される。

4. 堤防・護岸の破壊および大規模な地形変化が発生した箇所の現地調査

前項で整理した堤防・護岸の破壊および大規模な地形変化が発生した被災箇所のうち数カ所で現地調査を行った。ここでは、地形パターンB 気仙沼市御伊勢浜海水浴場における現地調査結果を示す。

4.1 被災状況

御伊勢浜海水浴場の位置図と被災前後の空中写真を図2に示す。被災後の空中写真には、国土地理院が提供している浸水範囲概況図から概略の浸水範囲境界線（写真中破線）を示した。

御伊勢浜海水浴場は、被災前は護岸前に数10mの砂浜、背後地にはマツの海岸林を有する弓なりの海岸であったが、今次津波で護岸が数100mに渡って倒壊・流失し、汀線が50～200m程度後退した。津波浸水高は、15～16m（東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループによる）であり、被災前の護岸背後の地盤高は3～4m前後であったと考えられることから、約10m程度の深さで越流が発生したと考えられる。背後地は、海岸林と田圃と街道沿いの集落であり、浸水範囲内の海岸林・家屋はその多くが流出することとなった。

図2に現地調査時の写真を示す。また、図1に写真の撮影方向を矢印で示す。写真①は対象海岸を東端より撮影したものである。護岸東端部を除き、その多くが流出しており、従来の護岸法線（写真中に破線で表示）より汀線が大きく後退している。写真②は背後地より海側を向いて撮影したものであるが、同様に汀線が大きく後退している様子がわかる。海岸部に島状に残っている物体は、破壊・流失した護岸の一部である。

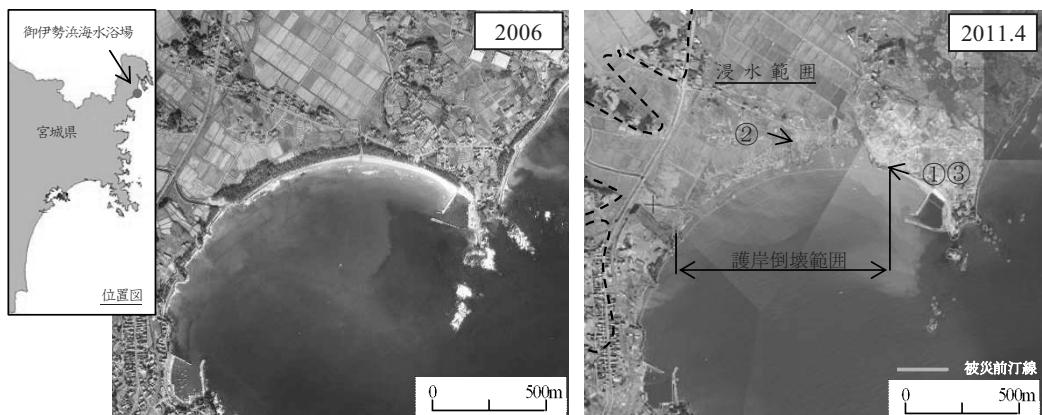


図2 御伊勢浜海水浴場被災前後空中写真（出典：国土地理院）



図2 現地状況写真 (2011年4月撮影)

4.2 外力と被災要因の考察

東北大学モデル (version1.0) による今次津波の再現計算を実施した結果、大規模な地形変化と護岸の倒壊が発生した汀線部の最大浸水深は約 15m にも達しており、護岸天端高 T.P.+4.5m と比較すると越流深は 10m にも達する。また、最大流速は、10m を超える強い流れが発生しており、この流れによる侵食および流体力により護岸は倒壊に至ったと考えられる。

破壊された護岸は海側に傾斜しており、また、流出した護岸についても汀線より海側に流出していることから、特に強い引き波により被災したと考えられる。ただし、津波は繰り返し作用することから、どの段階で被災に至ったかについては、さらに詳細に検討する必要がある。



図3 海側に傾斜した護岸 (2011年4月撮影)

5. まとめと今後の課題

以下に本稿のまとめと今後の課題について示す。

- 空中写真より、大規模な地形変化に伴い、護岸・堤防等の倒壊が発生している箇所の地形的特徴について4つのパターンに分類を行った。その結果、大規模な地形変化に伴い、護岸・堤防等の倒壊が発生する箇所は、津波が大規模に浸水しやすい低平地および河口部であり、さらに微地形として周囲より低く、押し波時・引き波時に流れが集中する箇所であると考えられる。
- 代表的な箇所において、現地踏査を実施し、被災要因を検討した。その結果、大規模越流とそれに伴う引き波で大規模な侵食と護岸の倒壊が発生したことが推測された。ただし、津波は押し波・引き波が繰り返し作用することから、どの段階で被災に至ったかについては、さらに詳細に検討する必要がある。

考察文献

- 「東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ」による速報値
- 平成23年(2011年) 東日本大震災2.5万分1浸水範囲概況図(宮城県版) 国土地理院技術資料D・1-No.589, No.77
- 東北地方太平洋沖地震を対象とした津波シミュレーションの実施 東北大学モデル (version1.0)
(<http://www.coastal.jp/ttjt/index.php?plugin=attach&refer=津波計算結果&openfile=110610vers1.0.pdf>)

2D FORCE MUSCL SCHEME FOR SIMULATING BREAKING SOLITARY WAVE RUNUP

Mohammad Bagus Adityawan^{1*}
Hitoshi Tanaka²

ABSTRACT

Breaking wave simulation using depth averaged based model, i.e. shallow water equation (SWE) is still a challenge in tsunami modeling. SWE does not have the ability to capture shock and discontinuity. However, certain numerical scheme may enhance SWE for breaking wave simulation. In this study, a 2D First Order Center Scheme with Monotonic Upstream Scheme of Conservation Laws (FORCE MUSCL) scheme is developed. The model ability to capture shock and handling discontinuity was tested by simulating flow over submerged structure. The expected change from sub-critical to critical flow was observed. The model was benchmarked and applied to simulate breaking solitary wave run up. It was found that the predicted run up height and wave profile agrees well with the experimental data from previous study.

1. INTRODUCTION

It is very important to understand tsunami wave since it may cause devastating effect to coastal area. Numerical simulation is considered to be a valuable tool in assessing tsunami. Shallow water equation (SWE) is one of the most commonly used model. Nevertheless, depth averaged model such as SWE can not accurately assess breaking wave. Breaking wave process requires vertical distribution of velocity which depth averaged model is unable to perform. However, the process can be reproduced numerically, i.e. using artificial dissipation (Hansen, 1962). Unfortunately, artificial dissipation requires pre-calibration, thus it is not favorable.

The use of artificial dissipation is not necessary when employing certain numerical scheme, developed for shock capturing (Li and Raichlen, 2002). Furthermore, finite volume FORCE MUSCL scheme may provide a more robust method for simulating breaking solitary wave run up (Mahdavi and Talebbeydokhti, 2009). Moreover, the method has been further enhanced by employing Simultaneous Coupling Method (SCM), assessing bed stress from boundary layer (Adityawan and Tanaka, 2011). Nevertheless, the method was for 1D computation. Hence, the use of the model is still limited. In this study, 2D FORCE MUSCL scheme is developed and used to simulate flow over submerge structure and breaking solitary wave runup.

2. MODEL DEVELOPMENT

Governing Equations

SWE consists of continuity equation and momentum equation. The continuity equation is as follow.

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

where h is the water depth, U and V are the depth averaged velocity at the corresponding axis of x and y , and t is time. The momentum equations are as follows.

$$\frac{\partial hU}{\partial t} + \frac{\partial hU^2}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{1}{2} gh^2 \right) + \frac{\partial hUV}{\partial y} = gh(S_{0x} - S_{fx}) \quad (2)$$

$$\frac{\partial hV}{\partial t} + \frac{\partial hUV}{\partial x} + \frac{\partial hV^2}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{1}{2} gh^2 \right) = gh(S_{0y} - S_{fy}) \quad (3)$$

¹ Ph.D., Water Resources Engineering Research Group, Institut Teknologi Bandung, Indonesia

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

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

where g is gravity. S_o and S_f are bed slope and friction slope at x and y direction, respectively. Here, friction slope is calculated based on Manning equation as follows.

$$S_{fx} = \frac{n^2 U |\sqrt{U^2 + V^2}|}{h^{4/3}} \quad (4)$$

$$S_{fy} = \frac{n^2 V |\sqrt{U^2 + V^2}|}{h^{4/3}} \quad (5)$$

where n is the Manning roughness coefficient.

Numerical Methods

The governing equation can be rewritten in their vector form as follow.

$$\frac{\partial E}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} + \frac{\partial G}{\partial y} = S \quad (6)$$

with E donates the conservative variables (h , hU , and hV), F donates flux variables in x axis ($hU^2 + 1/2gh^2$, hUV), G donates flux variables in y axis ($hV^2 + 1/2gh^2$, hUV) and S is the source term. ($gh(S_{ox}-S_{fx})$, $gh(S_{oy}-S_{fy})$). Thus the solution can be approached as.

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \underbrace{-F'(x) - G'(y) + S}_L \quad (7)$$

The space derivation of F and G in its corresponding direction can be solved using finite volume center scheme as follows.

$$F'(x_{i,j}) = \frac{F_{i+(1/2),j} - F_{i-(1/2),j}}{\Delta x} \quad (8)$$

$$G'(y_j) = \frac{G_{i,j+(1/2)} - G_{i,j-(1/2)}}{\Delta y} \quad (9)$$

The FORCE MUSCL method with superbee slope limiter (Toro, 2011) is utilize for grid reconstruction and approaching the flux variable value at each axis.

MUSCL

The Monotonic Upstream Scheme of Conservation Laws (MUSCL) method reconstructs the grid system by approaching the conservatives variable value at the left and right side of the cell interface. The following examples are given for MUSCL method to reconstruct the grid for conservative variables of hU and h along x axis. The value of hU at the right (+) and left (-) of the cell interface ($i+1/2$) are approximated as follows.

$$(hU)_{i+1/2,j}^- = (hU)_{i,j} + \frac{1}{2} \delta_{i,j}(hU) \quad (10)$$

$$(hU)_{i+1/2,j}^+ = (hU)_{i+1,j} - \frac{1}{2} \delta_{i+1,j}(hU) \quad (11)$$

Here, the value of $\delta_{i,j}$ at the corresponding node is given by.

$$\delta_{i,j}(hU) = \Psi_{i,j} \Delta_{i,j}(hU) \quad (12)$$

where the value of $\Delta_{i,j}$ is calculated as follow.

$$\Delta_{i,j}(hU) = \frac{(hU)_{i+1,j} - (hU)_{i-1,j}}{2} \quad (13)$$

The slope limiter Ψ_{ij} in Eq. (12), which is very important in the shock handling computation, is determined based on the value of r , which is calculated as follow.

$$r_{i,j} = \frac{\Delta_{i-1/2,j}(hU)}{\Delta_{i+1/2,j}(hU)} \quad (14)$$

in which,

$$\Delta_{i+1/2,j}(hU) = (hU)_{i+1,j} - (hU)_{i,j} \quad (15)$$

$$\Delta_{i-1/2,j}(hU) = (hU)_{i,j} - (hU)_{i-1,j} \quad (16)$$

The slope limiter value is given based on the value of r_{ij} as follows.

$$\Psi_{i,j} = \begin{cases} 0 & r_{i,j} \leq 0 \\ 2r_{i,j} & 0 \leq r_{i,j} \leq 1/2 \\ 1 & 1/2 \leq r_{i,j} \leq 1 \\ \min(r_{i,j}, \frac{2}{1+r_{i,j}}, 2) & \text{else} \end{cases} \quad (17)$$

The same method applies to the other conservative variables in both x and y direction, accordingly. However, it should be noted here that surface gradient method is required for the water depth. Here, the water depth variable is converted to the surface elevation, to accommodate bed level change. Surface elevation is calculated as follow.

$$\eta = h + z_b \quad (18)$$

where η is the surface elevation, and z_b is the bed elevation.

FORCE

First Order Center Scheme (FORCE) method is applied to obtain the value of flux F and G at the cell interface based on the estimated value from MUSCL. The FORCE method is basically a combination of Lax-Freidreich and Lax-Wendroff scheme. The following example shows flux F calculation in x direction.

$$F_{i+1/2,j} = \frac{1}{2} (F_{i+1/2,j}^{LF} + F_{i+1/2,j}^{LW}) \quad (19)$$

$$F_{i+1/2,j}^{LF} = \frac{1}{2} (F_{i+(1/2),j}^- + F_{i+(1/2),j}^+) - \frac{1}{2} \frac{\Delta x}{\Delta t} (V_{i+(1/2),j}^+ - V_{i+(1/2),j}^-) \quad (20)$$

$$F_{i+1/2,j}^{LW} = F(V_{i+(1/2),j}^{LW}) \quad (21)$$

$$V_{i+(1/2),j}^{LW} = \frac{1}{2} (V_{i+(1/2),j}^- + V_{i+(1/2),j}^+) - \frac{1}{2} \frac{\Delta t}{\Delta x} (F(V_{i+(1/2),j}^+) - F(V_{i+(1/2),j}^-)) \quad (22)$$

Eq. (19) to Eq. (22) are repeated in y direction to obtain the value of flux G .

RUNGE KUTTA 3rd ORDER

Eq.(8) and Eq. (9) can be solved based on the obtained flux value from FORCE method, described previously. Thus, the value of the right hand side (L) in Eq. (7) can be obtained. Time derivative to obtain conservative variables at the next time step is solved using Runge Kutta 3rd order scheme with auto time step ensuring that the Courant number value does not exceed 0.8, as follows.

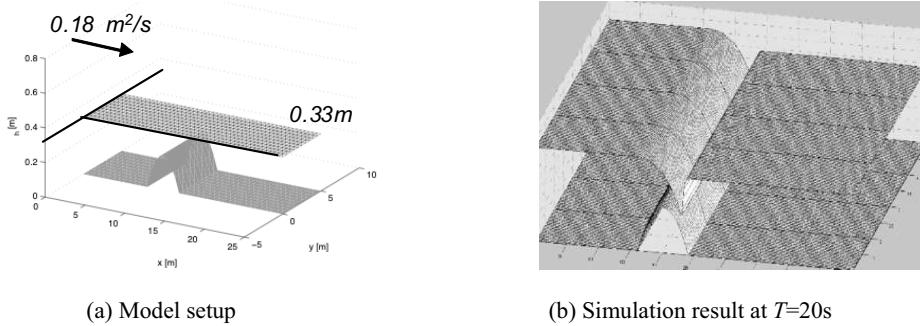


Fig. 1 Flow over submerged structure

$$V_{i,j}^{t+1} = 3/4 \times V_{i,j}^t + 2/3 \times V_{i,j}^{(2)} + 2/3 \times \Delta t \times L(V_{i,j}^{(2)}) \quad (23)$$

where,

$$V_{i,j}^{(1)} = V_{i,j}^t + \Delta t \times L(V_{i,j}^t) \quad (24)$$

$$V_{i,j}^{(2)} = 3/4 \times V_{i,j}^t + 1/4 \times V_{i,j}^{(1)} + 1/4 \times \Delta t \times L(V_{i,j}^{(1)}) \quad (25)$$

Moving Boundary Condition

Wave runup simulation requires a moving boundary condition to separate the wet cell and the dry cell in the computation. The moving boundary condition in this method is given by stating a minimum threshold for the water depth in all dry cell. The water depth is equal to this threshold value with zero velocities (both direction) if the calculated water depth is lower than the threshold value.

3. RESULTS AND DISCUSSIONS

The developed model ability to capture shock and discontinuity was verified by simulating flow over submerged structure (Ern et al., 2000). A structure is located in the bed of a flume. The submerged structure follows the following equation.

$$z_b(x, y) = \max\left(0, 0.02 - 0.05(x - 10)^2\right) \quad (26)$$

The initial water elevation at the flume is given at 0.33 m with the minimum bed at 0, with zero velocity. Incoming flow with the velocity of $0.18 \text{ m}^2/\text{s}$ is given at one side of the flume. The model setup is shown in Fig. 1 (a).

Simulation was conducted for 20 seconds. The result is shown in Fig. 1 (b). The final results shows that the model is able to simulate shock in case of flow over submerged structure, resulting from supercritical to critical condition. Good comparison are found to the previous study. The flow is relatively stable after 20 seconds, with the upstream final height of 0.42 m, downstream jump location at 11m and the minimum depth near the structure is 0.17 m.

The developed model was further employed to simulate solitary breaking wave run up (Synolakis, 1986) on a sloping beach (1:20). The model setup is shown in Fig. 2. with H is the incoming wave height and h_o is the initial water depth. The case has been widely used and accepted as model benchmark. The breaking wave case is given for the ratio of $H/h_o = 0.3$. The incoming wave height follows the following equation.

$$\eta(x,0) = H \times \operatorname{sech}^2 \left(\sqrt{\frac{3H}{4h_o^3}} (x - x_l) \right) \quad (27)$$

All variables for comparison are given in non-dimensional. Detail explanations can be found in the reference (Synolakis, 1986).

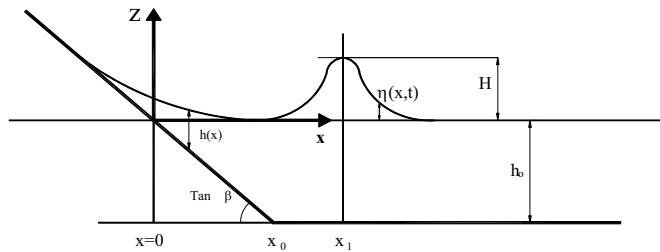


Fig. 2 Breaking wave runup model setup

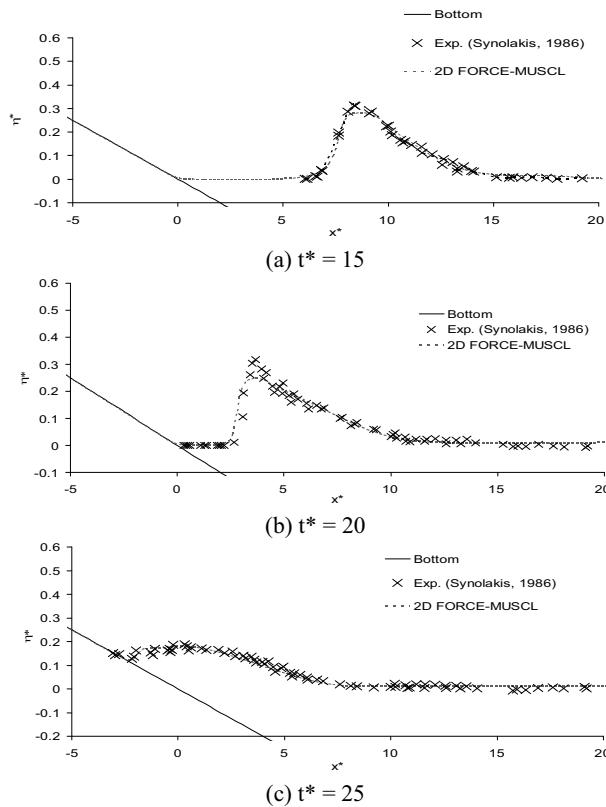


Fig. 3 Surface profile (centerline) ($H/h_o=0.3$)

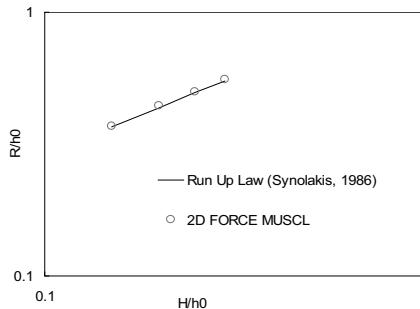


Fig. 4 Runup height

The water level profile at the centerline is shown in Fig. 3. Furthermore, several other cases were simulated by changing the H/h_0 ratio. The predicted runup height from these cases are shown in Fig. 4. Both, surface profile and predicted runup height show good comparison with the previous study (Synolakis, 1986).

4. CONCLUSIONS

2D FORCE MUSCL has been successfully developed and used to simulate flow over submerge structure and breaking solitary wave runup. The shock capturing ability of the model was verified. The model is able to handle shock due to change from subcritical to supercritical flow condition in the case of flow over submerged structure. Moreover, the model successfully simulates the breaking solitary wave runup benchmark case with good comparison in both, surface profile and predicted runup height.

Future development of the model will require further verification with non-uniform bed in both axis or other cases with multidirectional flow. In addition, the model can be further enhanced by using SCM, for a more accurate bed stress assessment from the boundary layer.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research was supported by Grant-in-Aid for Scientific Research from Japan Society for Promotion of Science (JSPS) (No. 23-01367). The first author is a Postdoctoral Fellow granted by JSPS (No. P11367).

REFERENCES

- Adityawan, M., B., and Tanaka, H.: Coupling between Shallow Water Equation and $k-\omega$ Model for Simulating Breaking Solitary Wave Run-Up, *Journal of JSCE, Ser.B2 (Coastal Engineering)*, B2-67/1, 2011. (in Japanese).
- Ern, A., Piperno, S., and Djadet, K.: A well-balanced Runge-Kutta Discontinuous Galerkin method for the Shallow-Water Equations with flooding and drying, *Int. J. for Numerical Methods in Fluids*, Vol. 58, 1, pp.1-25, 2008.
- Hansen, W.: Hydrodynamical methods applied to oceanographic problems, *Proc. Symp. Math.-hydrodyn. Meth. Phys. Oceanogr*, 1962.
- Li, Y., and Raichlen, F.: Non-breaking and breaking solitary wave run up, *J. Fluid Mech.*, 456, pp. 295-318, 2002.
- Mahdavi, A., and Talebbeydokhti, N.: Modeling of non-breaking and breaking solitary wave run-up using FORCE-MUSCL scheme, *Journal of Hydraulic Research*, 47, No. 4, pp. 476-485, 2009.
- Synolakis, C.E.: *The run-up of long waves*, PhD Thesis, California Institute of Technology, 1986.
- Toro, E., F.: *Shock-capturing methods for free-surface shallow flows*, Wiley, 309 pages, 2001.

SHORELINE CHANGE MODELING COMBINED WITH THE RIVER MOUTH MODEL

Eko Pradjoko¹, Hitoshi Tanaka²

ABSTRACT

The shoreline change around river mouth was examined by means of frequently aerial photographs. The natural evident show that the river mouth influence to the surrounding shoreline has form in sediment supplier and river flow. The influence is an obstruction to the long-shore sediment transport, which makes an accretion and erosion on both sides of river mouth. The shoreline change modeling was developed and combined with the reservoir and river mouth model to consider the river mouth influence. The model shows the simulation of sand terrace existence gives better improvement than the simulation of river mouth width in the shoreline change model around river mouth. The modeling improvement was hoped will give benefit to the coastal and river management plan.

1. INTRODUCTION

Many research focused on river mouth morphology, which is influenced by sediment source on upstream or by tide & wave. The construction of dam or land use change in the watershed area may reduce the sediment yield into the river and influence the river mouth morphology. The delta formation and sand spit development was influenced by wave and tide current (Wright et al., 1980). Some research also discusses the influence of river mouth as sediment supplier to surrounding beach. The existence of delta formation or sand terrace in front of river mouth makes accretion or erosion in surrounding beach. The natural river mouth seems have similar condition with perpendicular structure. The river water usually flow to the sea in perpendicular direction depending on the course of river mouth. The perpendicular of water flow may also able to obstruct the long-shore sediment transport like jetty or groin.

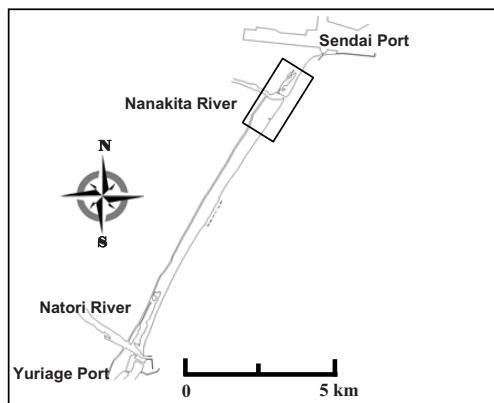


Fig. 1: Study area

This study attempts to investigate the shoreline condition around river mouth especially at Nanakita River Mouth. The shoreline change was investigated from bi-monthly aerial photograph and correlated with the natural data such as wave and river discharge. Then, the shoreline change model was developed by considering the existence of sand terrace and river mouth width change. The simulated shoreline was verified by shoreline data also from aerial photograph.

The Sendai Coast is sandy beach and stretch about 12 km from Sendai Port at north until Natori River at south (Fig.1). At north border, there is Sendai Port with its 2 km long of breakwater. Going to south, there is Nanakita River mouth and Gamo Lagoon. About 1 km from the Nanakita River mouth, there is water outlet belongs to waste water treatment facility of Sendai City. Natori River mouth border the Sendai coast at south. However, the object of this study is only about 4 km shoreline around the Nanakita River mouth.

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

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

2. MODEL DEVELOPMENT

Reservoir Model

In tidal inlet, many morphological features exist inside and outside of inlet such as flood and ebb shoal. The sediment is possible to move cyclically around the inlet, which is influenced by wave action and tidal current, such as back and forth between the flood and ebb shoals or around the ebb shoal; down-drift bypassing bar; beach; channel; and back again to the ebb shoal. Kraus (2002) simulated that process in tidal inlet by analogy to a series of reservoirs or beakers. The volume of sediment in the shoal (reservoir) can increase until it reaches an equilibrium volume V_{Ee} (the subscript e denoting equilibrium) according to the hydrodynamic conditions. Sediment may leak to adjacent reservoir with assumption the leaving transport rate (Q_{Eout}) is proportional with the filling transport rate (Q_{Ein}) multiply by a ratio between instantaneous volume inside reservoir (V_E) and equilibrium volume of reservoir (V_{Ee}). When the equilibrium volume is achieved (the reservoir is full), the sediment, which goes to the full reservoir, will bypass that reservoir in the direction of transport at the particular time.

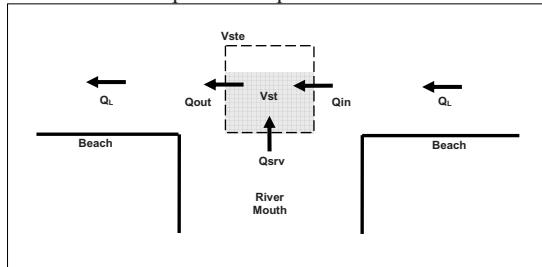


Fig. 2: Sketch of sand terrace simulation

along the shoreline on both sides of river mouth. The Q_{in} is the long-shore transport rate from up-drift beach side, which enters the river mouth or sand terrace area. The Q_{out} is the long-shore transport rate, which leave out the river mouth or sand terrace area and go to down-drift side. The Q_{srv} is sediment transport rate induced by river water discharge and fill in the sand terrace area. The volume of sand terrace area at any given time is V_{st} with the corresponding equilibrium value of V_{ste} .

As same assumption with the reservoir model, the rate of sediment transported out is specified as:

$$Q_{out} = \frac{V_{st}}{V_{ste}} (Q_{in} + Q_{srv}) \quad (1)$$

The mass conservation equation for the sand terrace is:

$$\frac{dV_{st}}{dt} = Q_{in} + Q_{srv} - Q_{out} \quad (2)$$

where t is time. With the initial condition $V_{st}(0) = 0$, the Equation 2 can be solved analytically become:

$$V_{st} = V_{ste} (1 - e^{-\alpha t}) \quad (3)$$

where:

$$\alpha = \frac{Q_{in} + Q_{srv}}{V_{ste}} \quad (4)$$

The ratio between instantaneous volume and equilibrium volume of sand terrace can be used to simulate the bypassing factor (Byp):

$$Byp = 1 - \frac{V_{st}}{V_{ste}} \quad (5)$$

River Mouth Model

Ogawa et al. (1984) have proposed the mathematical model for simulating the fluctuation of river mouth width. The model assumed that the wave component is responsible for development of sand spit and the river discharge flush out the sediment from the mouth as seen in Figure 3. The governing equation is expressed as follows:

The reservoir model, which is introduced by Kraus (2002), is suited to simulate the emerging of sand terrace and bypassing process in river mouth. This study used that model with some adjustment by disregard the initial purpose and application of reservoir model, which is for simulating tidal inlets behavior. The existence of sand terrace, the component and pathway of sediment transport in river mouth is depicted in Figure 2. It shows sketch of river mouth situation with the simple case of long-shore sediment transported from right to left.

The Q_L is sediment transport rate induced by wave

along the shoreline on both sides of river mouth. The Q_{in} is the long-shore transport rate from up-drift beach side, which enters the river mouth or sand terrace area. The Q_{out} is the long-shore transport rate, which leave out the river mouth or sand terrace area and go to down-drift side. The Q_{srv} is sediment transport rate induced by river water discharge and fill in the sand terrace area. The volume of sand terrace area at any given time is V_{st} with the corresponding equilibrium value of V_{ste} .

$$(1-\lambda)Lh \frac{dB}{dt} = e_r q_r B - e_w(1-\lambda)Q_w \quad (6)$$

where λ is porosity of sand, L is width of sand spit, h is the depth of river mouth, B is the width of river mouth, q_r (or Q_{srv} in sand terrace model) is river discharge, Q_w (or Q_L) is wave long-shore transport, e_r is the efficiency of flushing out by river flow and e_w is the efficiency of sand spit development by wave motion.

When the sand spit development reach the equilibrium condition (the narrowest width of river mouth), the river flow passing the mouth obviously interrupt the long-shore transport. Therefore, the bypassing factor can be expressed in ratio of instantaneous and maximum river mouth width as:

Fig. 3: Sketch of river mouth simulation

$$B_{\text{yp}} = \frac{B}{B_{\text{max}}} \quad (7)$$

In this study, the river flux was estimated by using MPM Formula for bed load transport, which is expressed in river discharge as: (Meyer-Peter, 1951)

$$q_s = \sqrt{(s-1)g d_s^3} \left(\frac{4n^2 q_r^2}{(s-1)d_s h^{7/3} B^2} - 0.188 \right)^{3/2} \quad (8)$$

where q_s is sediment discharge per unit width, s is relative density, g is gravity acceleration, d_s is sediment size, n is Manning coefficient, ρ is water density. The long-shore sediment transport induced by wave was calculated by the CERC Formula:

$$Q_w = K(EC_g)_b \sin \alpha_b \cos \alpha_b \quad (9)$$

where E_b is wave energy at breaking position and C_{gb} is wave group celerity also at breaking position, α_b is wave breaking angle and K is empirical coefficient.

Shoreline Change Model

Total shoreline around the Nanakita River mouth for simulation is about 4,000 m. The shoreline stretches from Sendai Port breakwater until position $x = 4,000$ m on the right of river mouth. The Nanakita River mouth was simulated with 180 m width in open condition. The spatial step of shoreline was set at 30 m and coincided with spatial step of bathymetry. Therefore, the wave parameters also coincided with shoreline spatial step because calculation of wave deformation was based on bathymetry. The simulation was performed in interval 1994 until 2009. The calculation of wave deformation was conducted in daily interval, but the shoreline change simulation was run in two minutes interval (120 s) because the stability problem. The sand terrace and river mouth simulation were also conducted in shorter interval (hours).

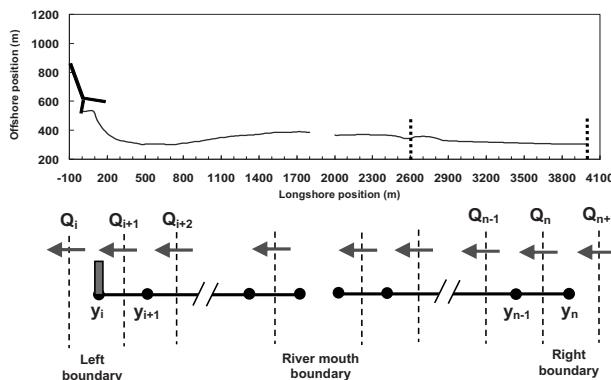


Fig. 4: The boundary and model of shoreline around the Nanakita River mouth

There are three boundaries exist in the model, i.e. left, right and river mouth boundary. The left boundary represented the Sendai Port breakwater, which completely blocked the long-shore sediment transport. It is obviously the left boundary can be set by:

$$Q_L = 0 \quad (10)$$

The right boundary was determined as fixed boundary because the shoreline is relatively in stable condition and set as:

$$Q_{n+1} = Q_n \quad (11)$$

In this boundary the long-shore transport still passing but has no differences with up-drift or down-drift cell and moreover makes no shoreline change. This position is also far enough from the influence of river mouth. The river mouth boundary was sketched in Figure 5 with simple case that long-shore transport from right to left. The long-shore transport component of Q_3, Q_4, Q_7, Q_8 were calculated from wave parameter. The long-shore transport components at river mouth boundary (Q_5 and Q_6) were important to simulate the river mouth influence. These components were determined based on how the river mouth will be modeled. This study setup the shoreline change model with four different conditions in river mouth boundary. These are for examining the improvement in shoreline change model by incorporating the influence of river mouth in more detail. The conditions are follows:

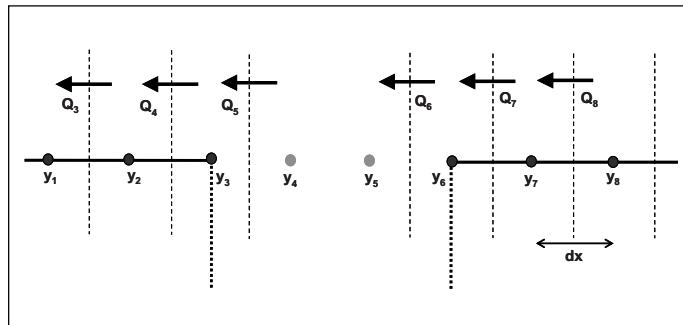


Fig. 5: Sketch of river mouth boundary

Model 1

First model simulate the condition without considering the river mouth influence. The river discharge was assumed no exist. The long-shore sediment transport components at both sides of river mouth boundary were determined as follows:

$$Q5 = Q4, \quad Q6 = Q7 \quad (12)$$

Model 2

Model 2 simulate the Bypassing coefficient which was controlled by the existence of sand terrace in front of river mouth. The sand terrace was simulated by applying the principal of reservoir model (Kraus, 2002). The transport components at river mouth boundary can be determined as follows

$$Q5 = Q6 = Byp \times Q7 \quad (13)$$

The bypassing coefficient was calculated by Equation 5. In this model the flushing out sediment from sand terrace was assumed loss to the offshore.

Model 3

Model 3 simulate the bypassing coefficient which was controlled by the width of river mouth. The width of river mouth was calculated by applying the river mouth model (Ogawa et al., 1984). The transport components at river mouth boundary were determined as same as Equation 13 and the bypassing coefficient was calculated by Equation 7.

3. RESULTS AND DISCUSSIONS

Figure 6 shows the morphology process around Nanakita River mouth in 1997. Figure 6.g shows the river discharge, Figure 6.h shows the wave height condition, and Figure 6.i shows the direction of incoming wave.

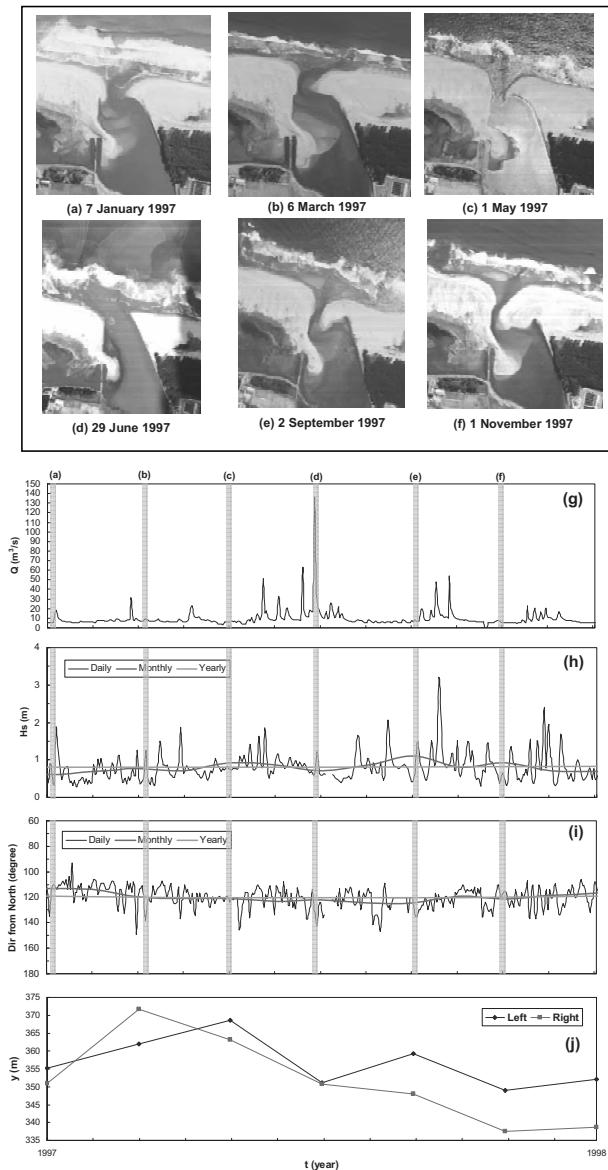


Fig. 6: Seasonal variation of river mouth behavior

by the problem in wave ray modeling, which make the shoreline near break water was eroded and deposited in the area of advance shoreline. For the right side, the calculated shoreline is in well agreement with the measured one. Considering the river mouth only influence the surrounding area, Figure 8 shows the detail in 500 m around river mouth. Model 1 is over estimate on the left side but perform well on the right side. Model 2 shows good agreement with measured shoreline both on left and right side. Model 3 is under estimate on the left side and over estimate on the right side. This mean the inclusion of sand terrace model

In January (Fig.6.a), the river mouth was in process of sand spit development because the river discharge was in low condition. The shoal was not emerge, which means the long-shore transport fully compensate the development of sand spit. In March (Fig. 6.b), the river mouth was in equilibrium condition i.e.: the river mouth width in narrowest condition. The shoal was emerge on both sides of river mouth which means the river flow give blocking effect to the long-shore sediment transport. The picture also shows cloudy area on tip of flow which may show the existence of sediment bypassing river mouth in this time. Figure 6.j shows the shoreline position 100 m on left and right side of river mouth. In this month, the right shoreline was more advances than left position. In May (Fig. 6.c), the river mouth was still in equilibrium condition because the river discharge was still low (Fig.6.g). The shape of sand spit is slightly going into river because the wave direction is in almost perpendicular condition (Fig.6.i). In June (Fig.6.d), the river discharge is usually going high (summer season), the river mouth become wide because the sand spit is flushed out by flood. In this time, the sand terrace may emerge in front of river mouth to store the river flux and the flush out sediment from sand spit. In September (Fig.6.e), the remains of sand terrace from previous flood event still appear. The wave action spreads the sand terrace to both sides of river mouth which is depend on the wave direction. In November (Fig.6.f), the river mouth is in stage to reach the equilibrium condition again. The sand terrace is slowly decreased and goes to diminish.

The simulation result of all model were presented in Figure 7. There are still big discrepancy between measured and simulated in area from Sendai Port breakwater until section 2000. It is caused

gives better improvement to the shoreline change model. The calculation of root mean square error (RMSE) gives value 16.1 m, 6.9 m and 21.2 m for Model 1, 2 and 3 respectively. It shows the smallest error of sand terrace model compare than other model.

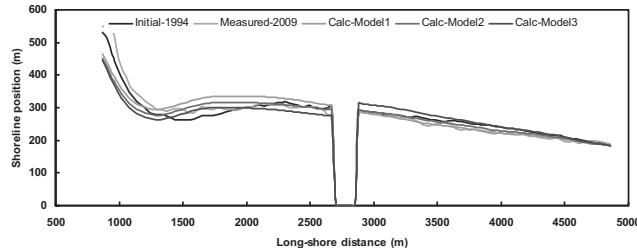


Fig. 7: Results of shoreline change model

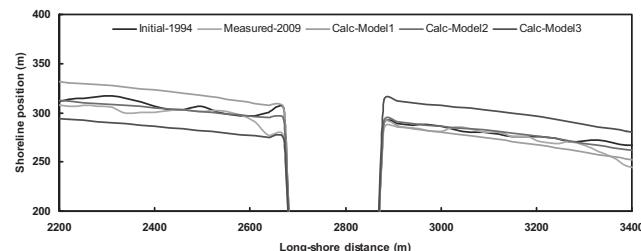


Fig. 8: Comparison in 500 m around river mouth

4. CONCLUSIONS

The natural evidence from aerial photograph and others data have shown the influence of river mouth to the surrounding shoreline in seasonal time scale. The existence of sand terrace and the equilibrium of river mouth give obstruction to the long-shore transport. The combination of reservoir model and river mouth model in the shoreline change model were performed to simulate those influences. The reservoir model gives better improvement to the shoreline change model around river mouth, which was showed by the smallest error. The river mouth model still needs modification for giving better improvement.

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).

REFERENCES

- Kraus, N.C., 2002, *Reservoir model for calculating natural sand bypassing and change in volume of ebb-tidal shoals, part I: description*, Coastal and Hydraulics Engineering Technical Note, ERDC/CHL CHETN-IV-39, U.S. Army Engineering Research and Development Centre, Vicksburg, MS.
- Meyer-Peter, E., 1951, Transport des matières Solides en général et problème spéciaux, *Bulletin Génie Civil d'Hydraulique Fluviale*, Tome 5 (in French).
- Ogawa, Y., Y. Fujita, and N. Shuto, 1984, Change in the cross-sectional area and topography at river mouth, *Coastal Engineering in Japan*, Vol.27, pp.233-247.
- Wright, L.D., B.G. Thom, and R.J. Higgins, 1980, Wave influences on river-mouth depositional process: examples from Australia and Papua New Guinea, *Estuarine and Coastal Marine Science*, II, Academic Press Inc., London, pp. 263-277.

迂曲蛇行水路における砂礫堆形状と水流蛇行パターン*

岩手大学農学部 三輪 弘
岩手大学農学部 濱上邦彦

1.はじめに

河川の流れは、瀬と淵を交互に連続させつつ、左右に大きく蛇行するのが基本的な形態である。水流の蛇行は、上下流に連続する砂礫堆の形状に対応し、砂礫堆2個に対して水流が1蛇行する。河道そのものが蛇行している場合には、河道蛇行の1波長内に砂礫堆2個という「蛇曲」蛇行河道となる。しかし、何らかの理由で、河道蛇行の波長が長くなったり、蛇行振幅が大きくなったりした場合には、河道1蛇行内に3個以上の砂礫堆が存在する「迂曲」蛇行河道に変化¹⁾する。迂曲蛇行河道では、砂礫堆形状が複雑になり、水流蛇行パターンも複雑な様態を示す。

水路蛇行1波長内に4個の砂礫堆がみられる迂曲蛇行水路において実験し、砂礫堆形状と水流蛇行パターンとの関係を明らかにした。

2. 蛇行河道の種類

直線的な河道において、交互砂礫堆が形成され、水流が河道幅一杯に左右に蛇行している実例を、図-1(1)の豊沢川(岩手県花巻市)に見ることができる。中小の扇状地河川においては、河川改修によって堤防や低水路の法線が直線的に整備されることが多いので、日本全国の数多くの河川で見られる。改修工事完了時には、河道の直線化とともに、河床も平坦に整正されることが多いが、ひとたび洪水に見舞われると、砂礫堆が形成され、水流が左右に蛇行する。

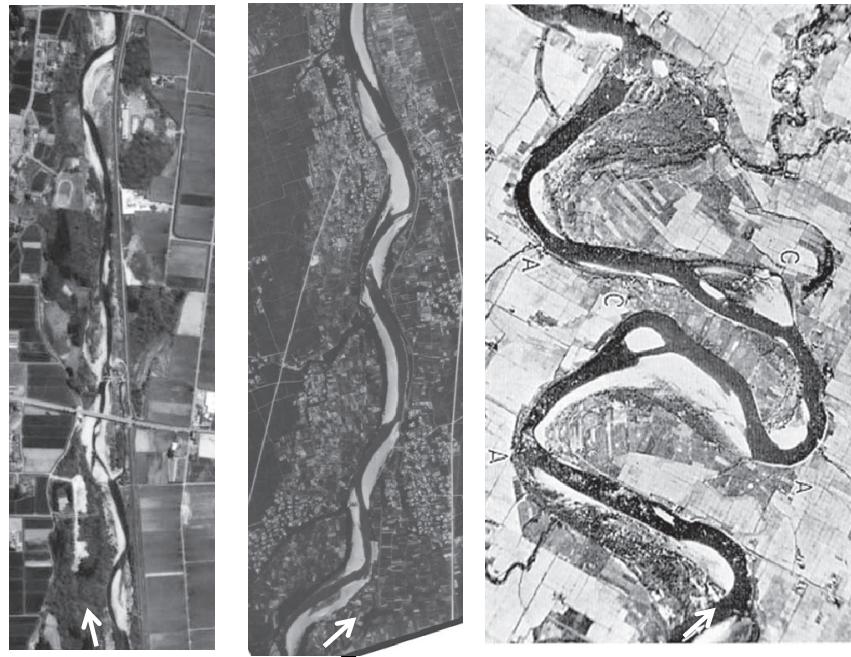
蛇行水流が左右交互の河岸を侵食すれば、河道そのものが蛇行する。図-1(2)の利根川(群馬県伊勢崎市地先)にその形態を見ることができる。河道蛇行1波長の中に砂礫堆2個が配置された「蛇曲蛇行河道」の典型的な実例である。直線河道内の砂礫堆は、その形状を保持したまま、洪水のたびに下流へずれ動く。この下流への移動は、河岸が護岸された改修河道においても発生する。一方、蛇曲蛇行河道では、水衝部河岸が護岸されて河岸侵食を起こさない場合には、砂礫堆の位置と形状が一定化し、安定した河道形状が維持される。護岸がなく、河岸侵食が可能な場合には、洪水によって水衝部河岸の侵食が進み、河道の蛇行形状を保持したまま下流へずれ動くことになる。

河岸侵食が下流方向のみではなく横方向にもどんどん進む場合がある。蛇行河道の振幅が大きくなり、河道距離が延びていく。河道距離が延長されるため、1蛇行に2砂礫堆の形態が維持できなくなり、1蛇行に3個以上の砂礫堆が配置された「迂曲蛇行河道」に変化する。その実例を、図-1(3)の石狩川(北海道)で見ることができる。

3. 迂曲蛇行水路の仕様

水路幅13cmの直線実験水路において、明瞭な単列砂礫堆が形成される水理諸量の組み合わせ[#]を選んで通水した。砂礫堆が発達してほぼ長さでそろって順次下流へ移動するようになった時点での砂礫堆の長さを測定し

* Alternate bars formation and flow meandering pattern in a meander flume with large amplitude by Hajime MIWA and Kunihiko HAMAGAMI



(1) 豊沢川 (岩手県花巻市)
地理院撮影 2001 年

(1) 利根川 (群馬県伊勢崎市)
地理院撮影 1962 年

(2) 石狩川 (北海道)
木下 (石狩川河道変遷調査) より

図-1 直線河道および蛇行河道の実例

たところ、50cm～60cm の長さであった。そこで、水路蛇行の半波長を 55cm 程度として、蛇曲蛇行水路と迂曲蛇行水路について実験することにした。

蛇曲蛇行水路は、直線区間の水路をジグザグに屈折させた、蛇行角 24° の水路（砂礫堆の移動を抑える限界を少し超える角度）を水路盤に載せた。迂曲蛇行水路は、水路中心線について蛇行半波長に等しい直径を持つ半円を向い合わせにし、間に短い直線区間(6.5cm 長)をはさんだ、図-2 のような水路を水路盤に載せた。

([†] 実験水理諸量の組み合わせ：水路盤の谷方向勾配 1/40、水路幅 13 cm、水路長 8.0 m、流量 0.10–0.30 L/s、砂比重 2.49、砂平均粒径 0.8 mm)

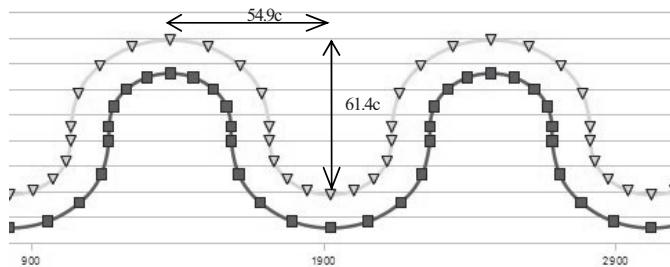


図-2 迂曲蛇行実験水路

(蛇行半波長 : 54.9cm, 蛇行振幅 61.4cm, 谷方向水路距離 8.78m (8 蛇行分))

4. 実験方法と実験内容

各水路の実験は、それぞれ水路側壁天端から同じ高さになるよう砂均し器によって砂面を均したあと、流量に応じて決めた通水時間を、安定的な砂床形状になるまで断続通水を繰り返した。最終段階の通水時に、水表面にパンチくずを散布してカシオ EX-F1による動画撮影(300駒/秒)をしたあと、停水して砂床形状を水路中心線5cm間隔で蛇行半波長分について横断測量した。動画映像は、Flow-vecという流体計測ソフトウェア(ライプラリー社製)によって解析した。

5. 砂礫堆形状の発達過程と安定化形状

通水前の平坦な砂床から、通水の繰り返しによって徐々に砂礫堆形状が発達する。各水路における同一時間通水後の砂礫堆形状を比較した1例を図-3~4に掲げる。

5.1 直線水路と蛇曲蛇行水路の場合

図-3の直線水路と蛇曲水路の実験では、流量0.25 L/sを45秒間断続通水し、12回目の停水後減水時の写真である。いずれも写真は、停水直前に白色絵具溶液を流し入れてから停水し、徐々に水位が下がって砂礫堆の形状がはっきり認められるタイミングで撮影した。

白色部が水深の大きい範囲であり、水路床の高位部は黒っぽく写っている。どちらの水路も、水路壁沿いの狭くて深い淵部から少しづつ幅を広げ、砂礫堆先端付近の瀬の部分でほぼ平らな横断形になる。そして、淵の位置は対岸側に移り、同様の河床形状変化を呈する。

直線水路の場合は、このような砂礫堆形状を保持しながら下流方向へずれ動いていくが、この蛇曲水路では移動が抑えられる。蛇曲水路の場合は、水路蛇行1波長内に砂礫堆2個となっているので、水流蛇行と合致した安定化した形状になる。

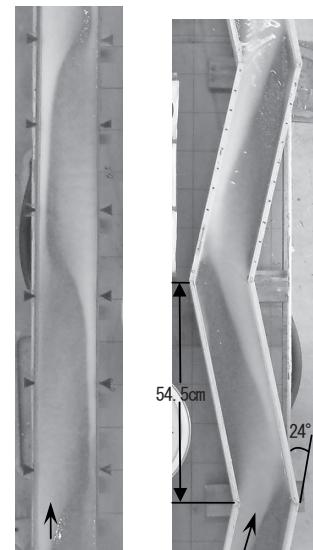


図-3 直線水路と蛇曲水路における
砂礫堆形状

(谷方向縦断勾配1/40、水路幅13 cm、
流量0.25 L/s、砂平均粒径0.8 mm)

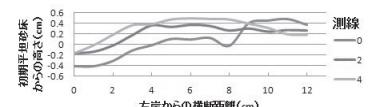
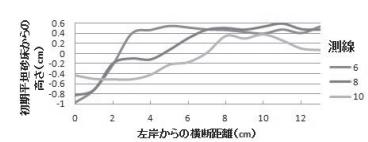
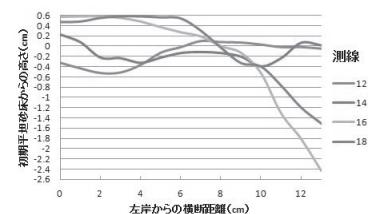
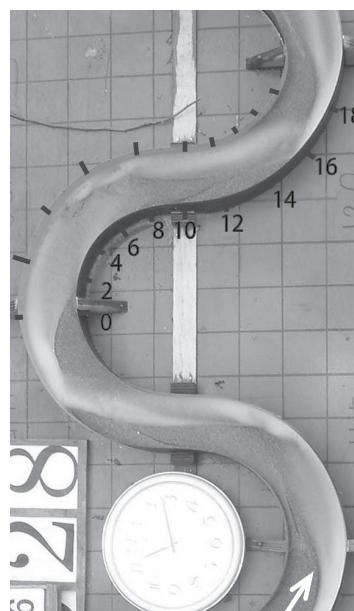


図-4 蛇曲蛇行実験水路における砂礫堆形状

(谷方向縦断勾配1/40、水路幅13 cm、流量0.25 L/s、砂平均粒径0.8 mm)

5.2 遷曲蛇行水路の場合

図-4は、遷曲蛇行水路の実験において、1回の通水時間を1分30秒にして6回通水後の砂礫堆発達形状である。この場合は、水路蛇行1波長内に砂礫堆が4個存在する複雑な形状（図-6も参照のこと）になる。上方からの写真と横断測量図を見比べていくと、測線番号0においては右岸側の凸岸前面に広くて高い寄洲が発達しており、左岸の凹岸側は深く掘れた淵になっている。測線2は、右岸寄洲の先端の下流になるので、平坦な河床に変化するが、左岸沿いはまだ掘れた状態が続いている。測線4と5では、凸岸であるのに右岸沿いの砂床が少し掘れた形状になっている。これは、直線水路であれば、左右交互に淵が生じる砂礫堆の形成が、迂曲水路でも見られていることを示すものである。ただし、水路の湾曲は、右方向へのカーブが続いているために、左岸沿いの深掘れもみられており、この付近では流れが左右両岸に分かれている。

測線8～12においては、右岸凸岸側に再び寄洲が発達し、左岸沿いに深掘れを生じる。

測線14からは、左方向にカーブするようになり、左岸側の深掘れが中央部に移り、測線18では右岸沿いに大きく掘れる。その下流は、また測線0からの変化を繰り返す。

6. 砂礫堆形状と水流蛇行パターンとの関係

図-3と図-4にみられる各水路において、形成された砂礫堆形状に対応して、集中と発散を伴って蛇行する流れとなる。水表面にパンチくずを散布し、高速動画が撮影できるデジタルカメラ（Casio EX-F1）で撮影し、その動画映像（300駒/秒）を、Flow-vecという流体計測ソフトで解析した結果を図-5に示す。

直線水路の図では、赤色部分の高流速域が左右岸交互に現れている。ベクトル図の流向からは、淵部から対岸斜め下流に向かって広がる流れを顕著に認めるることはできないが、水路中央部分の流向をよくみれば、対岸に向かう流れを見ることができる。動画を見ると、左右に蛇行する流れをはっきりとみることができ、左右交互に現れる高流速域に接する河岸が水衝部になる。

蛇曲蛇行水路においては、凹岸から凸岸にかけての水路壁に沿ってパンチくずが集中して流れ、凸岸頂部を過ぎると対岸の凹岸底部下流にぶつかるように流れ、凸岸頂部まで水路壁沿いに片寄って流れる。凸岸から凹岸にかけての水路壁沿いにはほとんどパンチくずが流れず、流速が遅くなっている。

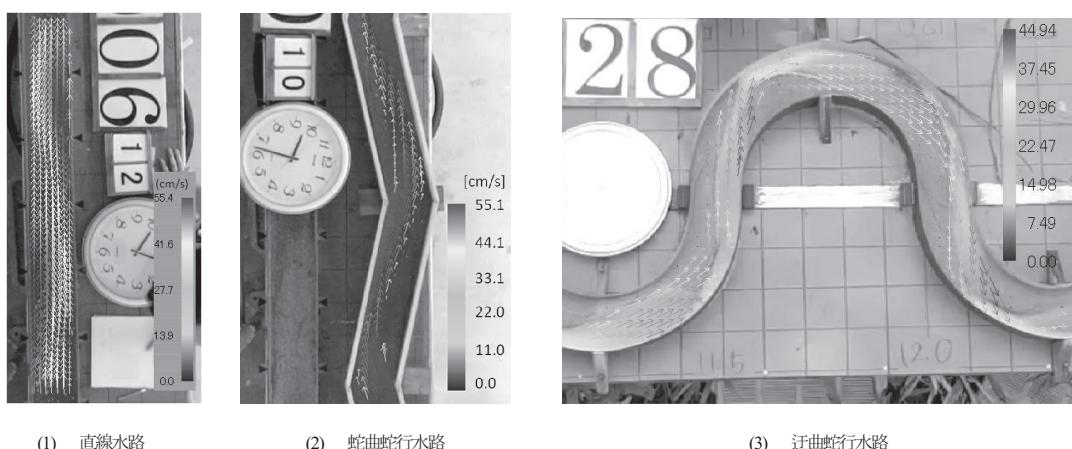
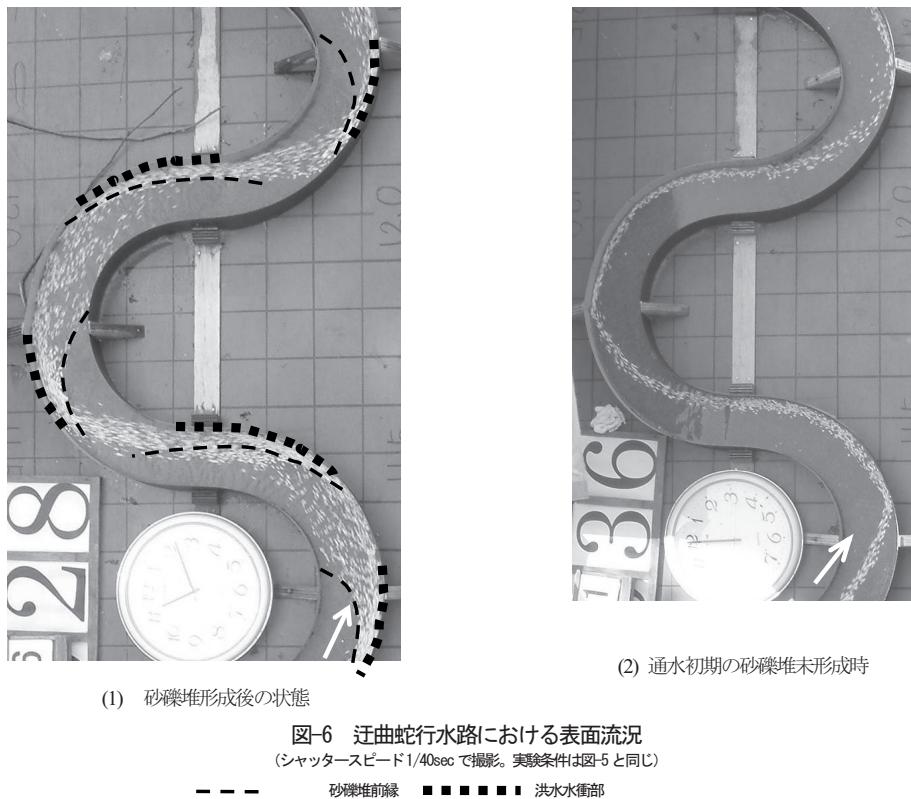


図-5 直線/蛇曲/遷曲実験水路における表面流向・流速分布

（水路盤谷方向縦断勾配1/40、水路幅13 cm、流量0.25 L/s、砂平均粒径0.8 mm）



迂曲蛇行水路では、水流蛇行も砂礫堆の形状に従って複雑な流れになる。図-4 の測線 0 付近で左岸側水路側壁側に集中していた流れが、測線 2 と 4 付近でいったん水路全体に広がった後、測線 6～12 でまた左岸沿いに集中する。そして、広がりながら対岸に向かう状況がよくわかる。

7. 洪水水衝部の同定

迂曲蛇行水路では、水流蛇行も砂礫堆の形状に従って複雑な流れになる。水表面にパンチくずを散布し、流し撮り($t=1/40sec$)で撮影した写真が、図-6 (1) である。砂礫堆の前縁を細破線で表示してみると、水路蛇行1波長区間に砂礫堆の前縁が4個含まれることがよくわかる。砂礫堆前縁と水路壁との間の狭い範囲が淵になり、パンチくずが岸沿いに集中した部分が太い点線で表示した洪水水衝部になる。直線水路や蛇曲水路の場合には、左右岸交互に水衝部が現れるのに対し、迂曲蛇行水路の場合には、図-6 (1) のように、右岸、右岸と同じ岸沿いに2回水衝部が現れ、その後対岸の左岸2カ所に水衝部が現れる。

図-6 (2) は、まだ砂礫堆が発達していない平坦河床の時点での写真である。砂礫堆が形成されない状態であれば、パンチくずが流れる主流部は、湾曲部凹岸側にずっと沿ったまま流れ、凸岸部に変化する箇所で対岸の凹岸側に移り、また凹岸に沿って流れている。砂礫堆が発達した後の流れとは大きく異なっている。

8. 現地河川における類似河道区間との比較

岩手県内の零石川（御所ダム～北上川合流点）と北上川（零石川合流点～胆沢川合流点）について、類似の

河道蛇行をしている区間を航空写真で探し出し、現地河道と3種類の実験水路との河床縦横断河床形状を比較した。図-7は、迂曲蛇行水路の場合に類似した河床形状を示した区間の例である。横断測線132.0kmと131.8km付近で左岸側が淵になった状態から、測線131.6kmから131.2kmの付近でいったん両側に流れが広がった後、測線131.0kmで再び左岸側が淵になる。そこから右岸側に流れが変化し、130.8kmでは右岸沿いに淵が現れている。

9. おわりに

蛇行1波長に3個以上の砂礫堆が存在する迂曲蛇行水路の実験によって、現地河川の蛇行の激しい状態を再現することができた。砂礫堆の形態を相似させた小規模な水路での実験の有効範囲の広がりが確認された。

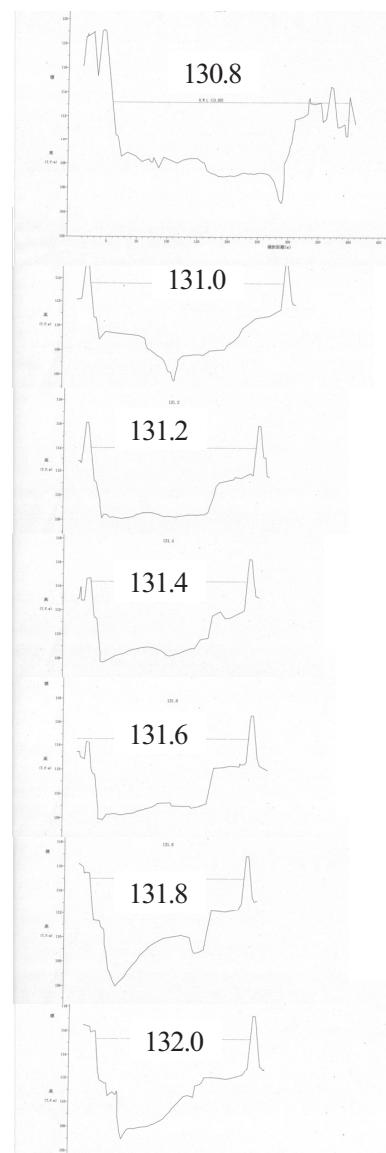
なお本研究の遂行にご助力いただいた岩手大学農学部三輪研究室専攻生の上小林達弥氏及び佐々木和成氏、澤田貴司氏、白沢友紀氏に謝意を表する。

【引用文献】

- 木下良作：石狩川河道変遷調査、科学技術庁資源局資料第36号、1961.



図-6 北上川における河床形状との比較
(都南大橋付近航空写真H.13撮影、距離標130.8-132.0km区間の横断図(H.5年測量))

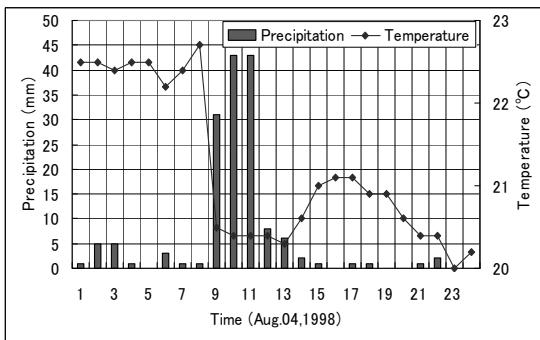


会津地方の豪雨*

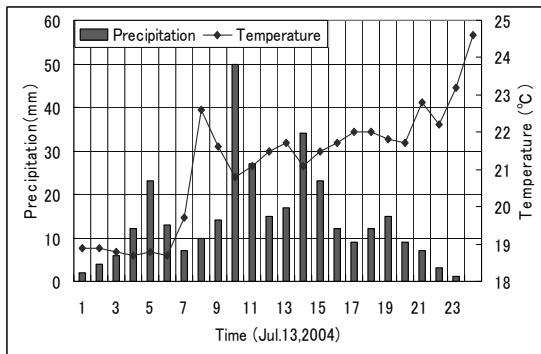
福島大学 渡邊 明

1. はじめに

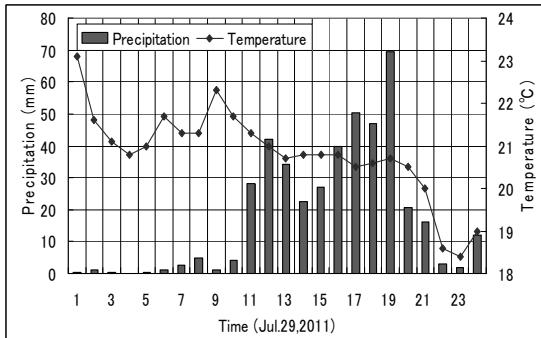
近年の梅雨期に福島県西部の会津地方に豪雨をもたらす事象がたびたび発生している。1998年8月4日の事象では、梅雨前線上にTapering cloudが発生し、4日未明から新潟・西会津地方に豪雨をもたらした。



第1図 只見における1998年8月4日の雨量と気温の変化



第2図 只見における2004年7月13日の雨量と気温の変化



第3図 只見における2011年7月29日の雨量と気温の変化

特徴である。

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

示すように1時間降水量の最大は、69.5mmを記録し、これまでの極値を更新した。この豪雨で福島県では、死者1名、住家全壊1棟、半壊1棟、床上浸水127棟、床下浸水286棟、その他農地の浸水、土砂災害による住居や道路破損、橋脚の決壊など大きな被害が発生した。

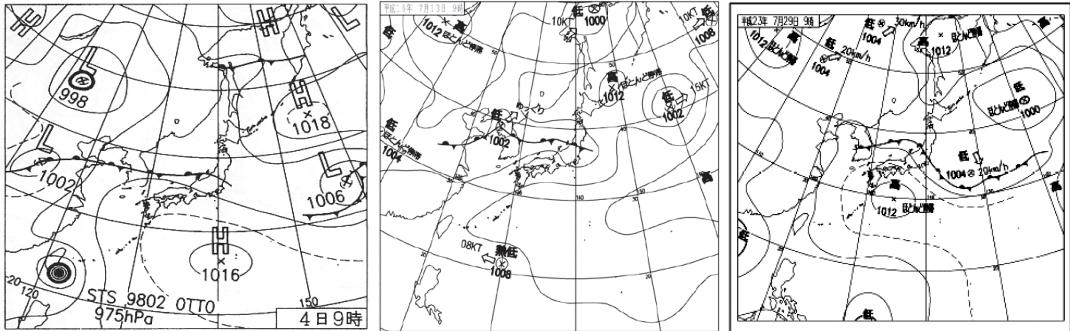
気象庁(2010)では1時間雨量を基準として50mm以上80mm未満を非常に激しい雨と区分しているが、2011年の只見における豪雨はこれに対応している。また、前述の3例とも梅雨末期の前線上に太平洋高気圧の縁辺を回る暖湿気塊が収束して豪雨を発生している。特に、これらの豪雨は短時間降水量が大きいのが

*On the heavy rain of Aizu district
by Akira Watanabe

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 日の例では、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。ここで示した降水システムはいずれも梅雨前線上に形成された Tapering cloud によるもので、会津地方の豪雨がこうした降水システムに強く関係している要因を解明することを目的明とする。

2. 総観場の特徴

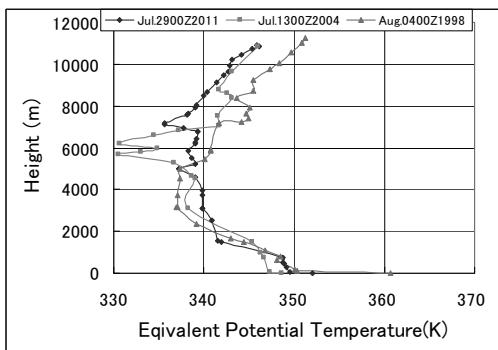
第 4 図に 1998 年 8 月 4 日 9 時、2004 年 7 月 13 日 9 時、2011 年 7 月 29 日 9 時の地上天気図を示す。これらの地上天気図では以下の共通点が認められる。①豪雨域は東西に伸びる気圧の谷に位置している②



第 4 図 1998 年 8 月 4 日 9 時、2004 年 7 月 13 日 9 時、2011 年 7 月 29 日 9 時の地上天気図

太平洋高気圧が本州南岸で発達している③太平洋高気圧の南部または南西部に熱帯低気圧または台風が存在している。しかし、これらの共通点があっても、降雨強度、降雨継続時間等がそれぞれ異なっており、豪雨災害低減、そのための予測にはこれらの要因を解明することが重要である。

第 5 図に 1998 年 8 月 4 日 9 時、2004 年 7 月 13 日 9 時、2011 年 7 月 29 日 9 時の輪島における相当温位の鉛直分布を示す。地上天気図と同じように相当温位の鉛直分布は 3 例とも類似し、①ほぼ地上の相当温位が 350K 以上であり②高度 3km から 8km 付近に低相当温位域が存在し③全体として対流不安定構造が 10km 以上に渡っている。しかし、詳細には 1998 年 8 月 4 日 9 時では地上付近の温位が 360.7K と大きな値



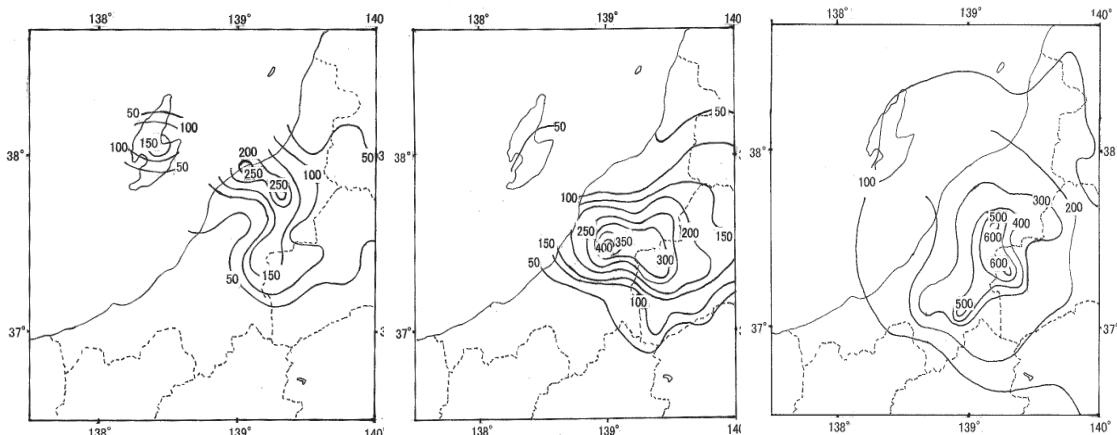
第 5 図 輪島における相当温位の鉛直分布

布と関連し、対流混合状態によって大きく左右される。

渡邊(2006)は AMeDAS 観測地点を用いて 1995 年から 2005 年までの東北地方の日降水量 100mm 以上の降水日を対象としてクラスター分析を行い、7 つのパターンに区分し、東北南部の日本海側で 100mm 以上の降水量を記録した日を抽出し、水蒸気移流の平均場について議論し、水蒸気移流高度が 1km から 3km 付近で顕著になっていることを指摘している。すなわち、越後山地を超えて内陸域で豪雨が出現するためには、内陸域に水蒸気が輸送されることが重要で、水蒸気移流が低高度だと海岸域で雲を発達させ、内陸域に豪雨をもたらすことがないことを示した。しかし、今回対象とする会津地方の豪雨は、第 6 図に示すように、いずれ

を示し、地上付近の水蒸気の多さを示している。一方、2004 年 7 月 13 日 9 時では高度 6km 付近に顕著な乾燥域が出現しており、中層の対流不安定を強化している。また、2011 年 7 月 29 日 9 時の相当温位の鉛直分布では、2004 年に比べて小さいものの高度 7km から 8km 付近にかけて相対的に乾燥空気の存在が認められる。しかし、1998 年の例では高度 3km から 5km 付近で最も低相当温位を示しているが、その上空に低相当温位域は認められない。当然、定期的に観測されている高層観測で、発達段階の異なる豪雨事例を観測しており、それ

ぞれの差異がそれぞれの豪雨の差異を表現しているわけではない。特に、相当温位の鉛直分布は水蒸気の鉛直分

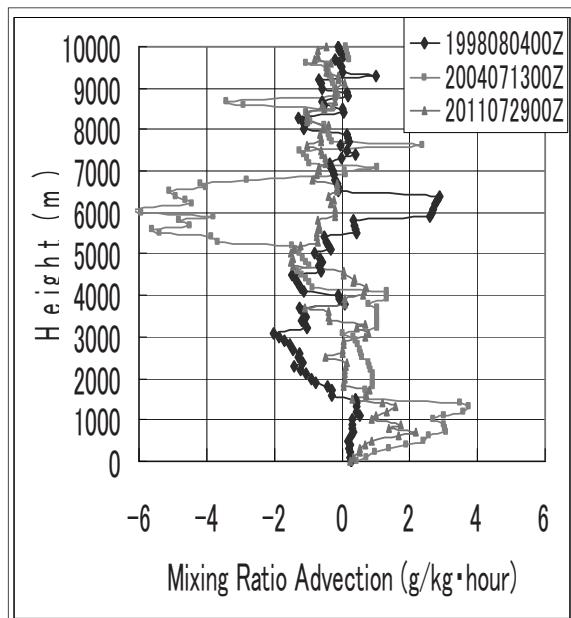


第6図 1998年8月4日0時から12時(左図), 2004年7月13日0時から24時(中央), 2011年7月27日0時から30日24時(右図)の降水量分布(mm)

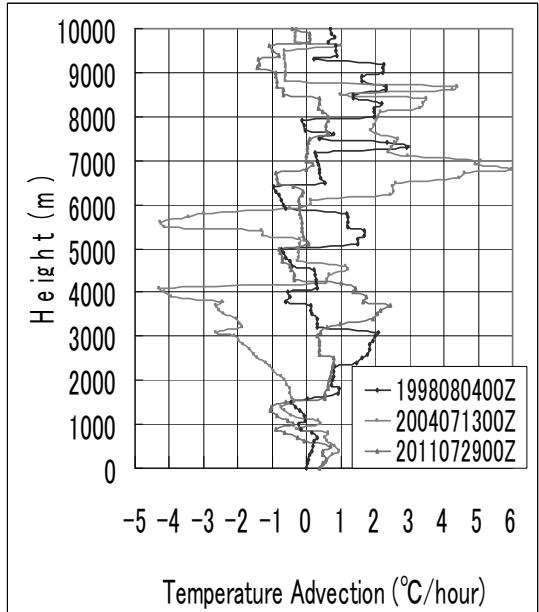
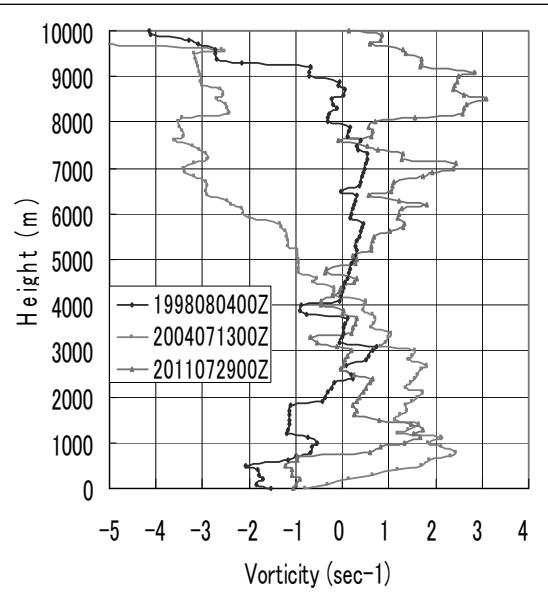
も新潟県の海岸域を含めて越後山地を超え、西会津地方に豪雨をもたらしている事例で、2011年の事例を除き渡邊(2006)の解析事例に含まれているものの、改めて解析を行うこととした。

いずれの降水分布も時間が長くなるにつれて団塊状の構造を示すものの、海岸域と越後山地周辺で相対的に降水量が多くなっていることを示している。これらの降水をもたらすシステムを気象庁 radar で観測された echo で見ると、いずれも Tapering echo が発生していた。すなわち line 上に echo が並び、back builder 方式で海岸域で形成された積雲が次第に発達しながら内陸部に侵入して、海岸域より内陸部で発達している。従って豪雨域も海岸域より内陸域で広くなる。line 状に echo が発達する理由は、梅雨前線で南北の温度 shear が大きいことに依存している。第1図から第3図に示したように、1時間降水量が 50mm 以上を超える降水時間前に3事例とも気温低下が顕在化している。これは水平的な温度 shear(前線)が存在することや通過したことを示すものである。すなわち、顕著な前線の存在・通過時に伴って tapering echo が出現していると考えられる。

第7図は3事例の秋田-輪島-館野における平均的な水蒸気移流を高度 100m 每に計算したものである。いずれの事例も高度 1.5km までは正の水蒸気移流を示し、1998年の事例では高度 3km, 2004年の事例では高度 6km, 2011年の事例では高度 5km 付近で顕著な負の水蒸気移流(乾気貫入)が認められた。乾気の貫入は、潜熱によって放出された熱を吸収し、cold pool を形成し、対流不安定を持続することによって、降水を同じ地域で持続するためには無くてはならない要因である。勿論、水蒸気量が少なくなることでその領域の対流活動の発達を妨げる要因ともなる。1998年北関東-南東北豪雨でも渡邊(1999a,b)は、乾気貫入の実態と重要性について指摘しており、同じ地域での降水維持に貢献していることを示している。



第7図 水蒸気移流量の鉛直分布((g/kg·hour)

第8図 温度移流量の鉛直分布($^{\circ}\text{C}/\text{hour}$)第9図 湍度の鉛直分布(sec^{-1})

第8図は秋田-輪島-館野領域における温度移流量の鉛直分布を示したものである。注目すべき点は、今回対象とした3事例とも下層1km以下では正の温度移流を示し、その上部1.5km付近まで負の温度移流を示している。ただし、2004年の事例では高度1kmから4kmまで顕著な負の温度移流を示しているものの、1998年及び2011年の事例では、顕著な負の温度移流が認められない。勿論、この計算はラジオゾンデによって高層観測が実施されている時間に限って計算できるもので、それぞれの事例の発達段階で異なることが考えられるものの、2004年の事例とは異なり、他の2事例では、乾気貫入と寒気貫入が一体化していないことを示す結果となっている。すなわち1998年および2011年の事例では、下層1.5km付近で顕著な温度差が空間的に存在しているものの、その上空は暖気移流が顕在化している。しかし、水蒸気移流としては負になっているため、昇華してcold poolを形成し、対流を継続させたものと推定できる。

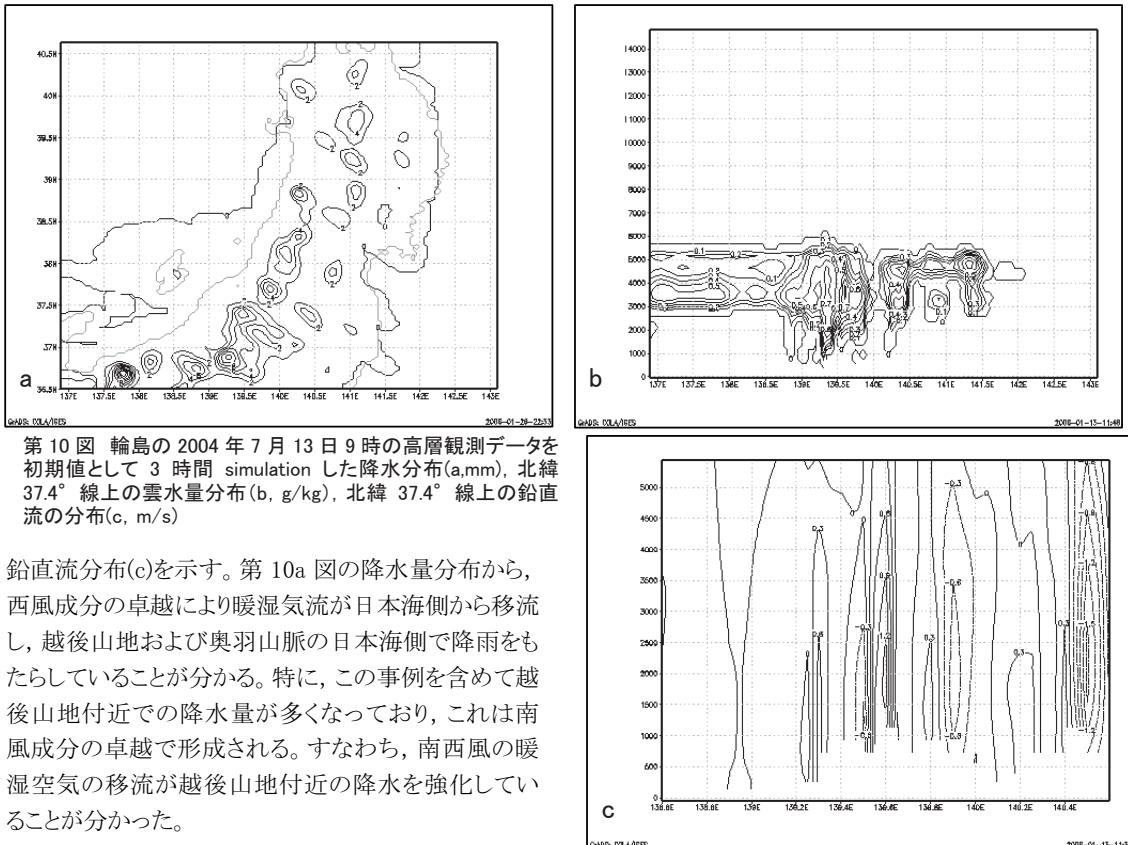
第9図は秋田-輪島-館野領域における湍度の鉛直分布を示したものである。特徴的なのは1998年と2011年は高度1km付近まで負の湍度を示し、その上層4km付近までは正の湍度になっている。2004年についても地表から高度200m程度までは負の湍度を示し、高度4km付近まで正の湍度を示している。これは、地上天気図で述べたように、豪雨が基本的には気圧の谷の前線上で発生していることに対応していること、また、下層の暖湿気流の発生が太平洋高の発達に依存していることを示していると考えられる。

3. 数値実験

豪雨を再現するためには雲解像度が良いmodelを選択することが必要である。ここでは渡邊(2011)と同様にCReSS(Cloud Resolving Storm Simulator)を用いて数値実験を行った。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4km、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 100×100 として400km×400km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 0°C 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。初期条件はそれぞれ 1998 年 8 月 4 日 9 時、2004 年 7 月 13 日 9 時および 2011 年 7 月 29 日 9 時の風上に相当する輪島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した。しかし、これらの 3 事例の豪雨は前線系の降水であるため初期値一様場では前線を適切に表現できなかった。特に、Tapering cloud の形成には観測で得られた水平温度 shear や水平風速 shear が大きな役割を持っており、初期値一様場で表現できるものではない。

第 10 図に 2004 年 7 月 13 日 9 時の初期値を用いて計算した東北地方の降水量分布(a)、雲水量分布(b)、



第 10 図 輪島の 2004 年 7 月 13 日 9 時の高層観測データを初期値として 3 時間 simulation した降水量分布(a, mm), 北緯 37.4° 線上の雲水量分布(b, g/kg), 北緯 37.4° 線上の鉛直流の分布(c, m/s)

鉛直流分布(c)を示す。第 10a 図の降水量分布から、西風成分の卓越により暖湿気流が日本海側から移流し、越後山地および奥羽山脈の日本海側で降雨をもたらしていることが分かる。特に、この事例を含めて越後山地付近での降水量が多くなっており、これは南風成分の卓越で形成される。すなわち、南西風の暖湿空気の移流が越後山地付近の降水を強化していることが分かった。

一方、第 10b 図に示した越後山地付近の東西断面の雲水量分布をみると、日本海側から層雲状の雲が移流し、山岳風上で対流状に発達していることが分かる。しかし、雲水量から推定される対流雲の発達高度は 5km 程度にとどまっている。これは第 5 図で示した相当温位分布からもわかるように、対流不安定層としては、10km 程度の層厚があるものの、高度 5km 附近で乾燥空気の貫入があり、雲の発達が抑えられているものと考えられる。これまで短時間強雨は高く発達した対流雲で発生するものと考えられてきたが、発達高度 5km 程度の連続した対流雲の生成でも 1 時間 50mm から 70mm 程度の降雨が形成されるものと考えられる。

また、第 10c 図に示した第 10b と同じ地帯の鉛直流分布でも山地前面で上昇流、その風下で下降流と順に鉛直流が形成され、当然、強雨域はこの強い上昇流域に対応して形成されていることが分かった。この傾向は 3 事例とも同様で、風向の差異がやや豪雨地域を変化させていくに過ぎない。

4.まとめ

二宮(1977)によれば、日本海側での豪雨は少なく、特に豪雨時間が長くなればなるほど豪雨の発生地点は南部太平洋沿岸に限られていることを指摘している。これは南部太平洋岸域で水蒸気移流が顕著に生起

していることが大きな要因と考えられる。今回の3事例ではいずれも下層1500m以下で顕著な水蒸気移流が顕著であること、また、その上層で、特に3kmから7km付近の上部で乾燥空気の移流が顕著に認められた。この乾気貫入は対流雲の発達高度を低くする効果が顕著であるが、潜熱による上部の昇温を防ぎ、同じ地点で継続的な降水を維持するための役割を有していることが明らかになった。

水蒸気移流高度が低いと沿岸地域の低い地形でも対流雲が発達し、只見など内陸部での豪雨発生には至らないと考えられるが、今回の3事例では高度1500m付近まで顕著な水蒸気移流が認められ、高度5km程度までに発達した雲によって内陸域の豪雨が発生していた。

この下層の暖湿空気は渦度解析により、太平洋高気圧の発達に依存しており、高気圧の縁辺で形成される南西風が持続することにより梅雨前線が活発化し、豪雨をもたらしていた。また、この南西風強化には間接的に本州南海上に発達した熱的低気圧や台風が太平洋高気圧との間の等圧線間隔を狭くし、南西風を強化し、水蒸気移流を活発化していることが明らかになった。

新潟・会津地方に発生した顕著な3事例は、いずれも同様な条件で豪雨が発生している。しかし、今回解析できなかった前線の停滞条件と水平温度分布の関係などについても今後さらに詰めた検討が必要である。

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.
- 二宮洸三, 1977, 豪雨の時間スケールからみた降水強度極値の地理的分布, 天気, Vol.24, 63–70.
- 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所, 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 2006: 豪雨域と水蒸気移流, 2006年度春季大会講演予稿集, 日本気象学会, No.89.
- 渡邊 明, 2010: 寒気域で形成された降雨システム, 2010年度秋季大会講演予稿集, 日本気象学会, No.98.
- 渡邊 明, 2011, 強雨システム, 東北地域災害科学研究所, Vol.47, 147–152.

大川流域における洪水予測精度の検討*

○押切 栄誠（東北大学工学部）

真野 明（東北大学大学院工学研究科 災害制御研究センター）

有働 恵子（東北大学大学院工学研究科 災害制御研究センター）

1. はじめに

近年、大雨が多発傾向にあるという現状において、降雨から流出までの時間が短い中小規模の河川における洪水予測技術の整備が急務となっている。中小河川の洪水予測においては警告や避難の観点から、3時間程度先の流量を精度良く予測することが求められる。正確な洪水予測には高精度の降雨予測が不可欠であるが、現状では高精度の降雨予測は非常に難しい課題である。全国各地の洪水予測現場で利用される予報雨量はリードタイムの長さに応じてレーダー実況補外による予報と数値予報が使い分けられているが、6時間先までの予報雨量としては主に降水ナウキャストや降水短時間予報といった実況補外による予報が用いられている。予報期間の前半である3時間先までは、主に実況補外予測による予報がされているが、実況補外による雨量の予測は一般的に雨雲の急激な発達や衰弱の予報が難しく、予報精度が地形に左右されやすいため、リードタイム増加に伴う予報精度の劣化が大きい。

洪水予測の現場では、より簡易的な手法により、現在よりも精度の良い流量予測が可能となる技術が早急に必要とされている。本来、降水ナウキャスト、降水短時間予報などの実況補外の降雨予報は、対応しにくい目先数時間向けの予報精度向上のために開発された技術であるが、実況補外予測の弱点が度々招く極端な過大予測や過小予測、洪水予測現場に大きな混乱を与えると同時に、洪水予測の信頼を失うことに繋がる。

本研究では宮城県の大川流域を対象に、メソ数値予報モデルの予報値を3時間先までの予報雨量に組み合わせることにより、実況補外による極端な過大予測を抑制し、流量予測の改善を試みる。高精度かつ汎用的な、タンクモデルを基調とする分布型流出モデルおよび気象庁提供の降水ナウキャスト、降水短時間予報、メソ数値予報モデルといった、既存の降水予測技術の利用法を工夫することによって、簡易に洪水予測の精度の改善を行うことが本研究の目的である。

2. 研究対象

2-1. 対象領域

本研究の対象河川は、気仙沼土木事務所管轄の二級河川大川である。気仙沼市と一関市に流域を持ち、流域面積は 168km^2 、流域最下流の洪水観測地点は大川本町である。本研究で扱う流量は大川本町で観測された流量となり、水防団待機、氾濫注意、避難判断に対応する流量はそれぞれ $127\text{m}^3/\text{s}$ 、 $232\text{m}^3/\text{s}$ 、 $297\text{m}^3/\text{s}$ となっている。降雨のピークから、大川本町における流出のピークの差はおよそ1~2時間前後である。図1に大川本町と大川流域を示した。

2-2. 対象洪水

対象洪水は、2010年までに発生した洪水のうち、ピーク流量が $100\text{m}^3/\text{s}$ を超えた10の事象を選択した。各

*Examination of the flood prediction accuracy in the Okawa Basin, Tohoku University by Yuya Oshikiri and Disaster Control Research Center Tohoku University by Akira Mano and Keiko Udo

イベントにおける洪水発生日、ピーク流量、洪水の要因となった気象擾乱については、表1にまとめた。

洪水発生日	ピーク流量(m ³ /s)	気象擾乱
2006年9月18日	119	台風
2006年10月8日	151	温帯低気圧
2006年12月27日	132	南岸低気圧
2007年1月6日	141	南岸低気圧
2007年9月7日	256	台風
2008年5月20日	117	梅雨前線
2009年6月6日	101	梅雨前線
2009年10月8日	108	台風
2009年11月14日	117	日本海低気圧
2010年12月3日	115	日本海低気圧

表1. 対象洪水

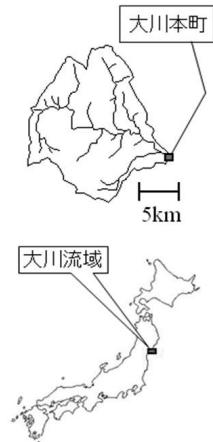


図1. 大川流域と大川本町

3. 研究方法

3-1. 使用データ

本研究で扱う降雨データは、降水ナウキャスト、降水短時間予報、メソ数値予報モデルの3種類の予報データと観測雨量データの計4種類の降雨データである。これらを流出モデルに入力し、流量予測シミュレーションを行う。シミュレーションでは3時間先までの予測を行うが、1時間先の予測には降水ナウキャスト、2時間先、3時間先の予測には降水短時間予報とメソ数値予報モデルの降雨データを混合し、補正を行った雨量データを入力する。

3-2. 雨量補正方法

莫大なサンプル数の時間雨量1つ1つの過大、過小に着目して予報雨量を修正するのは難しいが、洪水期間中の累加雨量が観測値と予報値で同程度になれば最終的な予測流量も観測値に近づく。この観点から、以下の式(1)を用い、メソ数値予報モデルを加味した予報雨量の作成を行った。

各対象洪水における観測累加雨量、降水ナウキャストによる1時間先予報値の累加雨量、降水短時間予報における2時間先予報値の累加雨量、3時間先予報値の累加雨量、メソ数値予報モデルの予報値による累加雨量を図3~6に示した。

$$R_i = \frac{b_i(a_i r_i) + b_m(a_m r_m)}{b_i + b_m} \quad (i=1,2,3) \quad \dots \quad (1)$$

R_i : 最終的な補正予報雨量

$a_i r_i, a_m r_m$: 予報値 r_1, r_2, r_3, r_m のそれぞれを補正した雨量

b_i, b_m : 補正雨量 $a_i r_i$ と $a_m r_m$ の重み係数

降水ナウキャストによる1時間後予報値の累加雨量とレーダー観測累加雨量について、予報雨量分析と同様

に 10 の事象の結果をプロットする。予報値の累加雨量を目的変数に、レーダー観測累加雨量を説明変数にとって線形回帰分析を行った際の回帰係数(切片 0)の逆数を a_1 とする。同様に降水短時間予報による 2 時間後、3 時間後の予報累加雨量とレーダー観測累加雨量から a_2 を求める。メソ数値予報モデルにおいても、リードタイム 1~3 時間の予報値から求めた累加雨量とレーダー観測累加雨量から同様に a_m を求める。算出されたそれぞれの予報累加雨量にこの a_1 から a_m をかけ合わせることで、10 の対象洪水を通じた観測累加雨量と予報累加雨量の比は全体的に 1 に近づく。各時刻で発表される 1 時間後の予報値、2 時間後の予報値、3 時間後の予報値、および予報時刻に対応するメソ数値予報モデルの予報値(それぞれ時間雨量)をそれぞれ r_1, r_2, r_3, r_m とし、 a_1 から a_m とかけ合わせることで、予報時間雨量が補正される。さらに、補正された予報時間雨量 $a_{fr}(i=1,2,3)$ と a_{mr_m} に重みをつけて利用することで式(1)に示すような、降水ナウキャストおよび降水短時間予報の予報値にメソ数値予報モデルの予報値を加味した新たな予報時間雨量 $R_i(i=1,2,3)$ が得られる。予報値 R_i を 1~3 時間後の予報雨量として流量計算に用いる。

式(1)における重み係数 $b_i(i=1,2,3)$ 及び b_m の値は $b_i+b_m=1$ とし、 $b_i : b_m$ の比を 1 : 0, 0.9 : 0.1, 0.8 : 0.2, … 0 : 1 と 0.1 刻みで 11 通り設定する。11 通りのうち 2 時間先、3 時間先のお予報雨量それぞれにおいて、10 の事象を通じて平均誤差が最も小さくなる時の b_i 及び b_m の値を採用する。11 通りの様子を図 7 に示した。各補正係数をまとめたものを表 2 に示した。

3-3. 流量計算方法

流量計算には流出モデルを使用する。使用する流出モデルはスーパータンクモデルであり、必要なパラメータは非常に少なく簡易であるという特徴を持つ。入力データと流出モデルから洪水予測のシミュレーションを行い、その結果を実際に観測された流量と比較し結果の検証を行う。栗原(2010)¹⁾は、メソ数値予報のデータを対象流域全体に対し一様な値の予報降雨データを流出モデルに入力していたが、本研究では分布させた形のデータを作成し、それを入力することで洪水予測精度の改善を図った。この点が本研究のオリジナリティである。分布の様子を表したものと図 2 に示した。

4. 結果と考察

4-1. 結果

補正を行った予報雨量の誤差については、表 3 に示した。予測流量計算結果は、対象とした 10 イベントのうち精度良く予測できたものと誤差が大きかったものを抜粋し、6 イベントを図 8~13 に示した。また、表 4 に 10 イベントの平均ピーク流量誤差と再現流量誤差を示した。

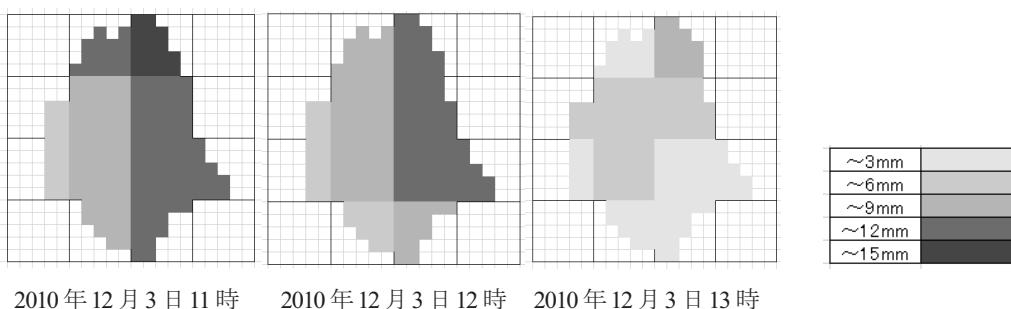


図 2. メソ数値予報モデルの分布

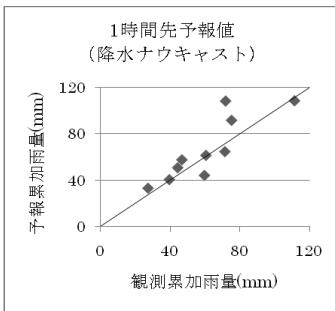


図3

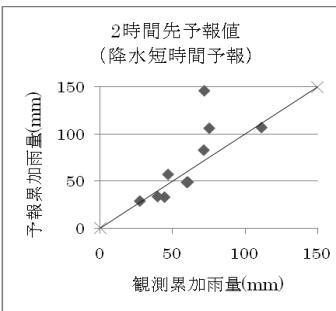


図4

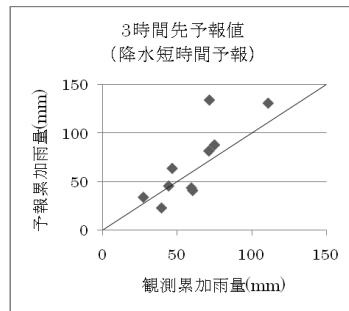


図5

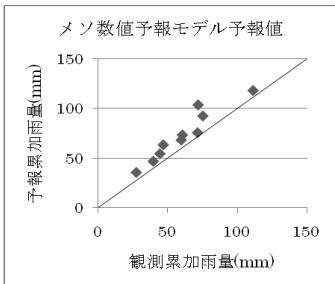


図6

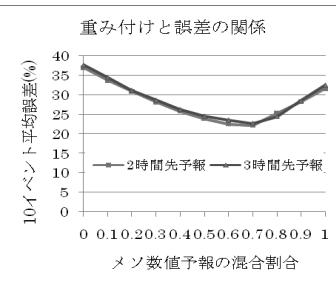


図7

図3,4,5,6,7 累加雨量の比較と重み付け係数の決定

a_1	1.0	b_1	1	b_m	0
a_2	0.79	b_2	0.3	b_m	0.7
a_3	0.73	b_3	0.3	b_m	0.7
a_m	0.97				

表2. 各補正係数

	補正後予報雨量誤差
2時間先	22.1%
3時間先	22.7%

表3. 補正後予報雨量誤差

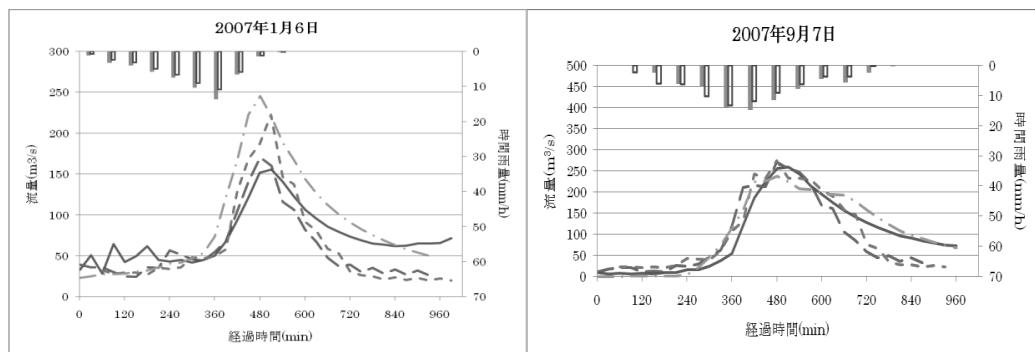


図8

図9

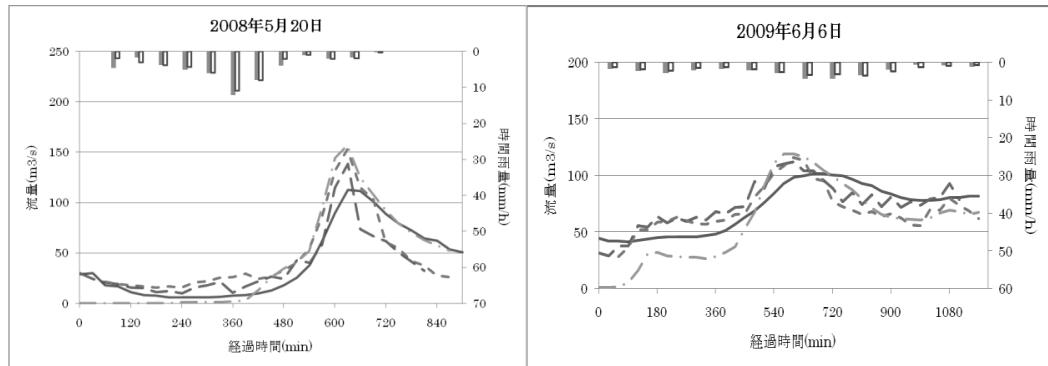


図 10

図 11

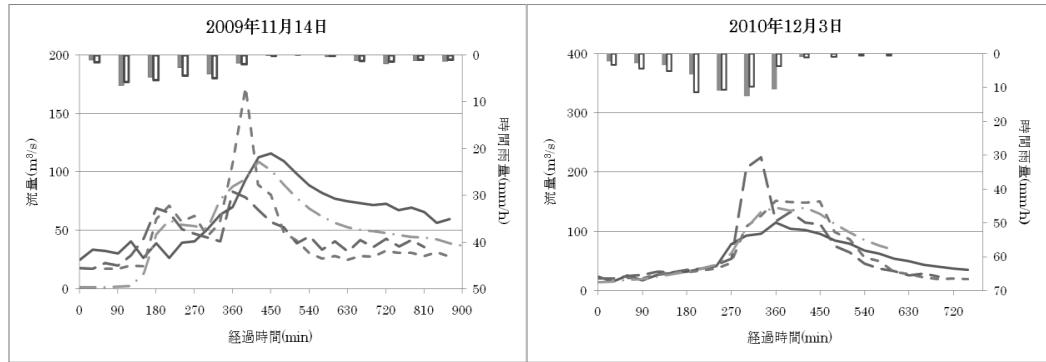


図 12

図 13

■観測雨量 □補正後雨量 —観測流量 —・2時間先 ——・3時間先 —··再現流量

図 8,9,10,11,12,13 予測流量計算結果

	誤差平均	誤差平均（栗原）
2時間先	24.6%	30%
3時間先	28.5%	31%
再現流量	28.7%	

表4. ピーク流量平均誤差

4-2. 考察

本研究では、流域に対してメソ数値モデルの予報降雨を分布させて流出モデルに入力したが、それによってよりよい計算結果を得ることができた。出力する流量データの精度が入力する雨量データの精度に大きく依存するという観点から、予報降雨の精度を改善できたことは非常に意味のあることであると考えられる。

また、再現流量の誤差と同等まで誤差を小さくすることができたが、精度よく予測されたイベントがある一方で、過大評価が目立ったイベントもいくつかあった。特に2009年11月14日、2010年12月3日に大きく過大評価されている部分が見られるが、降水短時間予報の予報値において大きく過大評価されていたことが原因だと考えられる。入力データの精度が、予測流量計算結果に大きく影響を与えることを示したイベントであ

ると言えるだろう。また、全てのイベントにおいて観測流量と予測流量のピークのずれに大きな誤差は見られなかつたため、ピーク時刻の予測は精度良くなされていたと考えられる。

5. まとめ

メソ数値予報モデルの予報値を、対象流域に分布させて考えることで入力する予報降雨の精度を向上させることができた。また、その予報値を利用することで栗原の行った研究に比べ、予測の精度にも改善が見られた。降水短時間予報の過大評価が数か所で見られたことにより流量計算に影響を及ぼしている部分がいくつか見受けられたが、その他の部分では補正の効果により、良い精度で結果を得ることができたと言えるだろう。今後は、精度良く予測できたイベントとそうでないイベントの結果から、予報降雨と予測流量の関係を探っていくたいと思う。

6. 参考文献

- 1) Taro KURIHARA : Construction of Flood Run Off Model Utilizing Rainfall Forecasts from JMA, 東北大学大学院工学研究科土木工学専攻修士論文, 2010

東北地方の山地流域における雨水貯留量変動の推定に関する基礎的検討*

福島大学共生システム理工学類 小林 秀平

福島大学共生システム理工学類 横尾 善之

1はじめに

貯留量や地下水涵養量はこれまで降雨流出モデルや水収支モデルの状態変数として推定されてきたが、モデルの構造やパラメータの値に不確実性が含まれてしまい、採用したモデル固有の値として評価されてしまう欠点がある。一方、水収支式から流域の貯留量や地下水涵養量を推定することは理論的には可能であるが流域スケールの貯留量 S と蒸発散量 ET が直接測定できないため、貯留量 S や貯留量変化 dS/dt の推定値には不確実性がある。

これに対して Kirchner (2009) は、降雨流出過程が単一の貯留モデルで再現できるような流域であれば、降雨量 P と蒸発散量 ET が流量 Q よりも十分小さいという条件下での時間流量の時系列データを解析することで、時間流量データのみから貯留量や貯留量変化の算出ができるることをイギリスの流域の観測データを利用して示している。この方法の特徴は、夜間・無降雨期間の流量過減時の流量変化から貯留量の変動を推定する点にある。この方法を用いると、流量変動のみから貯留量や貯留量変化の算出ができるため、解析条件によっては貯留量や貯留量変化の推定における不確実性を減らすことができると著者らは考えている。Teuling *et al.* (2010) は、降雨流出過程を 3 つの貯留モデルで構成する必要がある流域に Kirchner (2009) の手法を適用する方法を提案している。しかし、東北地方の流域における適用性については報告されていない。

そこで本研究は、Kirchner (2009) の方法の日本における適用性や利用方法を検討することを目的として、東北地方の山地ダム流域を対象に貯留量変化の算出を試みた。

2 方法

(1) 対象流域および使用データ

本研究は東北地方の 6 か所のダム流域を対象とした。データの欠測が少ないと、最上流のダム流域であることを条件とした。対象流域の毎時の雨量および流入量を国土交通省の水文水質データベース

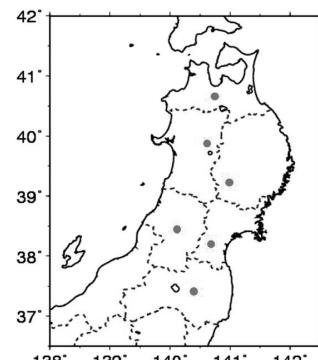
(<http://www1.river.go.jp/>) から取得した。雨量データの記録がない場合は、より上流の地点にある観測所のものを利用した。

(2) 貯留量変化の推定方法

本研究が検討を行う Kirchner (2009) の手法の概要を紹介する。まず式(1)のように流量 Q は貯留量 S の関数であるとする。

$$Q = f(S) \quad (1)$$

次に、式(1)の両辺を S で微分した式(2)を得る。



* Estimating storage changes of mountainous watersheds in the Tohoku region by Syuhei Kobayashi and Yoshiyuki Yokoo

$$\frac{dQ}{dS} = f'(S) \quad (2)$$

式(2)に水収支式(3)を代入することで式(4)を得る.

$$dS/dt = P - ET - Q \quad (3)$$

$$g(Q) = \frac{dQ}{dS} = \frac{dQ/dt}{dS/dt} = \frac{dQ/dt}{P - ET - Q} \quad (4)$$

式(4)は、降水量 P と蒸発散量 ET が流量 Q に比べて十分に小さい場合、式(5)のように近似できる.

$$g(Q) = \frac{dQ}{dS} \approx \frac{dQ/dt}{Q} \quad (5)$$

$P \ll Q, ET \ll Q$

降水量 P と蒸発散量 ET が流量 Q に比べて十分に小さいという条件を満たす場合、たとえば強雨後の出水時における流量遮減過程が蒸発散量の比較的小さい夜間に発生した場合、その間の流量データを用いることで、流域の貯留量と流量の関係が決まることになる。この点が Kirchner (2009) の手法の特徴の一つである。本研究では対象流域の 2006 年～2008 年の 3 年間で、夜間は 19 時から 6 時までとした。仮に、流域の降雨流出過程が非常にシンプルな関係式(6)で表現できる場合には、式(5)は式(7)のように変形できる。

$$-dQ/dt = aQ^b \quad (6)$$

$$\int dS = \int \frac{dQ}{g(Q)} = \int \frac{1}{a} Q^{1-b} dQ \quad (7)$$

この式(7)を積分することにより、流域の貯留量 S と流量 Q の関係式が式(8)のように求まる。

$$S - S_0 = \frac{1}{a} \frac{1}{2-b} Q^{2-b} \quad (8)$$

したがってこの場合、毎時の観測流量 Q の変動特性を調べることでパラメータ a および b を決定することができれば、流量データのみから流域スケールの貯留量 $S - S_0$ が計算できることになる。なお、式(8)における S_0 は積分定数であり、簡単に決定できる値ではない。このため、流域の貯留量は積分定数を含めた $S - S_0$ としてのみ計算でき、 S 自体は算出できていない。

(3) 流域の評価方法

流量と貯留量の縦横比を式(9)で計算し、これを貯留量・流量指標 I_{SQ} と定義して流域分類の指標に利用する。

$$I_{SQ} = \frac{Q_{\max} \cdot \Delta t}{S_{\max}} \quad (9)$$

ここで、 Q_{\max} および S_{\max} は最大流量 (mm/h)、最大貯留量 (mm) であり、 Δt は流域の流量観測の時間間隔 (h) である。本研究では Δt が 1 時間なので 1 をかけるだけである。貯留量・流量指標 I_{SQ} の値はその算出に利用するデータに依存してしまうものの、流域の貯留・流出に関する大まかな特性を示す有効な指標になり得ることを示している。

3 結果

(1) 対象流域ごとの流量と流量変動の関係性

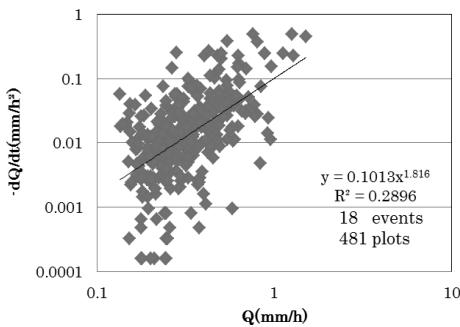


図-2 流量と流量変化の関係（浅瀬石川ダム）

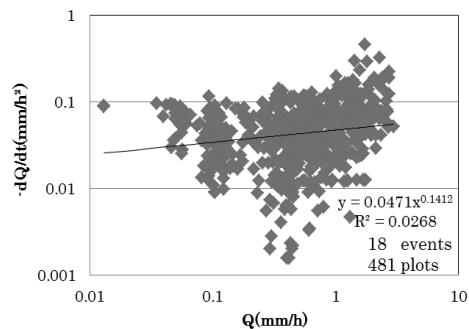


図-3 流量と流量変化の関係（寒河江ダム）

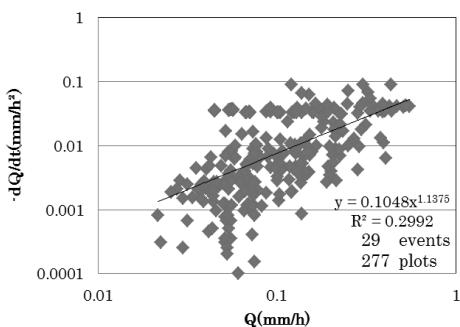


図-4 流量と流量変化の関係（釜房ダム）

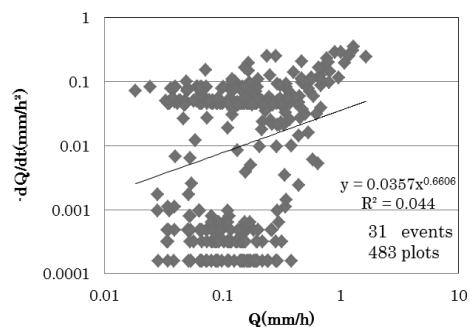


図-5 流量と流量変化の関係（三春ダム）

Kirchner (2009)の方法に従って無降雨期間の流量過減部における対象流域ごとの流量 Q と流量変動 $-dQ/dt$ の関係性について図-2～4 で示した。グラフには何個の減少カーブからデータを取っているかをイベント数、何個のデータをプロットしているかを示すプロット数を載せた。流域より傾向の度合の大小はあるが Kirchner (2009)と同様に流量の小さいときは、流量変動の値の幅が小さく、流量が大きくなるにつれて式(6)の曲線に収束する傾向が見て取れる。釜房ダムはその傾向が強く出ているが、浅瀬石川ダム・寒河江ダムはその傾向は弱く見える。石淵ダム・三春ダムは似たような分布を示し、流量の値に関係なく流量変動が 0.01 より小さいときに一定の値をとっているように見える。パラメータ b の値は降雨流出過程における流域の感度を表すものといえる。浅瀬石川ダム・寒河江ダム・釜石ダムでは 1.5 前後の値になった。玉川ダムでは -0.084 になった。そのため今回は玉川ダムに b が正値となることを前提としている Kirchner (2009)の手法を適用することはできない。石淵ダム・三春ダムは 1.14 と 0.66 という値をとり、データの分布は似ていたがパラメータの値には差が出た。石淵ダム・三春ダムの散布データは大きく見ても $0.001 \sim 0.01 (\text{mm}/\text{h}^2)$ の部分を境に二つのブロックに分かれている。このような場合複数の式が必要なのかという点については、今後の課題として研究を進める必要がある。

(2) 対象流域ごとの S-So の年間変化

式(6)のパラメータによって流域の流出特性をおおまかに表現できるとして、観測流量とパラメータを式(8)に代入することで貯留量 S - So を算出した結果を図-6～9 に示す。これらの結果は Kirchner (2009)の手法に倣つて貯留量を観測された流量を基に求めたものなのでグラフの変化は流量の変化と似た傾向を示している。

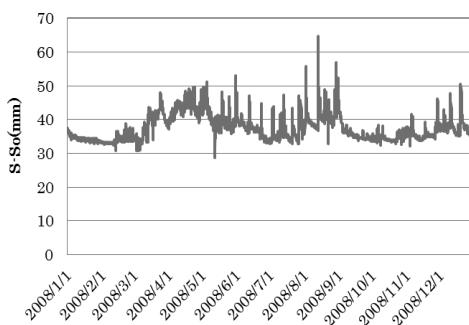


図-6 貯留量の推定結果（浅瀬石川ダム）

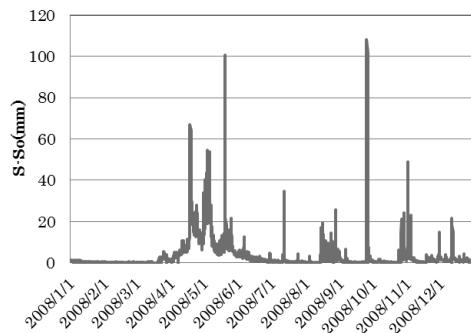


図-7 貯留量の推定結果（寒河江ダム）

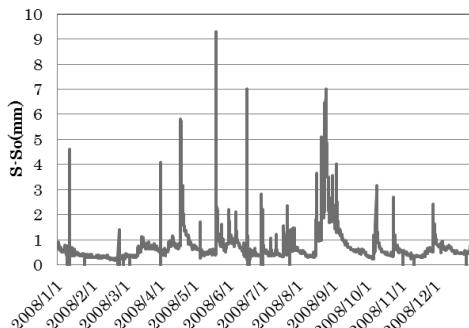


図-8 貯留量の推定結果（釜房ダム）

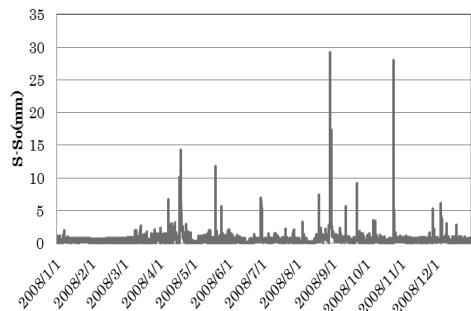


図-9 貯留量の推定結果（三春ダム）

そのため降水量の変動とも似た傾向を示している。グラフから読み取れる 2008 年の年最大の $S - S_0$ の値は約 65mm (浅瀬石川ダム), 約 140mm (石淵ダム), 約 110mm (寒河江ダム), 約 10mm (釜房ダム), 約 30mm (三春ダム) となった。浅瀬石川ダムはほかの流域よりも大きい流量が観測されていたため、ほかの流域よりも比較的高い値をとっている。

(3) 対象流域ごとの $S - S_0$ と Q の関係性

各流域で 2006 年～2008 年の 3 年間における、求めたパラメータ a , b と観測流量を式(8)に代入して求めた貯留量 $S - S_0$ の値と流量 Q との関係を図-10～13 に示す。これらの図は、Kirchner (2009) や Teuling *et al.* (2010)⁴⁾ の論文でも利用されているが、流域固有の貯留量と流量の関係を端的に示すものであり、これが流域の分類指標に利用できると考えている。具体的には、観測流量の最大値と対応させることで $S - S_0$ の最大値を求める。そして求めた年間の最大値と原点で作られる長方形の縦横比を式(9)で計算し、これを貯留量・流量指標 I_{SQ} と定義して流域分類の指標に利用することを著者らは提案する。ここで、 Q_{\max} および S_{\max} は最大流量 (mm/h), 最大貯留量 (mm) であり、 Δt は流域の流量観測の時間間隔 (h) である。この値は降雨流出過程において、その流域の水の流動が貯留と流出のどちらにより依存しているかを示すものである。この値が大きいほど出しやすい流域、小さいほど貯留しやすい流域であることを示すと考えられる。図-14, 15 では図-10～13 の結果から $S_{\max} - S_{\min}$ の値と式(9)から算出した I_{SQ} について対象流域ごとに年別にまとめたものである。 $S_{\max} - S_{\min}$ の値は対象年の流量の最大値・最小値によって値に差が生じている。これは各年の降雨変動に依存している。 I_{SQ} の値は $S_{\max} - S_{\min}$ に比べて降雨量の年々変動の影響が小さいため流域の性質を評価する指標としてより適している。

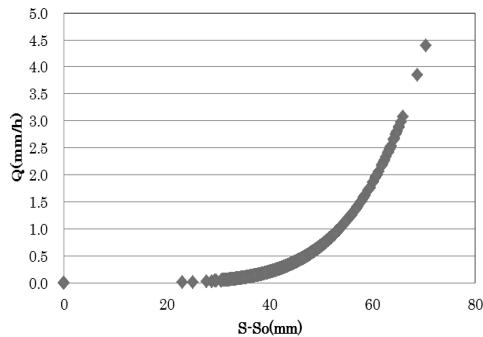


図-10 貯留量と流量の関係(浅瀬石川ダム)

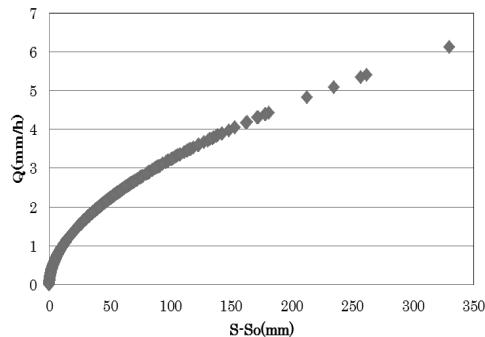


図-11 貯留量と流量の関係(寒河江ダム)

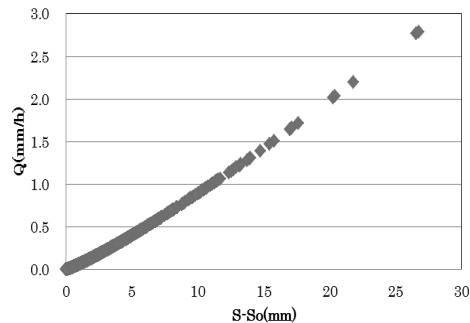


図-12 貯留量と流量の関係(釜房ダム)

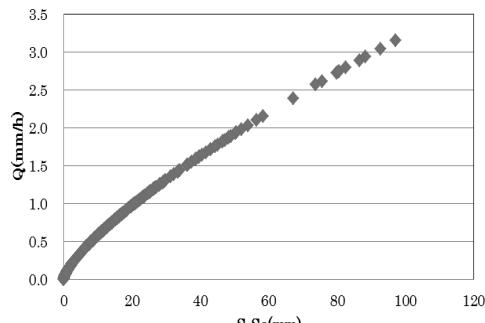
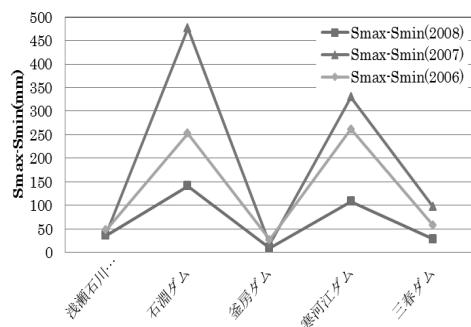
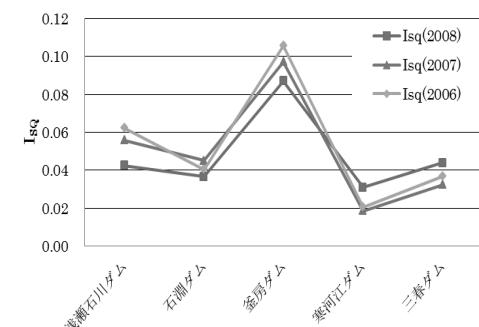


図-13 貯留量と流量の関係(三春ダム)

図-14 $S_{\max}-S_{\min}$ の値の流域別の比較図-15 各流域で年別に算出した I_{SQ} の結果

4 結論・まとめ

本研究はKirchner (2009)の手法による流域水収支に関する新しい解析手法の日本における適用可能性を検討した。その結果、Kirchner (2009)の手法の適用条件である夜間の無降雨時の流量過減時のデータを対象として、降雨流出過程が单一の関係式で近似できる比較的単純な降雨流出過程を有する流域であると仮定した場合、日本の流域でも適用できる可能性が確認された。しかし、流域の降雨流出過程を单一の式で表現できると仮定しての結果なので、本研究の結果の妥当性については検討が必要である。流量 Q と流量変動 $-dQ/dt$ の関係が单一

の関係式で表現できるかどうかについては、本手法の利用目的や求められる精度によって議論が分かれると考えられる。ただし、単一の関係式で表現できるとなれば、時々刻々と変化する流域の貯留量変化が算出でき、流域の貯留と流量に関する定量的な議論が可能となる。一方、流量 Q と流量変動 $-dQ/dt$ の関係が単一の関係式で表現できない場合には、Teuling *et al.* (2010)のように本手法の適用条件を緩和する手法を開発していくことが必要である。

さらに本研究は、Kirchner (2009)の手法を利用し、図-10～13に示す流域の観測記録の最大流量とその際の貯留量の比に流量観測の時間間隔を乗じた貯留量・流量指標 I_{SQ} の提案を新たに行い、この指標を流域分類に利用できる可能性を示した。貯留量・流量指標 I_{SQ} を用いた流域の分類方法についてはまだ具体的な方法はまだ決めてはいないが、対象流域の地理・地質条件なども加味して結果の妥当性について追及していきたいと考えている。グルーピングする作業については、まだ東北地方のデータのみだが全国規模で I_{SQ} の算出を進めて I_{SQ} の値ごとに基準を設けて指標として使えるのではないかと考えている。今後、データを積み重ねることにより、この指標の有効性や利用上の課題を検討することが可能になると考えられる。十分に長い観測記録および式(8)を用いて算出した貯留量 $S-S_0$ の時系列データと流域の過去に発生した洪水被害関係を整理すると、洪水被害を発生させない $S-S_0$ の最大値として流域の貯留能を算定することができると考えられる。そこで得られた流域の貯留能と、気象庁の「土壤雨量指数」との関係を整理できると流域の土砂災害との関連性についても言及できる可能性がある。以上のように、本研究は Kirchner (2009)の手法の日本における適用性を検討し、東北地方のダム流域にも適用できることを確認した。今後は、流量と流量変動の関係を単一の式で表現する際の精度の向上と S_0 をどのように定義するのかという点についての検討が課題である。

謝辞

本研究は、環境省環境研究総合推進費 S-8-1(4), JICA/JST 地球規模課題対応国際科学技術協力事業「気候変動に対する水分野の適応策立案・実施支援システムの構築(IMPAC-T)」、科学研究費補助金（若手研究 B, 21760381）、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

- Kirchner, J. W. (2009), Catchments as simple dynamical systems: Catchment characterization, rainfall-runoff modeling, and doing hydrology backward, *Water Resour. Res.*, 45, W02429, doi: 10.1029/2008WR006912.
- Teuling, A. J., Lehner, I., Kirchner, J. W. and Seneviratne, S. I. (2010), Catchments as simple dynamical systems: Experience from a Swiss prealpine catchment, *Water Resour. Res.*, 46, W10502, doi:10.1029/2009WR008777.

阿武隈川における水・エネルギー・食糧の需給分布の推定*

福島大学 共生システム理工学類 神田 徹
 福島大学 共生システム理工学類 普野理恵
 福島大学 共生システム理工学類 横尾善之

1. はじめに

日本では水不足を日常的に感じることはまれであるが現在でも、世界人口の5分の1は安全な飲料水へのアクセスがない。無理のない条件で十分な量の安全な飲料水を得ることができていないということである。世界の水問題は今、世界の至るところで深刻化している。今後、人口増加や経済発展などにより世界の水需給がさらに厳しさを増すと考えられる。沖(2007)が指摘するように、水資源問題を考えるにはエネルギー、食糧との三位一体で考えることが大切になろう。これら3つはいずれもが世界中に遍在しているが、それぞれがそれを補い合って現在の生活が成立している。例えば、水は水力発電でエネルギーを生み、食糧を生産するときにも使用される。エネルギーは海水を淡水化することによって淡水を生み、また食糧を生産するときにも使用される。食糧はバイオ燃料という形でエネルギーを生み、また仮想水というかたちで他国の水資源を補っている。このように、水・エネルギー・食糧は相互に補完し合っている存在であり、三位一体であると捉える必要がある。それらを一体評価し、水・食糧・エネルギーの需給分布や地域特性を把握しておくことは、国や地域の安全保障上、重要な問題であると同時にその地域の総合生産力を測る指標となり、また新しい水資源評価へつながると考えられる。そこで本研究では阿武隈川本川流域を対象として、水・エネルギー・食糧の需給状況を調べ、それらを三位一体で評価する方法を提案し、阿武隈川流域における水・エネルギー・食糧の需給分布の把握を目指す。

2. 方法

2.1 対象流域

本研究では阿武隈川を対象流域(図-1)としている。阿武隈川は流域面積5400km²、流路延長239mの東北では最上川に次ぐ長さの一級河川である。福島県西郷村の旭岳を源として福島県と宮城県をまたがり宮城県の岩沼市と亘理町の境で太平洋に注ぐ。途中で五百川、荒川、摺上川、白石川などの支流が合流する。水利用のために三春ダム、摺上川ダム、七ヶ宿ダムから取水され、その水が各市町村へ入っていき利用される。源から河口にまで郡山、福島・伊達、角田などの市町村を通る。本研究ではその中から白河、須賀川、郡山、福島・伊達、角田を対象市町村とした。

2.2 水・エネルギー・食糧の需給状況の評価方法

阿武隈川の本川に沿った地域ごとに水・エネルギー・食糧の収



図-1 阿武隈川流域概要図

* Estimating spatial distributions of supplies and demands of water, food and energy in the Abukuma river watershed by
 Toru Kanda, Rie Kanno and Yoshiyuki Yokoo

支をそれぞれ調べた。水は市町村では生活や工業、または農業などで使用されている。また降水や蒸発散によって流域の水が増加したり減少したりしている。それらの水量すべてを把握することは難しいことである。そのため水については河川の流量を利用して調査した。観測所で観測された年間流量を下流の量から上流の量で差し引き、その値をその間の市町村が生み出した水と捉え水収支として計算した（図-2）。エネルギーについては水に関する水力発電に限定して調べた。水力発電所の発電量を調べ、国民平均電気消費量を差し引いて、エネルギー収支を出した。食糧については日本人の主食である米を対象として調査した。生産量からエネルギーと同様に国民平均消費量を差し引き、米収支を出した。なお生産量は東北農政局のデータから取得した。

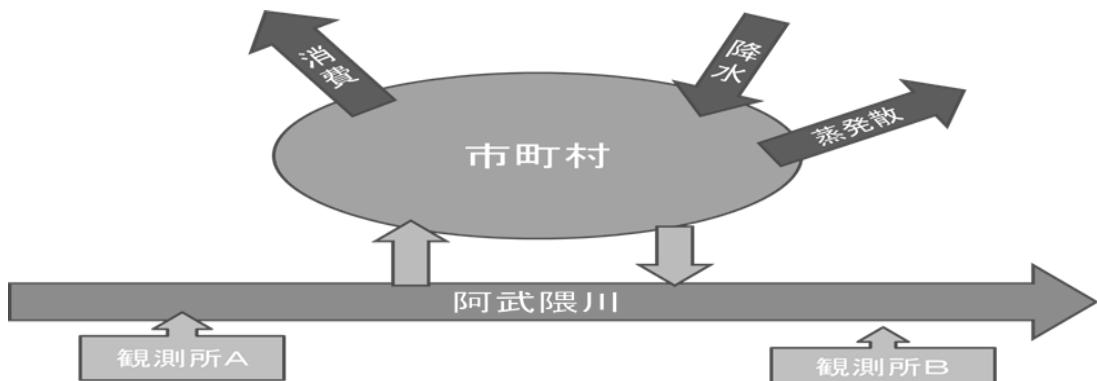


図-2 本研究における水収支の考え方

2.3 水・エネルギー・食糧の需給状況の三位一体評価方法

水・エネルギー・食糧を三位一体で評価するために、水力発電の水消費原単位、米の水消費原単位をそれぞれの収支にかけてそれらを電力収支、米収支の水換算量とした。消費原単位とは単位当たりの発電、米生産に使用される単位水量のことである。つまり本研究では発電、米生産に使用された総水量を利用して三位一体として評価する。水力発電に使用される水量は水力発電所によって異なる。発電をするときの有効落差が発電所によって異なるからである。そこで水力発電の水消費原単位は水力発電所の発電量に対する使用水量の平均をだしてそれを利用した。米の水消費原単位は東京大学の沖グループが推定したもの（ $3600\text{m}^3/\text{t}$ ）を利用した。それらを水収支と合わせることで三位一体での評価を行った。

3. 結果

3.1 水収支

水収支は年間の河川流量そのものをあらわす。上流よりも中流・下流のほうが流量が大きく郡山から $9 \times 10^6 \text{m}^3/\text{y}$ をこえている。しかし福島・伊達のところで低くなり $5 \times 10^8 \text{m}^3/\text{y}$ にも満たない流量まで小さくなる。そして角田でもまたあがって角田では $9.9 \times 10^8 \text{m}^3/\text{y}$ になる。上流より下流のほうが大きいのは下流へいくにつれて支流が合流するためと考えられる。福島・伊達で小さいのは福島市に摺上川ダムがあり、そこから市町村に水が入っていくことと関係がある可能性がある。最も低いのは須賀川で $3.4 \times 10^8 \text{m}^3/\text{y}$ であり、最も高いのは二本松で $1.1 \times 10^9 \text{m}^3/\text{y}$ である。須賀川と二本松との差は $7.6 \times 10^8 \text{m}^3/\text{y}$ である。

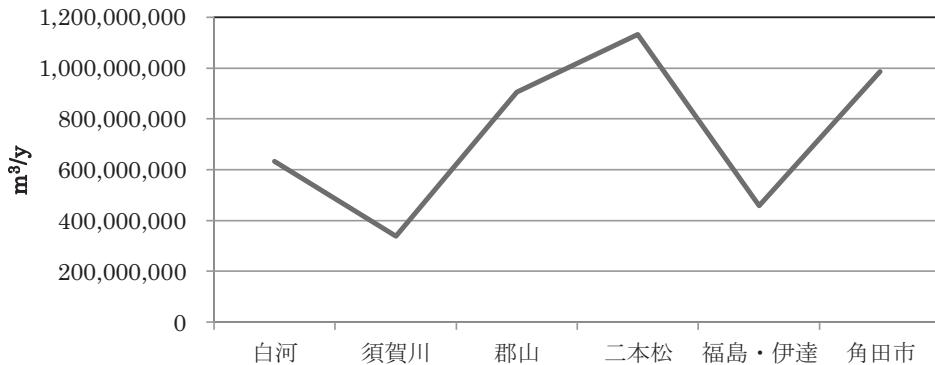


図-3 水収支グラフ

3.2 エネルギー

発電量を見ると上流で低く下流で高い結果になっている。特に福島・伊達が他の地域よりも圧倒的に高くなる。それは福島市に水力発電所が偏っていると捉えることができる。発電量が最も低いのは須賀川でその量は $2.2 \times 10^9 \text{ kWh/y}$ である。消費量は人口が多い郡山、福島・伊達で大きくなり郡山では $2.7 \times 10^9 \text{ kWh/y}$ 、福島・伊達では $2.6 \times 10^9 \text{ kWh/y}$ となる。また郡山や福島では市街地が他の地域より発展しているためそのぶん電力も消費していると予想される。このため、エネルギー消費量で国民使用量以外の要素を加えると、さらに大きくなると考えられる。収支は消費量の多い郡山と福島で大きなマイナスになった。その値は郡山では $-2.6 \times 10^9 \text{ kWh/y}$ 、福島で $-2.0 \times 10^9 \text{ kWh/y}$ である。なおこの場合、消費量の中に原子力や風力など水力以外のエネルギー源も含まれて、全ての地域でマイナスになるため消費量も水力に限定する方法でも調査した。消費量に日本の電力構成における水力の割合（8%）をかけて水力源電力消費量として計算をした。その場合収支は上流ではマイナスのままだが下流でプラスになる結果となった。最も低いのは消費量が多い郡山で $9.2 \times 10^7 \text{ kWh/y}$ 、最も高いのは消費量が多いが発電量が他の地域より多い福島・伊達で $4.0 \times 10^8 \text{ kWh/y}$ である。郡山と福島・伊達の収支の差は $4.9 \times 10^8 \text{ kWh/y}$ になる。

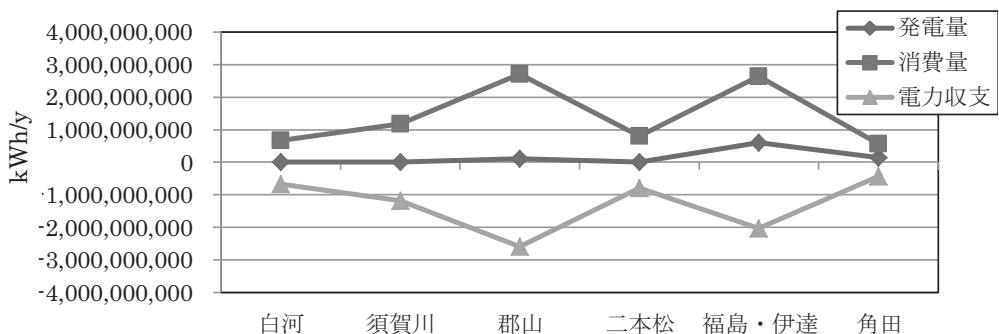


図-4 エネルギー収支グラフ

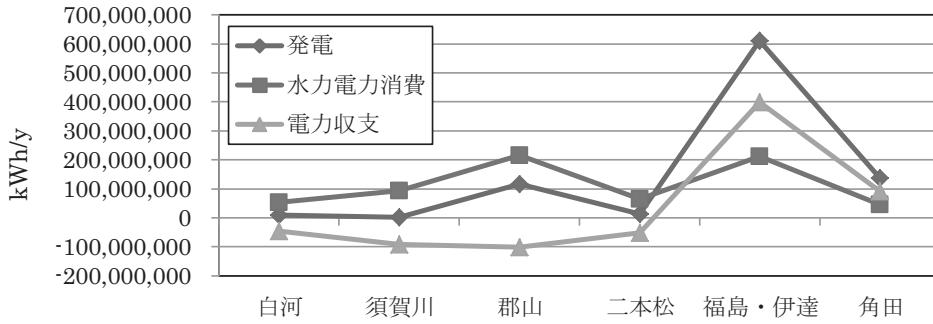


図-5 水力エネルギー収支グラフ

3.3 食糧

食糧（米）の収穫量は中流である二本松が最も大きく $9.4 \times 10^4 \text{t}/\text{y}$ であり最も低いのは福島・伊達であり $1.8 \times 10^4 \text{t}/\text{y}$ である。消費量は人口が多い郡山と福島・伊達で大きく郡山では $1.9 \times 10^4 \text{t}/\text{y}$ 、福島・伊達で $1.9 \times 10^4 \text{t}/\text{y}$ である。収支はほとんどのところでプラスであるが福島・伊達だけ消費量に比べて収穫量が少ないとからマイナスになる結果となった。これは福島・伊達の農業課題としてあげられる。また収穫が多く消費量もさほどない二本松が最も大きく収支は $8.8 \times 10^4 \text{t}/\text{y}$ である。

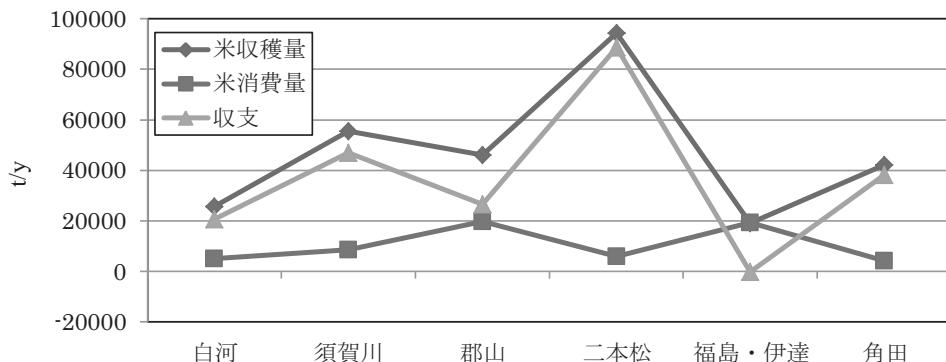


図-6 食糧収支グラフ

3.4 水・エネルギー・食糧収支の三位一体評価

水・エネルギー・食糧の各収支を足し合わせて全体収支として各収支とともに図に示した。なおエネルギー収支は消費量を水力源電力消費に限定した場合を選んだ。全体として上流よりも下流のほうがプラスになっている。また、須賀川、郡山ではマイナスとなり最も低いのは須賀川で $-4.1 \times 10^8 \text{m}^3/\text{y}$ となる。最も高いのは福島・伊達で $4.4 \times 10^9 \text{m}^3/\text{y}$ である。また全体収支が電力収支と似たような形になることからも電力収支が全体的に大きな影響を与えているといえる。また電力収支が全体的に大きな影響を与えすぎることと、水力発電は水を使用したとしてもそれは消費されるわけではなく、また水として利用できることを考慮して、電力収支を抜かし水収支と食糧収支の二つだけを考慮した収支もだした。そうすると三位一体収支で最も大きかった福島・

伊達が最も低くなりその値は $4.6 \times 10^8 \text{ m}^3/\text{y}$ となる結果となった。それはつまり福島・伊達は発電では他の地域より秀でているが水生産、食糧生産では他の地域よりも劣っていることをあらわす。また図-8 では上流よりも中流・下流のほうが大きく、水収支、米収支ともに大きい二本松が最も大きくなりその値は $1.5 \times 10^9 \text{ m}^3/\text{y}$ である。またこの場合、すべての市町村でプラスになった。なお三位一体収支は市町村の総合生産量をはかるに有効であり、図-8 の収支は水資源量をはかるに有効であると考えられる。つまり総合生産量では福島・伊達が高いが、エネルギーを考慮しない水資源量としては福島・伊達は高くなく二本松が高いことを意味する。

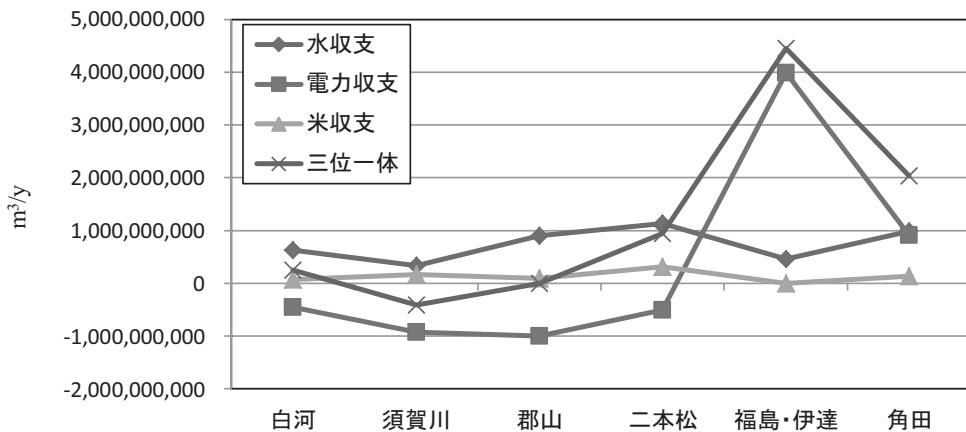


図-7 三位一体収支グラフ

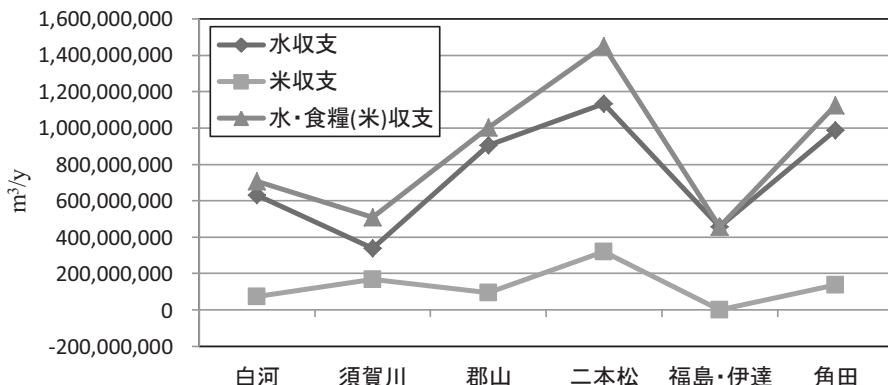


図-8 水・食糧(米)収支グラフ

4.まとめ

本研究は阿武隈川本川流域を対象として水・エネルギー・食糧の需給状況を調べ、それらを三位一体で評価する方法を提案し、阿武隈川本川流域における水・エネルギー・食糧の需給分布の把握を目的とした。得られた結果を以下に示す。

- ① 水収支では上流よりも下流のほうが大きくなる。しかし福島・伊達だけが例外で上流と同じくらい小さくなる。

- ② エネルギー収支は水力源電力に限定した場合上流ではマイナス、下流ではプラスになる。それは発電所が下流に多く、特に福島市にたくさんあるからである。
- ③ 食糧収支は二本松が他の地域より大きく、福島・伊達だけが唯一マイナスとなる。
- ④ 三位一体収支ではエネルギー収支が全体的に大きな影響をあたえる。そのため収支が上流で小さく下流で大きくなる。つまり総合生産力は下流で高く福島・伊達で最も高くなる。そしてエネルギー収支を考慮しない二位一体収支では福島・伊達が最も低くなり二本松が最も大きくなる。
- ⑤ 三位一体の評価は生活に必要な水・エネルギー・食糧の総合生産力を市町村ごとにはかることに有効である。それは水資源を考えるうえで新しい指標となる。これを使い河川の総合生産力の流れをはかることができ、また他河川との比較に用いることができる。そこから町づくり計画の指標としても利用することができる。

また本研究ではエネルギーを水力に限定したり食糧を米に限定したりなど要素が少なかつたこと、また支流を除き本川だけで調査した点が課題としてあげられる。今後、水力以外のエネルギーを考慮したり、米以外の食糧を加えること、そして支流も調査してみる必要がある。また水収支を河川の流量を利用して調査したが、これは市町村の水の増減を把握することが難しいからである。その水の増減をできる限り正確に把握することができればそちらのほうがよりきめ細かい収支をだすことができる可能性がある。また水・エネルギー・食糧を一体評価するときに水の体積の単位 (m^3/y) に換算して評価したが、他の方法がないか検討してみる必要がある。

謝辞

本研究は、科学研究費補助金（岩手研究B、21760381）および東京大学総括プロジェクト気候「水の知」（サントリ）総括寄付講座との共同研究の成果の一部である。本研究で利用した水文データは国土交通省の水文水質データベースから取得したものである。ここに謝意を記す。

参考文献

沖大幹（2007），世界を襲う水危機，週刊エコノミスト，10/2日号，pp.22-25.

IDF カーブを用いた阿武隈川の洪水頻度解析*

福島大学共生システム理工学類 田崎 将聖

福島大学共生システム理工学類 菅野 理恵

福島大学共生システム理工学類 横尾 善之

1. はじめに

現在の治水計画では、基本高水を基にした洪水確率が基礎となっている。その際、過去の豪雨や洪水の実績データに加えて将来予測を加味した流出計算が用いられている。この中の将来予測や流出計算の過程に不確実性があるため、基本高水そのものおよびその求め方について議論になるケースがある。この問題はダム建設に代表される河川整備を進める上で大きな問題となっている。そこで本研究は、将来予測や貯留閑数法による流出計算過程における不確実性を減らしながら洪水対策を進める方法として、降水量データの整理に用いられるIntensity-Duration-Frequency (IDF) カーブ (Chow *et al.*, 1988) を利用する方法を提案することを目標にしている。本稿では、阿武隈川の河川流量の実績データに IDF カーブを当てはめて洪水頻度解析を行った結果を報告する。

2. IDF カーブの考え方

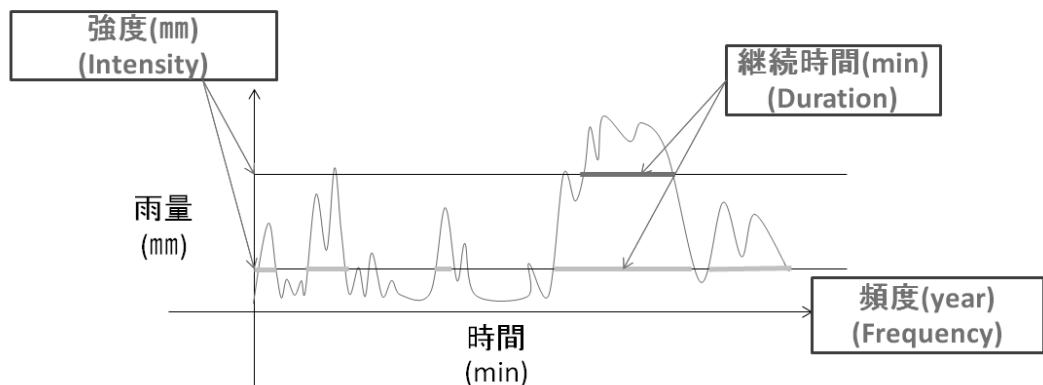


図-1 IDF カーブの求め方

IDF カーブは本来降雨に用いられる解析手法である。まず対象とするデータの範囲を決めこれを頻度 (Frequency: F) とする。そして任意の雨量を設定しこれを強度 (Intensity: I) とするその強度を上回る雨量の継続時間のうち最大のものを継続時間 (Duration: D) とする。これを頻度別に強度と継続時間をグラフとしてあらわしたもののが IDF カーブである。なお、本研究は河川流量に IDF カーブを適用するため、降雨強度の代わりに流量(m^3/s)に置き換えたものを利用する。

* Flood frequency analysis of the Abukuma river by using intensity-duration-frequency (IDF) curve by Masakiyo Tasaki, Rie Kanno and Yoshiyuki Yokoo

3. 研究方法

3.1. 対象地点

本研究の対象としたのは、図-2に示す阿武隈川の福島、伏黒、本宮、郡山（阿久津）、須賀川、白河の各観測所である。

3.2. 強度、継続時間、頻度の算出

国土交通省の水文水質データベースより取得した阿武隈川の観測所の40年分の流量月表データを利用した。頻度は1年に1回から40年に1回までとし、それぞれの頻度に対応する毎時の流量の強度(Intensity: I)を設定し、その強度における最大の継続時間(Duration: D)を算出しプロットしてIDFカーブを作成した。洪水の危険性のある比較的高い流量でのみ作成した。なお、流量の欠測データは0とし、観測が行われていなかった年をはさむ場合でも前の年から続いているものとした。なお、観測が行われていなかった年は、福島は2002年、郡山（阿久津）は2002年と2004年、須賀川は2002年と2004年、白河は2002年と2004年である。

3.3. 再現期間と強度

継続時間が3、6、12時間の流量の再現期間と強度に関するグラフを作成した。該当するデータが存在しない場合は直線近似により該当データの近似値を利用した。

3.4. リスクの評価

IDFカーブをもとに過去に洪水被害が起きた流量と照らし合わせ洪水リスクについて考察する。

4. 結果

4.1. 阿武隈川福島観測所における洪水リスク評価

図3-1は福島観測所のデータを用いて作成したIDFカーブである。この図から、短い継続時間において、各頻度の流量のばらつきが大きいが、比較的長い継続時間においては流量のばらつきが小さいことがわかる。また同一の頻度でも継続時間による流量の差が大きいこともわかる。IDFカーブの形状はいずれの頻度の場合も似ている。阿武隈川では、過去に $1960\text{m}^3/\text{s}$ での洪水被害の事例がある。このIDFカーブからすると、同規模の大きさで約10時間継続する洪水が10年に一度程度の頻度で発生することがわかる。20年に一度の規模では20時間継続し30年に一度の規模では30時間継続し、40年に一度の規模では50時間継続する。また、最大規模の洪水だと $4140\text{m}^3/\text{s}$ である、これは30年に一度発生し継続時間は1時間程度である。

図3-2は図3-1と同じデータを用いて、洪水の強度と頻度の関係を示したものである。この図から、30年に一度の頻度まで洪水の強度は直線的に増加するが、30年に一度から40年に一度の頻度の区間では洪水の規模が変わらないこともわかる。なお、この傾向は、3時間、6時間、12時間のいずれの継続時間の場合も同様である。また、再現期間と洪水の強度との関係には、12時間の継続時間までであれば洪水の継続時間の違いは大きくても $500\text{m}^3/\text{s}$ 程度であり、継続時間の影響は限定的であることがわかる。

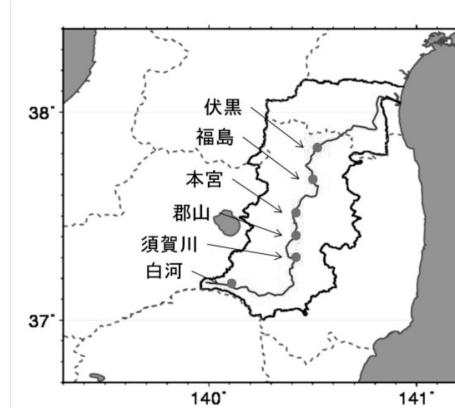


図2 対象流域

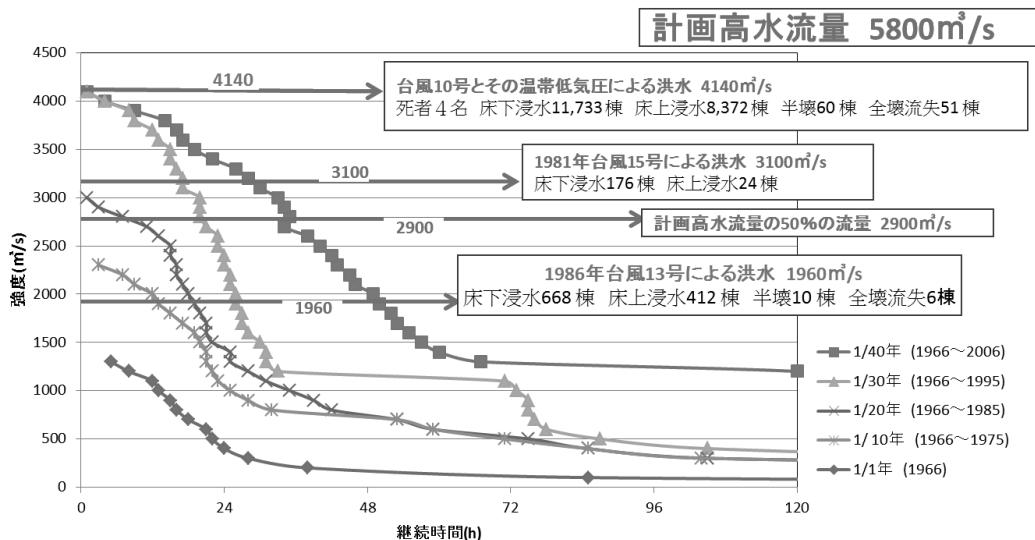


図 3-1 阿武隈川福島観測所における IDF カーブ

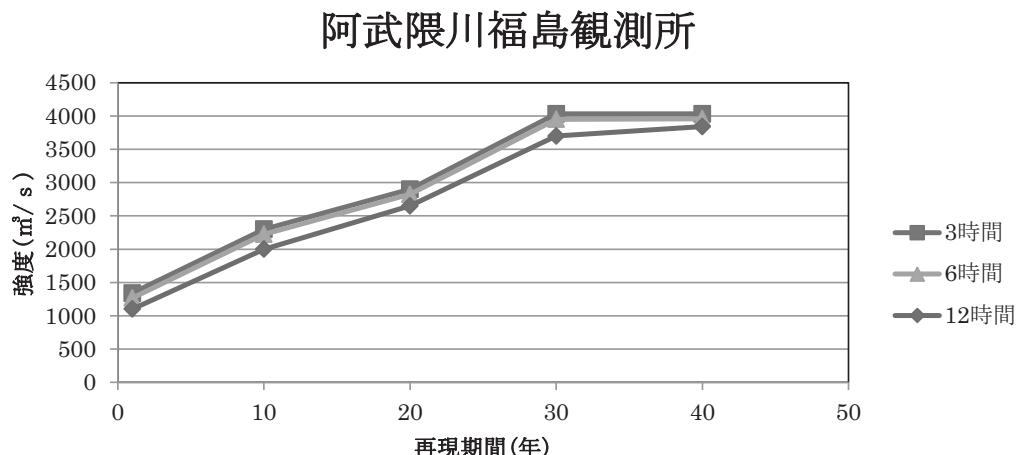


図 3-2 洪水の再現期間と強度の関係

4.2.各観測所の IDF カーブ

以下の図 4-1 から 4-4 は 10 年から 40 年に一度の頻度の洪水を対象とした IDF カーブである。いずれの観測所においても頻度が低くなるほど強度、継続時間ともに大きくなることがわかる。常時の流量が大きい観測所ほど、継続時間が短くなるにつれ指数関数的な強度の増加がみられる。また、年数を経るごとに大きな流量が観測される傾向があるため、どの観測所においても 10 年に一度の流量と 40 年に一度の流量では大きな隔たりがある。

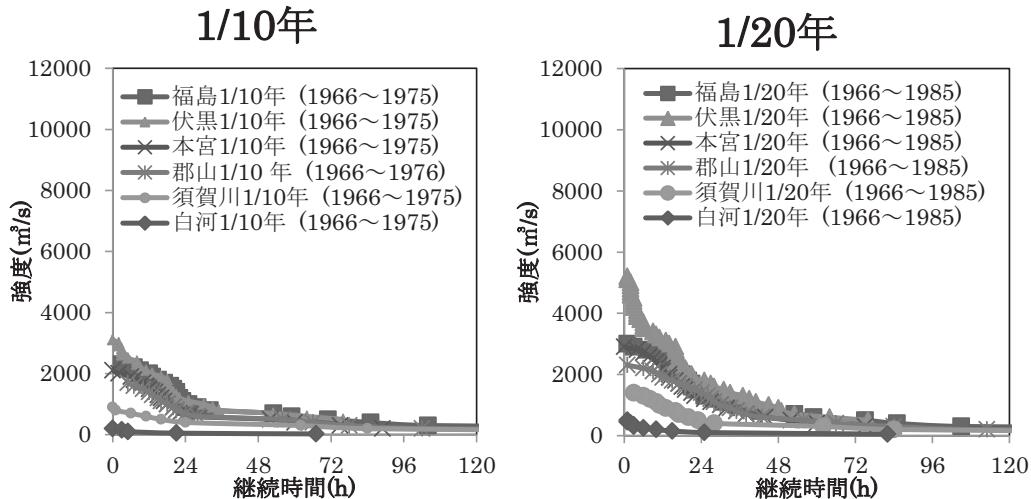


図 4-1 1/10 年における各観測所の IDF カーブ

図 4-2 1/20 年における各観測所の IDF カーブ

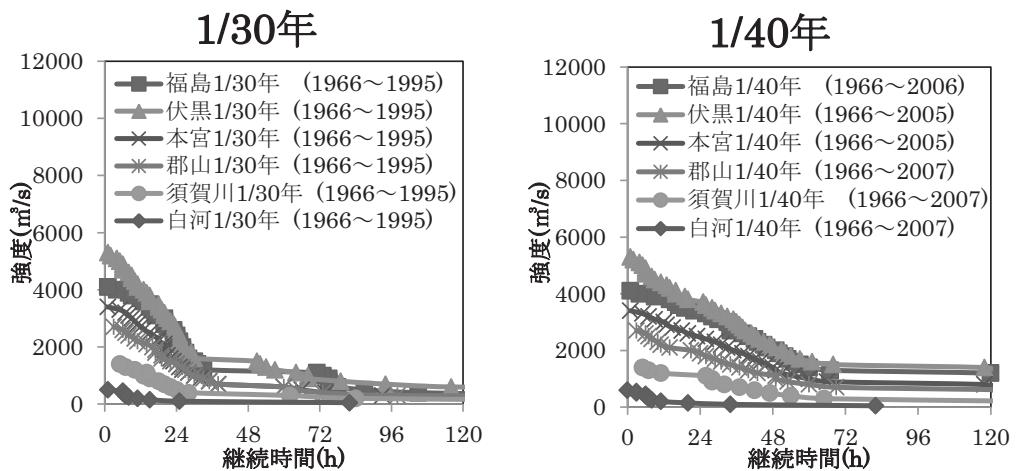


図 4-3 1/30 年における各観測所の IDF カーブ

図 4-4 1/40 年における各観測所の IDF カーブ

4.3. 再現期間と強度の関係

以下の図 5-1 から 5-3 は再現期間と強度を観測所ごとに示したものである。同一の観測所のグラフの形状は似ており設定した継続時間以外でも形状を推測することが可能である。また継続時間が短くなるほど、頻度が小さくなるほど強度は大きくなるが、3~12 時間の継続時間の強度に与える影響は最大で $500 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度であるのに対し、10 年~40 年の再現期間の差の強度に与える影響は最大で $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度であり、10 年~40 年の再現期間の強度に与える影響のはうが大きい。

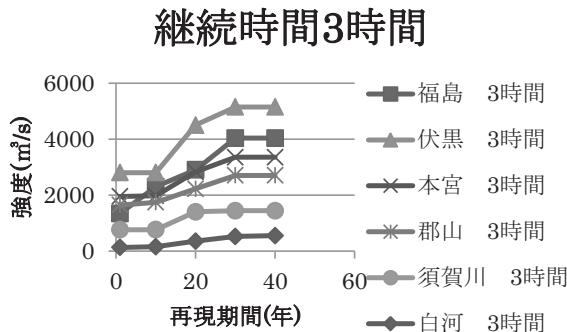


図 5-1 洪水の再現期間と強度の関係 継続時間3時間

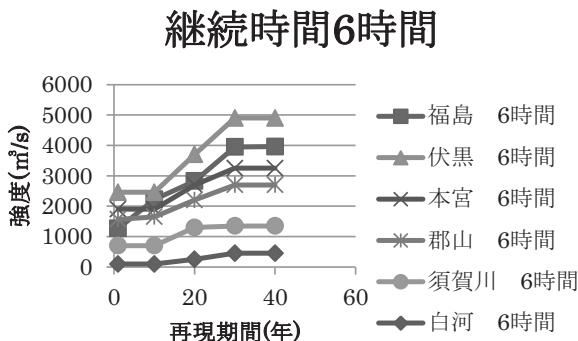


図 5-2 洪水の再現期間と強度の関係 継続時間6時間

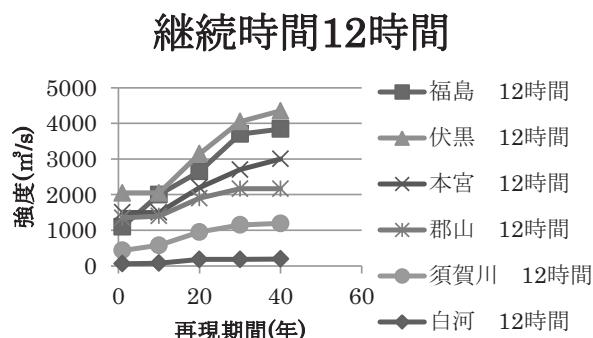


図 5-3 洪水の再現期間と強度の関係 継続時間6時間

5. 結論

本研究は、IDF カーブを用いて洪水の頻度解析を行った。その結果、治水計画を考える上で必要な洪水の規模、継続時間、頻度についての実績データを新しい形で整理しリスクを評価することができた。IDF カーブを外挿することにより、100 年に一度や 200 年に一度の頻度の洪水の強度や継続時間を予測することが可能であ

り、基本高水による治水計画に代わる手法として本手法を利用できる可能性がある。

謝辞

本研究は、環境省環境研究総合推進費 S-8-1(4), JICA/JST 地球規模課題対応国際科学技術協力授業「気候変動に対する水分野の適応策立案・実施支援システムの構築(IMPAC-T)」, 科学研究費補助金(若手研究 B, 21760381), 東京大学統括プロジェクト機構「水の知」(サントリー) 統括寄付講座との共同研究の成果の一部である。また、本研究は国土交通省所管の水門水質データベースを活用した。ここに謝意を示す。

参考文献

- Chow, V. T., Maidment, D. R., Mays, L. W. (1988). *Applied Hydrology*. McGraw-Hill; New York, 572 pp.
葛葉泰久(2007). 九州東部でのIDF カーブ作成と2005年台風14号による豪雨の統計的評価, 自然災害科学, Vol.255, pp.525-540.

2011年新潟福島豪雨による水害特徴

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 中村 光宏

福島大学共生システム理工学類 江坂 悠里

表1 2004年豪雨と2011年豪雨の被災比較

1. はじめに

朝鮮半島から北陸地方北部、東北地方南部に停滞した前線へ日本列島南域に分布した高気圧の暖湿流が流入したこと、2011年7月27日から30日にかけて新潟県、および福島県会津地方で激しい降雨が生じた。この激しい雨を誘因に洪水氾濫、斜面崩壊が頻発し甚大な災害が認められている(以下 平成23年7月新潟・

福島豪雨災害)。降雨の発生形態、および分布状況の酷似より、平成23年7月新潟・福島豪雨災害と比較される豪雨災害事例が平成16年7月新潟・福島豪雨災害(2004年7月12日から13日)である。甚大な被害を与えた豪雨災害の比較は、当時の被災を受けて取り組まれた治水、治山のハード、およびソフト対策の定量、かつ空間的効果の評価を可能にさせ、水害対策としての有効性と課題を抽出させる。

表1は、平成23年7月新潟・福島豪雨災害による消防庁¹⁾、福島県²⁾、新潟県³⁾の被災速報資料を集計したものである。新潟県に関すれば、平成16年7月新潟・福島豪雨災害との比較より床上・床下浸水こそ増加しているものの、その他の災害種別の減少が認められている。降雨状況に差異があるとしても、過去の被災経験を基に人的被害や住宅破損、河川施設の被害が軽減されたことを示唆する。一方、福島県に関すれば、住宅被害に著しい増加が認められるものの、人的被害は平成16年7月新潟・福島豪雨災害と同様の行方不明者1名(原因は土嚢積み作業中の河川への流失にとどまっている)。この背景として、平成16年当時より人的被害回避に特化した対策構造物が整備されていたこと、危険地域に立ち入られないようにするための防災情報、体制が整備されていたこと、または、自らの意思で能動的に危険箇所に接近していく「事故型」犠牲者が少くない¹¹⁾という事例より地域住民が豪雨による災害の特性を事前に熟知していたこと等の様々な要因が推察される。そのため、福島県側の被災に関すれば、平成16年7月新潟・福島豪雨災害事例との比較だけでは、対策の効果を評価しにくい状況にある。そこで、本研究では、平成23年7月新潟・福島豪雨災害による被

本研究では、社会基盤に大きな被害をもたらした平成23年7月新潟・福島豪雨災害における只見川の被災調査を実施すると同時に、平成16年7月新潟・福島豪雨災害のみに特化せずに過去60年間の降水量データ、地誌による既往災害記録、および地形図を利用した災害比較を試み、災害の特徴と被害軽減への影響を評価した。内容として、以下(a)から(c)の取り組みにより、災害比較の解析を行った。これらの調査、解析の結果より、人的被害の軽減効果と今後の課題をまとめた。

種別	細目	単位	2004年豪雨		2011年豪雨	
			只見	金山	只見	金山
降水状況(参考値)	時間最大降水量	mm	50.0	28.0	69.5	31.5
	日最大降水量	mm	325.0	244.0	430.0	204.0
	期間降水量	mm	478.0	544.0	711.0	278.5
人的被害	死者	人	1		0	
	行方不明	人	0		1	
住宅被害	全壊	棟	0		9	
	半壊・一部損壊	棟	0		140	
	床上・床下浸水	棟	98		165	
非住宅施設被害		ヶ所	3		205	
河川施設	堤防決壊	ヶ所	—		1	
	堤防崩落	ヶ所	—		43	
	越流・溢水等	ヶ所	—		—	

- (a) 豪雨災害による調査結果
- (b) 只見川流域の降水状況と豪雨災害の検証
- (c) 地形図比較による地形、社会の変遷解析

2. 只見川の概要

只見川は、国立公園として指定されている盆地状高原の尾瀬を水源とし、大局的に南西から北東方向へ屈曲しながら流下する延長145km、流域面積2,729km²の阿賀野川最大支流である。伊南川は、福島県と栃木県の県境を水源とする延長80km、流域面積1,050km²の只見川支流であり、只見町で本川と合流する。流域内は、越後山脈に属する起伏量200m以上を呈した急峻な斜面にかけられた谷底地形を呈する。谷底地形の河岸の狭い範囲で段丘面が分布し、人口と資産が集中し、段丘面の背面の急峻な斜面には沢地形が数多く発達する。こうした地形特徴より、只見川流域は、本川からの洪水だけでなく、背面の沢群からの出水、および土砂流出も懸念される災害ポテンシャルの高い地域と解釈できる(図-1 参照)。また、流域の特徴として、地形的に急流であること、気候的に年降水量2367.6mm(1981年から2010年のAMeDAS観測所只見の平年値)の多降水地帯、特に日本有数の豪雪地帯であることが挙げられる。これらに示される高低差の大きい河川縦断形状と豊富な水量が水力発電に適することから、1950年より只見特定地域総合開発計画が施行され、水力発電用ダムの建設が進められた。こうした背景より、只見川流域内には11箇所のダム施設と13の発電施設が断続的に分布する。

3. 現地調査

平成23年7月新潟・福島豪雨災害における被災状況を把握するため現地調査を実施した。

現地調査結果の位置関係を図-2 洪水被害平面図と、図-3、橋梁被害平面図に示す。現地調査により確認された只見川流域の主たる甚大な被害は以下の(a)から(c)である。

- (a) 洪水氾濫による家屋流出・損壊、浸水被害
- (b) 土砂流出、流木等の漂流に伴う橋梁流出と交通網の寸断、および発電用ダムの損傷
- (c) 斜面崩壊による被害

項目(a)に関して、特に顕著な被害の認められた地域は、本名ダムより上流から只見川と伊南川合流の区間である。金山町では本名、越川、横田地区、只見町では叶津地区に全壊家屋が集中する。金山町の本名、越川地区は、地形的に只見川の狭窄部、かつ橋梁流出の集中した位置に存在している。橋梁流出した周辺の形跡から橋台付近に家屋や流木、船舶等の漂流物の堆積が認められており、痕跡より漂流物の一時的な堆積とともに河川が閉塞され氾濫域が拡大した過程が示されている。加えて、河道閉塞から橋梁流出に至っているため、漂流物が多量の流下したことでも全壊家屋の被災を増加させたと要因と推測される。また、いずれの集落とも後背に

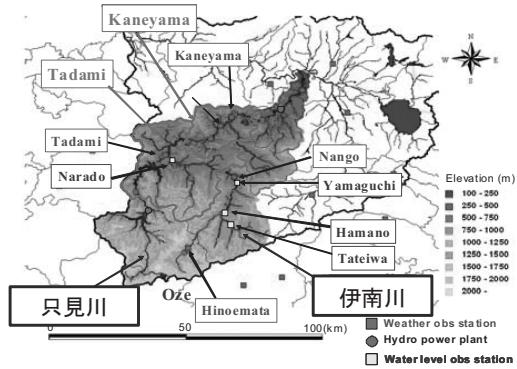


図-1 只見川流域図

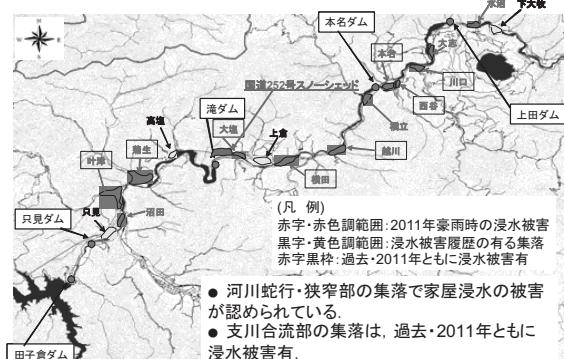


図-2 洪水被害平面図

流域内でも有数の集水面積の大きな沢地形が形成されている共通点をもつ。そのため、本川の河川流量増加に伴う洪水の他に沢地形からの表流水の影響が被害増加を助長していることが示唆される。なお、金山町の本名、越川地区以外の全壊家屋周辺にも直径の大きな流木や車両の漂流痕跡が残されている。こうした狭窄部、沢地形に関わる痕跡から、洪水氾濫による全壊家屋に至る過程として漂流物の影響が指摘される。只見川、伊南川河岸沿いに限定した浸水家屋に関しては、多くが水深2.00m以内にとどまり、2階まで浸水した家屋は認められない。そのため、全壊しない限り、2階に退避すれば人災を免れることが可能と解釈できる。

項目(b)に関するれば、前述の洪水氾濫に示すとおり漂流物による被害が多く認められており、只見川を沿って分布するJR只見線、国道252号等の交通網において多数の橋梁流出と破損、およびスノーシェット破損が認められている。これら被害による交通網

の損傷に加え、山間部であり迂回路も少ないとおり、只見川流域内では、豪雨時に孤立集落が続出した。被災時には、計14集落の住民547名が自衛隊、消防防災ヘリコプターにより救出された。また、交通網にとどまらず水力発電ダムでも被害が認められており、氾濫に伴う発電所自体の浸水、水力発電ダムの自体の損傷、および取水口、放水路への漂流物堆積より発電不能に至っている施設が多く存在する。運転復旧まで半年から2年と見込まれるダムもあり、水力発電被害により約95万kw電力供給の影響が見込まれている⁴⁾。

項目(c)に関して、流域内に斜面崩壊現象は多く認められている。全体的な傾向として、金山町、只見川を流下する只見川周辺では山岳地の標高の高い斜面、伊南川では河岸沿いの段丘に接する斜面において崩壊現象が認められる。そのため、伊南川周辺では斜面崩壊による直接的な被害が存在し、熊倉地区では土砂流出に伴い埋没した家屋も確認された(写真1 参照)。斜面崩壊により流出された土砂は細礫が多く、所々で径80cmの岩塊も存在する。形状はほぼ角礫状であり、沢に存在していたものではなく、斜面崩壊して間もない土砂が多大な量の表流水とともに流下した状況を示している。角礫、岩塊は概ね表層土砂と火山礫凝灰岩で構成されている。なお、この被災人家の後背には治山ダムが施工されており、ダムを乗り越えて土砂が流出した様相を示している。ダムには巨礫が多く分布し、ダムにより被害が軽減されている状況も示されている(写真2 参照)。

4. 降雨と推移の検証

図-4に河川水位、および24時間降雨量の推移と、気象警報、避難指示時間を記載したグラフを示す。なお、河川水位はダム操作の影響の少ない出水を示す伊南川流域内の観測所の値を図化している。

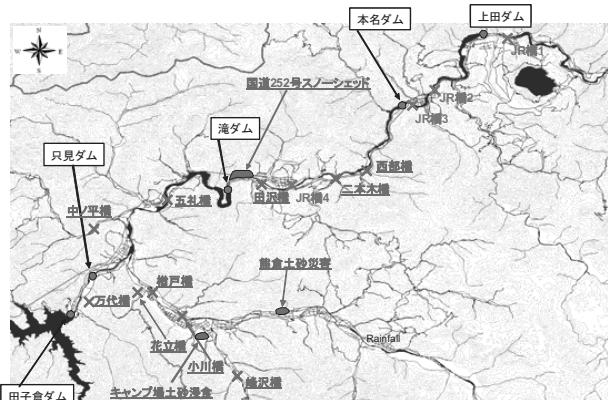


図-3 橋梁被害平面図



写真1 埋没家屋

AMeDASによる観測速報値によると只見川流域内では、2011年7月27日5:00から7月30日14:00まで断続的に降雨が認められ、只見観測所で7月29日19:00に最大時間降雨量69.5mm、金山観測所で7月28日15:00に最大時間降雨量31.5mmが記録された。データ精査に伴う欠測値の記録された観測地点も存在するが、只見観測所で期間降雨量711mm(7月

27日5:00から7月30日14:00)、金山観測所で期間降雨量278.5mm(7月27日5:00から7月29日21:00)も記録されており、只見町を中心に激しい雨が認められていたことが推察できる。福島気象台の災害時気象資料¹⁶⁾を参考にすれば、只見川流域の西部側山岳地域を極大降水量の発生地点とする降雨空間分布が示されており、特に只見川流域の被災集中域は、期間降雨量350mm以上(7月27日13:00から7月30日24:00)で包括されている。また、只見観測所で記録された24時間雨量527mmは、平成23年7月新潟・福島豪雨により被災の認められた地域で最大の降雨量となっている。24時間降雨量の推移からは、金山町と只見町で最大降雨量を示す時間の異なりが認められており、金山観測所で7月27日2:00、只見観測所で7月30日7:00にピークが認められる。また、只見観測所の24時間降雨量の推移に関しては、降雨量増加の中で7月29日21:00と7月30日7:00にピークが認められている。24時間降雨量では、空間分布と降雨発生状況の影響に伴い流域内でもピーク分散する特徴が示されている。河川水位の時間的な推移をみると、河川水位のピークが概ね7月29日19:00から22:00に記録されている。この時間は只見町で最大時間降雨量の記録された時間と概ね一致し、降雨強度の大きな時間の降雨が表流水として河川へ流出され増水した過程が示唆される。降雨の空間分布と降雨発生状況により24時間降雨のピーク分散が認められているが、河川水位でも同様にピークの分散が記録されている。

激しい降雨と河川増水による危険回避のため金山町、只見町で避難勧告がなされている。只見町では29日17:30に町内全体へ避難勧告が発令された。また、金山町では29日18:35の西谷地区にはじまり6箇所の集落で勧告が発令された。発令の時間帯は河川水位のピークの認められている19:00の1時間から1時間半前である。なお、只見町被災地に側近する榎戸水位観測所のデータを確認すると、水位ピーク時間と避難勧告時間の1時間半の間に0.43mから0.85mの水位差が認められている。現地調査による家屋痕跡から確認された浸水深2.00m以内という状況を参考にすれば、近隣住宅の配置や沢地形からの出水の影響もあり誤差も生じるが、概算で避難勧告時には最大1.15mから1.53m程度の浸水深が推計される。既往研究では水深・身長比0.8以上だと流速0m/secでも歩行することは難しいことが示されている⁵⁾。特に災害時要援護者の多い当該地域では水深に対して歩行可能者となる対象者が少ないこと、現地調査の漂流物の状況より流速0m/secであることは考えにくいことから、避難勧告時と同時に避難行動したとは想定できないと推測される。人的被害の軽減された背景に対しては避難勧告だけではなく、経験に培われた地域住民の災害認識や補完的な事前の対策と対応、当該地区に存在する水力発電用ダムによる出水制御による水位ピークの遅延や制御の効果、もしくは、河川水位のピーク分散状況から既に最初の水位ピーク時に避難体制が準備されていたことも推測される。ただし、現状では水力発電用ダムの流入、放流量や緻密な水位のデータ更新、取得されていない状況である。そこで、経験に基づく地域住民の災害認識や補完的な事前の対策、対応に焦点を当てた解析を進めた。

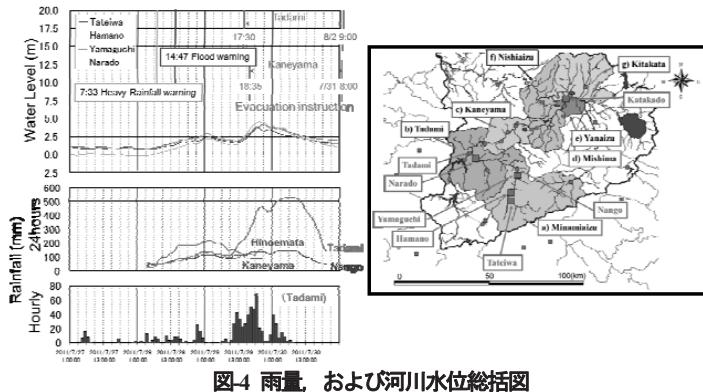


図4 雨量、および河川水位総括図

5. 降雨と推移の検証

只見町、金山町の過去60年間の降水量データ、只見町史⁶⁾、金山町史⁷⁾による既往災害記録を参考に検証解析を行った。降水量データに関する限り、AMeDAS(1976年以降)、および福島気象観測台に保管された(1976年以前)を利用した。1976年以前の気象観測所は、只見を田野倉ダム、金山を川口小学校とするため、現在の気象観測所と異なる位置に設置されていた。また、データ取得技術も現在と異なる。そのため、前述したとおり降雨量についてあくまで参考値として捉えることに留意しなければならない。図-5は洪水氾濫などの水害の認められた豪雨災害イベントと降雨発生期間の累積降雨量と日降雨量の関係を示したものである。只見町、金山町ともに1976年以降で平成23年7月新潟・福島豪雨災害に匹敵する降雨量を示す豪雨災害イベントは平成16年7月新潟・福島豪雨災害と、2004年7月16日から18日かけて生じた平成16年7月新潟・福島豪雨災害があげられる。しかしながら、1976年以前に関しては、累積降雨量のみに着目すれば、平成23年7月新潟・福島豪雨災害や平成16年7月新潟・福島豪雨災害等に匹敵する降雨量を示した豪雨災害イベントは数多く認められている。特に1960年から1970年の間に高い頻度で発生している。これらに残される災害イベントについて、双方の災害地誌に既往災害記録が残されている1969年8月7日から11日の昭和44年会津豪雨の被災状況を示す。なお、昭和44年会津豪雨発生時の累積降雨量(参考値)として、只見町で4日間降雨量450mm、金山町で4日間降雨量353mmが記録されている。なお、昭和44年会津豪雨時には、平成23年7月新潟・福島豪雨災害に記録されていない土石流による人的被害も含まれているが、死者9名に達した記録が残されている。また、平成23年7月新潟・福島豪雨災害時以上の住宅被害も認められている。こうした調査からも約40年前に只見町、金山町の集落は被災を経験していたことを示している。また、只見町、金山町の65歳以上の高齢者割合から被災を体験していることも有力である。また、これらの結果は昭和44年会津豪雨と平成23年7月新潟・福島豪雨災害の間に豪雨対策に関する対策、対応が施されていた可能性を示唆する。

6. 地形図比較による地形変換解析と造成の効果

地誌による被災状況の記録より、只見川地域における住民の災害認識や補完的な事前の対策、対応が示唆される。また、こうした推測に加え、現地調査を通じて、集落毎に共通して認められる地形構造が認められている。只見川流域では、比高2.00mから2.50mの土留擁壁を伴う宅地盛土が多く、斜面の山裾に張り出すように造成されている状況が確認されている。前述に示すとおり、洪水氾濫による全壊家屋、床上・床下浸水等の家屋被害は河岸沿いに集中する。ただし、宅地盛土に関しては概ね住宅被害の回避が確認されている。また、現地調査より認められる洪水痕跡や参考として推計した水位変動より、比高2.00mから2.50mの宅地盛土は洪水氾濫の回避を可能にするものである。こうした宅地盛土造成の背景として、当該地区が豪雪地域であることも影響しているものの、昭和44年会津豪雨による経験の反映も推察される。地形変換の状況を明らかにするため、新

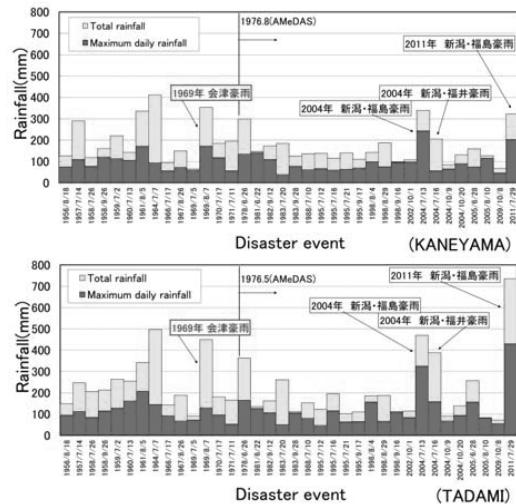


図-5 只見町、金山町雨量履歴データ

旧の国土地理院発行の2万5千分の1地形図を利用し、地形変化の解明を試みた。2万5千分の1地形図は、昭和40年測量結果より作成されており、修正を重ねながら現状の情報と整合が取れるように改正されている。そのため、巨視的であるものの地形改変の変遷を理解できる資料になる。図-6に只見川、伊南川河川沿いで地形改変された地点を示す。地形図の精読より昭和40年以降に15の集落で地形改変が行われていることが明らかにされた。時代経過としても昭和44年会津豪雨の被災を基に宅地盛土が造成されたこと可能性をもつ。

住民へのヒヤリングによると、町から供給された無線器より避難勧告を時間差なく聴取することができたが、高齢であるため思うように自主的な危険回避行動が困難であったこと、自主行動を補うための近隣住民の協力があったこと、洪水氾濫を回避しやすい住宅が特定したことなどの情報を多く聞く。こうした情報や各調査の検証より、洪水氾濫の経験による地形改変や体験に基づく地域の連携と、短時間での移動を可能にする領域に洪水氾濫の影響のない宅地が存在していたことも平成16年、および平成23年新潟・福島豪雨災害の人的被害防止に繋がっていると評価できる。

7. おわりに

只見川流域の只見町、金山町における平成23年7月新潟・福島豪雨災害による被災現地調査と既往災害事例を比較し、水害の特徴と軽減に関与しうる要因を定性的に明らかにした。結果として、家屋全壊には漂流物が影響していること、既往災害の経験に基づく地形改変や地域連携対応が被害軽減に関与した可能性を明らかにした。

謝辞：本研究は、土木学会新潟・福島豪雨災害緊急調査団(代表者：玉井信行)より遂行された。また、研究の遂行において環境省の環境研究総合推進費(S-8)(代表者：三村信男)の支援を受けた。データに関して、福島地方気象台、福島県土木部より資料の提供を受けた。

参考文献

- 1) 総務省消防庁：平成23年新潟・福島豪雨(第9報), [http://www.fdma.go.jp/bn/data/平成23年新潟・福島豪雨\(第9報\).pdf](http://www.fdma.go.jp/bn/data/平成23年新潟・福島豪雨(第9報).pdf), Cite viewed 2011/12/31.
- 2) 福島県：wwwcms.pref.fukushima.jp/download/1/201107gouu-higai, Cite viewed 2011/09/29.
- 3) 新潟県：平成23年新潟・福島豪雨に関する情報, <http://www.pref.niigata.lg.jp/bosai/H23gouu.html>, Cite viewed 2011/12/31.
- 4) 東北電力：水力発電所の復旧状況について(第3報), http://www.tohoku-epco.co.jp/news/normal/1183501_1049.html, Cite viewed 2011/12/31.
- 5) 中山大地、森永大介、松山洋：洪水氾濫シミュレーションに基づく避難経路の歩行可能評価、地学雑誌, Vol.117/No.2, pp.424-438, 2008.
- 6) 只見町史編さん委員会：只見町史 第2巻、只見町, pp.1029, 1998.
- 7) 金山町史出版委員会：金山町史 上巻、金山町, pp.539, 1974.

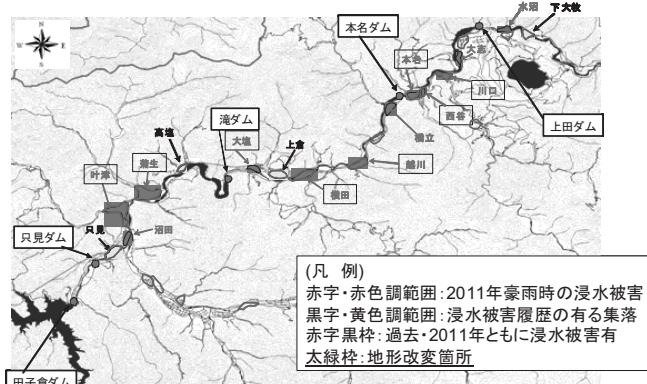


図-6 只見町、金山町地形改変平面図

汀線位置変動からみた地球温暖化*

秋田大学 松富 英夫
秋田大学 稲葉健史郎

1.はじめに

図-1に示す秋田市の雄物川河口からにかほ市の平沢漁港まで、延長約45kmの秋田県南部海岸の汀線位置変化を1991年8月以来、月に2度(2005年1月からは月に1度)の頻度で現地調査している(松富ら、2008)。最近、月に1度と調査頻度を減らしたためかもしれないが、調査毎の汀線位置変化量が大きくなつたように感じる。そこで、本研究は、20年以上も汀線位置変化データが蓄積されたこともあり、5年間毎にデータを区切って、それらの分散(=移動平均値との差の自乗平均)、標準偏差、変動係数を評価し、調査頻度の汀線位置変化量への影響や汀線位置変動から見た秋田県南部海岸の地球温暖化の傾向について論じる。

2.現地調査と解析方法

汀線位置変化の調査点(以下St.と略記)を図-1に示す。図中の数値は調査点番号で、s付きは写真撮影を行う調査点であることを示す。汀線位置変化の評価は各調査点に設けた基準点(杭)から汀線までの距離測量に基づいている。汀線位置は移動汀線の平均位置と定義しており、この汀線位置に対して潮位やwave setup、地殻変動の補正是行っていない。

汀線位置変動の分散や標準偏差を評価するときの汀線位置の変動量は移動平均値からの差と定義した。移動平均値を算出するデータ個数は3, 5, 7, 11個の4通りを採用した。

3.汀線位置変動

3.1全データの場合

汀線位置 Y (実線)とその5個移動平均値(太実線)、変動量(移動平均値との差の絶対値)の経時変化例を図-2に示す。全データを表示しており、調査期間の途中から海中構造物を設置(1992年5月に人工リーフの設置工事を視認)したSt.4を除き、近傍海域に海中構造物がない調査点のものである。St.4における初期の汀線前進(Y の増大)はこのためである。

これらの調査点での汀線位置変動量(正負を考慮)の標準偏差 σ の例を図-3に示す。図から、移動平均個数が増えるにつれて、標準偏差が大きくなることが判る。また、全体的に、時間の経過とともに、標準偏差が増加傾向にあることが判る。

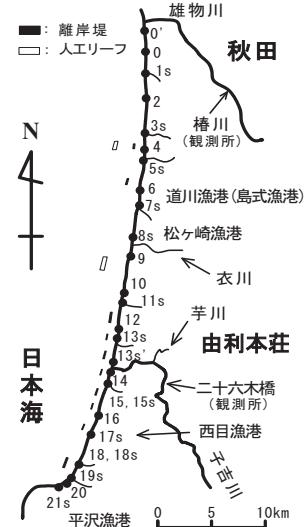


図-1 対象海岸と調査点

* Trend of Global Warming from the Viewpoint of Shoreline Position Fluctuation on the Akita Southern Coast by Hideo MATSUTOMI and Kenshiro INABA

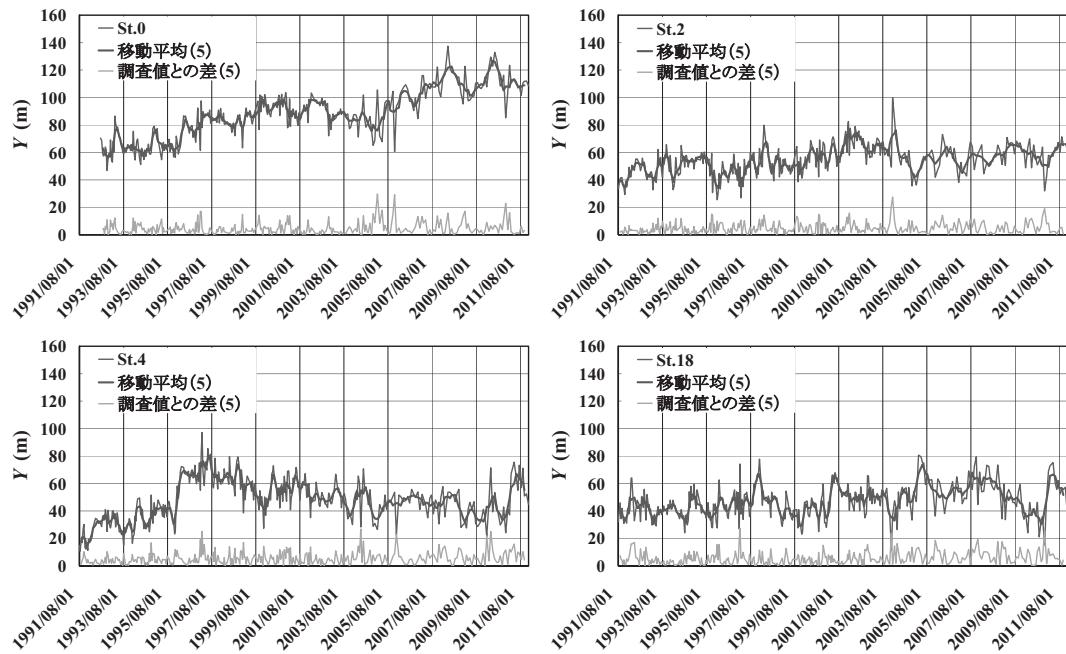


図-2 汀線位置 Y とその 5 個移動平均値, 変動量(移動平均値との差の絶対値)の経時変化例(全データ)

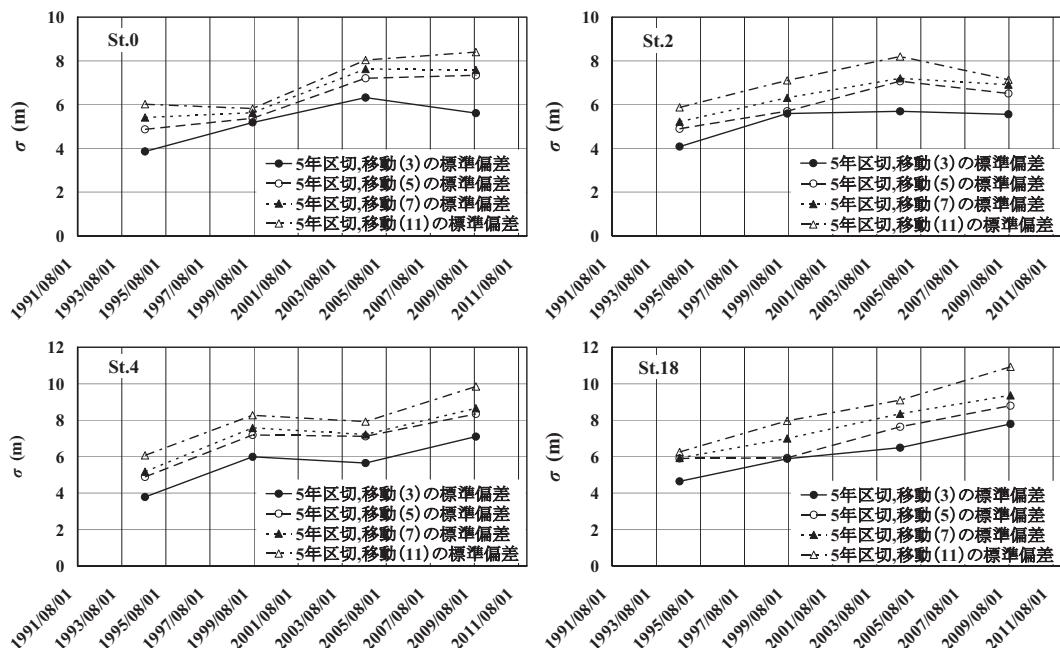


図-3 汀線位置変動量(移動平均値との差)の標準偏差 σ の例(全データ)

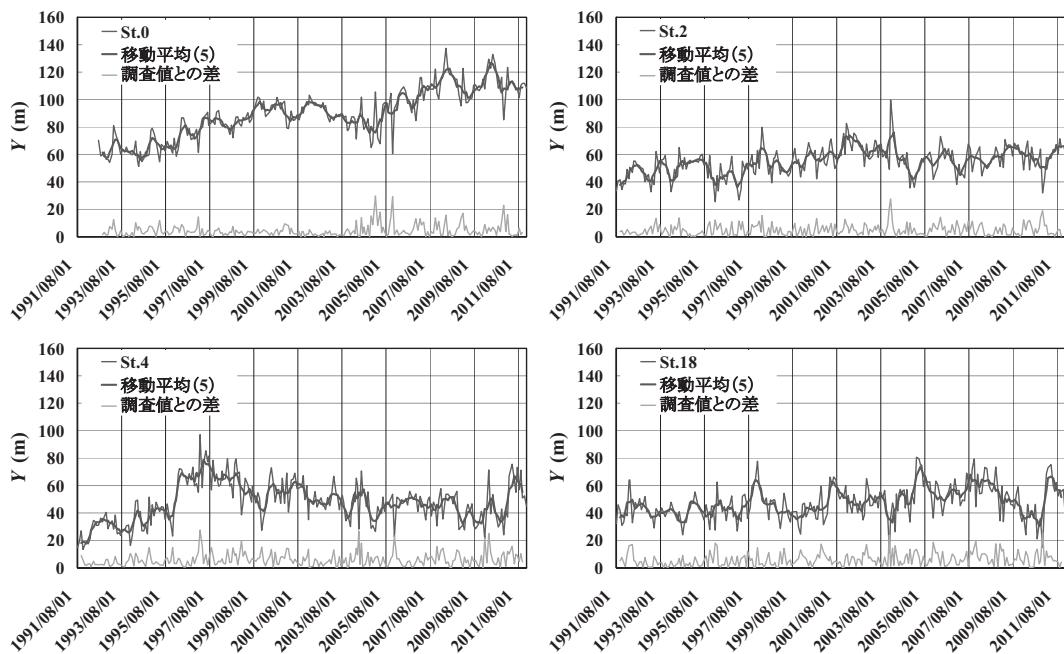


図-4 汀線位置 Y とその 5 個移動平均値、変動量(移動平均値との差の絶対値)の経時変化例(月 1 回のデータ)

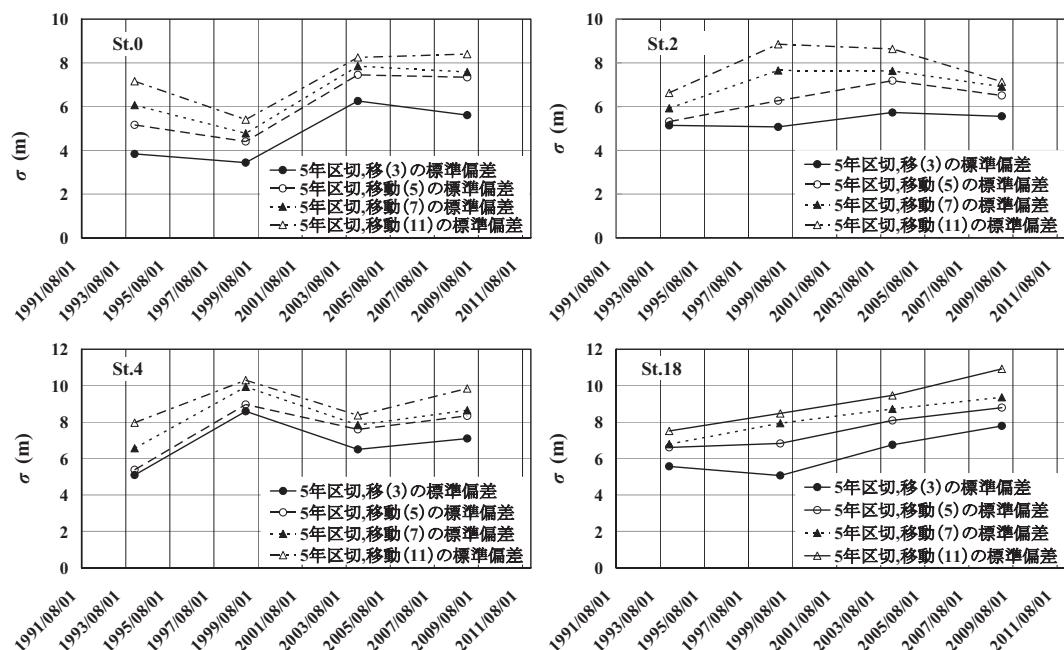


図-5 汀線位置変動量(移動平均値との差)の標準偏差 σ の例(月 1 回のデータ)

表-1 汀線位置変化の絶対変動量、最大変動量、標準偏差と変動係数

調査点	絶対変動量 (m)	最大変動量 (m)	標準偏差 (m)	変動係数	調査開始 年月日
St.0'	68.1	-49.8	4.8	0.10	2002.04.28
St.0	90.6	-44.0	7.3	0.17	1992.07.13
St.2	74.4	-64.2	6.5	0.10	1991.08.01
St.4	86.4	-32.0	8.3	0.26	1991.08.01
St.6	222.3	85.8	12.7	0.15	1991.08.01
St.6'	65.9	-41.2	8.1	0.20	1998.05.10
St.9	59.1	28.5	6.2	0.22	1991.08.01
St.14	75.7	44.9	6.1	0.14	1991.09.13
St.15	67.8	-30.4	6.3	0.21	1991.08.01
St.16	48.9	-27.1	3.9	0.14	1991.08.01
St.18	69.4	35.1	8.8	0.25	1991.08.01

3.2 月1回のデータの場合

月1回調査とした場合の汀線位置 Y (実線) とその5個移動平均値 (太実線), 変動量 (移動平均値との差の絶対値) の経時変化例を図-4に示す. また, これらの汀線位置変動量 (正負を考慮) の標準偏差 σ の例を図-5に示す.

図-3と5の比較から, 調査実施間隔が長くなるにつれて, 標準偏差がやや大きくなる傾向が認められる. また, 調査期間を通じて調査実施間隔が同じである図-5においても, 全体的に, 時間の経過と共に, 標準偏差がやや増加傾向であることが判る.

表-1に各調査点における汀線位置変化の絶対変動量, 最大変動量, 標準偏差と変動係数を示す. ここで, 絶対変動量はこれまでの汀線の最大前進位置と最大後退位置の差, 最大変動量とは調査毎の変動の最大値のこと, 負値の太字は汀線後退時に得られたものであることを示す. また, 標準偏差は直近の5年間(2007年~2011年)のものを示している. 表から, 秋田県南部海岸における変動係数 (=標準偏差/最大変動量) は0.10~0.26程度であることが判る. また, 近傍に海中構造物があるからといって, その汀線位置変動への影響は明確ではない.

4. おわりに

秋田県南部海岸における汀線位置変化の現地調査・解析を通して, 次の結果が得られた.

- ①汀線位置変動の標準偏差 σ は, 全体的に, 時間の経過とともにやや増加傾向である. これは地球温暖化によるものかもしれない.
- ②汀線位置の変動係数 (=標準偏差/最大変動量) は0.10~0.26程度である.

謝辞:現地調査にあたり, 本学卒研生 栗原航と山口枝里子両君の助力を得た. 謝意を表する.

参考文献

松富英夫・近藤洋平・木村太一・田中 仁: 雄物川河口域海岸線の長短期的な変化動向について, 海岸工学論文集, 第55巻, pp.636-640, 2008.

日本の5海岸における過去100年間の砂浜侵食特性と 気候変動による100年後の侵食予測

東北大大学工学部 吉田 悅

東北大大学院工学研究科災害制御研究センター 有働 恵子

東北大大学院工学研究科災害制御研究センター 真野 明

1. はじめに

地球温暖化による熱膨張や氷河融解などを主たる原因とした海面上昇が懸念されている。21世紀末には、世界の平均海面水位は18–59cm上昇すると推定されている（IPCC, 2007）。北太平洋海洋モデル（NPOGCM）を用いて算定された、温室効果ガス排出量の将来変化シナリオ（IPCC, SRES A1B シナリオ）に基づく気象庁の計算結果によれば、日本近海の100年後の平均海面上昇量は9–27cm上昇すると推定されており、さらに氷河融解によって年平均1.2mm/year海面上昇に寄与することが推定されている。一方で、台風の大型化などによる暴風時の波高の増大など、気候変動による波浪特性の変化が懸念される。日本の気候変動による海岸侵食予測については三村ら（1994）以降なされていないこともあり、100年後を予測することは喫緊の課題である。予測には海面上昇量や波浪だけでなく、海岸侵食における地域特有の影響因子や傾向を考慮する必要があり、100年後の侵食予測量がどの程度であるか、どのような影響を及ぼすか議論する必要がある。そこで今回の研究では、日本の5つの海岸について地図を用いて過去100年間の砂浜侵食特性を調べ、気候変動による100年後の侵食予測を行う。

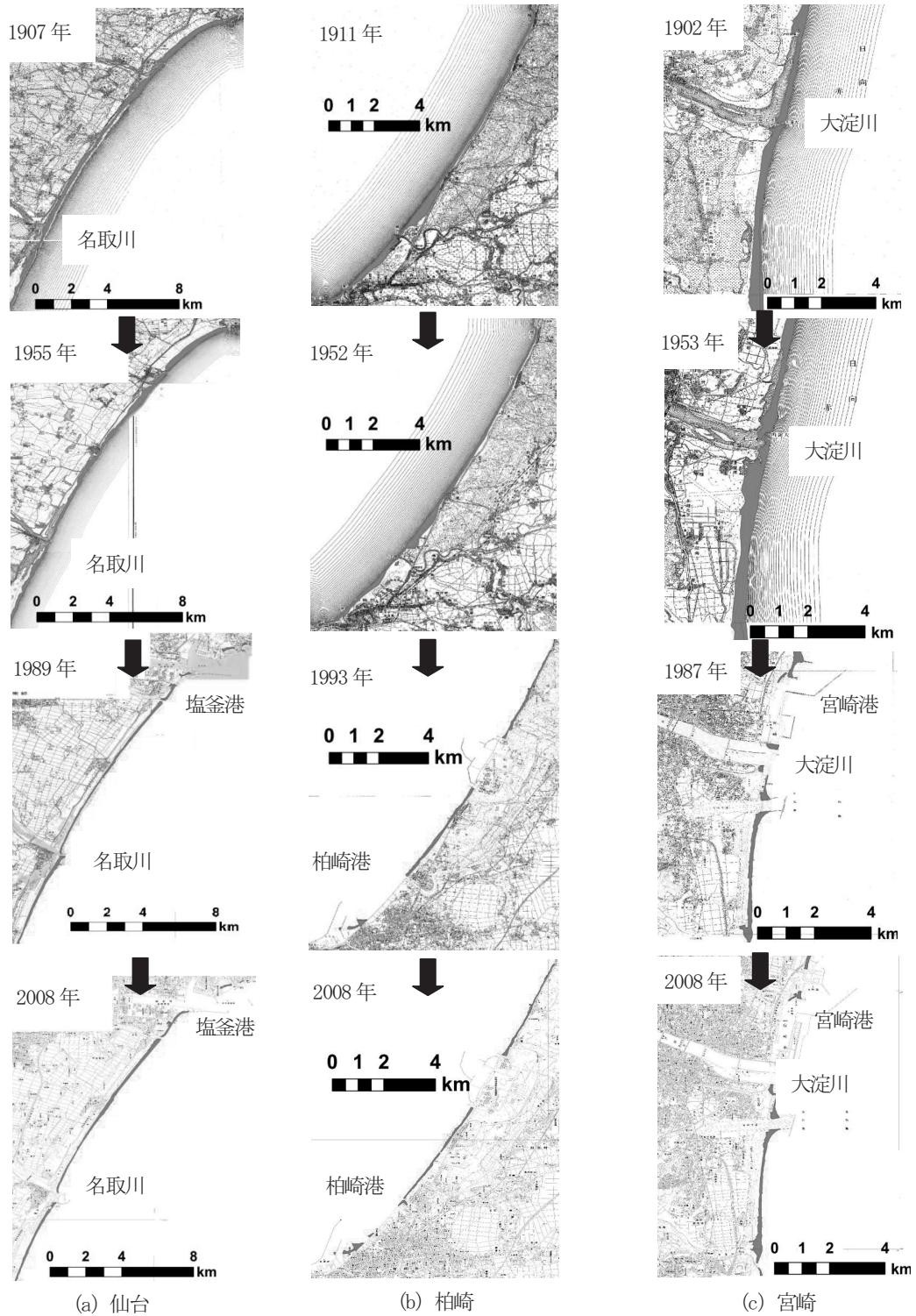
2. 解析方法

調査対象地域は、平面地形データが入手可能であった仙台、新潟、柏崎、高知、宮崎の海岸である（図1）。これらは海岸侵食が顕著な海岸である。岸田・清水（2000）が1900、1950、1990年頃の旧版地図から抽出した調査対象地域の砂浜領域と海岸線に加えて、最新（2008年頃）の1/25000地図から新たに抽出した砂浜領域と海岸線を使用し、砂浜面積を海岸線の長さで割ることで砂浜幅を求め、過去100年間の砂浜侵食特性を調べた。図2に地図を用いた調査対象海岸の過去100年の砂浜変化を示す。図中の赤色の部分が砂浜である。



図1：調査対象地域

*Century-scale Shoreline Change and Future Forecast of 5 Japanese Beaches, Tohoku University School of Engineering by Jun Yoshida, Disaster Control Research Center Tohoku University by Keiko Udo and Akira Mano.



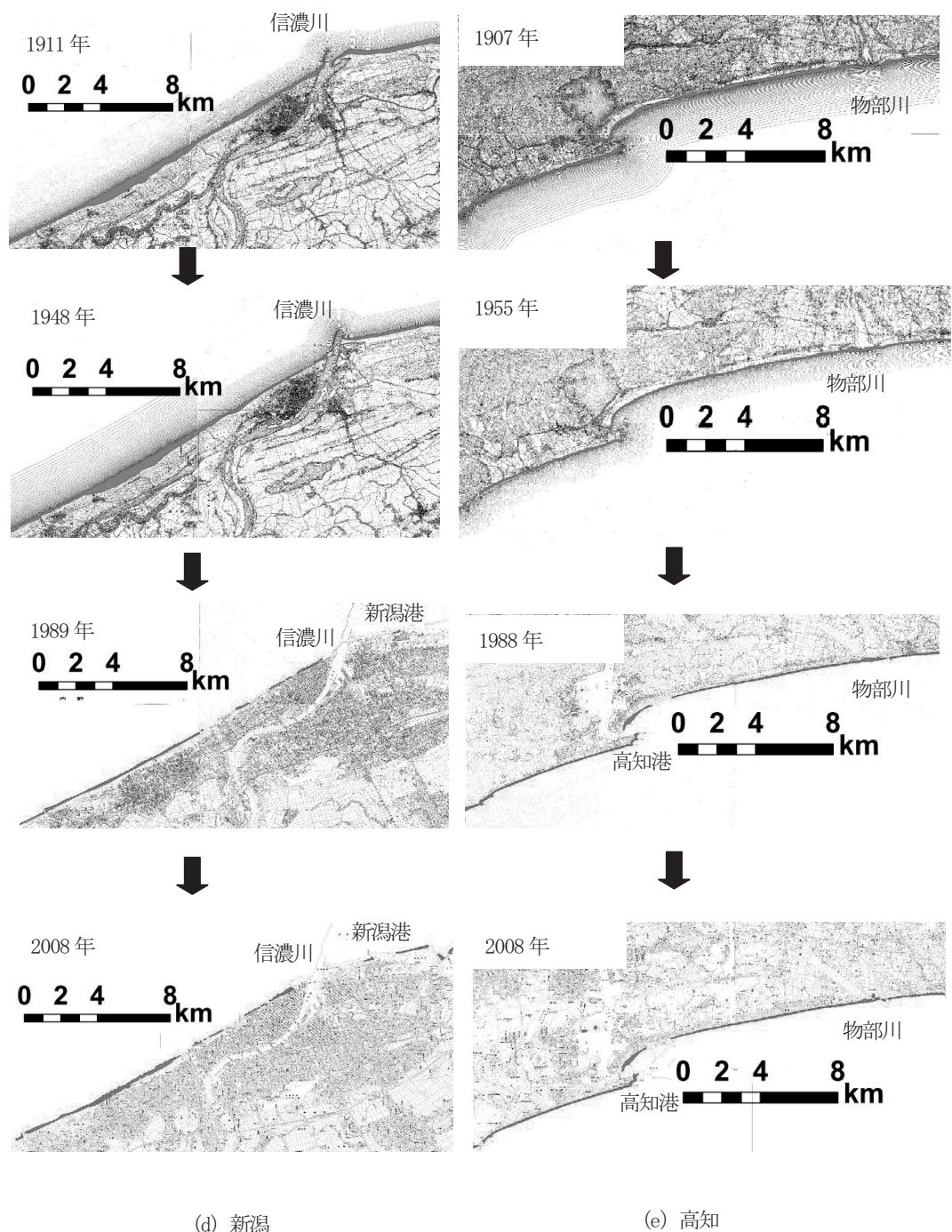


図2：調査対象海岸の過去100年間の砂浜変化 (a) 仙台, (b) 柏崎, (c) 宮崎, (d) 新潟, (e) 高知

次に、海面上昇による砂浜侵食量の予測方法について示す。砂浜侵食量は、三村ら（1994）と同様にBruun則を用いて推定した。Bruun則では、砂浜は閉鎖的な物質移動システムとして作動し、砂浜と沖の2次元断面は長い間平衡な状態を保っていると仮定し、その平衡断面地形は式(1)で表される。

$$h_* = Ay^{2/3} \quad (1)$$

h_* は水深 (m), A は海浜断面係数, y は沖方向の距離 (m) 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(2002)によってその関係性が整理されている。この平衡断面地形は、海面上昇が起きたとき式(1)の形状を保ちながら海面上昇量分上方へ移動するとともに陸側にも移動し、汀線が後退すると仮定されている。この海面上昇量と汀線後退量の関係が導かれた式がBruun則であり、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_* は土砂移動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Hallemeier (1978) による式(3)を用いて算定する。

$$h_* = 2.28H_m - 68.5\left(H_m^3/gT_m^3\right) \quad (3)$$

H_m は最大有義波高 (m), T_m は最大有義波周期 (s), g は重力加速度 (m/s) を表す。 W_* は式(1)の粒径により与えられる A と式(3)より算定される h_* を代入して求められる y で与える。 B_h は、武田・砂村 (1983) の式(4)を用いて算出する。

$$B_h = 0.125H_b^{5/8}\left(gT_s^2\right)^{3/8} \quad (4)$$

H_b は H_s に対する碎波波高 (m), H_s は平均有義波高 (m), T_s は平均有義波周期 (s) を表す。 H_b は砂村 (1983) の式(5)により算定する。 $\tan \alpha$ は海底勾配, L_s は年平均有義波波長を表す。

$$H_b/H_s = (\tan \alpha)^{0.2}(H_s/L_s)^{-0.25} \quad (5)$$

以上により海面上昇量、砂浜の粒径、海底勾配、波浪条件から侵食量を推定することができる。

海面上昇量は、NPOGCMによって算出されたAIBシナリオにおける21世紀末までの平均海面上昇量に、氷床融解による海面上昇寄与量 1.2mm/year を加えた値を使用した。波浪条件はナウファスの観測データを使用し、過去10数年の変化傾向が100年後まで続くと仮定して100年後の条件を与えた（年平均有義波高： $-29.7\text{cm}/100\text{years}$ 、年最大有義波高： $95.8\text{cm}/\text{years}$ ）。海底勾配は2009年国土地理院発行の5mメッシュの数値地図から得られる汀線付近の砂浜勾配で与えた。表1に推定に用いた入力データを示す。

表1：入力データ

	粒径 (mm)	海底勾配	海浜断面 係数	年平均有義波+ 100年後のトレンド値		年最大有義波+ 100年後のトレンド値		海面上昇量 (m)
				波高(m)	周期(s)	波高(m)	周期(s)	
				0.62	7.7	5.8	12	0.39
仙台	0.26	0.047	0.12	0.62	7.7	5.8	12	0.39
新潟	0.48	0.066	0.16	0.71	5.7	12	10	0.27
柏崎	0.44	0.064	0.15	0.71	5.7	12	10	0.27
高知	0.90	0.11	0.20	0.45	7.6	10	13	0.32
宮崎	1.00	0.11	0.21	0.86	7.3	8.0	12	0.32

3. 過去 100 年の砂浜侵食特性

図 3 に過去 100 年の汀線変化と 100 年後の侵食予測を示す。1950 年以前は海岸整備がほとんど行われておらず、汀線変化は主に自然作用により生じたと考えられる。いずれの地域においても 1950 年頃から 1990 年頃の間に大きく汀線が後退している。これは、図 2 の 1950 年と 1990 年の砂浜海岸の変化から 1956 年の海岸法制定による海岸整備や、戦後の急速な沿岸開発によるものと考えられる。1999 年の海岸法改正により「防災」だけでなく海水浴などのレ

クリエーションや生態系の維持など海浜の「環境」や「利用」への配慮も重視されるようになつた。1990 年以降は、海岸法によって防災設備が整ったことで概ね汀線は安定する傾向にある。よって 100 年後は、気候変動による海面上昇の砂浜侵食への影響が顕著にあらわれるようになる可能性が高い。

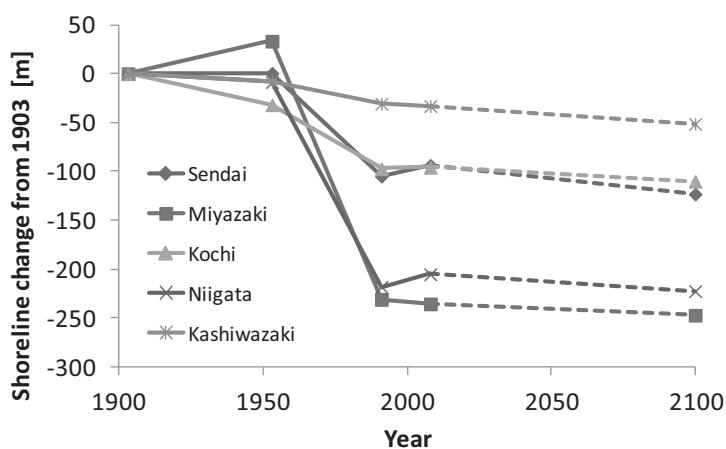


図 3：過去 100 年の汀線変化と 100 年後の侵食予測

4. 気候変動による 100 年後の侵食予測

表 4 に各地域の 100 年後の汀線変化量と 2008 年および 2100 年の砂浜幅を示す。いずれの地域も汀線は後退する結果となった。汀線後退量が最大の仙台は、波高はそれほど大きくないが、勾配が緩やかであることや海面上昇量が日本近海で最も大きいことから汀線後退が著しい結果になった。最小の宮崎は海面上昇量や波浪条件はほかの対象地域と大きな差はないが、勾配が急であり粒径が最大であることから侵食予測では最も値が小さかった。ここで行った 100 年後の予測は、気候変動と海面上昇量のみ考慮した結果であるので、過去の侵食特性を考慮すればより正確な予測が可能になると考えられる。

1999 年の海岸法改正後の「防災」、「利用」、「環境」に重点を置いた海浜管理のあり方から、汀線が 10m 以上も後退することは、現在の砂浜幅を考慮すると社会や生態系に大きな影響を及ぼすものと考えられる。

表 4：100 年後の汀線変化の予測と 2008 および 2100 年の砂浜幅

	仙台	新潟	柏崎	高知	宮崎
100 年後の汀線変化 (m)	-29	-17	-18	-14	-12
2008 年の砂浜幅 (m)	76	76	58	46	70
2100 年の砂浜幅 (m)	37	59	40	32	58

5. まとめ

5 海岸の過去100年の汀線変化は、1900–1950年の期間は主に対象地域固有の自然作用により生じており、1950年以降は海岸法や沿岸開発など人工的な作用により生じていると考えられる。1990年以降は、汀線は安定する傾向にあることから、100年後は気候変動による海面上昇の砂浜侵食への影響が顕著にあらわれるようになる可能性が高い。今回のBruun則を用いた100年後の砂浜侵食予測では、10m以上汀線が後退するという結果になったが、今回使用した日本近海の海面上昇量は、他の海面上昇量の予測値の中でも小さい値を用いており、100年後の海面上昇量は今回の値以上に増大する可能性もあるため、推定結果以上に汀線が後退することも考えられる。

今回行った100年後の予測は、気候変動による海面上昇と波浪変化のみ考慮した結果であるので、今後はさらに過去の侵食特性等を考慮することでより正確な予測が可能になると考えられる。

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。各観測データ整理においては、武田百合子氏にご助力いただいた。ここに記して謝意を表する。

6. 参考文献

- 三村信男, 井上馨子, 幾世橋慎, 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. 1161–1165, 1994.
- 岸田弘之, 清水雅行：海岸情報調査による海岸侵食・堆積の抽出, 海岸工学論文集 第47巻, pp. 681–685, 2000.
- 岸田弘之：新しい海岸制度の幕開け, 土木学会 海岸工学委員会・水理委員会, 2000.
- 堀川清司：海岸工学, 東京大学出版, 1991.
- 宇多高明：日本の海岸侵食, 山海出版, 1997.
- 武田一郎・砂村継夫：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.
- 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-sk/b/ks-jyo/kaisy/dat/sub300.htm>
- 気象庁：IPCC 第4次評価報告書 第5章 観測結果海洋の気候変化と海面水位.
- Bruun, P. : Sea-level rise as a cause of shore erosion, J.Waterways and Harbors Div, ASCE, 88 (WW1), pp.117-130, 1962.
- Dean, R. G : Equilibrium beach profiles : characteristic and applications, Journal of Coastal Research, Vol.7, No.1, pp.53-84, 1991.
- IPCC WG1 : Climate Change – The IPCC Scientific Assessment. Cambridge University Press, 365p, 1990.
- 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, Vol.36, pp.601–647, 2008.
- Hallermeier, R.J. : A profile zonation for seasonal sand beached from wave climate, Coastal Engineering, 4, pp.253-277, 1980.

白石川上流部における水生生物の群集構造に関する現地調査^{*}

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

1はじめに

河川水中の水生生物の空間分布は、出水の前後では変化することが予想される。その変化は、水生生物のサイズや運動能力、さらには周辺環境条件に依存していると考えられる。このため、出水の前後では、水生生物の群集構造の空間分布が変化すると推測される。水生生物の群集構造の距離変化については糠澤ら(2010)が山形県の大井沢川で現地調査を行なっており「地点間の地理的距離と群集相違度 θ には強い相関がある」と述べている。しかし、地点間の距離と群集相違度 θ の関係は大井沢川以外の河川でも成立するのか、については明らかではない。また、糠澤ら(2010)の地理的距離と群集相違度 θ の関係を詳しく見ると、地理的距離が2kmの地点で群集相違度 θ が頭打ちになるように見えるが、この点についても検証されていない。そこで本研究は、出水前後の水生生物の群集構造の空間分布の変化の把握に向けた第1段階として、平水時の水生生物の群集構造に関する現地調査を行い、糠澤ら(2010)の調査では明らかになっていない2つの点について考察した。

2方法

2.1 調査地点

本研究では宮城県南部を流れる白石川を対象流域とした。調査は、七ヶ宿ダムの上流に位置する6地点において行った(図-1)。

2.2 水生生物のサンプリング

水生生物のサンプリングは、平成23年11月16日に図-1に示す



図-1 白石川上流部の調査地点

全6地点で1回行った。各調査地点では、流れが緩やかなところ、水深が浅いところの条件を満たす3箇所を横断方向に選び、コドラー付きサーバーネット(30cm×30cm)を用いて定量サンプリングを行った。採集した水生生物はその場で特級エタノールを用いて固定した。サンプルは研究室に持ち帰り、LED付顕微鏡を用いて日本産水生昆虫図鑑(川合禎次・谷田一三, 2005), 原色川虫図鑑(丸山博紀・高井幹夫, 2000)に従い可能な限り細かい分類レベルまで同定した。

* Community structure of aquatic biota in the upper Shiroishi river basin by Hideaki Matsuzawa, Rie Kanno and Yoshiyuki Yokoo

2.3 河川環境データ

調査地点全6地点では、水生生物のサンプリングと同時に河川環境調査も行った。水深はスタッフを用いて河川の横断方向に向かって3箇所で計測し、その平均値として計算した。流速は電磁流速計（JFE アドバンテック、AEM1-D）を用いて測定した。粒径はサンプリングを行った箇所の石の長径を目視により5cm刻みで記録した。水温は水温計で計測した。

2.4 地点内の種多様性

地点内の種多様性を生物種の数を表す分類群数 S と Shannon-Weiner 多様度指数 H' (Shanon, 1948) により評価した。種多様性は群集内の種の豊富さと均等度の2つの要素によって決まる。一般に種の数が多いほど群集は多様であると言える。しかし群集中含まれる種の数が同程度であっても特定の種の個体数が多く他の個体数が少ない場合は種間の均等性を欠くため多様性は低くなる。Shannon-Weiner 多様度指数 H' は種多様性の2つの要素である種の豊富さと均等度を区別なく表す指標であり以下の式で算出される。

$$H' = -\sum \left(\frac{x_i}{N} \right) \log \left(\frac{x_i}{N} \right) \dots (1)$$

ここで x_i は i 分類群の個体数密度を N は全分類群の総個体数密度を表す。

2.5 各地点間の種多様性

各地点間の群集構造の類似性を Pianka の類似度指数 α (Pianka, 1973) を用いて評価した。次式で示す α は0から1の間の値をとり、1に近づくほど群集間の種構成と出現比率は類似する。

$$\alpha = \sum \frac{p_{Ai} \bullet p_{Bi}}{\sqrt{\sum p_{Ai}^2 \bullet \sum p_{Bi}^2}} \dots (2) \quad p_{Ai} = \frac{n_{Ai}}{N_A} \dots (3) \quad p_{Bi} = \frac{n_{Bi}}{N_B} \dots (4)$$

ここで N_A , N_B は地点 A, B の総個体数を n_{Ai} , n_{Bi} は地点 A, B における i 分類群の個体数を表す。

また、各地点間の群集構造の違いを群集相違度 θ により評価した。群集相違度 θ は類似度指数 α を用いて $\theta = 1 - \alpha$ と定義した。

3 結果

3.1 河川環境データ

調査の際に得られた河川環境データを表-1に示す。流速はP.06, 水温はP.05でそれぞれ高い値を示した。しかしこれらの環境データの間に有意な相関は見られなかった。

表-1 河川環境データ

調査地点	P.01	P.02	P.03	P.04	P.05	P.06
水深(cm)	40.0	33.3	36.7	46.7	25.0	33.3
流速(m/s)	0.69	0.74	0.76	0.68	0.81	1.61
粒径(cm)	10	10	5	5	5	5
水温(°C)	8.0	7.5	7.5	8.0	8.5	8.0

3.2 水生生物

図-2は各地点間の水生生物の存在比を表したものである。ウルマーシマトビケラとオオマダラカゲロウは調査地点の全てにあたる6地点に存在している。続いて、イノプスヤマトビケラ、コガタシマトビケラ、トランスクイラナガレトビケラ、ヒゲナガカワトビケラ、キカワゲラ属の一種は6地点中5地点に存在している。地点毎に見ると、P.01ではエリユスリカ亜科の属不明種(存在比=0.26)、イノプスヤマトビケラ(存在比=0.19)、P.02ではウルマーシマトビケラ(存在比=0.20)、コガタシマトビケラ属の一種(存在比=0.13)、オオマダラカゲロウ(存在比=0.13)、P.03ではウルマーシマトビケラ(存在比=0.23)、ヒメヒラタカゲロウ属の一種(存在比=0.08)、P.04ではエリユスリカ亜科の属不明種(存在比=0.42)、ガガンボ科 Amtocha 属の一種(存在比=0.11)、P.05ではオオマダラカゲロウ(存在比=0.16)、エリユスリカ亜科の属不明種(存在比=0.13)、P.06ではイノプスヤマトビケラ(存在比=0.38)、ウルマーシマトビケラ(存在比=0.13)がそれぞれ高い値を示している。

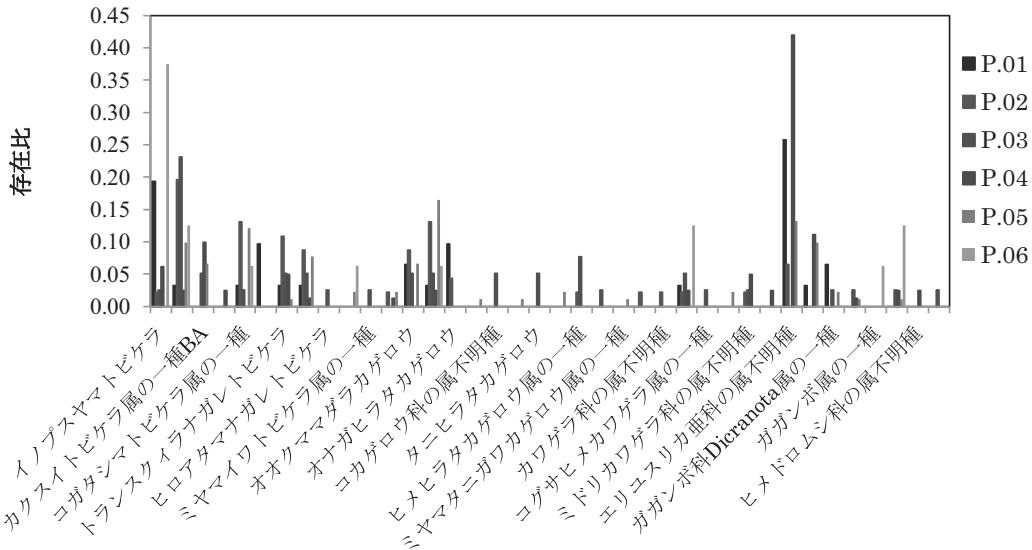


図-2 水生生物の存在比

調査地点全 6 地点において、得られた水生生物の総個体数、分類群数 S 、Shannon-Weiner 多様度指数 H' を表-2 にまとめた。

表-2 水生生物の総個体数, 分類群数 S , Shannon-Weiner 多様度指数 H'

調査地点	P.01	P.02	P.03	P.04	P.05	P.06
総個体数(個体)	31	46	39	81	91	16
分類群数 S	13	15	21	16	19	8
Shannon-Weiner 多様度指数 H'	2.25	2.41	2.79	2.11	2.55	1.84

6 地点において総個体数は最少で 16 個体 (P.06), 最多で 91 (P.05) 個体となった。分類群数 S は 8 (P.06) から 21 (P.03) の間で変動した。Shannon-Weiner 多様度指数 H' は 1.84 (P.06) から 2.79 (P.03) の間で変動した。採集した水生生物として、カゲロウ目 12 分類群、カワグラ目 6 分類群、トビケラ目 11 分類群、甲虫目 2 分類群、双翅目 7 分類群が確認された。

総個体数、分類群数 S と Shannon-Weiner 多様度指数 H' の関係を見るために図-3 および図-4 を作成した。図-3 より分類群数 S と Shannon-Weiner 多様度指数 H' には相関があることは明らかである。図-4 を見ると P.04 では総個体数が多いにも関わらず Shannon-Weiner 多様度指数 H' の値が低くなっている。ここで図-2 を見ると P.04 においてはエリュスリカ亜科の属不明種の存在比が極端に大きくなっている。つまり P.04 の Shannon-Weiner 多様度指数 H' の値が低くなるのは種多様性を構成する要素の 1 つである均等度が低いためだと考えられる。

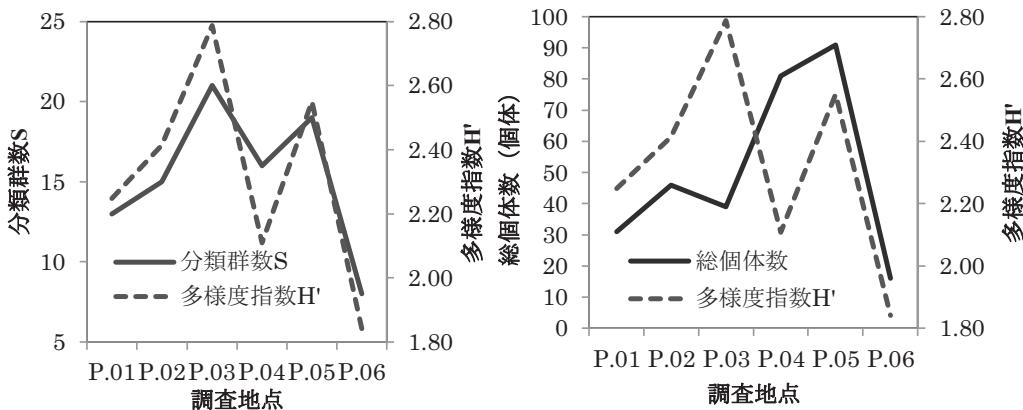


図-3 分類群数 S と多様度指数 H' の関係

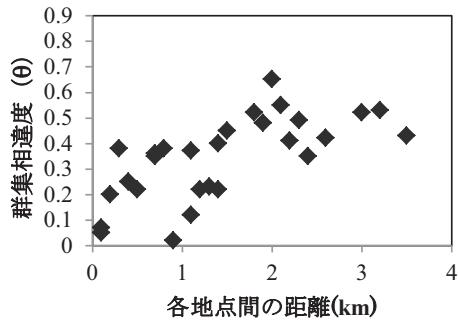
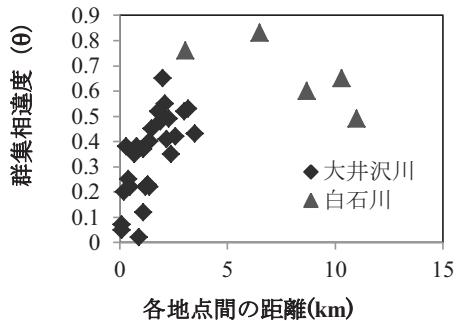
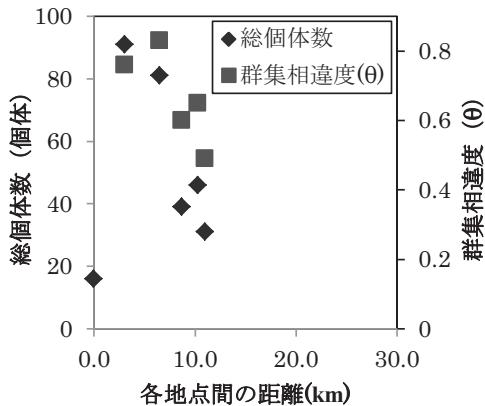
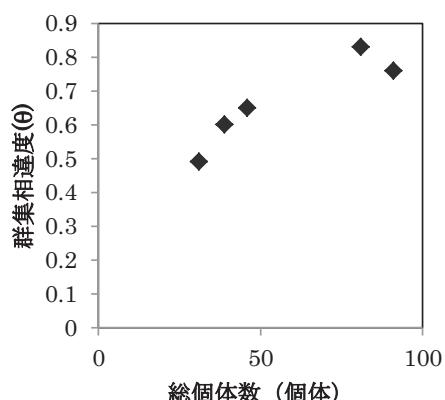
図-4 総個体数と多様度指数 H' の関係

3.3 群集相違度 θ と距離の関係

図-5 は、糠澤ら (2010) がとりまとめた山形県大井沢川における地点間の直線距離と群集相違度 θ の関係である。2km 地点までは、距離が離れるにつれて群集相違度 θ も増加し、2km 地点を超えると群集相違度 θ は頭打ちになっているように見える。図-6 は図-5 のデータに本研究の調査結果を加えたものである。図-5 において 2km 地点で頭打ちになると予想された群集相違度 θ は、本研究の結果を合わせるとその後は減少していく可能性が示された。

3.4 総個体数、群集相違度 θ と距離の関係

図-7 は総個体数、群集相違度 θ と各地点間の距離の関係を表したものである。総個体数が多いところでは群集相違度 θ が高くなっている。そこで、総個体数と群集相違度 θ の関係を調べたところ (図-8)，この 2 つには明確な相関があることが明らかになった。したがって、図-6 で確認された距離の増加に伴う群集相違度 θ の減少は、総個体数が減少したためと言える。つまり、図-6 の結果は、最上流 (P.06) から下流に向かって総個体数が増加したことにより群集相違度 θ が上昇したが、その後は総個体数が減少したために群集相違度 θ が減少に転じたと理解できる。

図-5 群集相違度 θ と距離の関係 (糠澤ら, 2010)図-6 各地点間の直線距離と群集相違度 θ 図-7 総個体数、群集相違度 θ と距離の関係図-8 群集相違度 θ と総個体数の関係

4 まとめ

本研究は、出水前後の水生生物の群集構造の空間分布の変化の把握に向け、その第1段階として、平水時の水生生物の群集構造に関する現地調査を行った。今回の現地調査で得られた結果を以下に示す。

- ① 群集相違度 θ と地点間の距離の関係において、2km 地点で頭打ちになると予想された群集相違度 θ はその後減少していく傾向が見られた。
- ② 総個体数と群集相違度 θ の間には明確な相関が見られた。
- ③ 群集相違度 θ が減少に転じたのは、総個体数が減少したためである。

一方、今回の現地調査では群集相違度 θ が 2km 地点で一度頭打ちになる理由が明らかにはならなかった。大井沢川においては偶然 2km 地点で群集相違度 θ が高くなったと仮定すると、2km 地点付近に群集相違度 θ を高くする要因つまり水生生物の個体数を多くする何らかの環境的要因が

あつた可能性がある。なお、本研究で計測した水深、流速、粒径、水温と総個体数の間に有意な相関は見られなかつたため、その他の環境要因、例えば溶存酸素量や水素イオン濃度、電気伝導度あるいはこれらすべての要因が水生生物の個体数に関係している可能性もあり、これらの関係についてはさらに検討する必要がある。

謝辞

本研究は、科学研究費補助金（若手研究B, 21760381, 代表：風間聰）の成果の一部である。本研究の実施にあたつては、東北大学の風間研究室の糠澤桂氏および新井涼充氏、福島大学の塘忠顕教授および塘研究室の大平創氏からご助言やご支援をいただいた。ここに謝意を記す。

参考文献

- 川合楨次・谷田一三 (2005), 日本産水生昆虫一科・属・種への検索, 東海大学出版.
- 丸山博紀・高井幹夫 (2000), 原色川虫図鑑, 全国農村教育協会.
- 糠澤桂, 渡辺幸三, 風間聰 (2010), 透過型・不透過型砂防ダムの存在する山地渓流における底生動物群集の種多様性, 土木学会水工学論文集, 第54巻, pp.1285-1290.
- Pianka, E. R. (1973), The structure of lizard community, *Annual Review of Ecological Systems*, Vol.4, pp.53-74.
- Shanon, C. E. (1948), A mathematical theory of communication, *Bell System Technical Journal*, Vol.27, pp.379-423.

三春ダムの曝気循環により生じる流動観測

東北大大学工学部 堀井 貴之
東北大大学院工学研究科 梅田 信

1. はじめに

貯水池の富栄養化に起因する藍藻類の異常繁殖（アオコ）は景観の悪化、悪臭の発生、浄水ろ過障害といった利水および環境面で問題視されており、流動制御による水質対策が現在多くの貯水池で運用されている。曝気循環装置は、気泡の浮力を利用して貯水池内に循環流を発生させる装置であり、アオコ対策としての効果が高いとされる水質改善技術の一つである。発生させた循環流により表層から中層にかけて混合層が形成され、表層水温の上昇を緩和すると共に藻類を補償深度より下層まで拡散させる効果がある。この曝気循環によって生じる流動を詳細に把握することが効率的な曝気循環施設の運用と効果的な水質保全につながると考えられる。そこで本研究では、三春ダムの曝気循環装置による貯水池内流動を把握するため、曝気装置の比較的近傍に設置した流速計と水温計により約3週間に渡る計測を行い、貯水池内流動について検討を行った。

2. 研究対象の概要

本研究では、福島県三春町の阿武隈水系大滝根川上に位置する三春ダムを対象とした。三春ダムは平成9年度に完成した比較的新しい多目的ダムであり、総貯水量は $4.28 \times 10^7 m^3$ 、貯水池湛水面積 $2.9 km^2$ である。図-1に三春ダム貯水池の平面図を示す。三春ダム流入量の85%を大滝根川が占める。また、やつて状の複雑な形状をしているために水の流れが局所的に滞留しやすく、入り江ではアオコの発生が顕著に見られる。現在までに利水上の問題は発生していないが、湖内負荷の蓄積による水質悪化が懸念されている。

これら水質悪化の対策として、三春ダムは様々な水質保全施設が設置されている。ダム湖には4つの支川が流入しているが、全ての支川において前貯水池が設置されており流入栄養塩が軽減されるよう対策されている。また、流入水バイパス管を設置することで、貯水池へのリン負荷量の対策が施されている。濁質対策として、流動制御施設及び選択取水設備が設置されている。

貯水池内の水質保全としては、浅層曝気循環施設5台及び深層曝気施設2台が設置されている。しかしながら、深層曝気施設と浅層曝気循環施設との深度方向の位置関係が近接していることから、各々の効果がどの程度に及んでいるかが見え難くなっている。

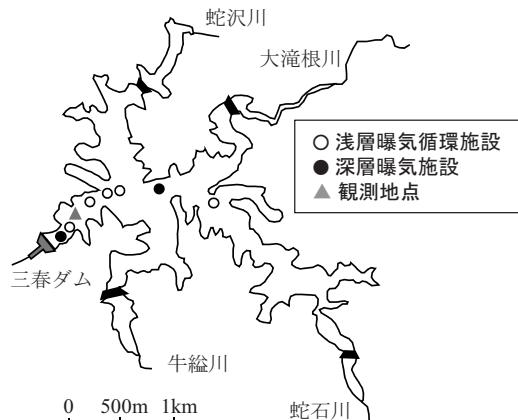


図-1 三春ダム貯水池の平面図

*Field measurements on flow structure caused by destratification system in Miharu Reservoir

by Takayuki Horii and Makoto Umeda

る。そのため、深層曝気施設が深層水塊に及ぼす効果・影響の検証を目的に、昨年度より深層曝気施設の稼働を停止している。

3. 現地観測の概要

本研究では、三春ダム堤体付近において、2011年7月14日から8月1日までの約3週間の水温鉛直分布と流速鉛直分布の連続観測を行った。観測地点付近の断面図を図-2に示す。本観測の目的は、曝気装置から貯水池内全体へと広がる流動を把握することである。そのため、最も近傍の浅層曝気装置から上流側に約95m離れた位置に流速計を設置した。この流速計設置地点から上流側の浅層曝気装置までの距離は約160mである。流速計はNortek社のAquadopp Profilerを用いた。躍層より下部を含めた流動の観測を目的としているため、流速計を湖底付近に設置し、底上2.1mの位置から水表面より5m程深部までの23.6mの区間について、層厚0.4mで60ヶ所の流速を10分間隔で測定した。通常の浅層曝気循環装置の散気口高さは標高301mであり、測定した区間のほぼ中央に位置している。この設定による流速計の水平流速精度は3.6cm/sである。

また、水温計はOnset製Tidbit(精度0.2°C)を使用し、これらを0.5m間隔でロープに取り付け、流速の測定とほぼ同程度の区間を5分間隔で計測した。

さらに、湖内の水質状況を確認するために7月14日と8月1日の両日において多項目水質計による測定を行った。多項目水質計はJFEアドバンテック社のRINKO-Profilerを用いて、0.1m間隔で貯水池底部から水表面までの水質の鉛直分布を測定した。

4. 観測期間の貯水池の状況

貯水池に関するデータとして、貯水池への流入量、流入河川水温として大滝根川前貯水池で計測された水温、浅層曝気装置の散気口高さを図-3に示す。流入量については、7月26日に大きく増加し、また7月28日から30日にかけて3回の流入量の増加が見られた。流入水温については、7月19日頃まで非常に高い値を示したが、その後大きな低下が見られた。22日頃から再び上昇し、26日頃からは比較的安定した値を示した。浅層曝気装置の散気口高さについては、通常の散気水位は標高301mであるが、7月26日と30日において混合層内に濁水塊50度以上を確認したため、散気水位は標高309mに変更された。その後、全水深で濁水塊50度以

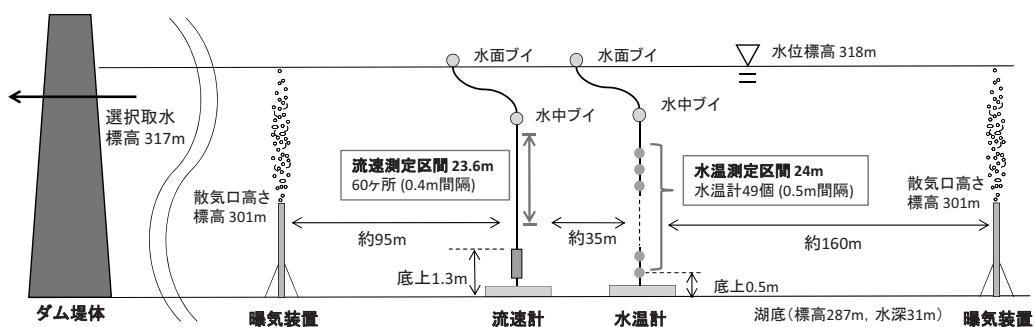


図-2 観測地点付近の縦断面模式図

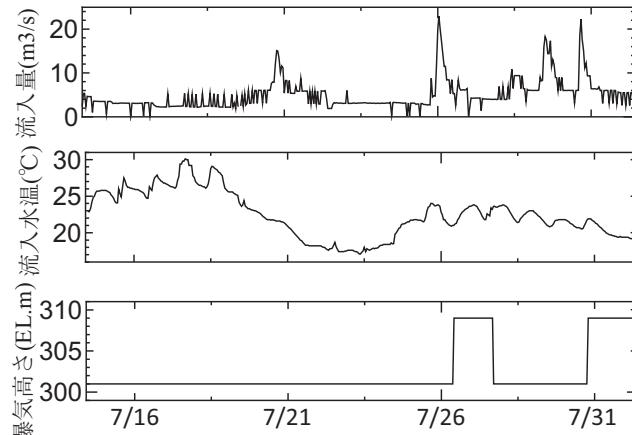


図-3 測定期間の貯水池データ

下であることが確認された後、散気水位は再び標高 301m に変更された。また、通常の選択取水の標高は 317m であるが、浅層曝気装置の散気口高さが変更された期間とほぼ同期間ににおいて、標高 306.3m に変更されている。

5. 現地観測結果

(1) 多項目水質計

図4に多項目水質計による観測結果を示す。水温、DO、EC25、濁度、Chl-a の観測結果を上下 2 つのグラフで示した。水温躍層形成の様子と他の水質項目の変動とを比較するため、水温グラフは上下両方に示した。左のグラフから順に、7月14日の水温計設置地点、8月1日の流速計設置地点、8月1日の水温計設置地点の結果である。

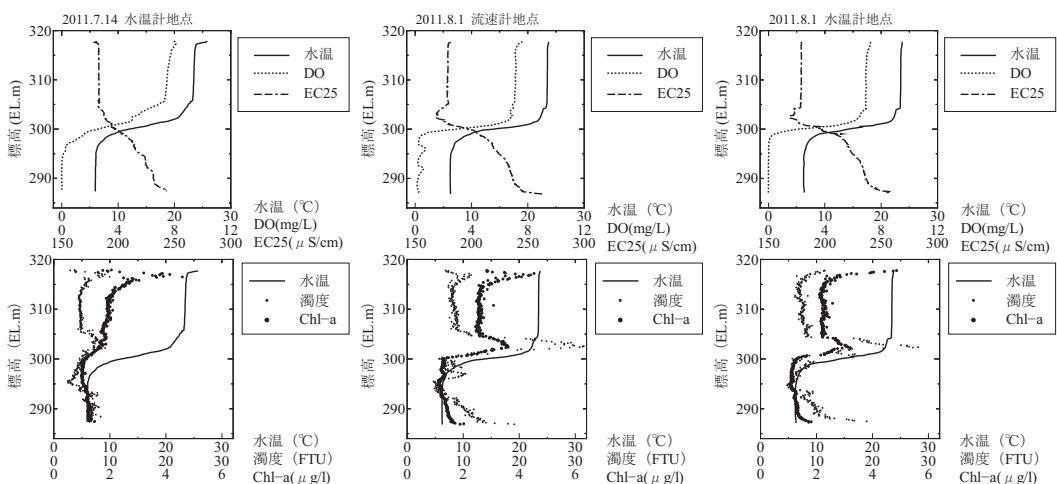


図-4 多項目水質計による観測結果

これらの結果から水温躍層の形成が確認され、水温躍層に起因する各水質項目の変動が確認された。特に、8月1日観測の濁度、Chl-aについては、水表面付近での増加と共に、水温躍層上部付近での増加が顕著に見られた。また、DOについては、水温計地点の観測結果では躍層より下部において一定して0であるのに対し、浅層曝気装置により近い流速計設置地点の観測結果からは躍層より下部での変動が確認された。この結果から、曝気装置の影響により躍層以深の流動にも影響を与えている可能性が考えられる。

(2) 水温分布

図-5に水温分布の観測結果を示す。この結果から、曝気循環の影響により標高300m付近で水温躍層が形成されている様子が確認された。また、測定期間に小さな変動は多くみられるものの、大幅な変動は生じていないことが示された。

(3) 流速分布

図-6は、観測結果による水平方向の流速分布を示したものである。また、図-7に観測地点の平面拡大図を示す。浅層曝気装置から流速計に向かう流動を把握するため、図-7に軸を示したように、ダム堤体から上流への向きを順方向としてu軸を設定し、u軸から反時計回りに90度の向きをv軸と設定した。u軸の流速分布を図-6a)に、v軸の流速分布を図-6b)に示す。さらに、既往の研究により示されている¹⁾曝気近傍の流動模式図を図-8に示す。図-8に示すように、まず曝気装置による気泡噴流によって下層の低水温水が持ち上げられる。この流れが水面に衝突すると気泡は水面から抜けていくため、連行された水は浮力を失い密度流的に潜り込んだ後、流れは外側に広がっていく。この流れをイントリュージョンといい、既往の研究により曝気装置の影響による流動としてイントリュージョンの挙動が確認されている¹⁾。本研究の実測結果では、図-6a)のu軸流速分布において、標高312mから302mの間で上下する負の流速の領域（厚さが2m程度）がイントリュージョンに対応すると考えられる。また、標高302mから298mの間が水温躍層と対応しており、この部分の流速が小さいことが確認できる。さらに、標高298m以下が躍層から下であり、躍層付近と比較して流速が大きいことが示された。この結果から、躍層より下部において乱流が発生している可能性が推測される。

図-6b)に示したv軸の流速分布からは、流れがほぼ一様にプラスであるという結果が得られ、他の特徴的な結果は現れなかった。ただし、先に述べたように本観測における流速計の水平流速精度は3.6cm/sであり、今回の観測結果による流速はこの精度と同程度であった。そのため、流速の測定結果内に誤差を多く含んでいることが考えられる結果となった。

6. 観測結果と貯水池に関するデータとの相関

測定した流速分布、水温分布について、貯水池に関するデータと比較することによって検討を行った。貯水池に関するデータとしては、図-3に示した貯水池への流入量、流入河川水温として大瀧根川前貯水池で計測された水温、浅層曝気装置の散気口高さを用いた。

まず、7月26日から30日の流入量の増加時において、図-6a)の上部で確認されたイントリュージョンにおいても若干の上昇が示された。また、流入水温との比較においては、7月19日から22日頃までの流入水温が大きく低下した期間にイントリュージョンについても低下しており、変動に対応が見られた。このような流入水温との対応は、躍層より上部における水温分布にも現れた。標高306mから302mの間の水温分布の変動に見られるように、7月22日頃まで躍層上部の水温が低下し、その後徐々に上昇している様子が流入水温の変

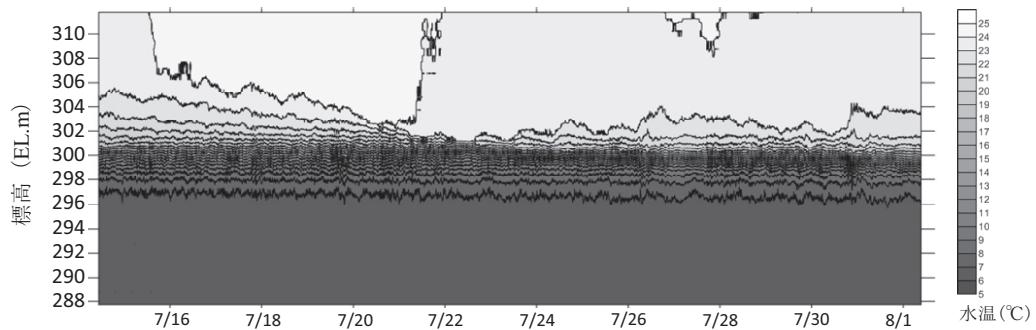
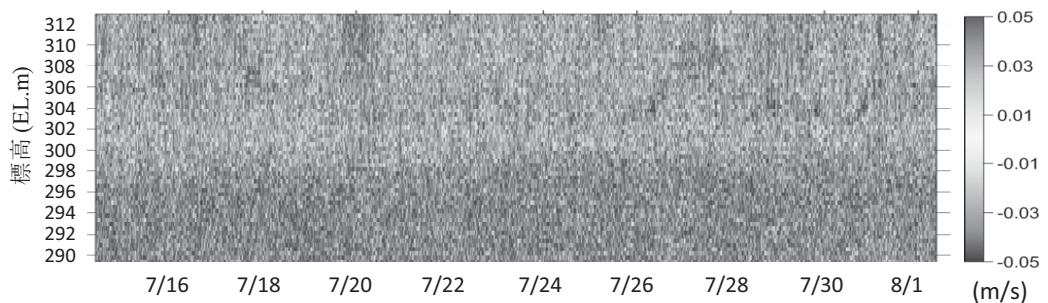


図-5 水温分布の観測結果

a) 流速分布 (u 軸)



b) 流速分布 (v 軸)

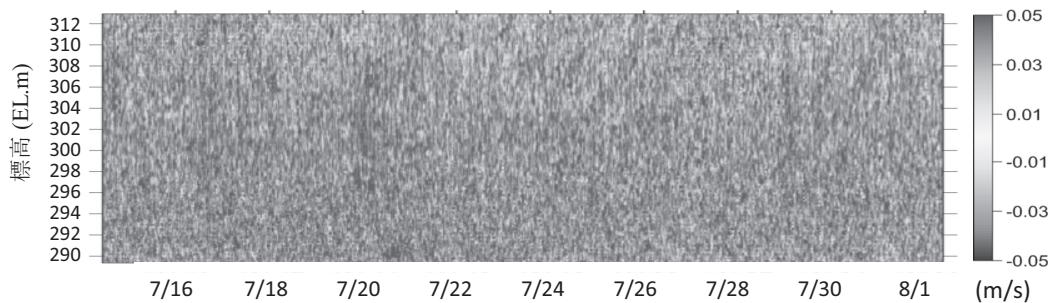


図-6 流速分布の観測結果

動と対応していると考えられる。さらに、浅層曝気装置の散気口高さとの比較においては、曝気の散気口が上昇した7月26日からの約1日の期間にイントリュージョンにおいても大幅な上昇が確認され、測定地点付近の流動に浅層曝気装置が大きく影響していることが示された。

ただし、これらの影響が躍層以深には現れておらず、この結果から、外部の影響によって変化が現れるのは躍層より上部の、特にイントリュージョン付近であり、躍層以深には影響が現れないということが推測される。

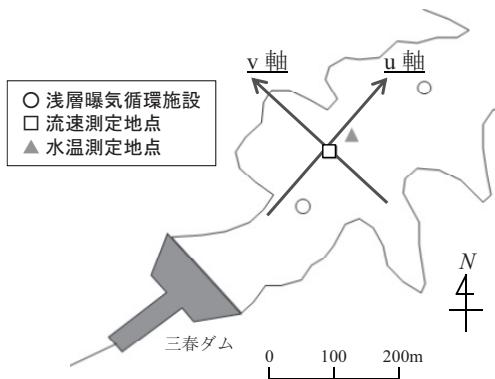


図-7 観測地点の平面拡大図

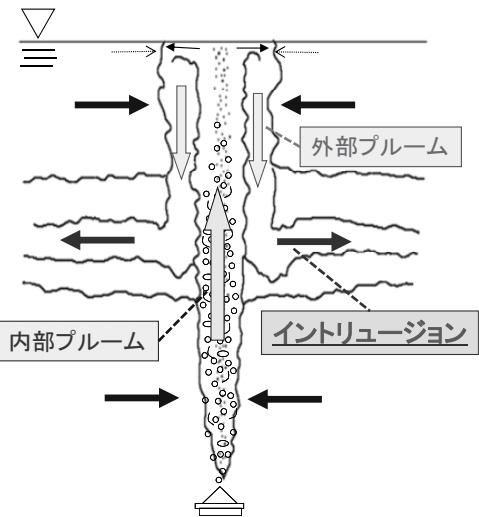


図-8 噴気装置近傍の流動模式図

7. おわりに

本研究では、三春ダムを対象として流速、水温、水質の現地観測を行った。その結果から、浅層曝気装置の影響と思われる流れの特徴が現れ、水温躍層より上部においてイントリュージョンの挙動が確認された。また、躍層付近においては流速が小さく、躍層より下部においては流速が大きくなるという結果が示され、躍層より下部において流動が生じている可能性が示唆された。この流動については多項目水質計によるDOの観測結果からも可能性が示唆されている。ただし、貯水池に関するデータとの比較から、躍層より上部、特にイントリュージョン付近に貯水池データの変動が大きく影響しており、躍層より下部については流入、曝気装置の散気口高さの影響は現れていないことが推測される結果となった。したがって、躍層より下部の流動についてはより詳細な検討を行っていくことが必要と考えられる。

今後は曝気装置を考慮した2次元モデルによる貯水池内流動の数値解析を行い、数値解析結果と実測結果を比較することによりさらなる検証を実施していく。

謝辞

現地調査実施に際して、国土交通省東北地方整備局三春ダム管理所およびダム水源地環境整備センターの木村文宣さんにご協力頂いた。また本研究は水源地生態研究会および環境研究総合推進費（S-8-1（3））の援助を受けた。記して謝意を表す。

参考文献

- 梅田信・宮崎貴紅子・富岡誠司：曝気式循環装置により生じる貯水池内流動の現地観測、土木学会論文集、No.775/II-69, pp55-68, 2004.

十三湖における地形改変と湖水環境変化に関する検討*

東北大學 工学部建築・社会環境工学科 松根 駿太郎

東北大學 大学院工学研究科 梅田 信

東北大學 大学院工学研究科 田中 仁

八戸工業大学 工学部環境建設工学科 佐々木 幹夫

1. はじめに

青森県津軽地方を流下する岩木川は、最下流部である河口域が十三湖という汽水湖となっている。この湖は、ヤマトシジミ(*Corbicula japonica*)の名産地であり、国内の湖沼で第3位の漁獲高を誇る。しかし近年ではシジミの漁獲量の減少が懸念されており、その原因として、塩分や溶存酸素といった湖内の水環境条件の変動が関連していると考えられる。そのため、湖内の水理学的環境の特徴を把握することは、この湖における水産及び河川・湖沼管理上の重要な要素であると言える。

汽水湖におけるシジミと関連づけた水理環境の研究は、十三湖と同じ青森県に位置する小川原湖や、島根県の宍道湖において多くなされている^{1),2)}。一方で、十三湖は湖水の交換速度が大きく、水質悪化の懸念が少ない。そのため、環境水理学的な観点からなされた研究は、高橋ら³⁾や佐々木ら⁴⁾、小西ら⁵⁾がある程度で、あまり多くない。

また、十三湖は常に人の手が加えられてきた湖でもある。大正15年には十三湖の日本海との連絡口である水戸口において導流堤建設が行われた。昭和中期には十三湖の南側の一部において干拓が行われ、食糧増産が図られた。また、岩木川の改修により、十三湖に流入する土砂の量が変化した。このため、これらの事業が十三湖の水循環に与えた影響を理解する必要がある。本研究では、これらの事業が行われる前の測量地図である、明治44、45年測量の岩木川平面図から明治時代の十三湖の地形を再現し、現在の地形と比較を行った。その上で、十三湖の地形改変及び湖水環境変化の原因の考察を行った。

2. 研究対象地域の概要

十三湖は、一級河川岩木川の最下流部に位置し、日本海に面している汽水湖である。湖面積18.6km²、水面標高0m、湖心部の最大水深が約2mの浅い湖である。湖の容積に対して集水面積は2,544km²と大きく、湖水の平均滞留期間が3日程度と非常に短いのが特徴である。湖の平面形状を図1に示す。湖の北西部において十三湖と日本海が接続されており、この地点を水戸口という。かつて水戸口は閉塞と開削を繰り返してきたが、昭和21年に導流堤が竣工したことにより、閉塞することはなくなった。また、河川からの流入は岩木川が全秋水面積の80%を占めており、その他に山田川、鳥谷川、相内川などの流入がある。十三湖で漁獲される魚介類のうち、90%以上がヤマトシジミで占められている。

* Estimation of geomorphic and environmental change in Jusan Lake, by Matsune Shuntaro, Umeda Makoto, Tanaka Hitoshi and Sasaki Mikio

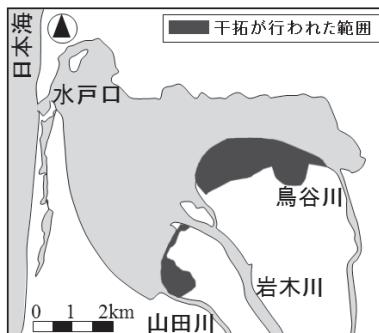


図1 十三湖の平面図

十三湖干拓建設事業は、昭和23年に仙台農地事務局十三湖干拓建設事務所の発足とともに着手された。食糧増産の大義のもと、建設は急速に行われたが、技術の未熟さから、干拓完了までには21年を要した。囲繞堤と呼ばれる、河口の汀線を大きく囲むような堤防が建設された後に、排水工事が行われ、昭和44年に干拓が完了した。

3. 研究の方法

明治時代の測量地図である岩木川平面図は、明治44, 45年に内務省により測量されたものであり、縮尺は3000分の1である。保管状況が良くなく不鮮明なものであったが、清野らが岩木川平面図の電子化を行い⁶⁾、明治時代の十三湖の地形を判読しやすくなった。その画像を用いて、デジタル化ソフトウェアにより、等深線情報のデジタル化を行った。デジタル化の方法は、画像の等深線をトレースし、標高の情報を与えるというものである。

次に、そのデータから、格子状に区切ったデータであるグリッドデータを作成した。グリッド作成アルゴリズムは最近傍法を採用した。最近傍法にはノイズが発生しないという利点があるが、等深線が疎らな場所では誤差が大きくなるという欠点がある。このため、等深線が疎らな場所には誤差が小さくなるようにデジタル化の際に標高点を設置し、データを補っている。

グリッドデータ作成後、国土交通省から提供された2007年の測量データから作成したグリッドデータと重ね合わせ、地形の比較を行った。また、明治時代と現在の十三湖において、湖の体積の比較を行った。体積の計算方法はグリッドデータを用いて、基準となる標高を定めてそこより低い地点の総面積および総体積をソフトウェアにより計算するものである。計算精度は確認済みではあるが、グリッドデータを用いるために、グリッドデータ作成の際に生じた誤差はそのまま反映されてしまう。このため、明治時代のデータについては、精度が保証できる0.3mごとのグリッドデータのみを用いて体積を計算し、その間について3次スプライン補完により補完を行っている。

4. 研究の結果

デジタル化した等深線のデータを図2に示す。等深線の間隔については、初めは不明であったが、岩木川平面図を解読することにより、1尺(約0.303m)ごとであることを突き止めたため、

デジタル化の際には 0.3m ごととした。また、グリッドデータから作成した、現在の十三湖の等深線図を図 3 に示す。図 2 と図 3 を比較すると、岩木川の湖口付近や干拓された地点を除けば、一見すると大きな違いがないように見える。そこで、0.3m ごとに等深線をそれぞれ比較することにした。

図 4 に、明治時代と現在のグリッドデータを重ね合わせ、等深線を 1 本ずつ比較したものを見た。汀線については、干拓により、現在の十三湖の方が面積が小さくなっている様子が分かった。標高-0.3m の等深線については、明治時代は汀線から離れているのに対し、現在では汀線にはほぼ重なるようになっている。このため、現在の方が急勾配となっているといえる。標高-0.6m および-0.9m の等深線については、水戸口付近において、現在の方が等深線が後退していることが分かる。これは、導流堤の竣工により湖内の水循環が変化し、土砂の交換が多くなったためと考えられる。また、十三湖の東側においては、現在の方が等深線が湖心寄りにある。これは土砂が堆積したためであると考えられる。

標高-1.2m より深い地点の等深線については、明治時代と現在であまり大きな変化はないが、十三湖中心部の湖底標高は、明治時代が約-2.1m、現在が約-1.9m となっていて、現在の方が浅くなっている。これは土砂が湖底に堆積したためであると考えられる。

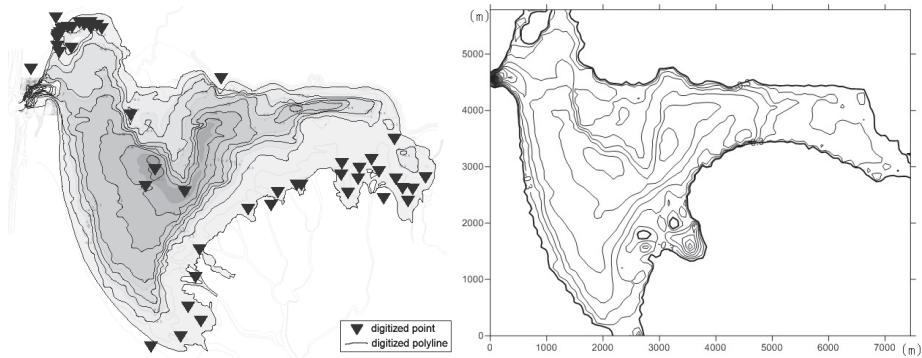


図 2 データ化された岩木川平面図

図 3 現在の十三湖の等深線図

湖底からの累計体積の、明治時代と現在の比較を図 5 に示す。標高-1.3m から-1.8m の深度にかけて現在のほうが湖の体積が少なく、これは土砂が堆積したこと正在示している。また、干拓が行われた湖面付近の体積については現在と明治時代でほとんど差がない。これは干拓が非常に浅い水域でのみ行われたためである。

湖底から基準面までの総面積の、明治時代と現在の比較を図 6 に示す。図 5 と比較すると、湖面付近の干拓の影響が顕著に表れている。明治時代の十三湖は、標高-0.3m までの浅い水域の面積が 6.88km^2 にのぼり、湖の全面積の 35%を占めていることが分かる。

次に、土砂堆積量の計算を行った。図 6 のグラフを用い、現在の方が明治時代よりも体積の小さい標高-1.5m 付近から標高-2.1m 付近にかけて、数値積分を行った。その結果、土砂堆積量は約 $6.6 \times 10^4 \text{m}^3$ という結果を得た。

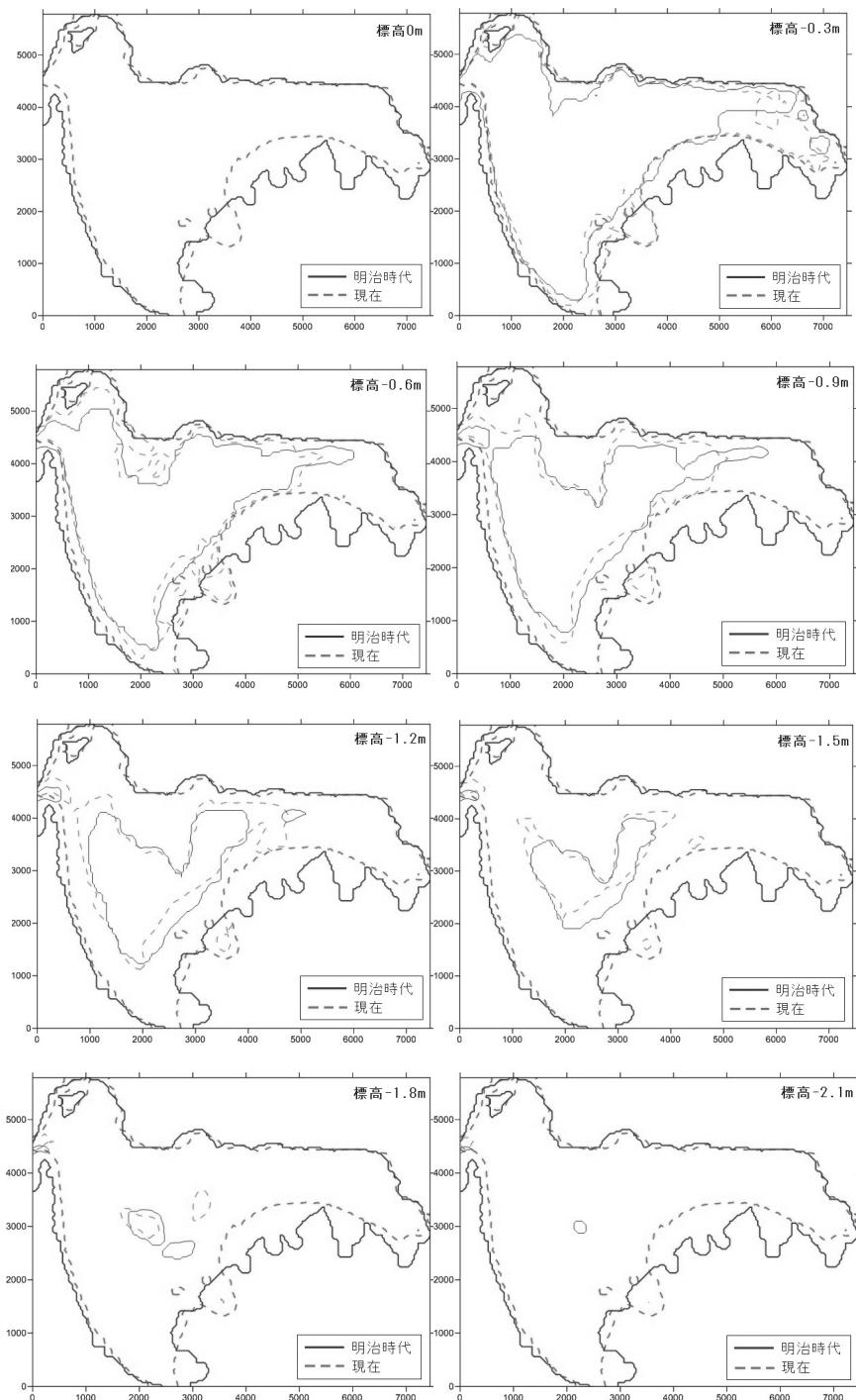


図4 明治時代と現在の十三湖の等深線の比較

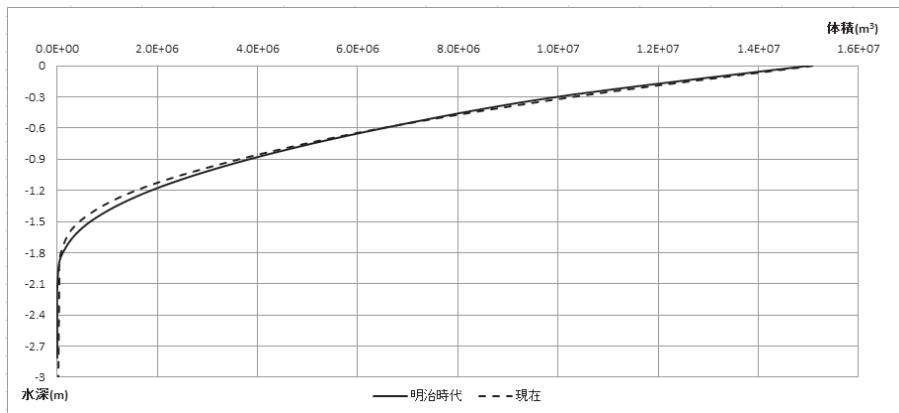


図 5 明治時代と現在の十三湖の水深と体積の関係

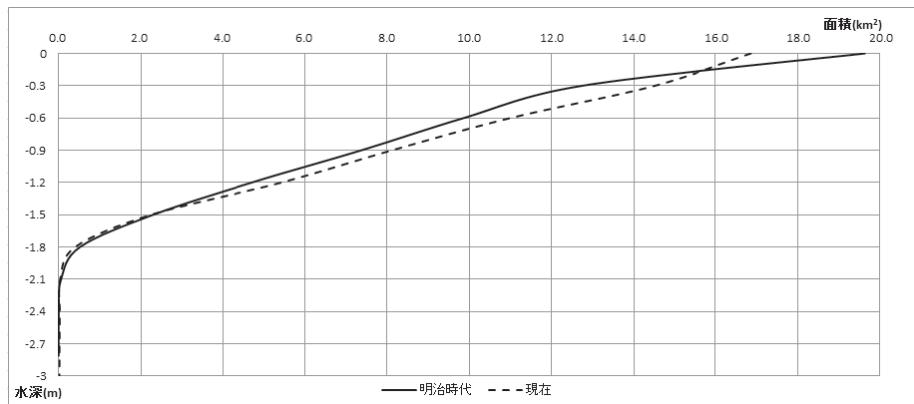


図 6 明治時代と現在の十三湖の水深と面積の関係

この値の妥当性を評価するために、望月らにより推定された、岩木川から十三湖への土砂流入量との比較を行った。岩木川から十三湖への土砂流入量は、昭和 47 年から昭和 62 年にかけては約 $3000\text{m}^3/\text{year}$ 、昭和 63 年から平成 19 年にかけては約 $300\text{m}^3/\text{year}$ と推定されている。昭和 63 年から土砂流入量が減少した理由は、岩木川下流の河道拡幅により、掃流力が低下し、岩木川の土砂輸送能力が低下したことが挙げられている。また、十三湖に流入した土砂が水戸口から流出せずに十三湖に堆積する割合を示す捕捉率は 40% と求められている⁷⁾。明治 45 年から昭和 46 年までの土砂流入量を、昭和 47 年から昭和 62 年までの流入量と同じと仮定して土砂堆積量の計算を行うと、約 $9.4 \times 10^4\text{m}^3$ という結果を得た。これは数値積分による推定値の約 1.4 倍である。

誤差要因としては、出水による十三湖への土砂流入量の大きな変動や、捕捉率の変動、グリッドデータ作成時の誤差、明治時代の地形データの補完の際に生じた誤差が挙げられる。昭和 47 年から昭和 62 年の土砂流入量が約 $1000\sim 10000\text{m}^3/\text{year}$ と大きく変動していることを考慮すると、今回の計算結果は国土技術政策総合研究所の計算結果から大きく外れておらず、妥当で

あるといえるが、過大評価と過小評価が打ち消しあったことにより誤差が小さくなつた可能性も否定できない。

5. おわりに

明治時代の測量地図から当時の十三湖の地形をデジタル化により再現し、現在の十三湖の地形との比較を行つた。その結果、導流堤の建設や、土砂の堆積による地形の変化を確認することができた。明治時代と現在では、湖内の水循環の様子が異なる可能性がある。また、十三湖においては土砂の堆積が地形変化に及ぼす影響は少なく、導流堤建設による地形変化への影響がより大きいものと思われる。

今後は明治時代の十三湖の地形データを適用して、3次元流動計算モデルを用いて湖内の水循環を再現する。それを基に、明治時代の十三湖と現代の十三湖の汽水環境の比較検討を行う。

謝辞：本研究は、岩木川における河川生態学術研究会の総合的な調査研究の一環として実施された。また本研究の一部は、科学技術研究費補助金基盤研究(B)(21360230、代表：田中仁)により実施された。

参考文献

- 1) 久保田光彦、藤原広和、長崎勝康、吉田由孝、細井崇：小川原湖における水質・底質環境およびヤマトシジミの生息状況について、海岸工学論文集、第53巻、pp.1091-1095、2006
- 2) 中村義治、寺沢知彦、中村幹夫、三村信男：宍道湖ヤマトシジミ個体群の水質浄化機能の評価解析、海岸工学論文集、第48巻、pp.1236-1240、2001
- 3) 高橋迪夫、藤田豊、佐々木幹夫、池田通政、川名慶紀：十三湖における出水後の水質の時・空間変動特性に関する現地観測、水工学論文集、第38巻、pp.283-288、1994
- 4) 佐々木幹夫、田村保憲、藤田豊：十三湖遡上塩水の挙動特性、水工学論文集、41巻、pp.501-507、1997
- 5) 梅田信、小西絵里子、田中仁、佐々木幹夫：浅い汽水湖における塩分変動解析、水工学論文集、第54巻、pp.1423-1428、2010
- 6) 清野聰子ら、未発表
- 7) 望月貴文、天野邦彦、藤田光一：十三湖におけるシルト・粘土の捕捉に着目した土砂動態の実態把握、水工学論文集、第55巻、pp.1513-1518、2011

オーストラリアの流域における気候条件と河川の流況の関係*

福島大学大学院共生システム理工学研究科 小松 和
福島大学大学院共生システム理工学研究科 横尾 善之

1. はじめに

流域の気候・地理条件から流況曲線形状を推定する手法に関する研究の歴史は長く、1970年頃から Singh(1971), Mimikou and Kaemaki (1985), Franchini and Suppo (1996), Croker *et al.* (2003), Castellarin *et al.* (2004), 横尾・有働 (2007), 横尾ら (2010)によって研究されている。また、個別の気候・地理条件が流況曲線形状に与える影響として、地頭菌・竹下 (1987), 志水 (1980), Moliere *et al.* (2009), Mazvimavi *et al.* (2005), Farmer *et al.* (2003), Sefton and Hawarth (1998) 等は気候の影響, Sefton and Hawarth (1998), Ward and Robinson (1990), Soulsby *et al.* (2006), Kim and Kaluarachchi (2008) 等は土壤の影響, 地頭菌・竹下 (1987), 志水 (1980), 虫明ら (1981), Holmes *et al.* (2002), 横尾・沖 (2009) 等は地質の影響, Moliere *et al.* (2009), Sefton and Hawarth (1998), Fennessey and Vogel (1990), Abebe and Foerch (2006) 等は地形の影響, Moliere *et al.* (2009), Sefton and Hawarth (1998), Kim and Kaluarachchi (2008) 等は土地利用の影響, Sefton and Hawarth (1998), Burt and Swank (1992), 真板・鈴木 (2008), Komatsu *et al.* (2008) 等は森林の影響について明らかにしている。

しかしながら、流域の気候・地理条件と流況曲線形状の関係について、世界のどこでも通用するかたちで整理した研究例はない。流域の気候・地理条件の多様性に対応しながら、流域の気候・地理条件と流況曲線形状の関係について包括的に整理することができれば、流域の気候・地理条件から流況曲線形状を世界のどの流域でも推定可能になり、あらゆる場所において効率的な水利用を行うための判断材料を提供することができると考えられる。これにはまず、流域の気候条件が流況曲線形状に与える影響を多様な気候区を対象として整理する必要がある。なお、流域の気候条件と流況曲線形状の関係について述べた上記の地頭菌・竹下 (1987), 志水 (1980) は日本国内, Mazvimavi *et al.* (2005), Sefton and Hawarth (1998), Moliere *et al.* (2009) はそれぞれジンバブエ, イギリスやウェールズ, オーストラリアの熱帯地域といった限られた範囲内における河川流域を対象としており、互いに条件の類似した流域となってしまい、適用可能範囲は限定されると考えられる。また、Farmer *et al.* (2003) は本研究と同様の河川流域を対象としているが、条件とモデルの適合性についての議論が主眼であり、気候条件と流況曲線形状の関係について明示的には述べていない。

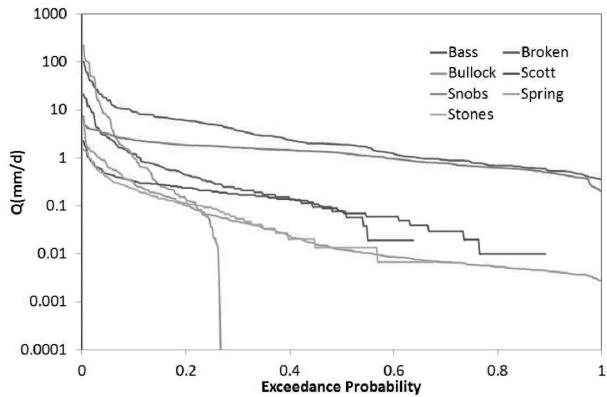
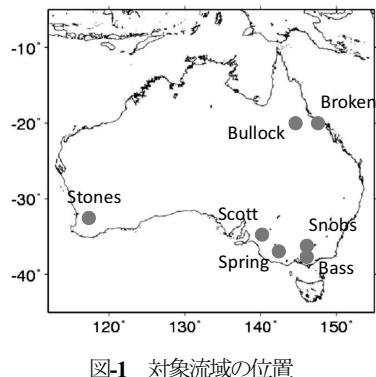
そこで本研究は、第一段階として Farmer *et al.* (2003) と同様のデータを用いて、オーストラリアの多様な気候条件下にある河川流域を対象とし、流域の気候条件と流況曲線形状を決定する Q25, Q50, Q75, Q95 の関係を整理した。

2. 方法

2. 1 対象流域

本研究は、図-1に示したオーストラリアの Bass, Broken, Bullock, Scott, Snobs, Spring, Stones の合計 7 の流域を対象とした。これらの流域における 1976 年から 1978 年までの日流量、日降水量データは西オーストラリア

* Relationship between flow regimes and climatic characteristics in Australian watersheds by Nagomu Komatsu and Yoshiyuki Yokoo



大学提供のデータを用い、気温データはオーストラリアの気象庁の気候データから取得した。なお、図-2は対象流域における1976年の流況曲線である。

2.2 Q₂₅, Q₅₀, Q₇₅, Q₉₅ の算出方法

Q₂₅, Q₅₀, Q₇₅, Q₉₅ は、流況曲線の累加日数を超過確率で示した際、超過確率がそれぞれ 25%, 50%, 75%, 95%にあたる日流量を日流量データから内挿して算出した。

2.3 乾燥指数 DI, 季節性指数 SI の算出方法

流域の気候条件を説明する特性値として、乾燥指数 DI および季節性指数 SI を各流域で算出した。乾燥指数 DI は、Milly(1994)の次式で算出した。

$$DI = APET / AP \quad (1)$$

ここで、APET は年間可能蒸発散量 (mm/y), AP は年間降水量 (mm/y) である。

季節性指数 SI は、次式で算出した。

$$SI = |\Delta P_{mm} - \Delta PET_{mm}| / \overline{P_{mm}} \quad (2)$$

ここで、図-3 に示す通り、 ΔP_{mm} , ΔPET_{mm} , $\overline{P_{mm}}$ はそれぞれ月平均降水量の季節変動の振幅 (mm/d), 月平均可能蒸発散量の季節変動の振幅 (mm/d), 月平均降水量の年間平均値 (mm/d) である。月平均可能蒸発散量は、Thornthwaite(1948)の可能蒸発散モデルに月平均気温を入力して算出した。

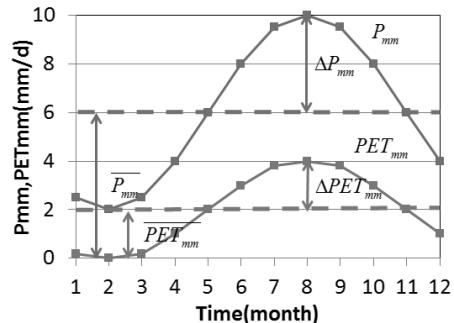


図-3 季節性指数 SI の考え方

3. 結果

3. 1 乾燥指数 DI と Q₂₅, Q₅₀, Q₇₅, Q₉₅ の関係

図-4 は乾燥指数 DI と流量 Q の関係を示している。この図から乾燥指数 DI の増加とともに Q₂₅, Q₅₀, Q₇₅, Q₉₅ はそれぞれ減少することがわかる。この結果は、横尾・沖(2010)と同様の結果である。また、図-5 は乾燥指数 DI と Q₂₅ からの流量減少量の関係、図-6 は乾燥指数 DI と流量減少率の関係を示している。なお、図-6 の流量減少率は、図-5 における流量減少量を Q₂₅ で基準化したものである。図-5 から Q₂₅ から Q₅₀, Q₇₅,

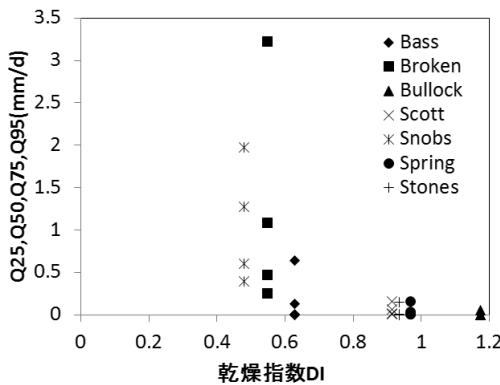


図-4 乾燥指数 DI と流量の関係

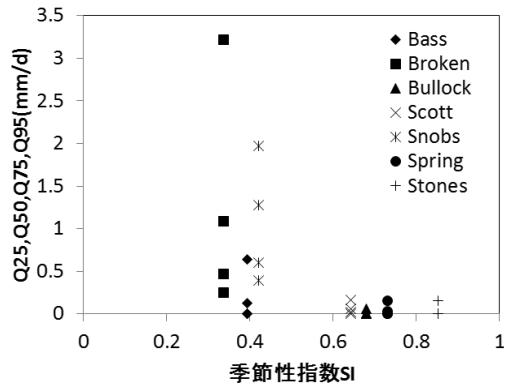


図-7 季節性指数 SI と流量の関係

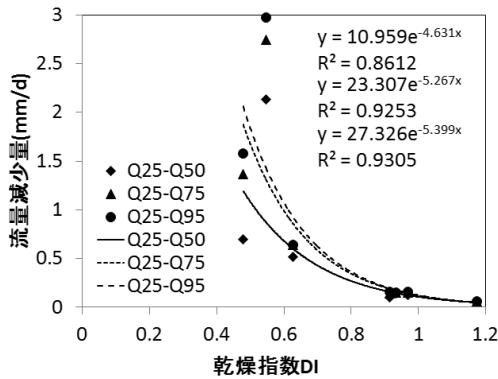


図-5 乾燥指数 DI と流量減少量の関係

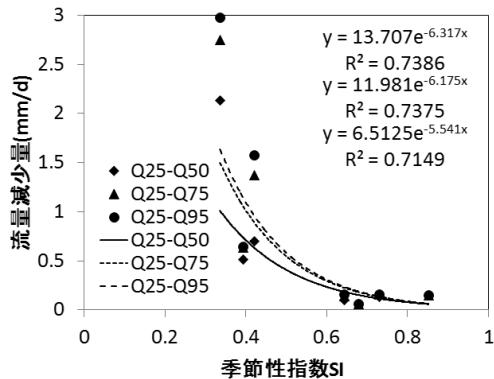


図-8 季節性指数 SI と流量減少量の関係

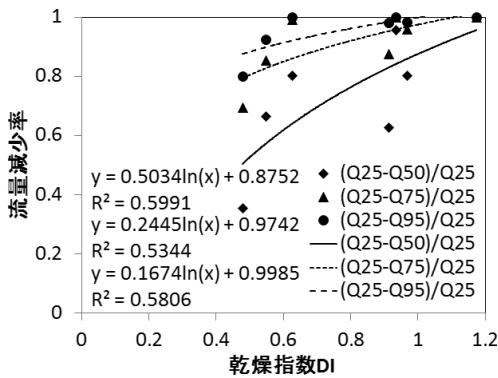


図-6 乾燥指数 DI と流量減少率の関係

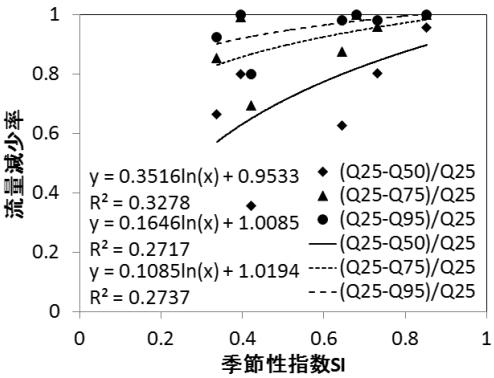


図-9 季節性指数 SI と流量減少率の関係

Q95までのいずれの流量減少量も乾燥指数 DI の増加とともに減少することがわかり、また図-6からいずれの流量減少率も乾燥指数 DI の増加とともに増加することがわかる。

3. 2 季節性指数 SI と Q25, Q50, Q75, Q95 の関係

図-7 は季節性指数 SI と流量 Q の関係を示している。この図から季節性指数 SI の増加とともに Q_{25} , Q_{50} , Q_{75} , Q_{95} はそれぞれ減少することがわかる。また、図-8 は季節性指数 SI と Q_{25} からの流量減少量の関係、図-9 は季節性指数 SI と流量減少率の関係を示している。なお、乾燥指数 DI と同様に、図-9 の流量減少率は、図-8 における流量減少量を Q_{25} で基準化したものである。図-8 から Q_{25} から Q_{50} , Q_{75} , Q_{95} までのいずれの流量減少量も季節性指数 SI の増加とともに減少することがわかり、また図-9 からいずれの流量減少率も季節性指数 SI の増加とともに増加することがわかる。

3. 3 乾燥指数 DI と季節性指数 SI の関係

以上の結果から、乾燥指数 DI と季節性指数 SI には相関があると考えられる。図-10 は本研究の対象流域における乾燥指数 DI と季節性指数 SI の関係を示している。この図から乾燥指数 DI と季節性指数 SI には相関があることがわかる。また、図-4～図-9 の回帰曲線の決定係数値 R^2 の大きさから、現状では季節性指数 SI よりも乾燥指数 DI の方が、流況曲線形状の説明変数としてより有効である可能性が高いと言える。

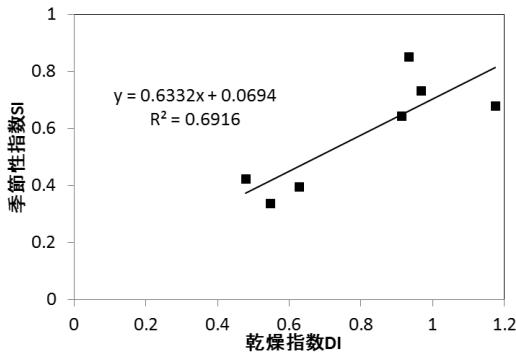


図-10 乾燥指数 DI と季節性指数 SI の関係

4. 考察

本研究は、気候・地理条件の多様性に対応しながら、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最終目的とし、第一段階として流況曲線形状を決定する Q_{25} , Q_{50} , Q_{75} , Q_{95} と気候条件の関係を多様な気候条件を有するオーストラリアの流域を対象として整理した。その結果、気候条件を代表する乾燥指数 DI および季節性指数 SI の両方が流況曲線形状に影響していることが分かった。このため、乾燥指数 DI や季節性指数 SI を利用して流況曲線形状を推定することができる可能性が示された。

本研究において乾燥指数 DI 、季節性指数 SI と Q_{25} , Q_{50} , Q_{75} , Q_{95} における流量減少量、流量減少率について整理した結果、回帰曲線の決定係数 R^2 の大きさから乾燥指数 DI 、季節性指数 SI と流量減少量の関係については相関が高いと考えられるが、乾燥指数 DI 、季節性指数 SI と流量減少率の関係については増加傾向であることはわかるが、相関は低いと考えられるため、乾燥指数 DI 、季節性指数 SI から流量減少率について直接推定するには有効でないと考えられるため、今後、 Q_{25} , Q_{50} , Q_{75} , Q_{95} の扱い方についても検討する必要があると考えられる。

また、本研究の対象流域においては、乾燥指数 DI と季節性指数 SI には相関があるという特徴的な結果を得た。このことから、乾燥指数 DI と季節性指数 SI はどちらか一方を気候条件の特性値として用いればよい可能性がある。しかしながら、今後対象流域を拡大する上で、乾燥指数 DI と季節性指数 SI の範囲も変化する考えられるため、現在のところは乾燥指数 DI と季節性指数 SI 両方を気候条件の特性値として用いる方が無難であると考えられる。

なお、本研究の、対象流域はオーストラリアの合計 7 の流域であり、対象流域数としては少ないため、気候条件と流況曲線形状の関係として得られた結果がどこまで有効であるかについては今後検討する必要があると考えられる。また、対象流域の選定条件についても検討する必要があると考えられる。さらに、気候条件について本研究では乾燥指数 DI と季節性指数 SI を対象としたが、気候条件を特徴づける特性値はまだ多くあり、

例えば、年間降水量や年最大降水量等も対象に加えることで、気候条件と流況曲線形状について有効な関係を見出せる可能性がある。

5. 結論

本研究は、気候・地理条件の多様性に対応しながら、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最終目的とし、第一段階として流況曲線形状を決定する Q25, Q50, Q75, Q95 と気候条件を整理した結果、以下の結果を得た。

①対象流域においては、乾燥指数 DI と季節性指数 SI は Q25, Q50, Q75, Q95 の大きさに影響していることがわかった。具体的には、乾燥指数 DI と季節性指数 SI の増加とともに Q25, Q50, Q75, Q95 は減少することがわかった。

②乾燥指数 DI, 季節性指数 SI の増加とともに Q25 から Q50, Q75, Q95 までの流量減少量は減少傾向を示し、乾燥指数 DI, 季節性指数 SI の増加とともに流量減少量を Q25 で基準化した流量減少率は増加傾向を示すことがわかった。

③対象流域においては、乾燥指数 DI, 季節性指数 SI には相関があることがわかった。

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、より多くの気候条件について流況との整理を行うことで、気候条件と流況との有効な関係について見出すこと等が課題である。

謝辞

本研究は、科学研究費補助金（若手研究 B, 21760381），東京大学総括プロジェクト機構「水の知」（サントリ）総括寄付講座との共同研究、JICA/JST 地球規模課題対応国際科学技術協力事業「気候変動に対する水分野の適応策立案・実施支援システムの構築(IMPAC-T)」の成果の一部である。本研究は西オーストラリア大学提供データ、オーストラリアの気象庁の気候データを活用した。ここに謝意を記す。

参考文献

- Abebe, A. and Foerch, G. (2006), Catchment characteristics as predictors of base flow index (BFI) in Wabi Shebele river basin, east Africa, *Proceedings of Conference on International Agricultural Research for Development*, pp.1-8.
- Burt, T. P. and Swank, W. T. (1992), Flow frequency responses to hardwood-to-grass conversion and subsequent succession, *Hydrol. Process.*, Vol.6, pp.179-188.
- Castellarin, A., Galeati, G., Brandimarte, L., Montanari, A. and Brath, A. (2004), Regional flow-duration curves: reliability for ungauged basins, *Adv. Water Resour.*, Vol.27, pp.953-965.
- Castellarin, A., Camorani, G. and Brath, A. (2007), Predicting annual and long-term flow-duration curves in ungauged basins, *Adv. Water Resour.*, Vol.30, pp.937-953.
- Croker, K. M., Young, A. R., Zaidman, M. D. and Rees, GG (2003), Flow duration curve estimation in ephemeral catchments in Portugal, *Hydrol. Sci.J.*, Vol.48, pp.427-439.
- Farmer, D., Sivapalan, M. and Jothityangkoon, C. (2003), Climate, soil, and vegetation controls upon the variability of water balance in temperate and semiarid landscapes: Downward approach to water balance analysis, *Water Resour. Res.*, Vol.39, 1035, doi: 10.1029/2001WR000328.

- Fennessey, N. and Vogel R. M. (1990), Regional Flow Duration Curves for Ungaged Sites in Massachusetts, *J. Water Resour. Plan. Manag.*, ASCE, Vol.116, pp. 530-549.
- Franchini, M. and Suppo, M. (1996), Regional analysis of flow duration curves for a limestone region, *Water Resour. Man.*, Vol.10, pp.199-218.
- Holmes, M. G R., Young, A. R., Gustard, A. and Grew, R. (2002), A region of influence approach to predicting flow duration curves within ungauged catchments, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, Vol.6, pp.721-731.
- 地頭蘭隆・竹下敬司 (1987), 山地河川の流況と流域条件の関係 II 流域地質が流況に及ぼす影響, 鹿児島大学農学部演習林報告, Vol.15, pp.15-38.
- Kim, U. and Kaluarachchi, J. J. (2008), Application of parameter estimation and regionalization methodologies to ungauged basins of the Upper Blue Nile River Basin, Ethiopia, *J. Hydrol.*, Vol.362, pp.39-56.
- Komatsu, H., Maita, E. and Otsuki, K. (2008), A model to estimate annual forest evapotranspiration in Japan from mean annual temperature, *J. Hydrol.*, Vol.348, pp.330-340.
- 真板英一・鈴木雅一 (2008), 森林植生の伐採が山地小流域の流況曲線に与える影響—流況の流域間変動に対する植生要因の大きさの検討—, 日本森林学会誌, 第90巻, pp.36-45.
- Mazvimavi, D., Meijerink, A. M. J., Savenije, H. H. G. and Stein, A. (2005), Prediction of flow characteristics using multiple regression and neural networks: A case study in Zimbabwe, *Phys. Chem. Earth*, Vol.30, pp.639-647.
- Milly, P. C. D., (1994), Climate, interseasonal storage of soil water, and the annual water balance. *Adv. Water Resour.*, 17, 19–24. doi:10.1016/0309-1708(94)90020-5.
- Mimikou, M. and Kaemaki, S. (1985), Regionalization of flow duration characteristics, *J. Hydrol.*, Vol.82, pp.77-91.
- Moliere, D. R., Lowry, J. B. C. and Humphrey, C. L. (2009), Classifying the flow regime of data-limited streams in the wet-dry tropical region of Australia, *J. Hydrol.*, Vol.367, pp.1-13.
- 虫明功臣・高橋裕・安藤義久 (1981), 日本の山地河川の流況に及ぼす流域の地質の効果, 土木学会論文報告集, Vol.309, pp.51-62.
- Sefton, C. E. M. and Howarth, S. M. (1998), Relationships between dynamic response characteristics and physical descriptors of catchments in England and Wales, *J. Hydrol.*, Vol.211, pp.1-16.
- 志水俊夫 (1980), 山地流域における渇水量と表層地質・傾斜・植生との関係, 林業試験場研究報告, Vol.301, pp.109-128.
- Singh, K. P. (1971), Model flow duration, *Water Resour. Res.*, Vol.7, pp.1031-1036.
- Soulsby, C., Tetzlaff, D., Rodgers, P., Dunn, S. M., and Waldron, S. (2006), Runoff processes, stream water residence times and controlling landscape characteristics in a mesoscale catchment: an initial evaluation. *J. Hydrol.* Vol.325, pp.197–221.
- Thornthwaite, C. W. (1948), An approach toward a rational classification of climate, *Geogr. Rev.*, Vol.38, pp.55-94.
- Ward, R. C. and Robinson, M. (1990), *Principles of Hydrology*, McGraw-Hill, pp.264-266.
- 横尾善之・沖大幹 (2009), 山地河川の流況曲線形状を説明するための表層地質の分類法に関する検討, 土木学会水工学論文集, 第53巻, pp.463-468.
- 横尾善之・有働恵子 (2007), 流域の地理条件が流況曲線形状に与える影響, 土木学会水工学論文集, 第51巻, pp.373-378.
- 横尾善之・沖大幹 (2010), 流域の気候・地形・土壤・地質・土地利用が河川の流況に与える影響, 土木学会水工学論文集, 第54巻, pp. 469-474.

ボリビア Tuni 湖集水域での蒸発量の推定

東北大学工学部 白鳥総一朗

東北大学大学院工学研究科災害制御研究センター 真野明

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災害制御研究センター 有働恵子

1. はじめに

現在、地球温暖化により、アンデス山脈にある熱帯氷河の後退が加速している。¹⁾この融解水を主要な水資源とするボリビアの首都ラパスと隣接都市エルアルトは将来深刻な水不足になることが懸念されている。これらの都市では近年人口の集中やそれに伴う都市域、耕作地の開発により水需要が増加している。そのため、水資源の確保は喫緊の課題である。本論文では、水収支の項目の中で計測が困難な蒸発量を気象データを用いて算出し、現地の気候に適した蒸発量の推定の式を決定することを目的とする。

2. 対象地域と気象データ

ボリビアは南米大陸に位置する内陸国である。Tuni 湖に流入する河川は大きく 3 つあり、それぞれの流域の上流に大きな氷河が存在している(図-1)。この地域は半乾燥地帯であり、雨季と乾季において河川の流出パターンが異なる。なお流域面積は Condoriri が 15km²、Huayna Potosi が 35km²、Tuni Bajo が 10km²である。本研究では、対象流域に適した蒸発量の式を決定するためにデータが豊富に存在する Zongo(南緯 16 度 15 分、西経 68 度 10 分、標高 5050m) の気象データを用いた。Zongo の気象データは GLACIOCLIM²⁾から取得した。

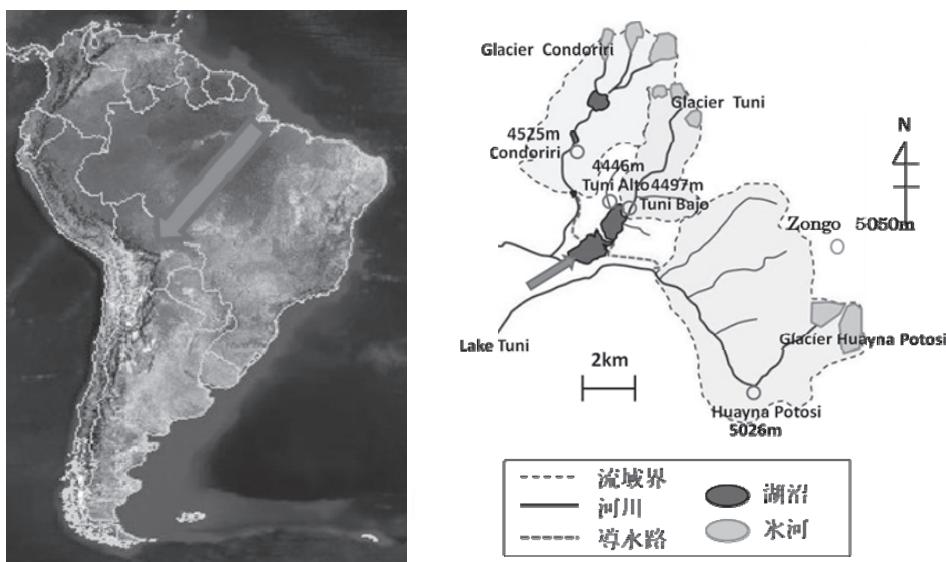


図-1 対象地域

3. 解析方法

対象地域の蒸発量を算出するために、2004年8月から2009年8月までのZongoの観測値のデータを用いた。なお、2007年はデータ数が十分でないため解析期間から除いた。その他の年もデータ数が十分でないため、1日を通してデータが得られる日のみを用い、1月当たり30日とする月平均可能蒸発量を算出した。また、使用した観測項目は、短波放射量、長波放射量、気温、地表面温度、風速、湿度、地中伝導熱量であり、観測高度は地表面から2mである。本研究では、理論的根拠に基づいて可能蒸発量を算出するボーエン比法と、熱収支式に経験則を導入することにより簡易化されたペンマン式を比較した。なお、地表面の湿度が飽和であると仮定して、可能蒸発量が実蒸発量にほぼ等しくなると設定した。

4. ボーエン比法

熱収支式³⁾とバルク式³⁾を用いて可能蒸発量を算出する方法をボーエン比法と呼ぶ。可能蒸発量を算出するための熱収支式は次式で表される。

$$S \uparrow - S \downarrow + L \uparrow - L \downarrow = H + lE + G \quad (1)$$

$$R = S \uparrow - S \downarrow + L \uparrow - L \downarrow \quad (2)$$

ここに、 S ：短波放射量(Wm^{-2})、 L ：長波放射量(Wm^{-2})、 H ：顯熱輸送量(Wm^{-2})、 lE ：潜熱輸送量(Wm^{-2})、 R ：地中伝導熱量(Wm^{-2})、 G ：正味放射量(Wm^{-2})である。

式(1)の顯熱量 H および潜熱量 lE は、次のバルク式で表される。

$$H = c_P \rho C_H U (T_s - T) \quad (2)$$

$$lE = l \rho C_E U (q_s - q) \quad (3)$$

ここに、 $c_P \rho$ ：空気の体積熱容量($\text{J}\text{K}^{-1}\text{m}^{-3}$)、 U ：風速(ms^{-1})、 T_s ：地表面温度(K)、 T ：気温(K)、 l ：水の気化の潜熱(Jkg^{-1})、 q_s ：地表面の飽和比湿(kgkg^{-1})、 q ：大気の比湿(kgkg^{-1})、 C_H 、 C_E ：バルク係数である。ここで H と lE の比であるボーエン比 B_o を $C_H = C_E$ と仮定して用いる。

$$B_o = \gamma \frac{(T_s - T)}{(e_s - e)} \quad (4)$$

$$E = \frac{R - G}{l(B_o + 1)} \quad (5)$$

5. ペンマン式

本論文では植生を考慮しないと仮定したペンマン式³⁾を用いた。ペンマン式は以下のように示す。

$$lE = \frac{\Delta}{\Delta + \gamma} (R - G) + \frac{\gamma}{\Delta + \gamma} lE_a \quad (6)$$

ここに、 Δ ：飽和比湿の温度に対する変化率(K^{-1})、 γ ：乾湿計定数(hPaK^{-1})である。 E_a は放射量によらない大気の乾燥力とし、以下の式で表される。

$$lE_a = f(U) \{e_s(T) - e\} \quad (7)$$

$$f(U) = 0.26 \times (1.0 + 0.54U) \quad (8)$$

ここに、 e_s ：気温 T における飽和水蒸気圧、 e ：気温 T における水蒸気圧である。

以上の(6)(7)(8)式を用いて、可能蒸発量を算出する。

6. 推定手法の比較

ボーエン比法を用いて算出した可能蒸発量、ペンマン式を用いて算出した可能蒸発量を図2、3にそれぞれ示す。

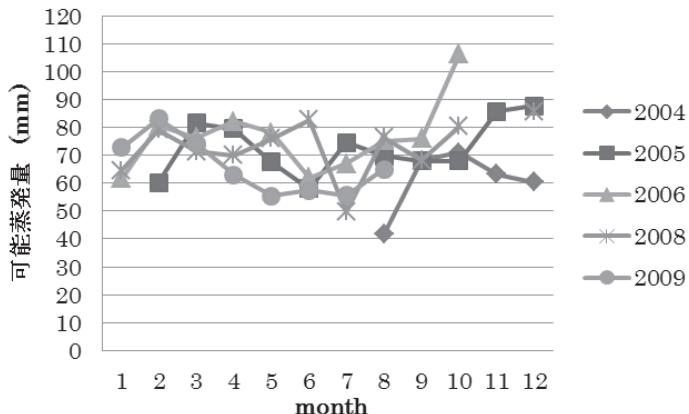


図2 ボーエン比法による可能蒸発量

ボーエン比法は、熱収支と風速、湿度、などの大気の条件を考慮にいれているという点から精度が高い可能蒸発量が算出できると考えられる。さらに、パルク係数を与えないことから粗度や大気安定度を必要としないので、比較的簡単に算出できる。1年間の平均可能蒸発量はおよそ730mm～920mmであり、月単位の平均可能蒸発量はおよそ60mm～80mmと算出された。

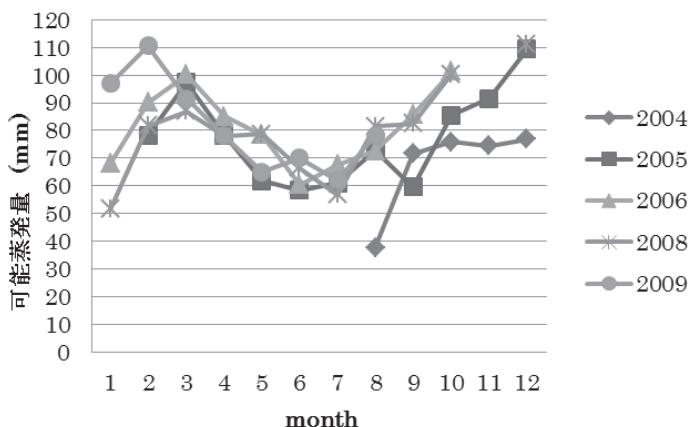


図3 ペンマン式による可能蒸発量

ペンマン式は(8)式の風速関数が今回の対象流域に適するのかという不確実性を含むため、ボーエン比法よ

りも精度は劣ると考えられる。しかし、比較的簡易に可能蒸発量を算出することができる。また、ペンマン式の第1項は正味放射に依存する蒸発成分、第2項は風速に依存する蒸発成分と考えられる。1年間の平均可能蒸発量はおよそ800mm～980mmであり、1月の平均可能蒸発量はおよそ65mm～80mmと算出された。

7. ペンマン式の検証

ペンマン式は(8)式の風速関数が、今回の対象地域に適用できるのかという不確実性を含む。図4に2通りの手法の相関を示す。

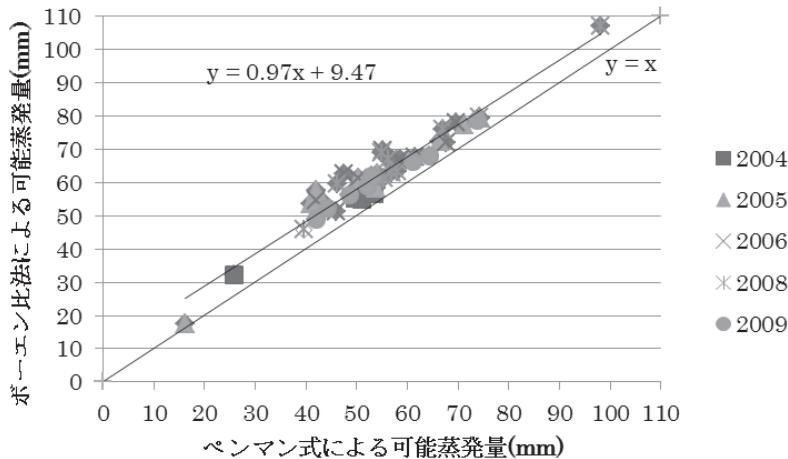


図4 ボーエン比法とペンマン式による可能蒸発量の比較

各年の相関係数は2004年:0.97、2005年:0.97、2006年:0.92、2008年:0.98、2009年:0.99を示し、全体の相関係数は0.97を示した。次に、風速関数は風速 U と気温 T に依存する関数である⁴⁾と考えられるため、それらを用いた補正を行なった。補正については(9)式を用いた。

$$(IE - \frac{\Delta}{\Delta + \gamma} (R - G)) \frac{\Delta + \gamma}{\gamma} = \frac{U}{T + 273.15} \quad (9)$$

(9)式の左辺と右辺の相関を図5に示す。

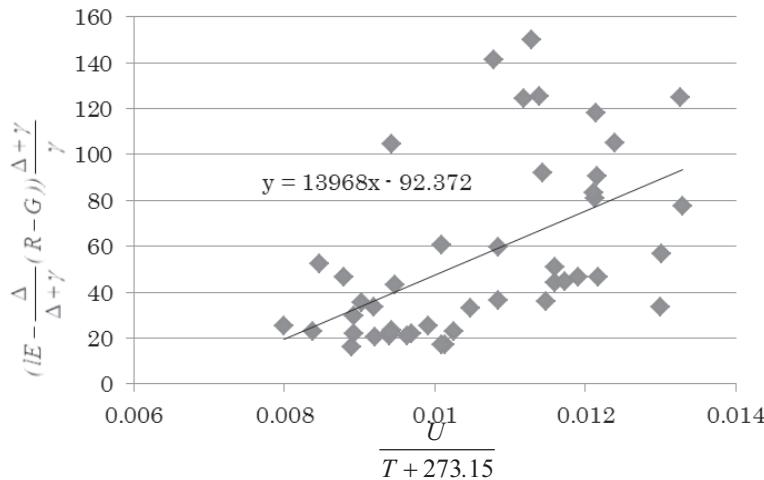
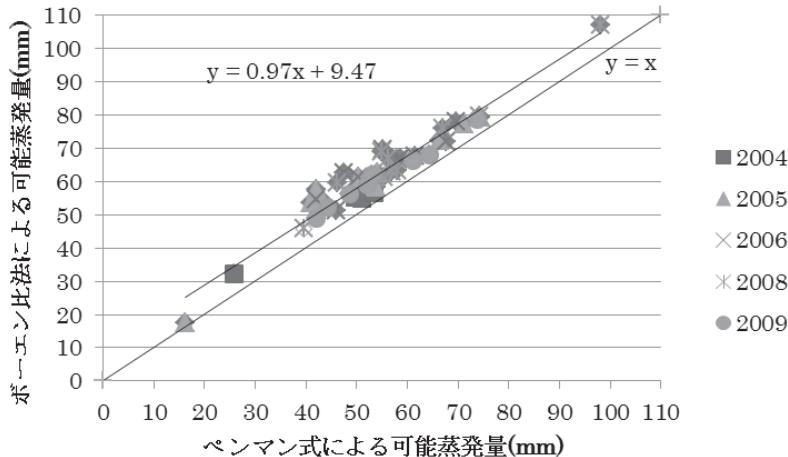


図 5 風速関数の導出

全体として相関係数は 0.53 を示し、以下の近似式を得た。

$$f(U) = 1.40 \times 10^4 \times \frac{U}{T + 273.15} - 92.37 \quad (10)$$

(9)式を用いた補正後の相関図を図 6 に示す。

図 6 ボーエン比法と $f(U)$ を補正したペンマン式の比較

各年の相関係数は 2004 年 : 0.99、2005 年 : 0.97、2006 年 : 0.92、2008 年 : 0.98、2009 年 : 0.99 を示し、全体の相関係数は 0.97 を示した。これは、補正前の結果とほぼ同じであり、(7)式が今回の対象地域でも適用できる事が確認された。また、対象地域の平均気温は 1°C 前後であるため、気温による影響が少なかったことも考えられる。ただし、気候変動の状況によっては風速と気温の関数を利用する必要があると考えられる。

8. まとめ

本研究では熱帯アンデス地の Zongo 地域を対象として、ボーエン比法とペンマン式が適用できる事を確認した。今後は、土壤の含水率を考慮にいれた関数を決定し、今回のペンマン式と組み合わせることによって実蒸発量を推定する手法を検討する意向である。

参考文献

- 1) 田中 仁、真野 明 (2010) : 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.
- 2) GLACIOCLIM : <http://www-lgge.ujf-grenoble.fr/ServiceObs/>
- 3) 池淵周一、椎葉充晴、宝馨、立川康人 : エース 水文学
- 4) Wilfried Brutsaert : 水文学

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。また、気象データは GLACIOCLIM で公開されているデータを利用した。ここに記して関係各位に謝意を表する。

熱帯氷河地域の土砂生産定量化の解析

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 今泉 直也

サンアドレス大学 Ramiro Pillo Zola

東北大大学院工学研究科 朝岡 良浩

1. はじめに

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が推計されており、多くの数値気候モデルの出力結果を用いた解析から水循環の変化、途上国の人団増加による水資源不足が危惧されている¹⁾。こうした背景より、気候変動と将来の社会発展に適応できる水マネジメントの検討が必要とされている。水循環の変化に関しては、短時間の降水量増大、無降雨期間の長期化極端な降水事象だけにとどまらず雪氷融解の影響も指摘されており、IPCC第4次評価報告書では、人間による消費、農業、エネルギー生産のための水の利可能性に重大な影響を与えると記載している²⁾。氷河融解を考慮した場合、顕著な変動の推測される地域が低緯度でありながら高標高に分布する「熱帯氷河」である。全球における熱帯氷河の99%は南米のアンデス山脈に存在し、既に流域等の地域単位の評価ではあるもののアンデス山脈内の幾つかの氷河融解の報告がなされている³⁾。この周辺は人口増加の著しい地域でもあり、現状でも水資源が切迫している問題を有している。そのため、早急の水マネジメントを必要とする地域である。

当該研究の対象領域であるボリビア国、ラパスは、南米アンデス山脈の標高4,000m以上に存在する氷河からの融解水を生活、農業、発電、工業等に利用し、生計を営んでいる。しかしながら、気候変動による気温上昇の影響により近年では氷河が急速に消失していることが明らかにされている³⁾。また、ラパス首都圏に約200万人の人口が存在しているが、周辺村落部からの人口流入により人口増加の傾向にある。こうした気候システムの温暖化、社会情勢の変化に従い、2009年から水供給が需要に対して不足しており、将来的な水マネジメントの検討が切望されている地域である。

氷河融解の問題は水マネジメントにおいて、単純な水量減少を示唆するだけのものではない。氷河融解が進行した場合、植生の乏しい地表面に裸地が広がることとなる。植生などの降水衝撃吸収効果がないため裸地に関すれば、降水による浸食作用が働きやすい土地被覆である。そのため、氷河融解は、地表面からの土砂流出現象の活発化を促す要因になりうる。こうした土砂流出は、河道への土砂流入も促進させるため、貯水池などの水源への堆砂を進行させる。したがって、有効貯水率を減少させることも予測される。こうした過程を考慮すると、水マネジメントとして氷河融解による土砂生産、および貯水池の堆砂の検討も必要になる。

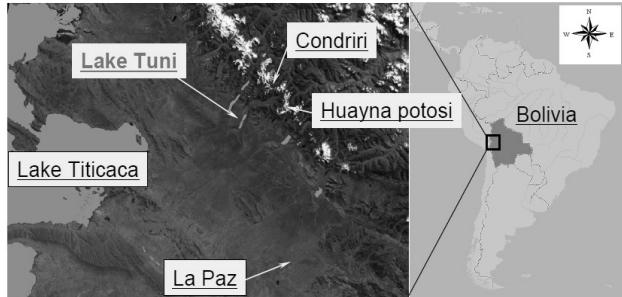


図1 研究対象地域

* Sedimentation produces analysis in tropical glacier zone, Faculty of Symbiotic Systems Science, Fukushima University by Seiki Kawagoe and Naoya Imaizumi, San adres University by Ramiro Pillo Zola, Tohoku University by Yoshihiro Asaoka.

本研究では、水マネジメントに対する土砂影響の把握を目的に、ラパスにおける上水道の水源であるTuni湖(図-1 参照)に対する土砂生産を気候システムの温暖化による降水状況にあわせて定量化させる取り組みを試みた。

2. 研究の流れ、およびデータセット

研究は以下の①から③の流れに示すとおりに実施した。これらを空間的(マップ情報)に捉えることのできる成果にすることに取り組んだ。

- ① 現状時の高解像度降水量分布データ、および数値気候モデルの出力データによる現在から将来(2050年期、2100年期)に対する月降水量変化の解析
- ② 降水解析データを利用した土砂浸食量解析
- ③ 気候システム温暖化による総合解析

(1) 降水量について

現状時の降水に関しては、現況の月降水量分布を求めるため、Hijmans, R.J. et al⁴⁾により開発された高解像度(空間解像度1km×1km)の月降雨量分布データについてボリビア領域のみ抜き出し利用することとした。参考として、図-2にラパス領域の気象状況をまとめた。ラパスを含むAndes山脈付近の海拔標高3,000m以上の地域は、乾季と雨季が明瞭に区別される気候帯を呈しており、5月から8月までは少雨かつ低温の乾季、それ以外は比較的に多雨かつ高温の雨季と区別される。図-2より、気温状況から年間の各月を通じて平年値(1960年から1990年のデータより取得)より約1°Cから2°Cの平均気温上昇の傾向が認められる。また、降水状況から、雨季に関して降雨量が増加していることが見てとれる。2004年から2009年の平均月降水量と平年値の降水量を比較すると、11月、12月、1月の降水量増加が著しく増加している。11月と12月は約10mm、1月は約20mmの降水量増加を示す。これらから以下の①、②に示す現況のLa Pazの気象的特徴が明らかにされる。

- ① 年間を通じて平均気温が上昇している。
- ② 雨季の著しい降水量増加が認められる。

将来気候に関しては、全球に対する数値気候モデルの出力データを利用する。利用したモデルは、Gleckler et al⁵⁾により評価されたModel Climate Performance Indexの上位半分に属するものであり、モデル出力による気温上昇量の差異(以下 推定影響幅と記載する)を3等分に分類して、各々の領域に該当する気候モデルを抽出して解析することとした。こうした複数のモデルを解析に利用することで、一意的なものにとどまらずに多岐的な気候システム温暖化の影響の幅を議論することが可能になる。なお、今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、Tuni湖等の小規模領域に直接該当させることは困難である。また、モデルの出力データ自体が、各々のモデルのバイアスを含むためモ

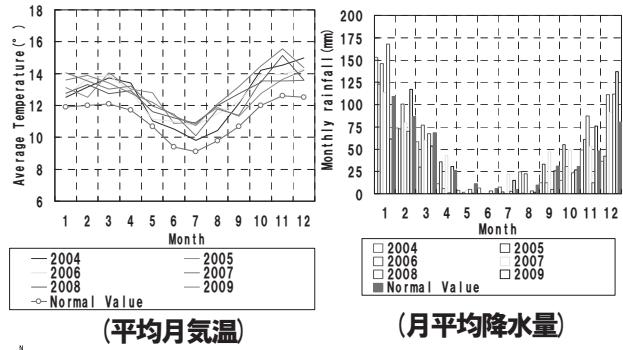


図-2 ラパス気象状況

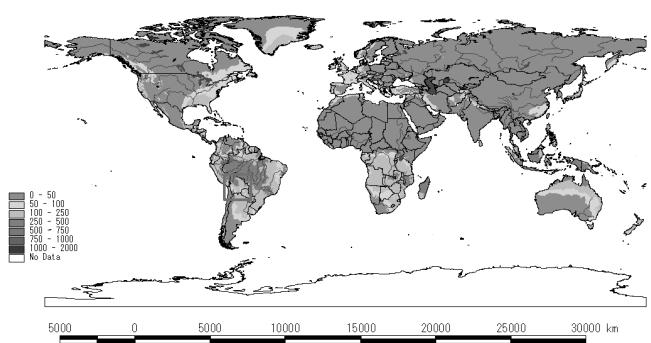


図-3 1960年から1990年の1月降水量分布
(Hijmans, R.J. et al⁴⁾の解析結果をマップ化)

ル間の数値の不確実性が含まれる。数値気候モデルの空間解像度を細分化すること、モデルのバイアスを補正することが解析を行う上で必要になる。そこで、以下の処理で、細解像度化、バイアス補正を行った。

- ① Hijmans, R.J. et al(2005)による空間解像度 $1\text{km} \times 1\text{km}$ の月降雨量分布データをボリビア領域のみ抜き出し。
 - ② 各数値気候モデルの20世紀再現計算(1990年期)月降水量データを空間解像度 $1\text{km} \times 1\text{km}$ に重み付き距離平均法を用いて内挿補間する。
 - ③ 各数値気候モデルの2050年期(2046年-2065年平均月降水量), 2100年期(2085年-2099年)の月降水量データを空間解像度 $1\text{km} \times 1\text{km}$ に重み付き距離平均法を用いて内挿補間する。
 - ④ 20世紀再現計算と2050年期(2046年-2065年平均月降水量), 2100年期(2085年-2099年)の月降水量データを用いて各モデルの現在比降水量変化率を空間解像度 $1\text{km} \times 1\text{km}$ の分布で示す。
 - ⑤ 現在比降水量変化率とHijmans, R.J. et alによる月降雨量分布データを掛け合わせることで2050年期(2046年-2065年平均月降水量), 2100年期(2085年-2099年)の空間解像度 $1\text{km} \times 1\text{km}$ の月降水量データを作成する。
- 簡易的であるが、①から⑤の処理により、月に応じた細解像度 $1\text{km} \times 1\text{km}$ の降雨空間分布を求めることができる。なお、本解析に利用した数値気候モデルは、気温と降水量の変化率の大きな数値気候モデルであるMIROC3.2Mgres(JAPAN, 空間解像度 $280\text{km} \times 280\text{km}$), 推定影響幅全体の下から1/3のモデルであるMRI-CGCM2.3.2(JAPAN, 空間解像度 $280\text{km} \times 280\text{km}$), 気温と降水量の変化率の小さなモデルであるCSIRO MK3.0(Australia, 空間解像度 $190\text{km} \times 190\text{km}$), 推定影響幅全体の上から1/3のモデルであるGFDL CM2.1(USA, 空間解像度 $250\text{km} \times 200\text{km}$)である。

(2) 土砂生産量について

土砂生産量の推計に関しては、基本的に地形、地質、および土壤、土地被覆、そして降水量データが必要である。平成21年5月踏査を参考にTuni湖周辺の地表状況を整理すると、河道渓岸に土砂堆積する緩やかなモレーン状の斜面が広がり、土砂流出した形跡が認められている。モレーンは、岩塊混り砂質土(TYPE-1), 砂質土優先(TYPE-2)に分類され、相対的に砂質土優先は急斜面を呈する(図4 参照)。

その後背には急峻な露頭斜面が広がり、露頭より供給されたと思われる岩塊が急峻な斜面尻に分布する。土砂供給源になりうる急峻な露頭斜面と河道までのアプローチは目測50m程度であり、急峻な斜面から一気に河道に土砂が流入しにくいと推測される。こうした背景を考慮した場合、以下に示す①から③の土砂生産から河道への流入プロセスが考えられる。

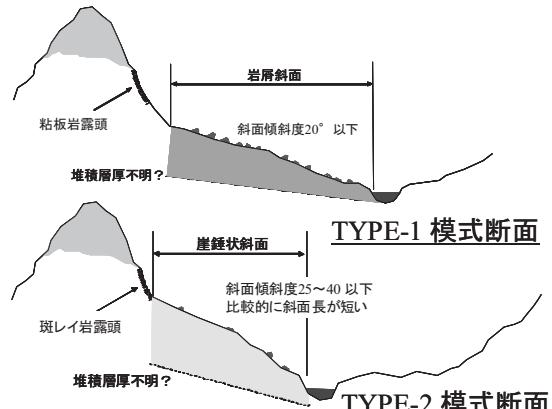


図4 Tuni 流域模式断面図

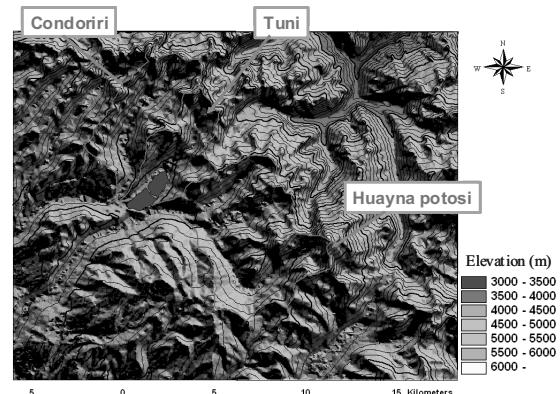


図5 Tuni 流域標高図

- ① 急峻な山岳地から岩塊混じり土砂が生産される。
 - ② 河道の溪岸に岩塊混り土砂、砂質土がモレーン状に堆積する。
(なお、岩塊混り土砂、砂質土状はモレーンの傾斜により異なり、モレーンが急斜面であれば岩塊は破碎されやすく、土砂移動の中で細粒化する。)
 - ③ 降水、氷河融解等によりモレーン状地形の土砂が河道へ供給

こうした現象観察から地すべりや崩壊というマスマープメントに示される現象よりも表層からの雨食による土砂生産の過程が推測される。そのため、本解析では土砂浸食により土砂生産現象を捉えることとし、米国農務省より開発されたRUSLE式⁶⁾を利用して土砂生産量の定量化を試みた。以下にRUSLE式を示す。

ただし、 E :土壤浸食量(単位換算でkg/30m×30m・month \sim)、 R :降雨係数 降雨の浸食エネルギー(tf・m²/km²・h)、 K :土壤係数(土壤に合わせて係数値が設定されている。グライ台地土として換算。)、 C :作物係数(本解析では考慮せず。)、 LS :地形係数(斜面長、斜面傾斜度を利用して導出。)、 P :保全管理係数(本解析では考慮せず。)である。降雨係数 R については降雨データより算出した。地形係数 LS は米国航空宇宙局、および米国地質調査所と共同で開発した光学センサASTERによって取得したデータを処理した空間解像度30m×30mの標高データを利用した(図-5参照)。なお、標高データの空間解像度30m×30mより、以降、降雨等のデータは30m×30mに内挿処理して解析を実施した。土壤係数 K については、現地調査より砂質土優先という結果が得られるため、グライ台地土の係数を解析に利用した。作物係数 C は当該地域で耕作が行われていないため考慮しないこととした。また、保全管理係数 P も流域内に土砂を制御する河川構造物がほとんど存在していないことから考慮しないこととした。

3. 降雨量解析結果

降雨の解析結果として、図-6にボリビア全土の気候変動による平均月降水量の推移図を示す。図には2050年期、2100年期における数値気候モデル毎の現在比変動率を示しており、気候変動に応じた月降水量変化が理解できる。解析結果より、最大月降雨を示すモデル上限から、2050年期は現在比1.25前後、2100年期は現在比1.25～1.60範囲で降水量増加が見込まれることが明らかにされた。モデルの上限値を参考にすれば、気候変動に従い降水量の増加が比例勾配的に認められる事を示している。一方、モデルの下限値を参考にすると、現在と比較しても降水量が低下する可能性を示すモデルも存在する。これらモデル出力の上下限値より、ボリビア国においては一概に気候システムの温暖化が降水量増加を促していないことを示している。そのため、一意的な数値気候モデルを利用して将来的な影響を見積もるのではなく、複数のモデルを利用して影響の幅を捉える必要性が示唆される。こうした結果を踏まえて、本研究では、こうした複数モデルの上限値、下限値を利用しながら総合的に気候システムの温暖化影響を見積もることとする。図-7は、ボリビア国の2050年時最大月降水量の空間分布を示したものである。

なお、月別の数値気候モデルは、総じて、雨季(11月-12月,1月-4月)に降水量増加する傾向を示している。この傾向は、現在の傾向を示している雨季の著しい降水量増加と一致しており、将来的に雨季期間の降水に起因した現象の顕在化を示唆するものである。

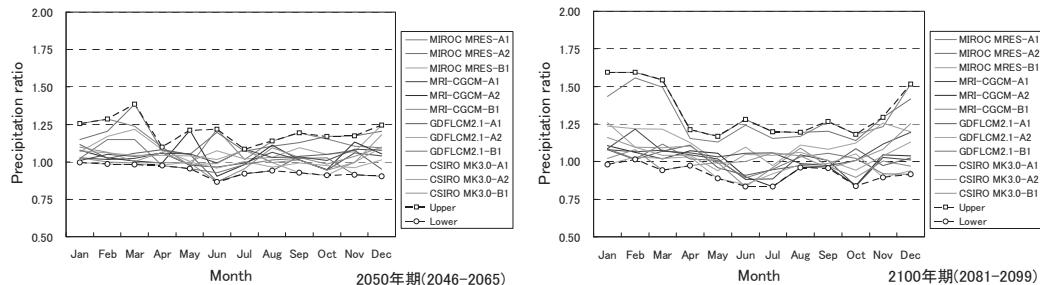


図-6 ポリビア国現在比降雨量の推移

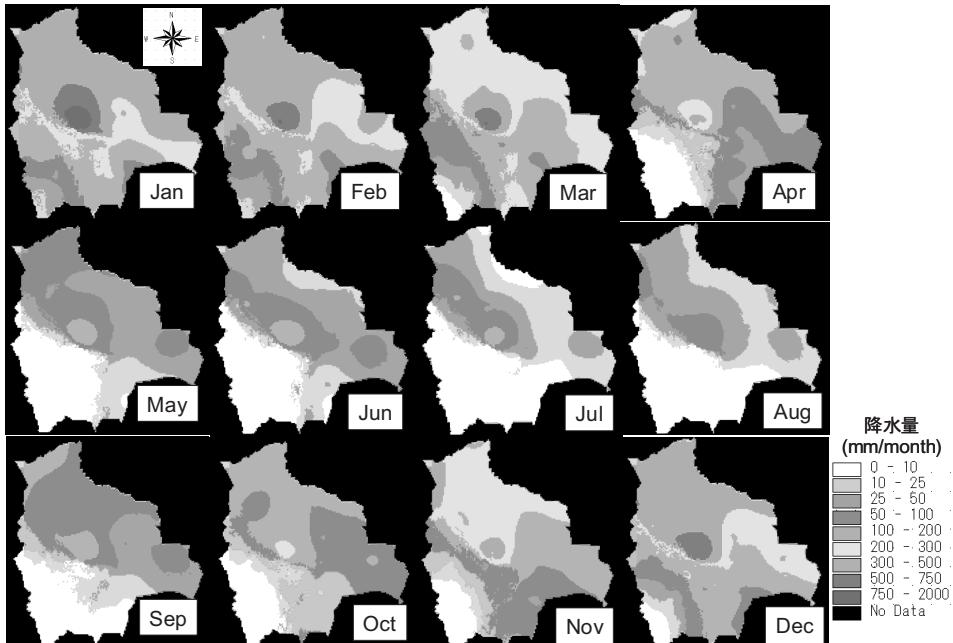


図-7 ポリビア国2050年時月最大降水量分布

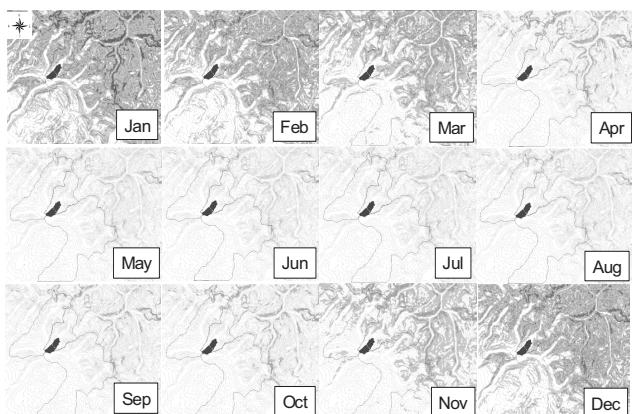


図-8 ポリビア国2050年時土砂生産量分布

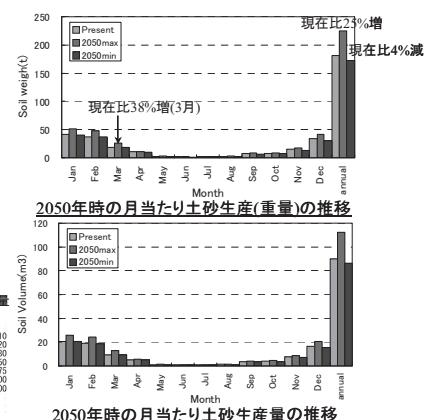


図-9 ポリビア国2050年時月当たり土砂生産量分布の推移

4. 土砂生産量解析結果

土砂生産の解析結果として、図-8に2050年最大月降水量時のTuni流域の土砂生産量(重量)のマップを示す。また、図-9に2050年時の月当たり土砂生産量の推移を示した。土砂生産量は飽和土相当として単位堆積重量 $2.0\text{tf}/\text{m}^3$ ($\approx 20\text{kN}/\text{m}^3$)と換算し求めている。解析結果より雨季を中心に土砂生産が活発化する様子が示され、12月、1月は特に河道への流入が指摘されるモレーンでの増加が見込まれている。また、気候変動状況の見地より、気候モデルの最大値を参考にすれば、3月は2050年時の現在比との増加率が最も大きい38%の土砂生産増加率を示すことが明らかにされた。これら結果より、貯水池堆砂進行の促進が雨季に促されることが有力視される。なお、気候モデルの最小値を参考にすると現在よりも土砂生産量が減少するものの、最大値との相対誤差を比較すると現在との幅が比較的に小さくなることが明らかにされている。

5. おわりに

数値気候モデル、および数値地理データを利用し、気候システムの温暖化による土砂生産量の解析を試みた。結果として、気候システムの温暖化により、ある程度の影響幅をもちながら土砂生産は変化するものの、予測最大月降水量が発生した場合には、予測最小月降水量よりも土砂生産の影響度が高まる予測を得た。また、現状の傾向と一致した雨季の土砂生産量増加が認められることも明らかにされた。そのため、特に雨季に対する土砂動向、および土砂流入制御のメンテナンスに努めるべきと見解される。

また、当該評価については、氷河の被覆位置、現状のキャリブレーションした調査結果が含まれて射ないことから、更にこれらの検討も加え、精度の高い評価を行わなければならないといえる。引き続き継続調査を実施し、モデル、および解析精度の向上に努める意向である。

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)の援助によるGRANDEによって実施されました。ここに記して謝意を示す次第である。

参考文献

- 1) 例えは沖 大幹、鼎 信次郎：地球表層の水循環・水収支と世界の淡水資源の現状および今世紀の展望，地學雑誌，Vol. 116, No. 1, pp.31-42, 2007.
- 2) 文部科学省、経済産業省、気象庁：環境省(2007) IPCC第4次評価報告書統合報告書政策決定者向け要約, <http://www.env.go.jp/earth/ipcc/4th/interim-j.pdf> (Cited 2011/12/31).
- 3) Bernard Francou, Edson Ramirez, Bolivar Caceres, and Javier Mendoza : Glacier Evolution in the Tropical Andes during the Last Decades of the 20th Century, A Journal of the Human Environment Vol.29, Issue.7, pp.416—422, 2000.
- 4) Hijmans, R.J., S.E. Cameron, J.L. Parra, P.G. Jones and A. Jarvis : Very high resolution interpolated climate surfaces for global land areas. International Journal of Climatology 25: pp.1965-1978, 2005.
- 5) P.J. Gleckler, K. E. Taylor and C. Doutriaux , Performance metrics for climate models, Journal of geophysical research, 113, D06104 doi:10.1029/2007JD008972, 2008.
- 6) Mitchell,J.k., and Bubenzier, G.D : Soil loss equation, Soil Erosion, Chap.2. pp.17-62, John Wiley and Sons, 1980.

ボリビアの Tuni 貯水池における水温分布に関する数値解析*

東北大学 工学部 谷 慧亮

東北大学 大学院工学研究科 梅田 信

サンアンドレアス大学 マルセロ ゴリティ

1. はじめに

近年気候変動は世界中の多くの人たちに関心を持たれている大きな問題の一つである。地球温暖化は、低地よりも標高が高い地域で大きな影響を与えると指摘されている。南米のアンデス高地の熱帯氷河は、標高 5,000m 付近に存在し、ボリビア多民族国の首都ラパスの主要な水源となっている。降水量が少ない乾季の時期でも氷河からの融解水により家庭や農業、工業用の水を供給することができる¹⁾。しかし氷河の減少により深刻な水不足の問題が起こる可能性が出てくる。ラパス市と近郊のエルアルト市では近年人口の集中やそれにともなう都市域や耕作地の開発により水の需要は増加しているため水資源の確保は喫緊の課題である。

ラパス市とエルアルト市の水源の一つに Tuni 貯水池がある。気候変動の影響で氷河が融解し、貯水池の水量と水質の変化が変化することが懸念されている。水質変化を検討する上で、水質環境の形成に水温が大きく関係するため気候変動による水温分布の変化を予測する必要がある。本論では将来予測において用いる貯水池の水温解析モデルの再現計算について報告する。

2. 調査・研究方法の概要

Tuni 貯水池は、ラパス市から北北西に約 30km に位置する、ラパスへの水道用水の供給を目的に建設されたダム貯水池である。総貯水容量は $24.7 \times 10^6 \text{ m}^3$ で、毎秒 $1\text{m}^3/\text{s}$ の水をエルアルト市内の浄水場へ送る役割を果たしている。貯水池の周辺流域は、乾季の時期には雨がほとんど降らず、渇水する地点もいくつか存在する半乾燥地である。そのため氷河が水源として果たす役割は大きい。湖内の連続的な水温の鉛直分布および水位変動を計測するために自記式水温計(Onset Computer 社製 ティドビット v2)と水位計(Onset Computer 社製 HOBO U20 ウォーターレベルロガー)を貯水池の最深部に設置した。計測期間は 2010 年 9 月 21 日から 2011 年 8 月 27 日で、1 時間間隔の計測を行った。水温計は水面から深さ方向に 1m 間隔で設置した。水位計は最低水位付近に留まるように設置した。図-1 に Tuni 貯水池流域の概略と計測地点を示す。

水温分布の計算は、水平的な水温分布を一様と仮定する鉛直一次元の数値解析モデルを

* Numerical simulation of water temperature distribution in Tuni reservoir, by Keisuke Tani, Makoto Umeda and Marcelo Gorrity

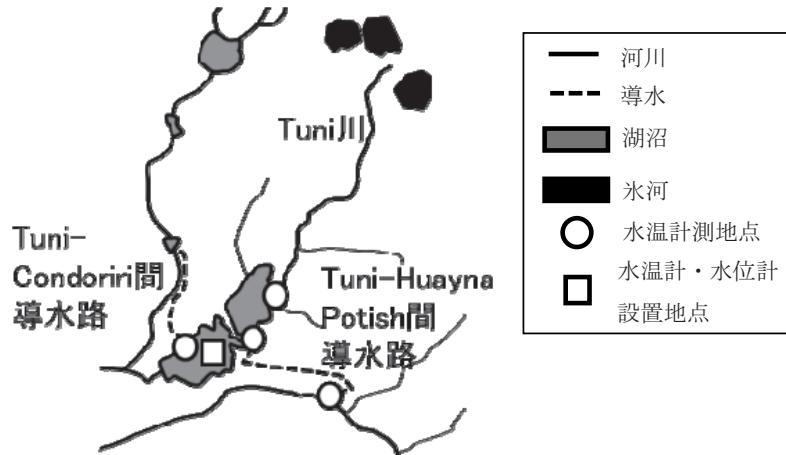


図-1 Tuni 貯水池流域の概略と計測地点

用いた。流入水は表層近くに流れると仮定し、密度が大きい水が上の層にある場合は上下の層の完全に混合するとした。

貯水量の収支は以下の式で計算される。

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

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)を示す。これにより湖の水位が計算される。

気象条件による水面での熱収支 S は以下の式で計算される。

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

ここで、 ref は水面反射率、 β は水面吸収率、 φ_0 は日射量($\text{kcal}/\text{m}^2/\text{day}$)、 φ_e は潜熱($\text{kcal}/\text{m}^2/\text{day}$)、 φ_c は顕熱($\text{kcal}/\text{m}^2/\text{day}$)、 φ_{ra} は長波放射($\text{kcal}/\text{m}^2/\text{day}$)である。潜熱および顕熱は以下の Rohwer の式を用いて計算した。

$$\varphi_e + \varphi_c = (0.000308 + 0.00015U) \rho (e_s - H e_a) \left\{ L_v + C_w T_s + \frac{269.1(T_s - T_a)}{(e_s - W e_a)} \right\} \quad (3)$$

ここで、 U 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)、 H は相対湿度、 L_v は蒸発の潜熱(kcal/Kg)、 C_w は比熱、 T_s は表層水温($^\circ\text{C}$)、 T_a は気温($^\circ\text{C}$)である。 e_s 、 e_a 、 L_v は以下の式を用いて求めた。なお以下の式の e_s 、 e_a の単位は hPa である。

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

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

$$L_v = 595.9 - 0.54 T_s \quad (6)$$

長波放射は以下の Swinbank の式を用いて計算した。

$$\varphi_{ra} = 0.97k\{T_w^4 - 0.937 \times 10^{-5} \times T_a^6(1.0 + 0.17C_d^2)\} \quad (7)$$

ここで k は Boltzmann 定数($\text{kcal}/\text{m}^2/\text{day}$), T_w は表面水温(K), T_a は気温(K), C_d は雲量である。

水中での日射の伝達は以下の Lambert-Beer の式を用いて計算した。

$$\varphi_z = (1 - ref)(1 - \beta) \varphi_0 \exp(-\eta z) \quad (8)$$

ここで, φ_y は深度 $z(\text{m})$ における日射量($\text{kcal}/\text{m}^2/\text{day}$), η は減衰係数である。パラメータ ref , β , η の値は、それぞれ一般的に用いられる 0.06, 0.5, 0.5 とした。

シミュレーションへの入力データは、貯水池の標高毎の体積、流入出量、流入水温、気象条件（気温、日射量、風速、湿度、雲量）である。気象データは、東北大学とボリビアのサンアンドレス大学水理研究所(IHH—Instituto de Hidraulica e Hidrologia—)が共同で Tuni 貯水池の脇において計測したデータが、2011 年 6 月から 10 月上旬の気温、日射量、風速、湿度について得られた。この気象の観測には HOBO U30-NRC データロガー(Onset Computer 社製)を用いた。湖畔での計測データがないものに関しては、国立気象水文協会(SENAMHI—Servicio Nacional de Meteorologia e Hidrografía—)がエルアルト国際空港において毎日計測している気温、風速、湿度、雲量のデータ²を利用した。この測定地点はラパス市から約 30km 離れており、Tuni 貯水池よりも標高が約 350m 低い。そのため気温は標高補正を行い、2.2°C 引いた値を計算に用いた。しかし流入量、流入水温、日射量に関しては十分な量のデータを得られなかったため、データの推定を行い算出することにした。

流入量は(1)式の関係を用いて、1 時間毎の貯水量の変化量と取水量の差から算出した。取水量は貯水池管理者の情報から常に $1\text{m}^3/\text{s}$ と仮定した。流入水温は、Tuni 貯水池で 2009 年

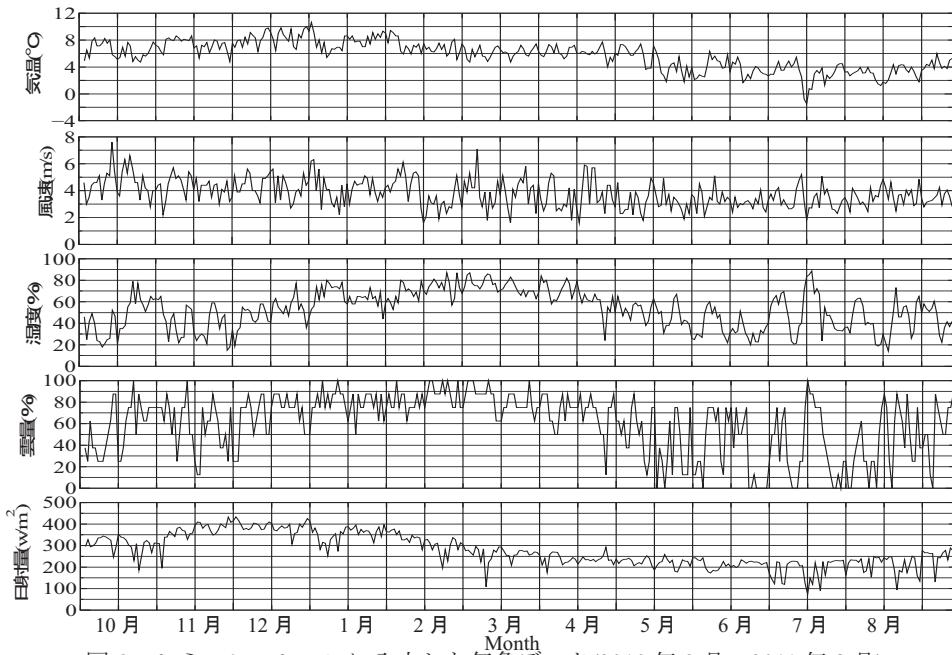


図-2 シミュレーションに入力した気象データ(2010 年 9 月～2011 年 8 月)

12月と2011年9月に測定した流入口付近の水温データの平均し、年間の水温を一定と仮定して与えることにした。日射量は、実測値がある2011年6月から8月の期間で可照時間、雲量、湿度、降水量から重回帰分析を行い、日射量の推定式を求めた。

シミュレーションに入力した気象データを図-2に示す。

3. 結果と考察

貯水池における貯水量の変化と推定した流入量を図-3、水温の計測結果および流入水温として用いる水温の平均値を表-1、日射量を推定する際に用いたデータおよび日射量の実測値と予測値を比較したグラフを図-4に示す。重回帰分析を行った結果、得られた日射量の予測式は以下に示す。

$$\varphi_0 = 114.3N_0 - 0.4C_d - 1.1H - 5.3W - 1002.8 \quad (9)$$

ここで、 N_0 は可照時間である。重回帰分析により得られた決定係数 R^2 は 0.53 である。

数値解析モデルを用いて鉛直水温分布の計算を行った結果、2010年9月から2011年8月の期間での計算値を図-5、Tuni での観測データがある2011年6月から2011年8月の期間での計算値を図-6に、それぞれ実測値と併せて示す。

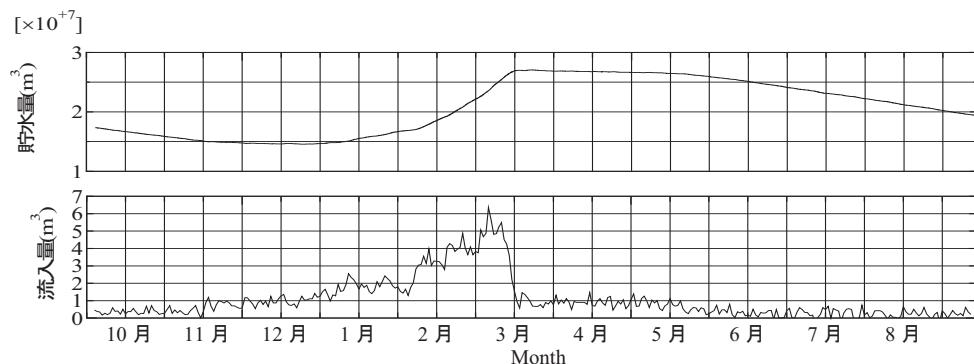


図-3 貯水池における貯水量の変化と推定した流入量(2010年9月～2011年8月)

表-1 水温計測結果と平均値

地点	調査日	時刻	水温
A:Tuni 川流入口	2009/12/2	11:55	10.5°C
	2011/9/21	14:45	11.5°C
B:Tuni-Condoriri 間導水路流出口	2011/9/21	10:45	6.0°C
C1: Tuni-HuaynaPotoshi 間導水路流出口	2009/12/2	12:25	10.8°C
C2: Tuni-HuaynaPotoshi 間導水路流入口	2011/9/21	14:45	14.7°C
	2011/9/22	15:10	15.9°C
	2011/9/25	10:40	9.2°C
上記のデータの平均値			11.2°C

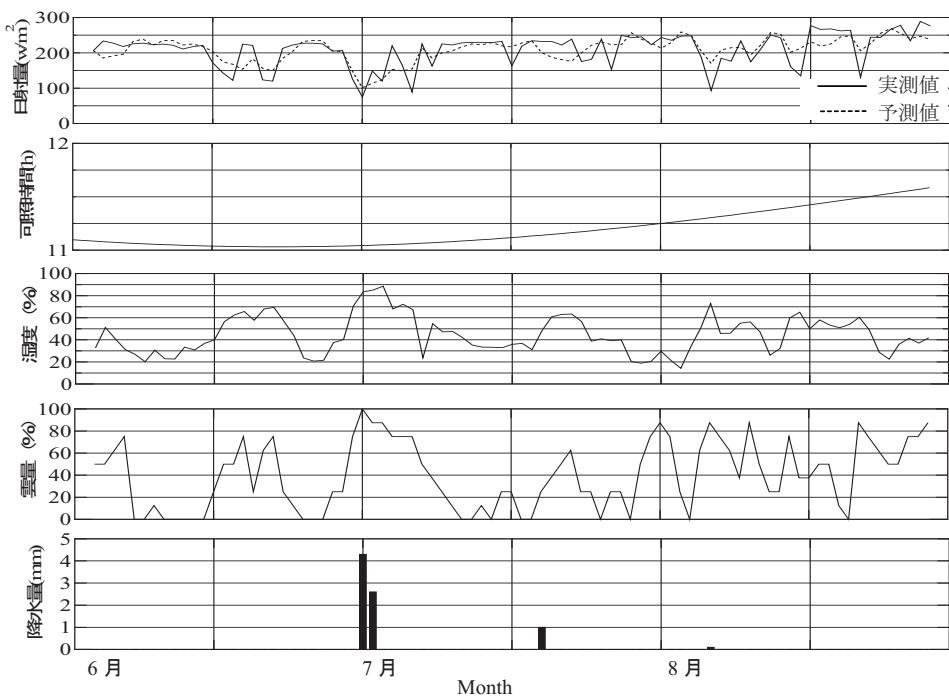


図-4 日射量の推定式作成に用いた気象データと推定式から求めた日射量
(2011年6月～2011年8月)

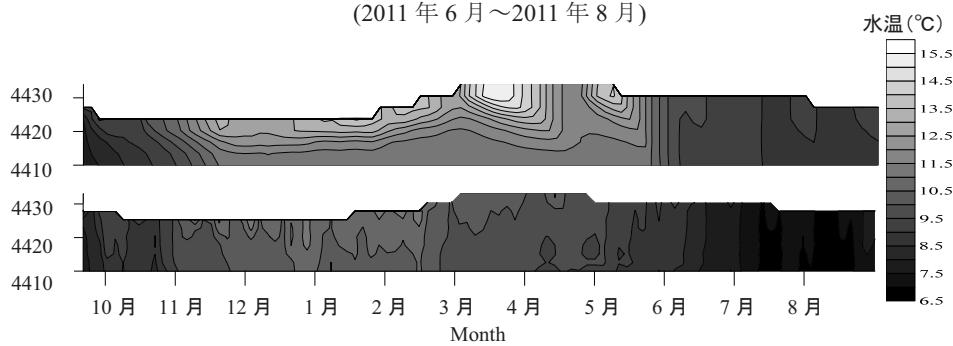


図-5 水温分布(2010年9月～2011年8月)

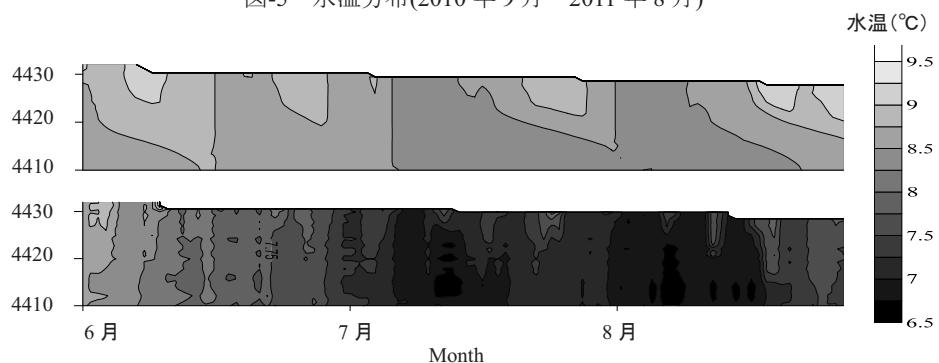


図-6 水温分布(2011年6月～2011年8月)

実測結果より、Tuni 貯水池はごく小さい水温成層しか形成しないことが分かった。年間を通して水温の変化が小さいことも特徴的である。年間で計算した結果、12月から5月にかけて水面から10mの部分の水温が実際の水温よりも2~4°C高くなつた。Tuni の観測データがある期間での計算でも1~2°Cほど水温が高くなる傾向が見られた。これはシミュレーションに入力した流入水温が実際よりも高い、もしくは湖の熱収支や水温の拡散を計算で十分に表現しきれていない結果と思われる。

4. おわりに

Tuni 貯水池に関する水文データや気象データが現段階では十分に得られていない状況であるが、新たな情報が手に入り次第シミュレーションへの入力データをより実際に近いものにしていき再現計算の精度を向上させていきたい。また Tuni 貯水池の水深毎の水温変化が少ない状況を再現するには熱収支や湖内の水の流動に関する計算を見直してモデルを改良していく必要がある。

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。

参考文献

- 1) Rocío Urrutia, Mathias Vuille : Climate change projections for the tropical Andes using a regional climate model : emperature and precipitation simulations for the end of the 21st century, JOURNAL OF GEOPHYSICAL RESEARCH, VOL. 114, D02108, 15PP., 2009
- 2) Senamhi HP, <http://www.senamhi.gob.bo/>

湖内に発達する河口堆積地形—ボリビア Tuni 湖と猪苗代湖の比較—*

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

Edson Ramirez

日本大学工学部土木工学科

藤田 豊

1. はじめに

本報告は、南米ボリビア Tuni 湖における土砂堆積現象を扱ったものであり、田中・真野¹⁾、田中・Pillco²⁾の報告の続報と位置づけられるものである。ボリビアでは、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。本研究は、このような氷河の融解が流域での土砂生産・湖内土砂堆積に及ぼす影響評価を行うことを最終的な目的として、まず、現在の状況を再現するための数値モデルの検証に使用する現地データの蓄積を目的として実施されたものである。また、類似した水域として猪苗代湖を取り上げ、そこに見られる土砂堆積の特徴、ならびに Tuni 湖との相違・類似性について検討を行っている。

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、今回の研究プロジェクトの対象は、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⁾。

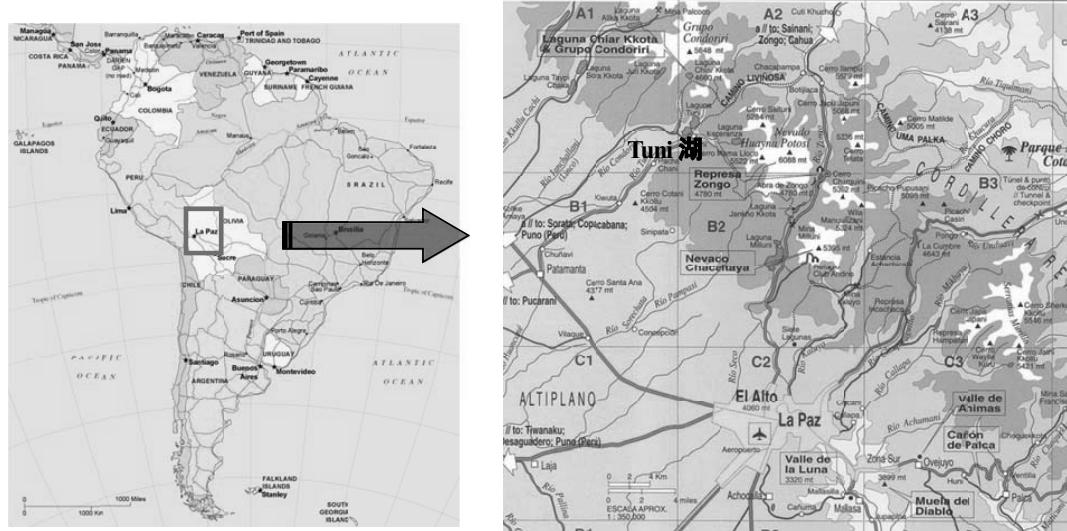


図-1 研究対象地域

* Sediment deposit in a lake –comparative study between Lake Tuni, Bolivia and Inawashiro Lake, Japan

Hitoshi Tanaka, Edson Ramirez and Yutaka Fujita

3. Tuni 湖における堆積地形

研究対象である 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。すでに前報²⁾において報告を行った様に、Tuni 氷河から Tuni 貯水池に流入する河川の最下流部には、二カ所の頗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。いずれにおいても円弧状の土砂堆積地形が明瞭に認められる。

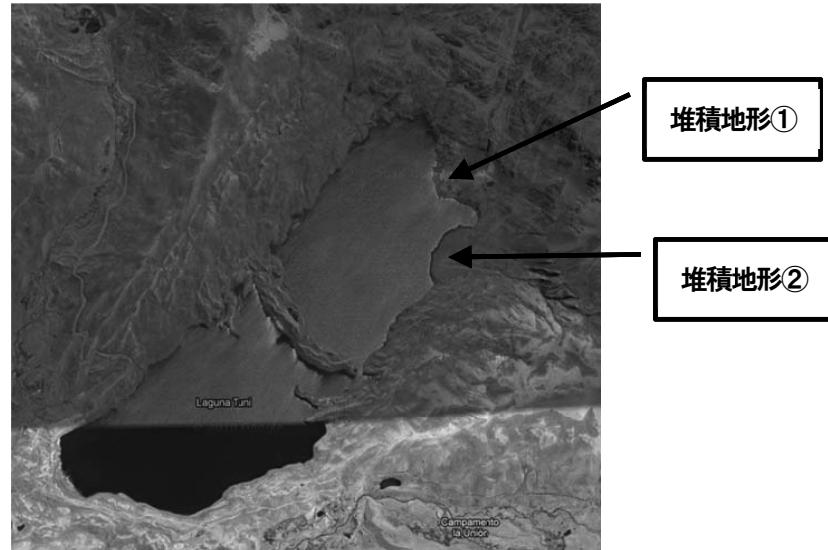
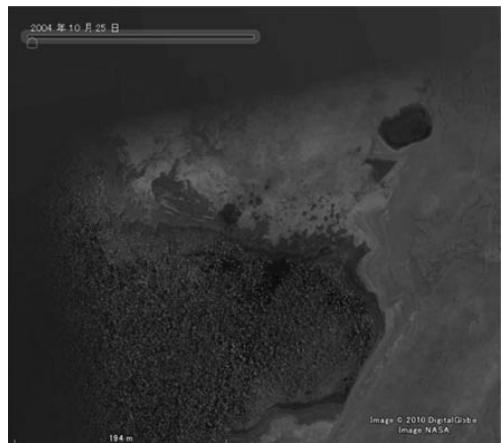


図-2 Tuni 湖の概要

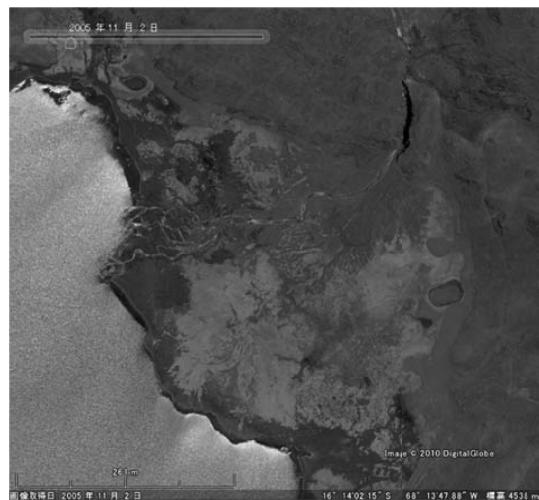
長期的な地形の変化を調べるために、Google Earth から対象地域の画像入手した。図-3は Tuni 川河口部の堆積地形①を示している。これらのうち映像を見ると、堆積地形が変動しているように見えるが、実際に貯水池の水位に応じて画像の水際が変化している。図-3(a)から図-3(c)は乾期に撮影されたものであり、河口部での堆積地形は明瞭に確認できる。一方、雨期の終了直後である5月に撮影された図-3(d)では、依然、高い水位が維持されているために、堆積地形が確認できないが、実際には水面下にそれが存在している。従って、図-3に示されたこれらの映像のみでは過去の地形変動を理解することは困難である。

同様に、堆積地形②の変遷を図-4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。特に、水位が高い図-4(d)においてこれが顕著である。また、図-3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。このことから、堆積地形②においては、現在も新たな土砂の流入により堆積が進んでいる一方で、堆積地形①においては新たな土砂の堆積が抑制されていることが示唆される。これは、Tuni 川の上流において堰・蛇籠の設置などがなされ、土砂流入に対する制御がなされていることによるものと考えられる。また、堆積地形の形状は、Butakov³⁾ ら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している。

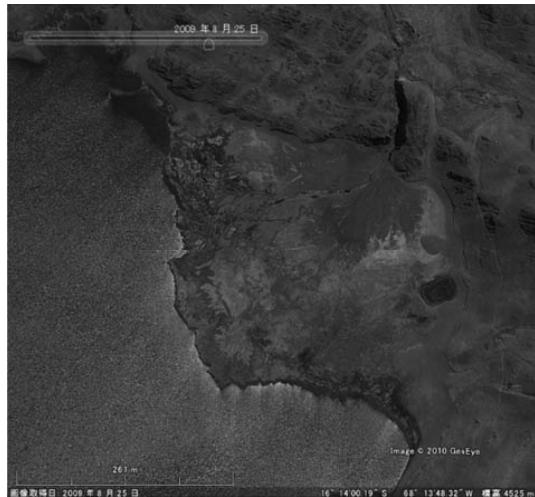
図-5は、堆積地形②を対象に、三次元プロファイラーによりなされた測量結果であり、詳細な水路形状などが明瞭に捉えられている。今後、定期的な測量を行うことにより貯水池の堆砂量を定量的に評価する予定である。



(a) 2004年10月



(b) 2005年11月

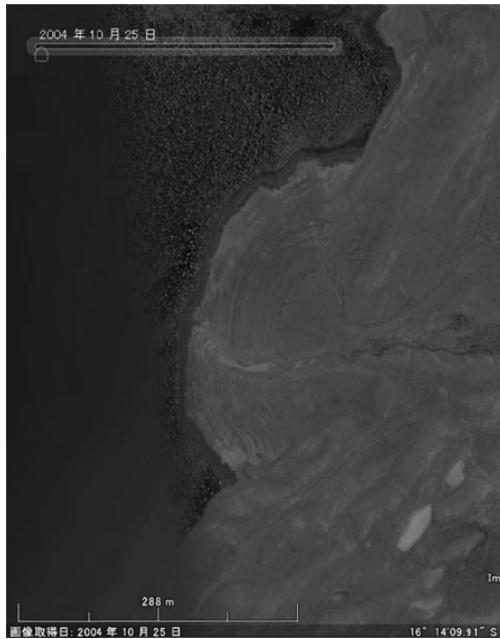


(c) 2009年8月

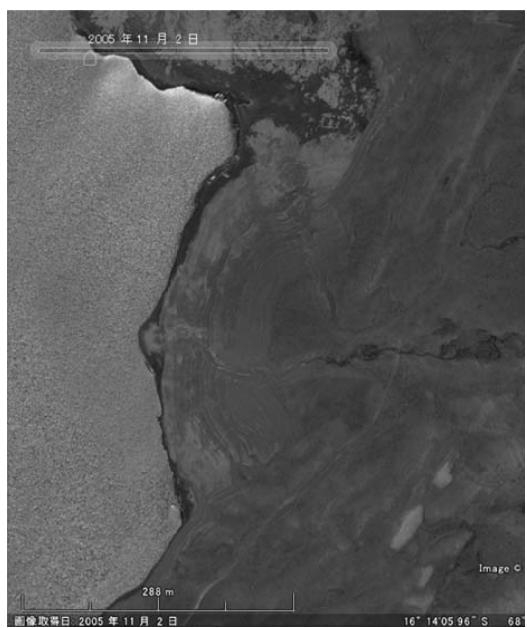


(d) 2011年5月

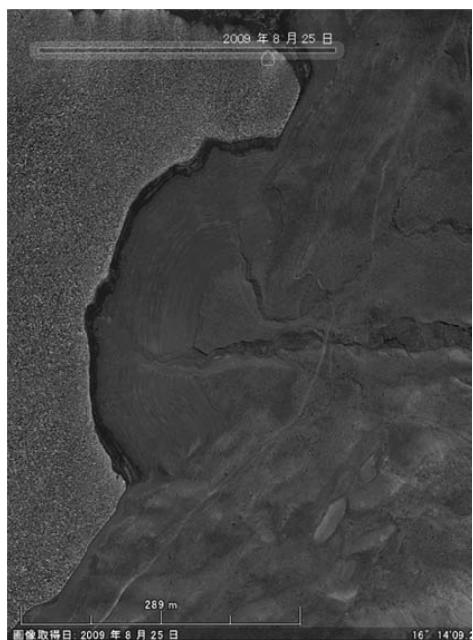
図-3 堆積地形①の変遷



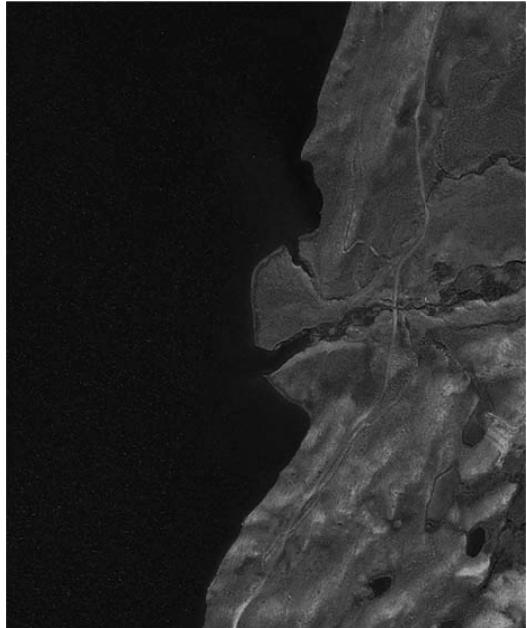
(a) 2004年10月



(b) 2005年11月



(c) 2009年8月



(d) 2011年5月

図-4 堆積地形②の変遷

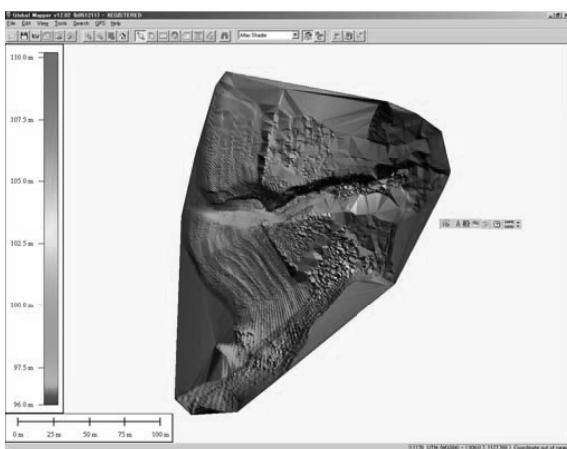


図-5 堆積地形②の変遷

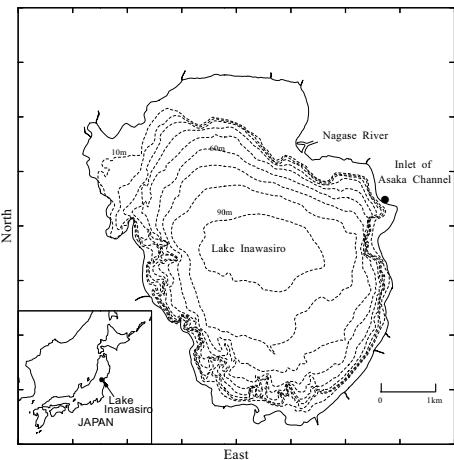


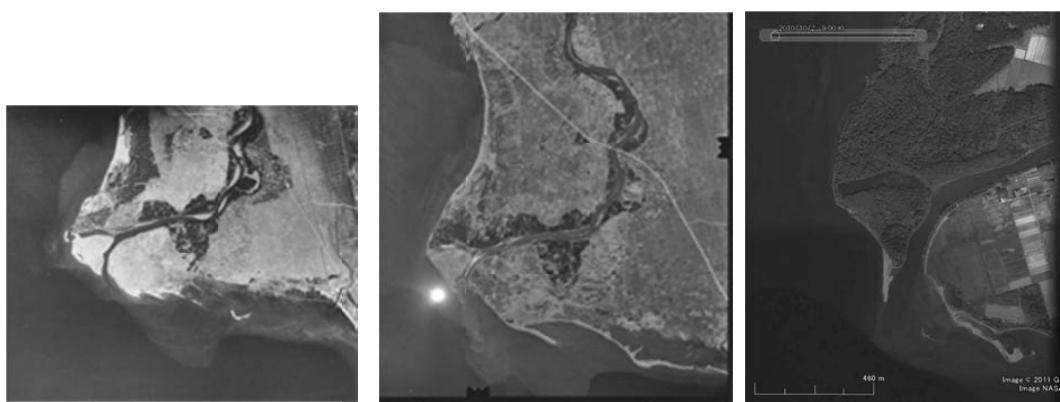
図-6 猪苗代湖の概要

4. 猪苗代湖における堆積地形

Tuni 湖に類似した湖沼として福島県猪苗代湖を選び、湖内に流入する河川河口部における堆積地形の類似点・相違点の検討を行った。この様な比較研究を行うことにより、Tuni 湖が有する特徴や一般性などが明らかになるものと期待される。

福島県中央に位置する猪苗代湖（図-6）は日本で第四の面積 (105km^2) を誇り、強酸性の水質を有する清澄な湖として有名である。しかし、近年、湖北部地域の観光市街化に伴い、水質汚濁の進行が問題となっている⁴⁾。猪苗代湖の水は福島県における重要な水源として多くの人に利用されており、良好な水質の維持は必要不可欠なものである。このため、これまで湖内の流動・水質に関する調査研究が多くなされている。湖内に流入する河川で最大のものは長瀬川である。その河口位置を図-6に示した。長瀬川の流域面積は 438.9km^2 である。上述した湖水の強酸性の水質は、長瀬川流域起源の酸性水の流入による。

図-7 は長瀬川河口部における堆積地形の変化を表している。図-7(a)によれば、河口部から東に向けて発



(a) 1947年

(b) 1963年

(c) 2010年

図-7 猪苗代湖における堆積地形の変遷

達する複列の砂州が認められる。同様な地形は図-7(b)においても見られ、より長い砂州の発達を見ることことが出来る。直近の図-7(c)においても同様な複列砂州が観察される。藤田・田中⁵⁾、田中ら⁶⁾によれば、猪苗代湖においては冬季に北西風が卓越し、この風により発達する風波が長瀬川河口に来襲することが知られている。このような波の発達が、図-7に見られる複列砂州の発達に寄与している。

5. 考察

上述の通り、Tuni 湖においては円弧状の砂州地形が発達し、一方、猪苗代湖においては波の進行方向への複列の発達が顕著である。このような河口地形の相違を生んでいる要因としては、①フェッチの大小、②河口前面の湖岸勾配・水深、③底質粒径などが考えられる。今後、これらの要因について定量的な評価を行い、これらの物理過程を反映した数値モデルを開発する予定である。この際、我が国の貯水池堆砂モデルとしては、河道の形状を反映して一次元モデルが多用されるが、本研究で明らかになったように、Tuni 湖や猪苗代湖においては水域・土砂堆積特性の平面特性を考慮する必要がある。そのため、水理モデルとしては水深平均の浅水モデルに基づき、土砂移動についても二次元モデルを用いる必要があることが明らかになった。

6. おわりに

本稿においては、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、河口地形のデータの蓄積を図り、数値モデルの検証および気候変動条件のもとでの将来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」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) 田中 仁・Ramiro Pillco: ボリビア Tuni 湖における土砂の堆積、東北地域災害科学研究、第47巻, pp.107-112, 2011.
- 3) Butakov, A. N.: Study of development and deformation of mouth bar, Proceedings of 14th Congress on IAHR, pp.95-102, 1971.
- 4) 戸塚康則・田中 仁・藤田 豊・山路弘人・多久和 学・愛川 薫・沢本正樹: 猪苗代湖における内部静振観測、水工学論文集、第45巻, pp.1177-1182, 2001.
- 5) 藤田 豊・田中 仁: 猪苗代湖・長瀬川河口周辺における湖浜地形変化、海岸工学論文集、第48巻, pp.616-620, 2001.
- 6) 田中 仁・藤田 豊・岡島直也: 安積疋水取水口の土砂堆積と周辺湖浜漂砂環境との関連、自然災害科学、第22巻, 4号, pp.85-95, 2004.

日本自然災害学会東北支部役員（平成 23 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 富 英 夫 (秋田大学・工資)
川 辺 孝 幸 (山形大学・教育)
岩 崎 正 二 (岩手大学・工)
千 葉 則 行 (東北工業大学・工)
中 村 晋 (日本大学・工)
源 栄 正 人 (東北大学・工)
会計監査員 飯 藤 将 之 (仙台高等専門学校)

平成 24 年 3 月 1 日 発行

東北地域災害科学研究 第 48 卷
(平成 23 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