ISSN 0386-412X

DISASTER PREVENTION RESEARCH INSTITUTE
ANNUALS, NO. 55 2012

京都大学防災研究所年報

第 55 号 B

〔平成 23 年度〕

平 成 24 年 9 月

KYOTO UNIVERSITY, KYOTO, JAPAN

平成 23 年度
京都大学防災研究所 年報 第 55 号

第 55 号B

Xバンド MP レーダによる浮遊火山灰計測の試み …… 安田成夫・梶谷義雄・國友 優 …… 1
物理ダウンスケール法による極端台風を用いた淀川流域の洪水評価
…… 小林健一郎・奥勇一郎・寶 馨・石川裕彦・竹見哲也・中北英一 …… 9
日本河川における統一指標の適用と感度分析 …… 寺本智子・山敷庸亮・寶 馨 ……15
複数の再解析データによる気候値の空間分布再現性と WCRP-CMIP3 マルチ気候モデルにみる
気候変動予測の不確実性 …… 辰己賢一・山敷庸亮・寶 馨 ……21
Impact of ENSO on the Paranaiba Catchment, Brazil
…… Netrananda SAHU, Yosuke YAMASHIKI, Ram AVATAR, R.B.SINGH, and Kaoru TAKARA ……31
Linking Ecological Risks to Human Health in a Changing Environment: A Brief Introduction of the EcoHealth
Research Project in the Philippines
… Bam H.N. RAZAFINDRABE , Bin HE, Ryohei KADA , Kaoru TAKARA, Kiyoyuki, YAOTA, Satoshi SAITO,
…… Shoji INOUE, Amiel N.C. BERMUDEZ, Allison E. GOCOTANO, Carlos M.P. PEREZ,
…… Raymond F.R. SARMIENTO, Dalton E.S. BALTAZAR, Francesca M.O TAN,
…… Jan L.I. BALON and Bonn C.Q. CRUZ ……39
Simulating Potential Impacts of Climate Change on Sediment Production and Shallow Landslide in Western Japan
…… APIP, Kaoru TAKARA, Kenichiro KOBAYASHI, Yosuke YAMASHIKI, and Eiichi NAKAKITA ……49
Portable Ring Shear Apparatus and its Application on Croatian Landslides
…… Maja OSTRIC , Kristijan LJUTIC , Martin KRKAC , Kyoji SASSA ,
…… He BIN, Kaoru TAKARA and Yosuke YAMASHIKI ……57
A Study of Workshops That Develop Viable Solutions for Flood Risk Reduction through the Sharing of Concerns
-A case study of the Muraida community, Maibara City, Shiga Prefecture- … Junho CHOI and Hirokazu TATANO ……67
Role of Social Networks in Community's Flood Risk Perception and Mitigation Behavior: A Case Study from Mumbai, India
…… Subhajyoti SAMADDAR and Hirokazu TATANO ……75
Proposal for Seismic Resistant Design in Malaysia: Assessment of Possible Ground Motions in Peninsular Malaysia
…… Sherliza ZAINI SOORIA, Sumio SAWADA and Hiroyuki GOTO ……81
東北地方太平洋沖地震後に活発化した飛騨山脈脊梁部の地震活動について
…… 大見士朗・和田博夫・濱田勇輝・三和佐知栄・高田陽一郎 ……95
箱根地震活動域周辺での AMT 観測 －序報－
…… 吉村令慧・小川康雄・行竹洋平・山崎友也・加茂正人・神田 径
…… 小森省吾・後藤忠徳・本多 亮・原田昌武・安田陽二郎・谷 昌憲 …… 105
北陸域の最近の地震数と伸縮計記録
…… 竹内文朗・澁谷拓郎・大谷文夫・松村一男・西上欽也・平野憲雄・岡本拓夫 ……113
稠密地震観測による近畿地方北部におけるメカニズム解と応力場
…… 青木裕晃・片尾 浩・飯尾能久・三浦 勉・中尾愛子・米田 格・澤田麻沙代・中尾節郎 …… 121
山崎断層におけるトラフィックノイズを用いた地震波干渉法の適用 …… 宮澤理稔 …… 141
巨大地震に際して歪地震計で記録された各種の信号 －東北地方太平洋沖地震の記録を例として－
…… 森井 亙・加納靖之・寺石眞弘・竹内文朗・細 善信・藤田安良・尾上謙介 …… 145

世紀の難問「経度問題」とのアナロジーから地震予知の将来について考える …… 深畑幸俊 …· 149
水準測量による桜島火山の地盤上下変動（2010 年 11 月～2011 年 11 月）
…… 山本圭吾・園田忠臣・高山鐵朗・市川信夫・大倉敬宏・横尾亮彦
…… 吉川 慎・井上寛之・堀田耕平・松島 健・内田和也・中元真美 …· 155
桜島における空振アレイ観測 …… 横尾亮彦・鈴木雄治郎・井口正人 …· 163
桜島における火山灰放出量予測に関する研究 …… 井口正人 …· 169
古地磁気と全岩化学組成から見た桜島火山南岳南西斜面に分布する溶岩流の噴出年代
…… 味喜大介・宇都浩三・Nguyen HOANG・石原和弘 …· 177
ひずみ空間多重せん断モデルによる粘土地盤の圧密解析 …… 井合 進 …· 183
Application of the Generalized Scaling Law to Ground Settlements of Dry Sands
…… Tetsuo TOBITA, Sandra ESCOFFIER, Jean-Louis CHAZELAS, and Susumu IAI …· 195
新遠心力載荷装置の振動特性に関する詳細調査 …… 冨阪和秀・井合 進・飛田哲男 …· 201
Numerical Assessment of the Permeability for the Pleistocene Sand Gravel Deposits Considering the Subsurface
Stratigraphy of Kansai International Airport …… Byung-Gon JEON, Mamoru MIMURA and Youhei SAITSU …· 215
地盤事故災害における法地盤工学の貢献 …… 岩崎好規・三村 衛 …· 225
紀伊半島・十津川上流部の下刻速度 －宇宙線生成核種を用いた蛇行切断の年代決定からのアプローチ－
…… 松四雄騎・千木良雅弘・平石成美・松崎浩之 …· 241
冬季極東域の気温変動と関連する大気循環の特徴 …… 向川 均・馬渕未央 …· 247
2010 年夏にヨーロッパ・ロシア域で発生した持続的なブロッキングのメカニズムと予測可能性
…… 藤井 晶・黒田友二・向川 均 …· 255
球面上のトレーサ移流 …… 榎本 剛 …· 263
福島第一原発事故による放出物質の大気輸送過程シミュレーションにおける誤差の検証
…… 井口敬雄・向川 均・榎本 剛 …· 269
高分解能気象モデルによる 2011 年 3 月福島県東部の局所的な気流の解析 …… 竹見哲也 …· 279
中立に近い大気境界層における組織的乱流構造の出現状況の変化
…… 堀口光章・林 泰一・足立アホロ・小野木茂 …· 289
瓦による合わせガラスの耐衝撃破壊特性 …… 丸山 敬・河井宏允・加茂正人・西村宏昭 …· 299
地形性降雨を考慮したレーダー短時間降雨予測へのエラーアンサンブルの導入(II)
…… 中北英一・吉開朋弘・キム スンミン …· 305
ドップラー風速を用いたゲリラ豪雨のタマゴの危険性予知に関する研究
…… 中北英一・西脇隆太・山口弘誠 …· 319
偶発波浪荷重に対するカウンターウェイトブロックの活用法に関する研究
…… 平石哲也・松下紘資・川田達也・安藤明博 …· 331
田辺中島高潮観測塔における 2011 年夏季台風接近時の現地観測結果
…… 馬場康之・久保輝広・森 信人・木原直人 …· 343
大潟海岸・上下浜の海浜地形と海浜底質の粒度組成 －主にビーチカスプにおいて－ …… 内山 清 …· 351
融雪が火山泥流の堆積域に及ぼす影響の基礎的検討
…… 宮田秀介・村重慧輝・堤 大三・宮本邦明・藤田正治 …· 381
東北太平洋沖地震による斜面崩壊発生に対する土壌水分状態の影響
…… 堤 大三・藤田正治・宮田秀介・里深好文・堀田紀文 …· 391
地質を考慮した凍結融解土砂生産の推定法 …… 泉山寛明・堤 大三・藤田正治 …· 399
Bed Deformation Characteristics at Confluence of Rivers Which Have Different Cohesive Characteristics of Sediment
…… Hiroshi TAKEBAYASHI, Puji HARSANTO, NGUYEN Manh Minh Toan and Masaharu FUJITA …· 407

Numerical Analysis on Countermeasures of Bank Erosion in the Sesayap River
…… Puji HARSANTO, Hiroshi TAKEBAYASHI and Masaharu FUJITA …· 419
固定床上に設置された水制周辺の流砂特性 …… 久加朋子・竹林洋史・藤田正治 …· 427

Upstream Channel Responses due to Partial Removal of a Weir
…… Hao ZHANG, Yasunori MUTO, Hajime NAKAGAWA and Shiro NAKANISHI …· 437
Study of the Characteristics of the Flow around a Sequence of Non-Typically Shaped Spur Dikes Installed in a Fluvial Channel
…· Amir-Reza MANSOORI, Hajime NAKAGAWA, Kenji KAWAIKE, Hao ZHANG, and Akbar SAFARZADEH …· 453
砂質堤防越水時の浸透とすべり破壊を考慮した越流破壊解析法の検討
…… 水谷英朗・中川 一・與田敏昭・川池健司・張 浩 …· 459
Numerical and Experimental Study on Debris-flow breaker
…… Yeonjoong Kim, Hajime NAKAGAWA, Kenji KAWAIKE and Hao ZHANG …· 471
Experimental Study on Validation of Combined Model for Urban Inundation Analysis
…… SeungSoo LEE, Hajime NAKAGAWA, Kenji KAWAIKE, and Hao ZHANG …· 483
氾濫時の車の漂流に関する模型実験 …… 戸田圭一・石垣泰輔・尾﨑 平・高垣裕彦・西田知洋 …· 493
分布型流出モデルに沿ったマクロスケールでの土砂生産・輸送モデリングの基礎的研究
…… 浜口俊雄・田中拓馬・小槻峻司・田中賢治・峠 嘉哉・安部雅宏 …· 501
流域圏統合モデルによる伊勢湾への河川水の影響評価
…… 鈴木 靖・佐藤嘉展・道広有理・本間基寛・Sergey M.Varlamov … 511
木曽川水系統合流出解析モデルの高度化 …… 佐藤嘉展・道広有理・鈴木 靖 …· 519
GCM データによる日本における降水特性の再現性と将来変化について ‥ 道広有理・佐藤嘉展・鈴木 靖 …· 529
土砂量と河床材粒径に着目した生息場評価 …… 小林草平・竹門康弘 …· 537
Integrated Models in the Lower Part of Chao-Phraya River Basin for an Early Flood Warning System
…… Supatchaya CHUANPONGPANICH, Kenji TANAKA, Toshiharu KOJIRI and Phatcharasak ARLAI …· 547
The Effect of End-sill Geometry on Functionality of In-ground Stilling Basin
…… M. MESHKATI SHAHMIRZADI, Tetsuya SUMI and Sameh KANTOUSH …· 561
中央アジア域の灌漑地拡大の影響を考慮した陸面解析によるアラル海縮小の再現
…… 峠 嘉哉・田中賢治・小尻利治・浜口俊雄 …· 571
ナイル川流域における多国間水資源開発コンフリクトに関する研究
…… 安部雅宏・田中賢治・小尻利治・浜口俊雄 …· 579
冷水性淡水魚類生態に適した河川水温環境に関する研究 …… 内藤淳也・角 哲也・竹門康弘 …· 593

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

XバンドMPレーダによる浮遊火山灰計測の試み

安田成夫・梶谷義雄・國友　優(1)

(1) 国土交通省九州地方建設局大隅河川国道事務所

要　旨

火山の噴火に伴う航空機の飛行規制が，地域の経済活動に多大になる影響を及ぼすことは，2010年4月に噴火したアイスランドのEyjafjallajökull山の経過を見れば明らかである。大気中に浮遊する航空路火山灰の分布予測の結果，その存在が認められる場合，その空域を飛行することは不可能となる。アイスランドの火山噴火では，航空路の混乱を早期に収束するために火山灰濃度に応じて飛行を緩和する措置を講じた。その際，航空路火山灰の分布は目視あるいは衛星写真，火山灰濃度は軽飛行機に搭載したLIDAR（レーザ画像による検出）により把握している。

本研究では，火山灰の分布予測の初期値となる（１）噴煙柱並びに航空路火山灰の三次元的構造を把握すること，（２）航空路火山灰の濃度を火山灰拡散モデルによって予測することを目指している。研究フィールドは，噴火頻度が高い鹿児島県桜島としている。最終的に噴煙柱並びに航空路火山灰の計測ではXバンドMPレーダの活用を目指している。

キーワード：航空路火山灰，民間航空，XバンドMPレーダ

1. はじめに

降雨観測を目的とした気象レーダとして，従来Cバンドレーダが用いられている。一般に気象情報を提供する気象庁のほかにも，豪雨の監視や河川を管理するため国土交通省においても独自に40台余りを設置している。近年，降雨観測を目的とした気象レーダによる火山灰の計測が国内外の研究者により実施されている(Rose et al., 1995; 真木, 2002; Marzano et al., 2006)。Lacasse(2004)は，アイスランドのHekla山の噴火事例を用いて，Cバンドレーダが航空路火山灰の計測に利用できないかを検討している。しかしながら，Cバンドレーダは計測範囲が半径200ｋｍと長いが，遠方では地表付近の計測ができず，計測頻度が5分間に1度であるのと，氷・雪・雨の分離が難しく，計測の精度に難点がある。一方，Xバンドレーダは，使用する波長が3cmとCバンドレーダの5cmよりも短く，測定精度がCバンドレーダよりも高いが，降雨減衰のため計測範囲が極めて短い。MPレーダ（マルチパラメータレーダ）の開発により高精度の降雨量推定が可能となってきた。今回使用するXバンドMPレーダは，桜島の噴火による降下火山灰が降雨によって土石流化することを監視するため精度の高い降雨観測を目的としている。XバンドMPレーダは，雨粒の形状がその大きさによって異なることを利用して降雨量を推定しているため，形状が変化しない雪・霰・氷の計測は研究途上にある。同様に火山灰についても固形状であるため計測については先例がないものの，計測が可能となれば全国展開が図られているXバンドMPレーダの用途がさらに拡充するのと，現在欧州で検討されているLIDARに比べて遥かに高い計測精度が期待される。

XバンドMPレーダが，垂水市に設置されたのち桜島の噴火活動も活発化しており，いくつかのデータが得られている。しかも，Cバンドレーダでは，雨の分離が困難とされているが（Lacasse,2004），XバンドMPレーダによるデータを検討したところ分離が可能であることが明らかとなっている。次の段階としてXバンドMPレーダによる観測データと実際に浮遊している火山灰がどのような関係にあるかを明確にする必要がある。具体的には，何らかの方法によって火山灰の計測ならびに採取を空間座標の取得とともに実施し，レーダによる観測データとの比較を行うことによって，噴煙柱及び航空路火山灰の三次元構造を明確にすることが可能となる。さらには，

実際の火山灰濃度とレーダによる観測データの関係も明確にすることができれば，浮遊火山灰の濃度についても広範囲にわたって三次元的に把握することが可能となる。Elíasson (2011)は，2011年5月にアイスランドのGrímsötn火山の噴火時において，複数のダストメータを搭載したセスナ機によって浮遊火山灰の濃度分布計測を試みている。計測する火山灰粒子径の分布によっては実際の値よりも小さめの濃度が計測される懸念があり，計測手法に改善の余地があるものの，浮遊している火山灰の計測は技術的に可能と考えられる。

降下火山灰を予測計算する際に，初期条件としての噴煙柱の高さが重要になる。しかし，噴煙柱の高さは目視による観測に依存しているのが現状である。本研究によって，噴煙柱の三次元構造が昼夜を問わず計測することが可能となり，火山灰拡散予測精度の向上が期待される。さらには航空路火山灰の濃度を計測することにより適切な飛行区域の設定のための航空路火山灰情報（VAAC）の提供が可能となる。以上のことより，本研究は，気象庁の火山灰情報提供といった行政活動，民間航空の安全性，空輸に係る産業の経済活動の維持といった総合防災（Integrated Disaster Prevention）に係る実践的研究とも位置づけられるものである。

2. XバンドMPレーダによる計測

2.1 導入の経緯

国土交通省では，豪雨の監視や河川管理のためにCバンド波長の気象レーダを全国展開している。今回注目しているXバンドMPレーダは，Fig.1に示すように国土交通省大隅河川国道事務所が桜島における土石流対策のための降雨観測を目的として，2011年3月に桜島近傍の垂水国道維持出張所（垂水市）に設置し，7月から試験運用を実施している。今回の試験運用期間を活用して，桜島の火山灰計測を試みることとした。XバンドMPレーダの計測用の仰角は，Fig.2に示すように1.7°と6.0°を設定している。

2.2 火山灰計測の試み

2011年６月１日から計測されたデータによりXバンドMPレーダの精度検証を実施している。XバンドMPレーダでは，レーダ反射強度の他に，レーダ反射因子差（ZDR），偏波間相関係数（ρHV），偏波間位相差（φDP），偏波間位相差変化率（KDP）といった偏波パラメータやドップラー速度（V）データが得られる。火山灰計測の検証では，偏波パラメータの観測状況を解析し，レーダ観測値において火山灰と降雨とを分離するパラメータの同定を行うとともに，火山灰の粒子形状を把握するための偏波パラメータの同定を行うことになる。

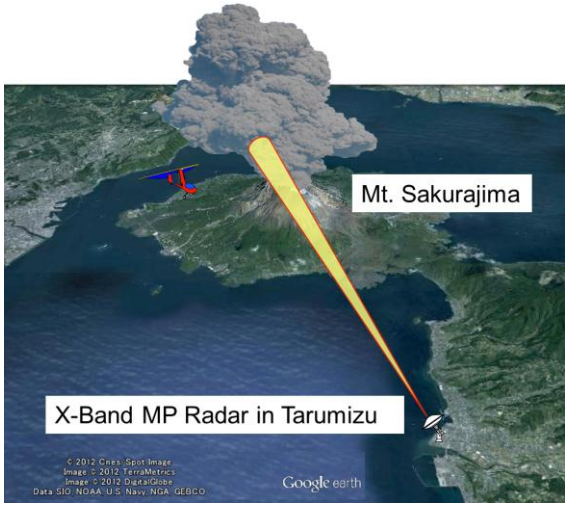


Fig. 1 Location of X-Band MP Radar installed in Tarumizu (Revised the Google Earth)

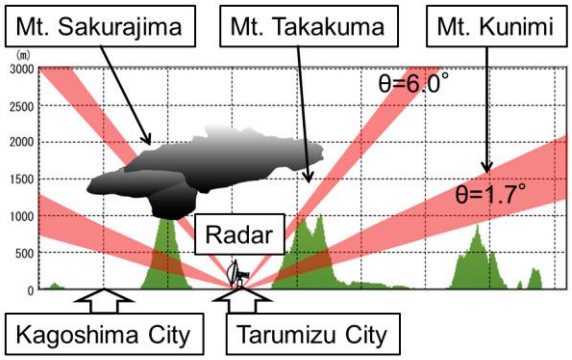


Fig. 2 Observation ascending vertical angle of X-band MP Radar

桜島火山を観測範囲に含む気象レーダとして，Fig.2に示すように桜島XバンドMPレーダ，国土交通省Cバンドレーダ，気象庁Cバンドレーダがある。XバンドMPレーダの試験運用開始以降の桜島火山の噴火事例から，XバンドMPレーダとCバンドレーダの噴煙検知事例を整理している。桜島火山噴火時のレーダによる火山灰の観測特性の解析によれば，XバンドMPレーダは，Cバンドレーダよりも検知率は高い。

次に，XバンドMPレーダによる3次元（CAPPI; Constant Altitude Plan Position Indicator）観測データの活用による噴煙柱の特性解析を実施している。CAPPI観測により，桜島火山上空は5分に1度，上空4,800mまで観測が可能となっており，このデータを活用することで，噴煙柱の立体構造を把握することができる。CAPPI観測データと目視観測値あるいは衛星画像データ等とを比較検討することにより，噴煙柱の特性（高さ，形状等）について解析を行う。

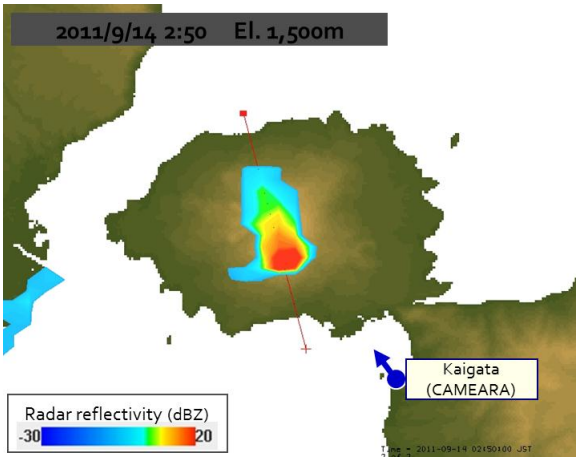


Fig. 3(a) Observed data by CAPPI, 14 Sep. 2011 (Plan)

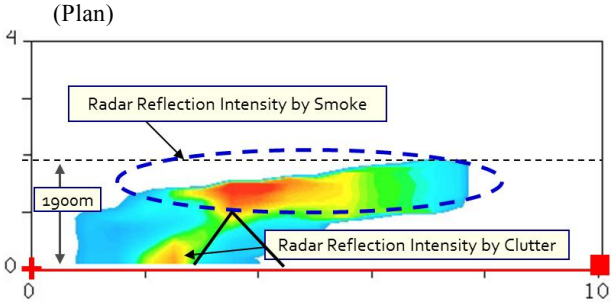


Fig. 3(b) Observed data by CAPPI, 14 Sep. 2011 (Cross Section)

XバンドMPレーダによる桜島火山上空のCAPPI観測状況は，Fig.3に示すとおりであり，2011年9月14日の噴火では，噴煙の高度が1,900mまで達していることがわかる。現段階では得られるパラメータが数種類存在し，降雨データと火山灰データとの分離を検討中である。最終的に，計測値が火山灰のどのような物理的特性を表現しているかを明確にすることを目指している。

3. 無人飛行機（UAV）による火山灰計測

3.1 無人飛行機（UAV）

Photo 1 Flying unmaned aerial vehicle（UAV）

今回使用する無人飛行機（UAV）は，動力はエンジンであり，Photo1に示すようにプロペラが機体の中央に据え付けられている。従来のようにプロペラが前面についていると着陸する際に，破損する可能性が高いのでこのような方式を採用している。その分制御が難しくなるが，計測機器等を機体前方に搭載することにより，エンジンの排気による影響が少ない。主翼は，ハンググライダーのような形状をしており，構造が単純であり，翼端が自由に動くので着陸時に破損しにくい。

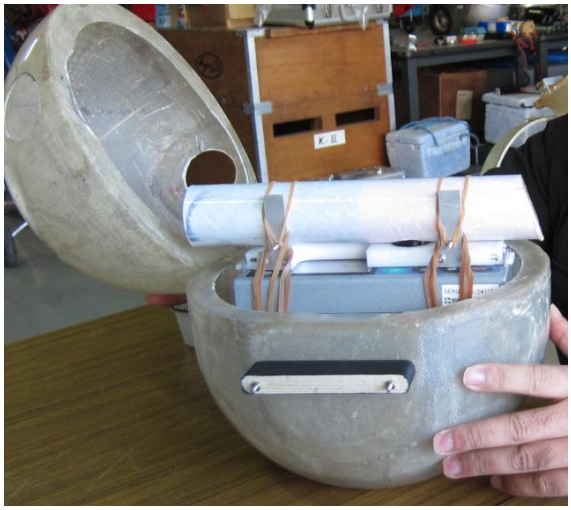


Photo 2 Dust meter in the wind shelter

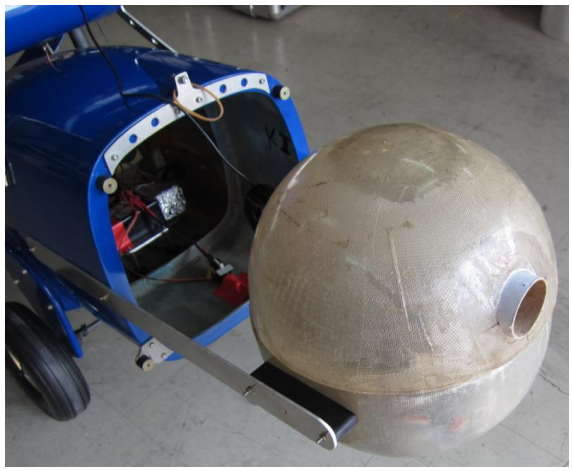


Photo 3 Wind shelter attached in front of the UAV

目的に応じた計測機器等は，機体の前方に格納するようになっている。ペイロードは3kg程度である。今回搭載するデジタル粉塵計（Photo2参照）は，電池の重量込みで1.3kgであり，浮遊火山灰採取のための計器も搭載可能である。Photo3は，UAVに計測計器を設置したところである。

軽量小型のGPSと粉塵計とを同期させることにより，火山灰の計測値とその計測位置を三次元的に表現することが可能である（Fig.4参照）。遠隔操作によって，計器の電源の断続が可能であり，火山灰を採

取する際に採取時間を遠隔で設定することが可能となる。

Fig. 4　Flight locus of UAV in Sakurajima by GPS, 24 February 2012

UAVの飛行最高高度は，鹿児島空港の航空管制との調整を行い，海抜1,500ｍである。民間旅客機や一般の航空機が飛行していない場合にUAV飛行中における航空管制との連携を密にすることを前提として飛行許可がおりる。

3.2　火山灰計測

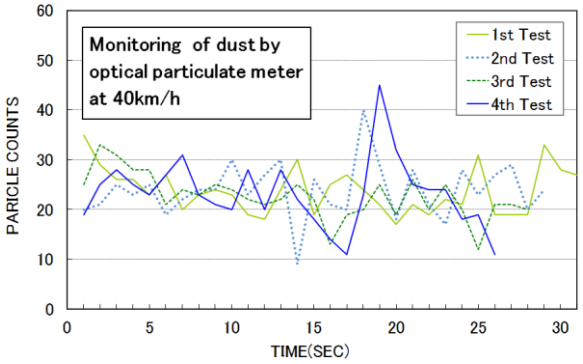


Fig. 5 Prelimainary test of optical particulate meter (Run speed range of 40km/h)

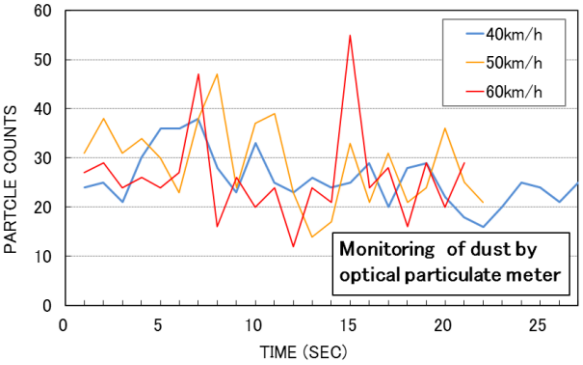


Fig. 6 Prelimainary test of dust meter (Run speed range of 40 to 60km/hr)

XバンドMPレーダで得られるレーダ観測値から浮遊火山灰濃度や降灰量を得るためには，レーダで観測値が得られ領域の浮遊火山灰濃度値（mg/m^3）や降灰量（mm/m^2）の実測値が不可欠である。ここでは，火山灰濃度を計測するためにデジタル粉塵計を用いることとし，予め地上においてデジタル粉塵計の検証を行った。デジタル粉塵計は光散乱方式を採用しており，計器内に取り込んだ粉塵にレーザ光を照射し，粉塵による散乱光強度が質量濃度に比例することを利用して，大気中に浮遊する粉塵の質量濃度を計測するものである。したがって計測する粉塵の色調によって値が異なることになる。また，粉塵計はポンプによって粉塵を計器内に吸引する機構となっているので，時速40～60kmで移動するUAVに搭載して計測可能であることを確認する必要がある。実際には，Photo3に示すように，デジタル粉塵計を格納した状態で，自動車に搭載して数種類の速度で走行し計測値の比較を行った。Fig.5は，時速40kmで４回同じ地点を走行することによってデータの再現性を確認している。縦軸の計測値は一秒毎のカウント値であり，健康被害に係る粉塵はこの値の一分間の平均値として表現される。計測値は小さいものの一定の再現性が確保されていると考えられる。さらに，時速40～60kmで走行したときの計測値をFig.6に示す。計測値は20～40の範囲に分布しており，採取速度の影響は時速40～60kmの範囲では少ないと判断される。

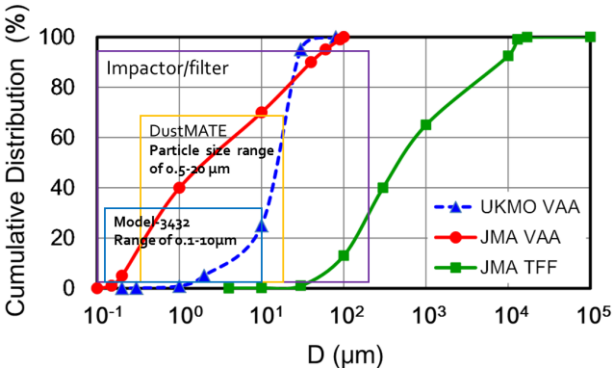


Fig.7 Component of the Eyjafjallajökull volcanic ash plume

Eyjafjallajökull山が噴火した際に，英国気象庁(UKMO)に設置されているLondon VAACが火山灰の拡散予測を行ったが，その際の火山灰の粒径加積曲線をFig.7に示す。図には，日本の気象庁(JMA)も拡散予測の検証を実施しており，その際の火山灰の粒径加積曲線を示している。今回用いるデジタル粉塵計の粒子計測範囲は，0.1～10.0μmである。一方，Elíasson, et al.(2011)が用いたDustMate（光散乱を利用するデジタル粉塵計とは計測手法が異なっており，粒子の数自体をレーザ光で直接数える方式。）の計測範囲は，0.5～20.0μmとなっており，火山灰の粒径

全体が網羅できているわけではない。実際の火山灰の粒度分布は広い範囲を有しており，粒径の大きなものほど火口に近いところで降下する。図中のTFFは降下火山灰であり，浮遊火山灰であるVAAよりも大きな粒度組成を有している。したがって，粉塵計あるいはDustMateによる計測値は，計測する粒径範囲が狭いので実際の値よりも小さめになっている可能性がある。そこで，実際に浮遊している火山灰を採取することによって，単位体積当たりの重量密度と粒径分布を求める必要がある。火山灰を採取して求めた値と粉塵計等による値との関係を明確にすることになる。

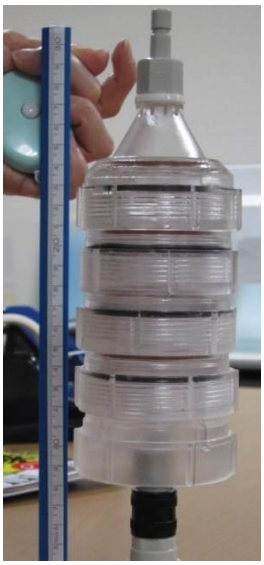


Photo 4 NILU Filter Folder with Impactor

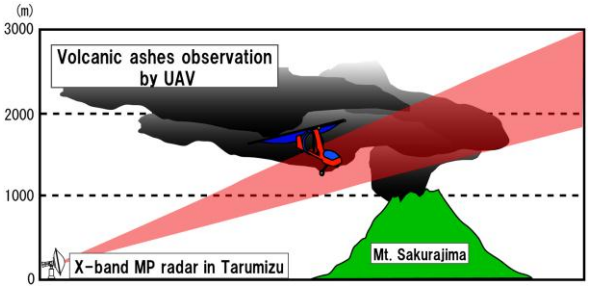


Fig. 8 Rader and ash measurement by UAV

Photo 4は，浮遊火山灰の採取に用いる器具を示す（速水ら,2006）。本器具は空気力学の原理によって，浮遊している微量微粒子を分級するものであり，粒子径2.5μm以下の重量と粒子径10.0μm以上の重量を求めることが可能である。実際には，単位時間当たり一定の大気吸引（５L/分）が可能なポンプに接続することによって浮遊火山灰を器具内に導くことになる。

実際の火山灰計測では，桜島火山の噴火がある程度大規模であるときにFig.8に示すようにXバンドMPレーダによる計測に合わせて，無人飛行機を飛ばすことになる。

4. 火山灰移流拡散モデル

4.1 モデルの検証

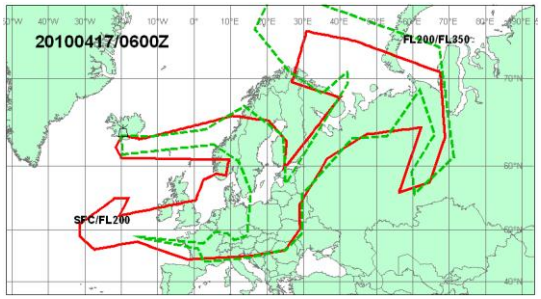


Fig. 9 Prediction of volcanic ash plume, 16 April 2010, 06UTC, SFC/FL200 and FL200/FL350, London VAAC

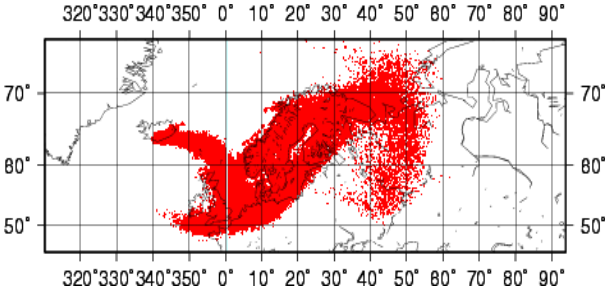


Fig. 10(a) Volcanic ash clouds, SFC/FL200 (Calculation)

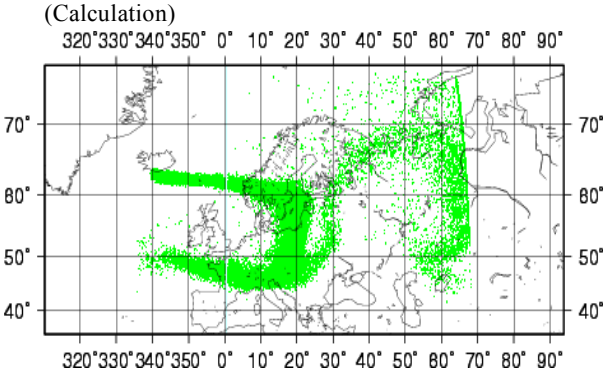


Fig. 10(b) Volcanic ash clouds, FL200/FL350 (Calculation)

火山灰の拡散予測を行う際に用いられる火山灰拡散モデルについて，Eyjafjallajökull山の2010年の噴火事例と桜島火山の2009年の噴火事例を用いて検証を行った。今回検証を行う拡散モデルは，将来日本国内及び近隣に位置する火山が大規模噴火を起こすとしたとき，噴火による航空路火山灰の分布シナリオを想定する際に使用する予定である。さらには，XバンドMPレーダによって計測される桜島火山の航空路火山灰と拡散モデルによって予測される航空路火山灰の比較を行うことにより，相互の計測ならびに予測精度の向上を目指すこととしている。

航空路火山灰の拡散予測は，最初にWRF(Weather Research and Forecasting Model)を使用した気象モデルで大気の流れを計算する。併行して鈴木(1990)によ

る噴煙柱モデルを用いて噴煙柱の形状と噴煙柱内の火山灰の分布を計算する。それによって得られた噴煙を大気の流れの中で拡散させることによって求める。火山灰拡散モデルには，Lagrange型の拡散モデルを使用しており，様々な粒子径を有する粒子を追跡するモデルであり，地上の一点から垂直に延ばした線を発生源とした拡散予測に適した手法である。火山の噴煙が垂直に上昇した後，火山灰が拡散する状況を再現する上で最適なモデルと言える。実際，火山の噴煙が高く上がれば上がるほど，火山灰粒子の落下に時間がかかるわけであり，火山灰は広い範囲にわたって拡散することになる。

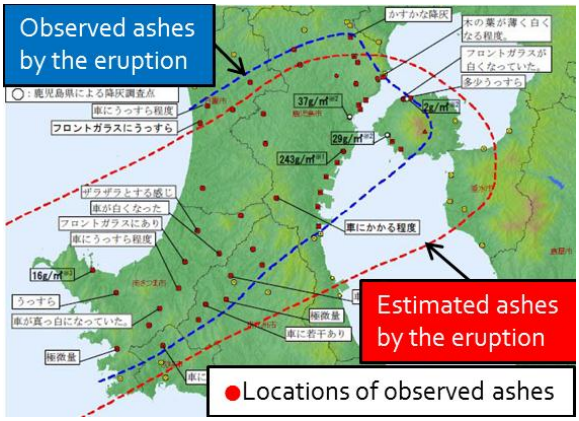


Fig. 11 Volcanic ash coluds (Observed, Blue dotted line) by the eruption of Sakurajima on April 9 (after Kagoshima Local Meteorological Observatory)

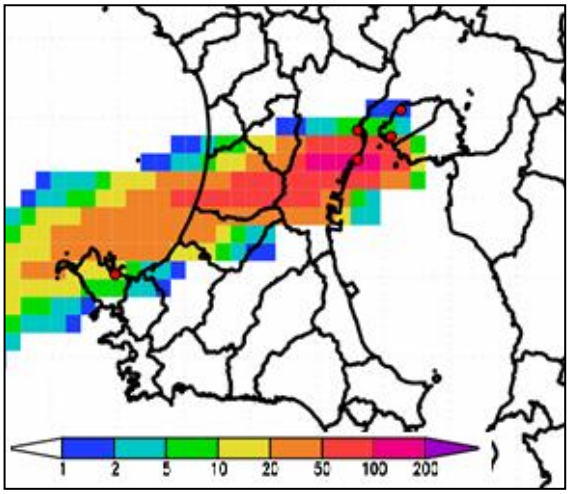


Fig. 12 Volcanic ash clouds (Calculation) by the eruption of Sakurajima on April 9

2010年のEyjafjallajökull山噴火の再現性の検証では，新堀・桜井（2010）が実施した検証の条件に合せた。2010年にEyjafjallajökull山が噴火した際，London VAAC（英国気象庁）が業務として実施した山灰拡散予測は，Fig.9に示すようにNAMEⅢによってなされた。新堀・桜井（2010）は，航空路火山灰拡散モデルを用いてEyjafjallajökull山噴火による火山灰分布について良好な再現性を確認している。筆者らが今回実施した火山灰拡散モデルによる計算(Fig.10)においてもFig.9の英国気象庁による予測と同様の分布になっている。Fig.10(a)は，地表から6,000m（20,000ft）の範囲における火山灰の分布を，Fig.10(b)は6,000m（20,000ft）から10,500m（35,000ft）の範囲における火山灰分布を示しており，Fig.9に示す赤の破線で示す範囲と緑の破線で示す範囲にそれぞれ対応しており，両者はほぼ同様の結果が得られている。

一方，2009年の桜島火山の噴火事例は，地上で観測された降下火山灰の量について実測値と計算値の比較を行っている。観測では噴煙の達した高度は約4,000mであり，計算による噴煙の高度が同じになるように噴煙柱の高さを調整した。鹿児島地方気象台（2009）の観測結果をFig.11に，計算結果をFig.12に示す。また，降下火山灰の観測では鹿児島市内で最大243g／㎡が観測され，計算値では鹿児島市内で205g／㎡の降灰となっており，計算による再現性は良いと考えられる。

以上の2つの検証計算により，今回の火山灰移流拡散モデルの信頼性はある程度確保されていると判断される。

4.2　浮遊火山灰のシナリオ

韓国気象庁(KMA)ではBaekdu山の近い将来における噴火を警戒している（聯合ニュース,2010）。同火山が噴火した場合の規模はEyjafjallajökullの1,000倍に達すると予想している。Fig.13は，韓国気象庁（2011）が公表したBaekdu山が噴火した場合の火山灰分布のシミュレーション結果である。2009年4月の気象条件について，地表から高度6,000mまでの火山灰拡散予測である。朝鮮半島周辺で北風～北東風が発達すすると韓国まで火山灰の影響を受ける可能性が高く，火山灰濃度は4月から7月に最も高くなるとしている。火山灰による輸送関連への影響は，太平洋航路など代替可能であるが，航空機の運航が１０日間中断されると，約６億ドル輸出が減少すると予想している。

一方，Eyjafjallajökullが2010年に噴火したときの条件及び今回の火山灰移流拡散モデルを用いて，浮遊火山灰の影響が我が国にとって最も大きくなる5月の気象条件について計算したのが，Fig.14である。噴火は3日間継続したと仮定しており，地表から高度6,000mまでの火山灰分布を示している。Fig.13の計算条件は不明であり，今回の計算条件と異なっていると思われる。この図によれば，我が国ばかりではなく朝鮮半島や東シナ海にわたって広く火山灰が分布している。我が国の経済は東アジア圏の経済を抜きに語ることはできない状況になりつつある。航空機

による人・モノの往来も活発になってきており，このようなシナリオに対して飛行制限がかかった場合の経済的損失を把握し，併せて代替手段を検討しておくことは極めて重要である。

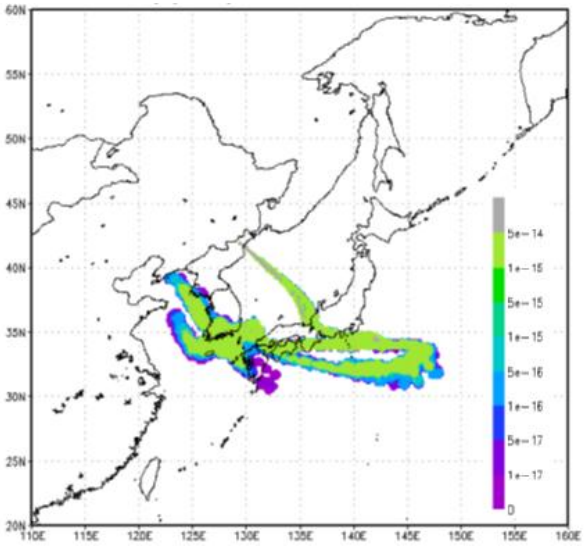


Fig. 13 Volcanic ash clouds by the eruption of Mt. Baekdu (Korea MA), April 3, 2009 SFC/FL200

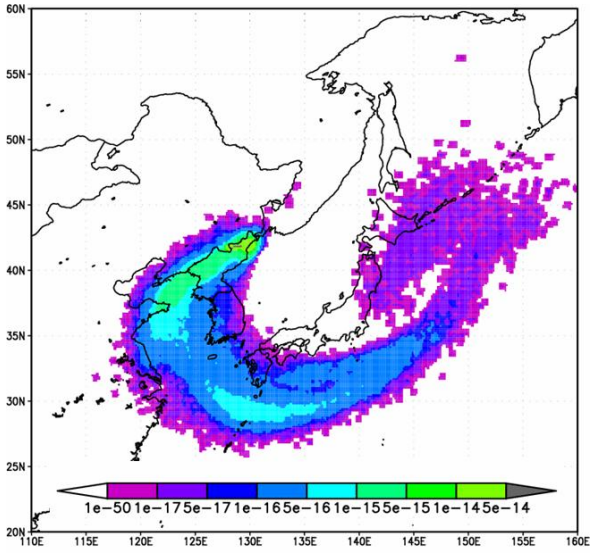


Fig. 14 Volcanic ash clouds by the eruption of Mt. Baekdu (Calculation), May 25, 2009 SFC/FL200

我が国は富士山，桜島火山をはじめとして47の火山が存在している火山国であり，日本以外に環太平洋火山帯に位置する東アジアの国々にも大規模火山が存在しており，今後いくつかの噴火シナリオに対して検討する必要がある。

5. おわりに

XバンドMPレーダにより微細な粒子が1分更新，250mメッシュで観測されれば，噴火時の噴煙高度や移流・拡散状況が正確に把握できる。一方，降灰の定量的・面的な予測を実現するためには，適切な初期条件に基づいた拡散モデルを構築することが有用である。併せて，XバンドMPレーダの高性能な観測から得られる噴煙柱の高さや火山灰の流向の情報を拡散モデルの初期条件として最大限活用し，降灰予測手法の高精度化が大いに期待される。

さらに本研究成果は，気象庁が実施している火山灰情報提供といった行政活動，民間航空の安全性に係る航空管制部局の行政活動への適用を目指しており，今後実用性について関係行政当局と随時協議を実施する必要がある。

謝　辞

本研究は，平成23~24年度，京都大学防災研究所・一般共同研究「火山灰噴出量・拡散予測と国際人流・物流分析手法の統合による火山リスク評価モデルの構築」の研究資金を一部使用している。

参考文献

鹿児島地方気象台(2009).桜島の火山活動解説資料(平成21年4月),平成21年4月.

韓国気象庁(2011): 火山灰予防及び軽減のための先制的火山対応総合対策.

久保信明(2007): 都市部移動体におけるGNSS 技術の測位精度と課題について, GPS/GNSS Symposium 2007.

新堀敏基・桜井利幸 (2010): 火山灰の輸送シミュレーションと航空路火山灰情報，地震研共同利用研究集会，火山現象の数値計算研究.

鈴木建夫(1990): 火山噴火時における降下火砕物災害の予測,職業訓練大学校紀要,19A,1-17.

真木雅之・岩波越 (2002): マルチパラメータレーダによる三宅島雄山の噴煙観測，防災科学技術研究所研究資料,第266号.

速水　洋・中座里美ほか(2006): 化学分析用粒子サンプリングにおけるNILUフィルタフォルダ用プリセパレータの分粒性能の野外試験，Journal of Aerosol Research, 21(1), PP.67-71.

安田成夫・梶谷義雄・多々納裕 (2011): アイスランド火山噴火と航空関連の大混乱，京都大学防災研究所年報，第54号

聯合ニュース(2010): 白頭山に数年内噴火の兆候--気象庁が対策準備に着手—

A.Jónas Elíasson (2010): Airborne measurements of the volcanic ash in the plume from Eyjafjallajökull May 2010, International Mini-Seminar on Icelandic

Volcanic Eruption and Impacts on Aviation Systems: Hazard, Socio-Economic Impact, and Global Risk Governance, DPRI, Kyoto University.

A.Jónas Elíasson (2011): Airborne measurements of dust pollution over airports in Keflavik, Reykjavik and vicinity during the Grimsvotn eruption May 2011. University of Iceland, Nov. 2011.

C. Lacasse, S. Karlsdottir et al. (2004): Weather radar observations of the Hekla 2000 eruption cloud, Iceland, Bulletin of Volcano, No.55, pp.457-473.

Frank Silvio Marzano et al. (2006): Volcanic Ash Cloud Retrieval by Ground-Based Microwave Weather Radar, IEEE TRANSACTIONS ON GEOSCIENCE AND REMOTE SENSING, VOL.44. 11.

K. Weber a, et al.(2012): Airborne in-situ investigations of the Eyjafjallajökull volcanic ash plume on Iceland and over north-western Germany with light aircrafts and optical particle counters, Atmospheric Environment, Elsevier, pp.9-21.

Maki, M., Keenan, T., Sasaki, Y., and Nakamura, K.(2011):Characteristics of Raindrop Size Distribution in Tropical Continental Squall Lines Observed in Darwin, Australia, J. Appl. Meteor, 40, 1393–1412.

Stephanie Mayer et al.(2010): Atmospheric profiling with the UAS SUMO: a new perspective for the evaluation of fine-scale atmospheric models, Meteorology and Atmospheric Physics, Springer, pp.1-12.

William I. Rose et al. (1995): Real-Time C-Band Radar Observations of 1992 Eruption Clouds from Crater Peak, Mount Spurr Volcano, Alaska」, THE 1992 ERUPTIONS OF CRATER PEAK VENT, MOUNT SPURR, ALASKA, U. S. Geol. Survey Bull 2139:19-28.

（論文受理日：2012年5月26日）

The Trial of Measurement of the Volcanic Ash Clouds by X-Band MP Radar

Nario YASUDA, Yoshio KAJITANI and Masaru KUNITOMO(1)

(1) Ohsumi Office of River and Road, Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism

Synopsis

It is clear that no-fly zone of the airplane during a volcanic eruption has the great influence on the economic activity of the area, based on the 2010 eruptions of Eyjafjallajökull in Iceland. When existence of volcanic ash clouds is estimated as a result of prediction calculation, it becomes impossible to fly the airspace. However, during the volcanic eruption of Iceland, European aviation authorities took the measure which loosens no-fly zone of an airplane according to the concentration of volcanic ash in order to avoid confusion of an air route at an early stage. In that case, the diffusion of volcanic ash clouds grasps viewing or a satellite photograph, and the concentration of volcanic ash is measured by LIDAR (detection by a laser picture) in the light airplane.

This research firstly aims at grasping the three-dimensional structure of eruption column and volcanic ash clouds. The eruption column is used as the initial value at the diffusion prediction of atmospheric volcanic ashes. Secondary, the research aims the concentration prediction of volcanic ashes by atmospheric diffusion model. The research field is Mt. Sakurajima in Kagoshima where the eruption frequency is high. Moreover, measurement of an eruption column and volcanic ash clouds aims at practical use of the X band MP radar.

Keywords: on-route volcanic ash, civil aviation, X-band MP radar

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

物理ダウンスケール法による極端台風を用いた淀川流域の洪水評価

小林健一郎(1)・奥勇一郎(2)・寶　馨・石川裕彦・竹見哲也・中北英一

(1) 京都大学　学際融合教育研究推進センター　極端気象適応社会教育ユニット
(2) 大阪市立環境科学研究所 研究調査課

要　旨

本稿では物理ダウンスケール法による極端台風の出力降雨を淀川流域降雨流出・洪水氾濫モデルに入力することにより，淀川流域における洪水評価を実施する。石川ら（2012）は，1979年16号台風（T7916）の再現計算，T7916の初期位置を側方移動する仮想台風実験，これに気候変動に伴う将来の温暖化バイアスを加えた疑似温暖化実験を実施した。この仮想台風実験，疑似温暖化実験結果から最大の累積降水量を示す2つの台風事象（現在最大，将来最大降雨）を抽出し，これを淀川流出・氾濫モデルに入力し，基準点（枚方地点）での最高水位，最大流量及び淀川流域全体での内水浸水深を試算した。結果として，将来最大降雨による枚方地点での最高水位が11.4mとなり，計画高水位13.23mにも迫る数値が推定された。さらに，道路冠水レベル（浸水深20cm以上）の浸水が広範囲で生じることが計算結果から分かった。

キーワード: 分布型降雨流出・洪水氾濫モデル，淀川流域，極端台風，極端洪水，疑似温暖化実験

1. はじめに

2011年3月11日の東日本大震災と地震に伴う津波災害からの教訓として，これまでの災害防御計画の設計外力を超えるような自然外力と，その外力により生じる結果（災害）についても，まず想定自体は行っておくべきだとの共通見解が広まりつつある。最近良く言われる「想定外をなくすべき」であるという主張である。一方，極端降雨による河川洪水災害に関しては可能最大洪水を求めるという試みは昔からある程度実施されてきた。

科学的に妥当な最大外力を設定するのは実際には難しい。このため日本の河川洪水分野においては，100年，200年降雨といった確率指標で外力（降雨）を設定するのが通常である。これを超える降雨外力について考える場合，例えば，過去日本のどこかの地域で発生した最大レベル降雨が対象地域でも発生すると考える方法がある。この方式は各地域レベルの特性（位置，地形，気候区分等）は必ずしも考慮していない。したがって水文学・気象学的には疑問が残り得るが，日本で実績のある最大レベルの降雨による洪水災害を想定しておくという点で，計画論的にはある一定の合理性があると考えられる。

他方，地域性を考慮して可能最大降水量を考える場合，例えば実績降雨データを用いて降雨面積，降雨継続時間，面積雨量の関係を求め，可能最大降水量を推定するDAD解析がある（例えば寶・端野, 2000）。DAD解析は淀川であれば淀川流域における実績降雨を基にした解析であるから，これにより推定される可能最大降雨は，日本最大レベルの降雨よりは一般には小さい。ただし，降雨の地域間差を考えるという点でより説得力がある。

また，気象モデルによる数値シミュレーションに基づいた外力設定も可能である。数値シミュレーションの場合，各地域の特性（地形等）をモデルに組み込むことができ，初期，境界条件なども物理的に妥当な範囲で柔軟に変更することができるなど利点が多い。ただし，数値シミュレーションの場合，過去事象の再現計算でない限り結果は予測であり，不確定性がある。また，再現精度にも限界があり，これまでの物理モデルでは再現できないような特異な現象は，数値シミュレーションを行ったとしても推

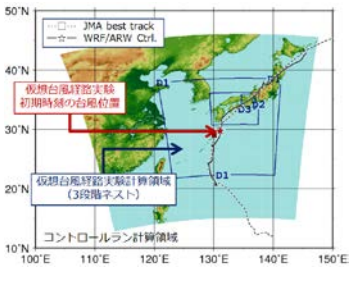


Fig. 1 T7916 best track, control run and computational domain

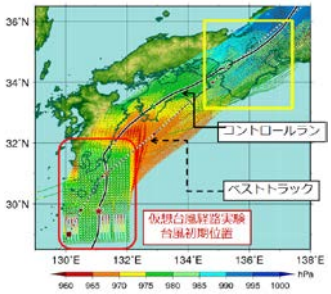


Fig. 2 Tracks of the ensemble simulations

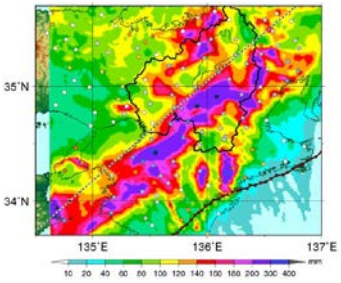


Fig. 3 Cumulative rainfall of the worst pseudo-global experiment result

定はできない。このように各方式の得失を考えていくと，現実的な対応としては様々な方式で想定を行い，計画立案のための選択肢を提供し，最終的には専門家・行政・市民らが協議を重ねることを通じて，選択肢の中から方針を定めるしかないと思われる。

したがって，本稿でも極大洪水を推定する一手法として，特にシミュレーションにより想定された極端降雨を入力とする極端洪水の算定法を示す。具体的には，奥ら（2010），石川ら（2012）により実施された物理ダウンスケール法による近畿地方を対象とした極端台風群計算結果の二つを小林ら（2012）の淀川流域分布型降雨流出・洪水氾濫（Distributed Rainfall-Runoff/Flood-Inundation, DRR/FI）モデルに入力し，淀川流域全体での洪水評価を実施する。なお，淀川モデル検証過程などの詳細については紙面を要することから別報に譲ることとし，本稿では極端洪水の推定結果を示すことに止める。また，本稿のモデルパラメタは小林ら（2012）と異なり，1997年8月5～7日，2009年10月7～8日，伊勢湾台風など過去複数の洪水により再設定したものである。特に計算結果が後者の最近の2洪水事例に適合するようにキャリブレーションしている。

2. 極端台風

石川ら（2012）は，1979年16号台風（T7916）を対象とした疑似温暖化実験を実施した。T7916は，1979年9月23日にフィリピンの東海上で発生し，26日には沖縄の南海上で中心気圧920hPaまで発達した。30日夕刻に室戸市に上陸，同日夜半に大阪市に再上陸したのち，彦根市，岐阜市などを通過し本州を縦断し根室沖で温帯低気圧化した。この経路は，京阪神地区に大きな災害をもたらすいわゆる「室戸コース」と呼ばれるものである。

石川らは，まずこの台風の再現実験（コントロールラン）を行った。コントロールランの結果はFig. 1中に実線で示してある。破線で示した気象庁の解析結果と比べると経路に若干のずれはあるが，ほぼ解析された経路に沿って移動している。次に，Fig.1 に星印で示した位置に台風が到達した時刻（1979年9月29日12UTC）で渦位逆変換法を適用し，台風位置を10 km間隔で側方に移動させた仮想台風実験を行った。これらの結果をFig.2 に示す。

Fig 2には全部で509例実施した仮想台風実験の全ての経路を示してある。赤い星印で示した地点に中心を持つ台風を，Fig 2の赤枠で示した範囲で側方移動させたものを初期値としてアンサンブル計算を行った。509例のそれぞれのケースについて，台風が日本の東海上に抜けるまで計算を行っているが，この図では近畿地方を通り過ぎるまでの結果を拡大して示してある。このアンサンブル計算の中で積算降水量が最大（コントロールランの1.5倍）となる事例を後述の淀川モデルに入力した。これを以後，現在最大降雨（図中ではshift）と呼ぶ。

次に，このアンサンブル計算の中から，淀川流域積算降水量，最大１時間降水量で最大を記録した上位20例について，海面温度に温暖化バイアスを加えた疑似温暖化実験を実施した。海面温度の温暖化バイアスはCMIP3から，T7916が上陸した9月のモデル・アンサンブルを作成して用いた。Fig 3に，これらのケースの中で積算降水量が最悪となったケースの降水量分布を示す。この事例では，現在気象でのコントロールランの2.26倍となった。現在気象の最大ケースと比べると，疑似温暖化により流域降水量は約1.5倍に増加したことになる。このバイアスを加えた疑似温暖化実験結果を，以降将来最大降雨（図中ではpgw）と呼び，これについても淀川モデルに入力する。

3. 淀川流出・氾濫モデル

淀川流域分布型降雨流出・洪水氾濫モデル（DRR/FIモデル）の概要を以下に簡単に説明する。この分布型モデルでは流域内堤内地の水流動は二次元浅水流方

程式，河道流は一次元不定流方程式で追跡する。堤内地と河道網の間では流入・溢水などにより越流公式に基づき水が交換する。ダム位置で洪水防御のための操作ルールをモデルに組み込み，ダム位置及び水位・流量観測所において観測水位・流量を計算値と比較しモデルの検証を行っている。

(1) 河道網の一次元不定流計算

河道流は一次元不定流解析により追跡する。運動量方程式は抵抗則に Manning 公式を用いた St.Venant 式を適用する。

連続式：

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=q_{in/out}^{Dike} \tag{1}$$

運動量方程式：

$$\frac{1}{g}\frac{\partial u}{\partial t}+\frac{u}{g}\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial x}=s_0-\frac{n^2u|u|}{R^{4/3}} \tag{2}$$

$$q_{in/out}^{Dike}=0.35h_1\sqrt{2gh_1}\ or\ 0.91h_2\sqrt{2g(h_1-h_2)} \tag{3}$$

ここにAは河道での流水断面積，Qは河道内流量，$q_{in/out}^{Dike}$はx方向の単位長さあたり横流入出量（流入が正），gは重力加速度，$u=Q/A$は断面平均流速，s_oは水路床勾配，nはマニングの粗度係数，Rは径深である。式（3）は越流公式で，h_1, h_2は，河道水深あるいは河道位置堤内地水深から，河道水深の場合は堤防高，堤内地水深の場合は堤内地地盤高から堤防天端までの鉛直距離を指し引いた値で，h_1の方が大きい方の値である。本稿では，淀川本川については堤防高を考慮した。式（3）の第一式が完全越流，第二式が潜り越流となる。数値計算には特性曲線法を用いる。

(2) 堤内地の二次元氾濫計算

堤内地の氾濫解析には2次元浅水流方程式を用いる。

連続式：

$$(1-\phi)\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial M}{\partial x}+\frac{\partial N}{\partial y}=\sum\frac{q_{in/out}^{Dike}\cdot Dx^{Dike}}{A^{Cell}}+(rain-rainLoss)+q_{add} \tag{4}$$

運動量方程式：

$$\frac{\partial M}{\partial t}+\frac{\partial uM}{\partial x}+\frac{\partial vM}{\partial y}=-gh\frac{\partial H}{\partial x}-gn^2u\frac{\sqrt{u^2+v^2}}{h^{1/3}} \tag{5}$$

$$\frac{\partial N}{\partial t}+\frac{\partial uN}{\partial x}+\frac{\partial vN}{\partial y}=-gh\frac{\partial H}{\partial y}-gn^2v\frac{\sqrt{u^2+v^2}}{h^{1/3}} \tag{6}$$

ここにhは水深，ϕ は建物占有率で2次元格子セル面積A^{Cell}（250m×250m）中の建物の割合，$M=uh$, $N=vh$でM, Nは流量フラックス，u, vはそれぞれx方向，y方向の流速，Hは水位である。Dx^{Dike}は一次元河道計算の節点間距離（250m）で，式(4) 右辺第一項は，2次元格子セルと対応河道節点での水交換の総和を記述している，$rain$は降雨量（*mm/hr*から*m/s*に変換：解像度1kmを250mに内挿），$rainLoss$, q_{add}については以下を参照されたい。h, M, N を千鳥格子状に配置し（staggered grid），時間方向差分には陽的解法のLeap frog 法を用いる。

(3) 森林における表面流，中間流の取扱い

土地利用形態で森林と判断される範囲では，「樹幹遮断等＋浸透能=*rainLoss*」を*rain*から差し引き入力降雨とする（式（4））。*rainLoss*はパラメタとしてダム位置など観測値が存在する地点で計算・観測流量が合致するように与える。ここでは，特に土壌の種類に従い，浸透能を高・中・低に分類している。ただし，森林では降雨の一部は地下へ浸透し，地表面に再流出したり，河道に直接流出する。これらの現象を物理的に追跡しようとすると，解像度250mでは再現できない現象も多いと考えられる。したがって，これらの現象についてはタンクモデル的取扱いをする。具体的には各計算節点で降雨強度に線形比例するq_{add}を算定し，これを式（4）右辺に追加する。地下構造の把握が容易でないことに加え，亀裂などがあると地下での水流動形態が変化するため，このように河道に戻る全量を表流水計算空間で空間平均的に割り振って考えることにする。定式化は以下のようである。

If (rain < rainLoss) $q_{add}=\alpha*(rain/rainLoss)$

If (rain > rainLoss) $q_{add}=\alpha*(rainLoss/rainLoss)=\alpha$

ここにαと*rainLoss*は同定が必要なパラメタでαは係数である。シミュレーションで用いたα，*rainLoss*の値をTable 1に示す。 今回は，木津川流域以外は統一的な値を用いても，観測地点での水位・流量を概ね再現できた。

(4) 都市域での下水道の扱い

土地利用形態で都市と判断される範囲には一般には下水道が存在する。ただし，本稿のような広域モデリングで，下水道ネットワークを完全にモデル化するのは容易ではない。したがって，ここでは下水道の最大排水量を設定し，これを*rainLoss*とすることにした。 本稿では下水道を通じて河川に戻る流量は考慮していない。木津川流域を除いては，1997年8月5～7日の寝屋川流域の浸水実績図を参考に，浸水計算結果が実績を再現できるように最大排水量を設定している（Table 2 全体）。木津川流域については主要地点で計算流量が観測流量に合致するようにした。

Table 1　***RainLoss***（low, mid, high）and α in forest area

Catchment name	Forest [mm/hr]	α [mm/hr]
Whole	40, 41, 42	7.65
Takayama	48, 49, 50	6.545
Murou	61, 62, 63	7.395
Hinachi	61, 63, 66	6.63
Nunome	61, 63, 65	7.31
Shorenji	59, 61, 63	8.5

Table 2　Drainage capacity of sewage in urban area and of other areas

Catchment name	Urban area [mm/hr]	Other areas [mm/hr]
Whole	30	10,15,20
Takayama	45	15,20,25
Murou	45	25,30,35
Hinachi	45	30,35,40
Nunome	45	20,25,30
Shorenji	50	20,25,30

(5)その他地域での降雨損失

土地利用形態で森林，都市以外と判断される範囲については，降雨・浸透メカニズムが必ずしも分からないエリアが多いため，降雨損失のみを考慮する。損失値も各主要地点で，計算流量と観測流量が合致するように与える。

(6) ダムモデル

比奈知，青連寺，室生，布目，高山，日吉，天ケ瀬，日野川，姉川ダムの位置にそれぞれのダムによる洪水調節操作を組み込んだ。具体的には，各ダムでの制御開始洪水流量を設定しこれを超えた場合，余剰流量をダムで貯留し（ピークカットを実施し），流入流量が洪水流量を下回った後は，余剰流量が放流完了されるまでは一定量（洪水流量相当）の放流を継続するとしてモデル化を行った。 なお，後述の計算においてはダム操作は2009年10月7～8日の事例に即しているが，詳細は別報に譲る。

3.　洪水計算結果

Fig. 4に現在最大降雨（図中 shift）と将来最大降雨（図中 pgw）を用いて計算した枚方地点より上流の流域平均雨量ハイエトグラフを示す。現在最大では流域平均の最大時間雨量は 28.8mm/hr, 将来最大については44.8mm/hrであった。なお，ここでの枚方上流域（流域面積 3209km^2）には琵琶湖流域は含まれていない。広域流域平均で時間最大44.8mm/hrは大きな値である。Fig.4には流域平均雨量観測値（国土交通省提供）も示してある。Fig 4，5にはこれらの現在最大降雨，将来最大降雨を淀川モデルに入力して計算した枚方地点での水位と流量をそれぞれ示す。各計算では，ダムがある場合と，仮にダムが無い場合の計算結果を示した。また，参考のためにT7916時の観測水位・流量（国土交通省提供）を示す。なお，モデルパラメタは最近の洪水に適合するようにチューニングしているのでT7916の再現計算は実施していない。初期条件は2009年10月7～8日台風18号時のものとした。計算された最高水位，最大流量をTable 3に示す。

これにより，枚方地点水位が現在最大降雨では8.8m, 将来最大降雨では 11.4mに達した。1965 年以降に設定された計画高水位は 13.23m, 計画高水流量は12000m^3/sであるので，モデルに取り込んだ限りの現在の状況（ダム有）では，少なくとも枚方地点において，水位，流量とも計画高水位，計画高水流量を超えないという計算結果になった。なお，この結果は，河川計画に適用されているモデルを用いた計算では異なる結果になると考えられる。本稿の結果はこれまで入手できた限定的な水理・水文データを用いて実施した結果であり，今後も継続的にモデルの改良をしていく。

ダム操作については2009年10月7～8日に実施された操作と同様であるが，現在最大降雨については，ダムによる水位低減効果は 0.1m, 流量低減効果は138m^3/sであった。木津川最上流部の幾つかのダムでのダム流入量が，設定した洪水流量に至っていないことや，洪水波の減衰などによりこの結果に至ったと考えられる。他方，将来最大降雨については，水位は0.9m, 流量は2155m^3/s低減した。

現在・将来最大降雨で内水浸水を計算した結果を淀川全域についてFigs. 6,7，寝屋川流域についてFigs 8,9に示す。前述したが寝屋川流域の1997年8月5～7日の浸水実績を参考に，木津川流域以外は下水道の最大排水能力を30mm/hrと設定している。したがって，都市域では降雨強度が局所的に30mm/hrを超えると，内水氾濫が生じることになる。道路冠水レベルである内水浸水深20cmを超えたのは，淀川流域全体で，現在最大降雨で76km^2，将来最大降雨で164.75km^{2}であった。

3.　結語

本研究では，石川ら（2012）の物理ダウンスケー

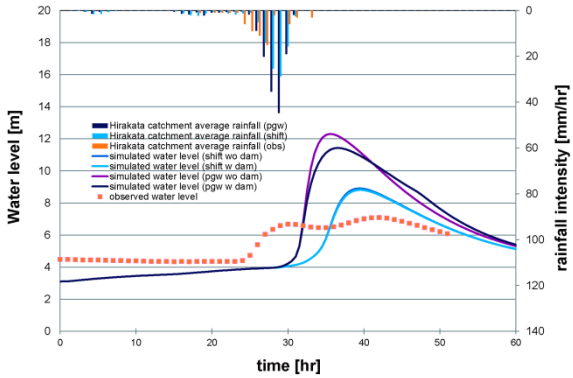


Fig. 4 Catchment average rainfalls above Hirakata, observed and simulated water levels at Hirakata with the present and future largest rainfalls

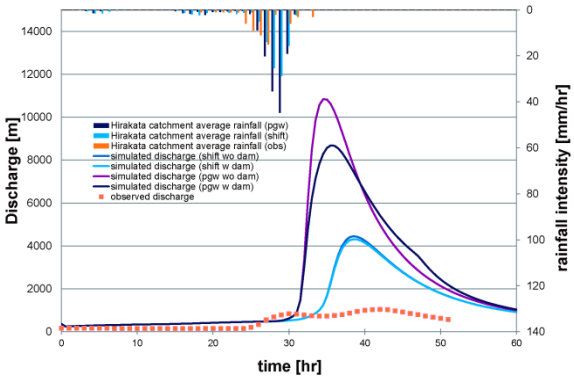


Fig. 5 Catchment average rainfalls above Hirakata, observed and simulated water discharges at Hirakata with the present and future largest rainfalls

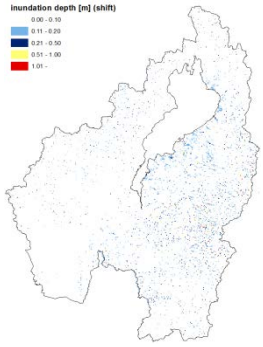


Fig. 6 Simulated inundation depth with the present largest rainfall (shift)

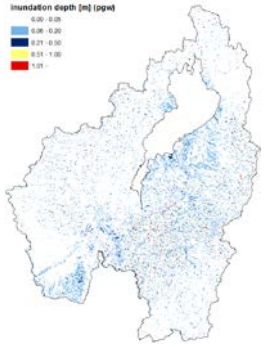


Fig. 7 Simulated inundation depth with the future largest rainfall (pgw)

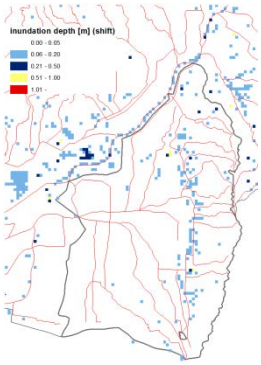


Fig. 8 Simulated inundation depth of Neyagawa river catchment with the present largest rainfall (shift)

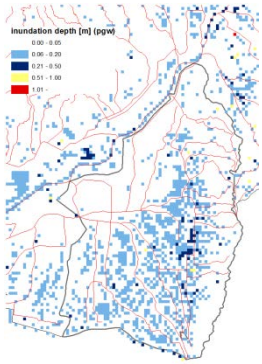


Fig. 9 Simulated inundation depth of Neyagawa river catchment with the future largest rainfall (pgw)

Table 3 Observed and simulated largest water level and discharge with the present and future largest typhoon

	T7916 Observation	With dams (shift)	Without dams (shift)	With dams (pgw)	Without dams (pgw)
Maximum water level [m]	7.1	8.8	8.9	11.4	12.3
Maximum discharge [m^3/s]	2532	4319	4457	8684	10839

ル法による極端台風（降雨）を，小林ら（2012）による淀川分布型流出・氾濫モデルに入力し，淀川流域における極端洪水を推定する一つの方法論を示した。現在・将来最大降雨を入力として，淀川河川計画の基準点である枚方地点での水位･流量を推定し，流域全体，特に寝屋川での内水浸水深を試算した。流出・氾濫モデルについては，水文・水理データの収集に時間がかかることもあり，検証が限定的であり，実際の河川計画モデルとの対応が必ずしも図れるものではないが，参考として計画高水位・流量などとの比較も示した。

実際に最悪のシナリオを考える場合には，高潮と洪水の同時生起による複合効果や、複数流域の同時氾濫，地震災害と洪水災害の同時生起など考え得るシナリオは多数ある。こうした最悪シナリオの想定は，市民，行政，様々な分野の専門家で何度も検討を重ねることにより形づくられていくものである。本稿は主に河川洪水災害に着目したものであるが，最悪シナリオの検討の一助になればと考える。

謝　辞

国土交通省・近畿地方整備局，大阪府，大阪市，滋賀県には水文・水理データ，ダム操作規則，資料等を提供して頂きました。ここに記して感謝申し上げます。また，本稿の分布型降雨流出・洪水氾濫モデルは京都大学と損保ジャパン・リスクマネジメント株式会社（現：NKSJリスクマネジメント株式会社）による「民間等との共同研究」を通して開発されたものです。NKSJリスクマネジメントの佐野 肇氏，津守博通氏，関井勝善氏に感謝申し上げます。

参考文献

寶　馨・端野典平 (2000)：レーダー雨量を用いたDAD解析と那珂川における可能最大洪水の推定，京都大学防災研究所年報，第43号B, pp. 167-176

奥勇一郎・吉野純・石川裕彦・竹見哲也・中北英一（2010）：将来の極端台風の複数経路計算による可能最大被害予測，京都大学防災研究所年報，第53号B, pp. 371-375

石川裕彦・竹見哲也・奥勇一郎（2012）：物理ダウンスケールによる極端台風による災害気象の評価，21世紀気候変動予測革新プログラム平成23年度研究成果報告書，pp.148-151

小林健一郎・寶 馨・佐野 肇・津守博通・関井勝善（2012）：損害保険に応用可能な国土基盤情報準拠型の分布型降雨流出・洪水氾濫モデルの開発，土木学会水工学論文集，第56巻, I-1069-I-1074

小林健一郎・寶 馨・佐野 肇・津守博通・関井勝善 (2011)：淀川流域の分布型降雨流出・氾濫追跡モデルの開発と損害保険，京都大学防災研究所年報，第54号B, pp.129-135

（論文受理日：2012年6月8日）

A Deliberation of Extreme Flooding in Yodogawa River Catchment using the Outputs of Extreme Typhoon Experiment by Physical Downscaling

Kenichiro KOBAYASHI (1), Yuichiro OKU (2), Kaoru TAKARA, Hirohiko ISHIKAWA, Tetsuya TAKEMI and Eiichi NAKAKITA

(1) Educational Unit for Adaptation to Extreme Weather Conditions and a Resilient Society, Kyoto University
(2) Osaka City Institute of Public Health and Environmental Sciences

Synopsis

This paper deals with a deliberation of extreme flooding in the Yodogawa river catchment using the outputs of an extreme typhoon experiment based on physical downscaling. First, Ishikawa et at (2012) has carried out the simulation to reproduce T7916 with weather model WRF (hereinafter control run). Then, they carried out the ensemble simulations by shifting the initial positions of the typhoons laterally from the control run (hypothetical typhoon (hyt) experiment). Finally, they add the future climate change bias on the simulation condition and carried out the pseudo global warming (pgw) experiment. The largest cumulative rainfall events extracted from the hyt and pgw experiment are given to the Yodogawa river distributed rainfall-runoff/flood inundation (DRR/FI) model and the Yodogawa river extreme flooding is deliberated. As the results, the highest water level at Hirakata simulated with pgw attains 11.4m (design water level: 13.23m). The inland inundation depth over 20cm by which the road is in general covered is simulated in wide range of the catchment. The results show the usefulness of the extreme flood simulations.

Keywords: distributed rainfall-runoff/flood inundation model, the Yodogawa river, extreme typhoon, extreme flooding, pseudo global warming experiment

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

日本河川における統一指標の適用と感度分析

寺本智子 (1)・山敷庸亮・寶馨

(1) 京都大学大学院工学研究科

要 旨

水質計測を行う目的は国や地域によってさまざまである。そのため計測している水質項目や頻度，さらのその計測方法などが異なっているため国際河川間の客観的な水質の比較を行うことは難しい。国をまたぐ大陸河川が地球上には多く存在しているが，国によって異なった項目を用いているために水質比較を単純に行うことは難しい。特定の水質基準などの指標を元に統一指標で表すことによって水質を客観的に比較ができれば，より効率的な河川政策を行うことが期待できる。現在，国連環境計画地球監査システム(GEMS/Water)では統一指標の開発が試みられている。しかし開発されている指標は濃度基準の指標であるため汚濁の程度が反映されないという欠点もある。本研究では，汚濁負荷量を算出し，現在策定されている濃度基準の比較から現在の指標の改善点を明らかにする。

キーワード: GEMS/Water， 水質， 水質指標

1. はじめに

国連教育科学文化機関（UNESCO）のWorld Water Resources at the beginning of the 21st Century'によると人口増加によって水需要が増加するといわれている1)。一方，気候変動による水資源の偏在化，そして水質汚濁による水供給量の減少が今以上に深刻になると推測されていて，今後水の需要量と供給量の不均衡が生じ，世界の水問題が危機的な状況となる可能性が高いといわれている。

このような将来の水の危機に備えるために質的なアセスメントを行うことのできる統一した指標が必要であると考え，複数の指標に対し統計分析を行い1つの統一指標の算出を行った。水質状況を統一した指標で表すことで，複数の指標で水質状況を比較するよりも統括的・明示的に水質状況を把握することが出来ることが期待される。

特に本研究の対象としている日本では，毎年BODで河川の汚濁ランキングを行っているが，河川汚濁を単一の指標だけで評価するのは難しく，特にBODで水質を評価することは，アンモニアなどの窒素化合物の酸化による酸素消費も含まれること，そして難分解性有機物は対象外であるといった問題があると提起されている。

さらには河川管理を効果的に行うには住民の参加が必要不可欠であるが，住民と連携できるような分かりやすい指標がないとも言われている。このような状況に対し，においや見た目などを用いて水質を主観的に表す試みが行われている。しかし統計的な解析方法を用いて複数の指標を単一の指標で客観的に表すといった試みは未だ行われていない。

そこで本研究では，日本の河川に対し現在開発中の全球統一指標（WQI）を適用し，WQIが日本の水質汚濁状況を反映していることを示し指標の有効性を確かめることを第一の目的とする。

そこで本研究では特に水質汚濁の著しかったといわれている1975年の河川水質に対しWQIを算出し水質の評価を行った。

一方，環境変化により基準を超えた指標の数，基準を超えた値の総数，またその基準を超えた値と基準値の幅が変化した場合に，統一指標がどの程度の影響があるのかを定量化を行っておらず，基準を超えた指標の数，基準を超えた値の総数，またその基準を超えた値と基準値の幅に関して統一指標がどのように変動するか判断するのが難しい。本研究では，求められた統一指標で用いた各水質パラメーターに

対し感度分析を行い，変動の幅がどのように統一指標に影響するのかを推測することを第二の目的とする。これによって，不確実な事象に対して，統一指標がどのくらい変動するのが推測することができ，これにより，土地利用変化，人口変化などの外的要因が統一指標に影響するのかが判断できるようになることが期待できる。

2. 研究方法

本研究では，日本の河川において国連で開発されている統一指標算出を適用し，河川の水質の評価を行った。本章では，開発途中の統一指標の算出方法を記す。

2.1 全球統一指標(WQI)

WQI は国連環境計画 GEMS/Water で開発されている水質の評価を行うための統一指標である。複数の水質項目を設定した基準（例えば WHO 水質基準）に対して変動値の項目数・頻度・幅を統計的に解析し，一つ指標にしたもので，
多項目を総合した水質汚濁の程度が客観的・直観的に明示されることができることがこの指標の特徴である。

2.2 全球統一指標（WQI）の算出

正確な統一指標を算出するためには，WQIの算出をする前に基準の選択・適切な水質項目をえらばなければ，ならないために，最初に基準，水質項目の抽出を行い，最後にWQI算出を行う。

はじめに，比較対象となる水質基準を決める。本研究では，ほぼすべての水質項目に対し，基準を設定しているWHO飲料水基準を用いた。Table 1 はWHO飲料水基準とEU，アメリカ，そして日本における水質基準を比較したものである。

次に水質項目・水質地点・対象年度の選択方法を行う。

これは指標算出するための水質項目を選択することで自動的に決めることができる。

この研究では，世界の水質測定項目の20％が計測している水質項目をWQIの算出に使用するパラメータとした。

また算出に使用する水質項目数や水質測定頻度に関しては，少なすぎると算出結果が高くなり，正確な結果が出せないという特性から，4 By 4ルールという基準を満たしたものを算出に用いる水質項目とした。4 By 4ルールとは，1年間に，最低4つの水質

Table 1 Comparison of Water Quality Standards

	WHO	EU	USA EPA	Japan
アンモニア	1.5mg/L	0.5mg/L		
塩素イオン	250mg/L	200mg/L	250mg/L	200mg/L
鉄	0.3mg/L	0.2mg/L	0.3mg/L	0.3mg/L
鉛	0.01/mg/L	0.02mg/L	0.015mg/L	0.1mg/L
ヒ素	0.01mg/L	0.01mg/L	0.05mg/L	0.01mg/L
銅	2.0mg/l	2.0mg/L	1.3mg/L	1.0mg/L

項目を測定し，さらに，その項目の測定回数が1年間に最低4回あるというものである。また，WHO飲料水基準では，水質測定項目を“許容”，“健康”，“微生物”のカテゴリーに分類している。このカテゴリー分類を利用し，WQIだけでなく“許容WQI（以下AWQI）”，“健康WQI（以下HWQI）”のといった目的に応じた統一指標の算出も行うことができる。

算出方法は，選択した水質項目に対し，その水質項目の基準とを比較し，比較した結果を統計分析し，分析結果を足し合わせ，WQIを算出する。
その算出式を（1）に示す

$$\mathrm{WQI} = 100 - \sqrt{\frac{(\mathrm{F_1})^2+(\mathrm{F_2})^2+(\mathrm{F_3})^2}{3}} \qquad (1)$$

この数式における F1 は基準を超えた水質項目の割合を表し，(2)より求めることができる。

$$\mathrm{F_1} = \left(\frac{\text{基準を超えた水質項目数}}{\text{総水質項目数}}\right) \times 100 \qquad (2)$$

また F2 は，基準を超えた水質計測数の割合示し(3)より求める。

$$\mathrm{F_2} = \left(\frac{\text{基準を超えた計測数}}{\text{総計測数}}\right) \times 100 \qquad (3)$$

最後に F3 は，基準がどのくらい超えているかを表し，まず基準をこえた計測値に対してどのくらい基準値を超えているか（振幅；EX）を(4)より算出する。

$$\mathrm{EX} = \frac{\text{計測値}}{\text{基準値}} - 1 \qquad (4)$$

さらに求めた EX に対して正規化平方和(nse)を(5)より算出する。

$$\mathrm{nse} = \frac{\mathrm{EX}}{\text{総計測数}} \qquad (5)$$

この正規化平方和を 1 から 100 までの範囲に(6)より変換する。これが F3 である。

$$\mathrm{F_3} = \frac{\mathrm{nse}}{0.01\mathrm{nse}+0.01} \qquad (6)$$

2.3 評価方法

WQI は 0 から 100 までの数値で算出される。また，

求めた算出結果を Index value と比較し“Excellent（大変よい）”から“Poor（大変悪い）”までの 5 段階のスケールで評価する。

2.4　感度分析

感度分析は，F1 から F3 に対する WQI の感度分析と水質項目に対する WQI の感度分析の 2 種類行った。

F1 から F3 までと WQI との感度分析は，算出した各河川における F1 から F3 と WQI との相関係数を算出するという方法で行った。なお，感度分析は統計ソフト R を用い行った

また，各水質項目と WQI との感度分析は，WQI 算出に使用した水質項目を一つ一つ取り除いた WQI の算出を行い，それと WQI との相関関係を求めた。なお，この場合においての相関が高いということは，その水質項目の感度が低いということを示し，逆に相関が低いことは，水質項目の感度が高いことを示している。

3.　結果

3.1　対象地域と対象年

2 章で示した対象となる指標とルールにより，WQI 算出対象となった河川は 18 河川である。また，1975 年を研究対象の年とした。

3.2　1975年におけるWQI算出結果と感度分析

算出結果と水質を一つ一つ取り除いた WQI 算出結果は Table 3 である。

この表より，特に東京湾に流入している河川や大阪湾に流入する河川の WQI が低いことが判明した。一方，北海道の河川はいずれも良好であると評価した。

3.3　感度分析

水質項目を統計解析し統一指標で表す時とすると，まず基準を超えた項目の割合であるF1，基準を超えた計測数のF2，基準をどのくらい超えたのかのF3が算出される。感度分析は，水質項目に関するものと統計解析して得られた値の２つを対象に行った。感度分析にあたり，まずF1からF3の値のWQIへの感度分析を行った。　F1からF3までの感度を明らかにするために，まずF1からF3までの相関関係図を統計ソフトRで作成した。その結果をFig. 1に示す。

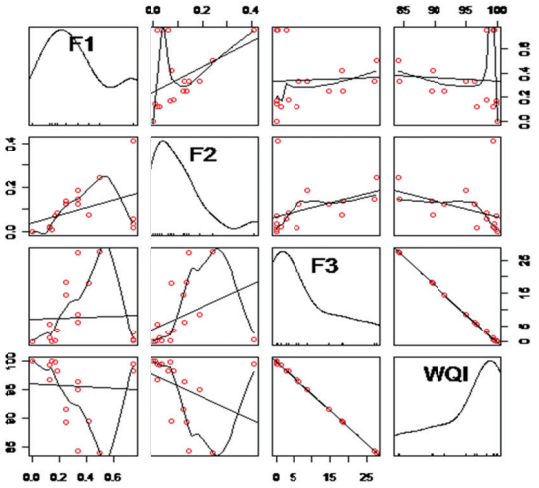


Fig. 1　Correlation between WQI and F1,F2 and F3

Table 2 Result of Water Quality Index and WQI which is removed one parameter

		生活環境の保全に関する環境基準項目	人の健康の保護に関する環境基準項目				富栄養化項目		
	WQI	ph	カドミウム	ヒ素	鉛	水銀	アンモニア	硝酸塩	亜硝酸塩
猪名川	84.0	82.3		83.0	83.1		84.1		
鶴見川	84.3	81.9		83.3	86.4	84.1	94.6	82.8	82.8
相模川	89.5	87.8	88.9	88.9	97.1		90.4	88.5	88.5
多摩川	91.6	90.1	91.0	91.0	92.8	91.4	96.3	90.7	90.7
揖保川	95.0	98.8		94.4	94.0		98.8	94.0	94.0
大和川	96.4	99.8	95.7	95.7	95.7	95.7	99.9		
釧路川	96.7	95.9							
石狩川	98.3	98.4			98.4				
円山川	98.3	98.3	98.2	98.2	98.2	98.2	99.9		
熊野川	99.3	99.1	99.2	99.2	99.2	99.2	100.0		
常呂川	99.4	99.5							
阿武隈川	99.6	99.6	99.6	99.6	99.6	99.6	99.6	99.5	99.5
名取川	99.6	99.5	99.6	99.6	99.6	99.6	99.6	99.6	99.6
淀川	99.8	100.0	99.8	99.8	99.8	99.8	99.8		
十勝川	99.9	99.9			99.9				
岩木川	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0		
加古川	100.0	100.0		100.0	100.0		100.0	100.0	100.0
由良川	100.0	100.0		100.0	100.0				

表のグラフの横軸はWQIの値で，縦軸はそれぞれF1,F2,F3の値である。

この相関関係図から，特に F3 の感度が高いことが判明し，かつ F3 と WQI は逆相関関係であった。 つまり F3 が高い値をとれば，WQI も低い値となり，また F3 が低い値をとれば WQI を用いた水質評価は高いものとなっている。一方，F1,ならびに F2 は WQI との相関がないことが判明した。

さらにピアソンの積率相関を用いて相関係数を求めた。結果を Table 3 に示す。

Table 3 Pearson product-moment correlation coefficient

	WQI	F1	F2	F3
WQI	1.00			
F1	−0.06	1.00		
F2	−0.38	0.42	1.00	
F3	−1.00	0.04	0.37	1.00

この結果，F3 と WQI の相関が-１となり，WQI とＦ３が逆相関であることが示された。

しかし，F1，F2 の感度は低いものであった。このことからも頻度や水質項目の割合は WQI との相関はないと言える。

WQI は，たとえ統一指標であっても基準を超えた割合を正確に反映しており，WQI はこの段階では水質を反映しているということができる。

次に，各水質項目の感度分析を行った，算出した元の WQI から水質項目を１つ１つ抜き，その抜いた時の WQI を用いて感度分析を行った。その方法は水質項目を１つずつ抜いて算出した WQI と元の WQI との相関関係図を作成し，相関を示す。本研究では相関を示す水質指標をアンモニア，pH，鉛，ヒ素とする。その結果を Fig. 2 から Fig. 5 に示す。

相関関係図では横軸を WQI，縦軸を WQI とする。

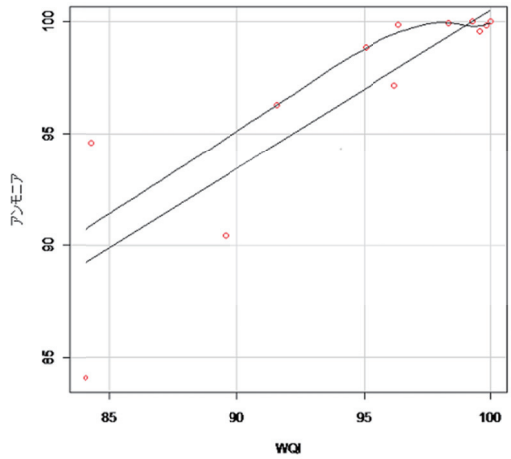


Fig. 2 Correlation between WQI and Ammonium

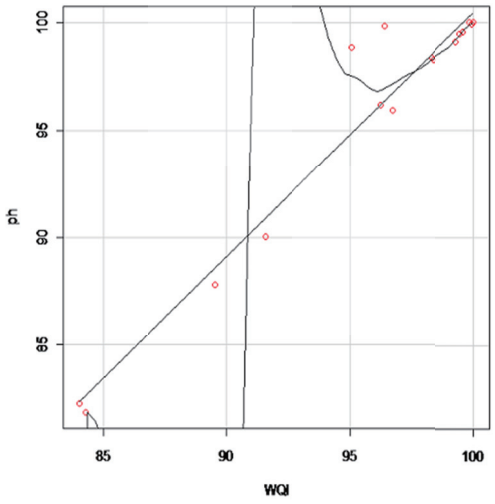


Fig. 3 Correlation between WQI and pH

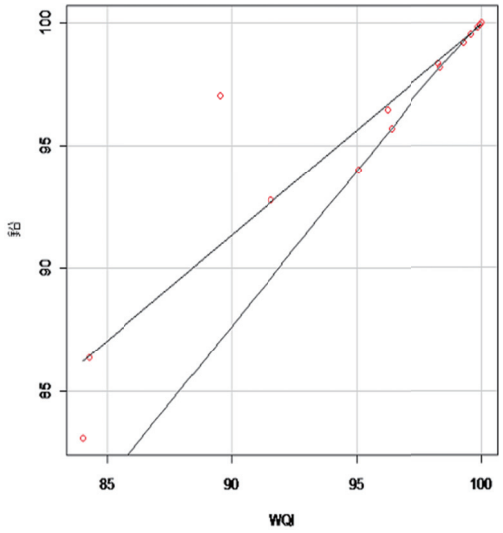


Fig.4 Correlation between pH and Lead

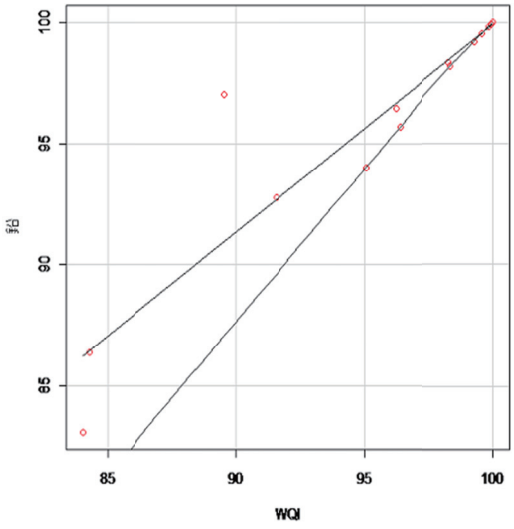


Fig.5 Correlation between WQI and Arsenic

Table 4 Pearson product-moment correlation coefficient

	ph	カドミウム	ヒ素	鉛	水銀	鉄
WQI	0.975	0.996	0.999	0.933	0.999	0.979
	亜鉛	銅	マンガン	アンモニア	硝酸塩	亜硝酸塩
WQI	0.997	0.995	0.996	0.862	0.992	0.992

アンモニア，pH，鉛，ヒ素各水質項目の中ではヒ素が WQI と正相関を示した。

さらにピアソンの積率相関関係数を算出した。その結果を Table6 に示す

相関関係図，ピアソンの相関係数より水質項目を抜いた WQI は強い正相関関係があることを示した。つまり正相関を示した水質項目は WQI に影響しない。このことは相関係数でも同じであると示された。

4. 考察

WQI による水質評価に関して，相関関係図やピアソンの相関係数より F1，F2，F3 のなかでも F3 が WQI と強い相関があることから基準を超過した割合が WQI に反映されている。このことより WQI を用いての水質評価は，基準を超過した割合が WQI に反映されており，有効であることが示された。 しかし，水質項目に関しては，さらなる議論がいることが示された。

この結果に至った背景は，水質項目の選定方法にあることがいえる。現在の WQI は，水質項目が，許容項目にあるか受容項目であるかの分類にとどまっている。今後は，水質項目に関して現在決められている水質項目だけでなく，窒素やリンなどの富栄養化に関する水質項目も含めた WQI や人体に影響のある水質項目を対象にした WQI を作成するために，さらに感度分析を行い，よりよい指標の作成に努め，河川管理に生かすことができるような指標開発につなげたいと考えている。

参考文献

UNESCO IHP 1999. Summary of the Monograph “World Water Resources at the beginning of the 21st Century'” (http://webworld.unesco.org/water/ihp/db/shiklomanov/summary/html/summary.html)

UNEP GEMS/Water Programme..2007. Global Drinking Water Quality Index Development and Sensitivity Analysis Report (http://www.gemswater.org/publications/pdfs/gwqi.pdf)

CCME. 2001. Canadian water quality guidelines for the protection of aquatic life: CCME Water Quality Index 1.0, User’s manual. In: Canadian Environmental quality guidelines, 1999, Canadian Council of Ministers of the Environment, Winnipeg, Manitoba (http://www.ccme.ca/assets/pdf/wqi_usermanualfctsht_e.pdf)

CCME. 2005. Canadian Environmental Sustainability Indicators. Freshwater Quality Indicator: Data Sources and Methods. Catalogue no. 16-256-XIE (http://www.statcan.ca/bsolc/english/bsolc?catno=16-256-XIE#formatdisp)

UNEP GEMS/Water Programme. 2005. Workshop report: Development and use of global water quality indicators and indices. Vienna, Austria 4-6th May.2005. (http://www.gemswater.org/publications/pdfs/indicators_workshop_report.pdf)

新矢 将尚: “河川水質を取り巻く近年の動向”.

（論文受理日：2012年6月8日）

Water Quality Index and Sensitivity Analysis

Tomoko TERAMOTO(1) ,Yosuke YAMASHIKI and Kaoru TAKARA

(1) Graduate school of Engineering, Kyoto University

Synopsis

A composite index is developed to assess source water quality at global scale. In this study we have testified application of WQ indices developed by GEMS/Water Program. The approach for development was three-fold: (1) to select guidelines from the World Health Organization that are appropriate in assessing global water quality for human health, (2) to select variables that have an appropriate guideline and reasonable global coverage, and (3) to determine, on an annual basis .The developed index includes frequency and extent to which variables exceeded their respective WHO guidelines, at each individual monitoring station. In this study, we applied WQI to Japanese River. The result shows rivers in urban area have low WQI but rivers in Hokkaido or Tohoku area have high WQI. That means water quality of rivers in urban area is not good.

Keywords: GEMS/Water, Water quality, Global Water Quality Indices

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

複数の再解析データによる気候値の空間分布再現性とWCRP-CMIP3マルチ気候モデルにみる気候変動予測の不確実性

辰己賢一・山敷庸亮・寶馨

要　旨

数値モデルから得られる出力値の不確実性には主にモデル自体が有する不確実性と入力データの不確実性が含まれることから，実際にモデルを用いた研究を行う際は，より精密な入力データの使用が望まれる。本研究では, ERA-40, CRU TS2.1, JRA-25, GPCP, CMAP, CMIP3の各種グリッドデータの降水量に着目し，世界の608地点における地上降水量値を基準とした統計的誤差解析を1979年から1999年を対象に行い，再現性を評価した。その結果，CRU TS2.1の降水量の値は他のデータソースと比べて，世界の大部分の領域において最も平均絶対誤差が小さく，かつデータのばらつきが小さいことがわかった。一方，再解析データは特に対流性降雨が卓越する熱帯域において誤差が大きく，再現性に課題があることがわかった。

キーワード: 地上降水量，再解析データ，グリッドデータ，再現性評価

1. はじめに

地球の温暖化に加え，全球規模の降水分布の変化は気候変動がもたらす重要な特性である。また，気温の増加は，大気中の保水容量を7% / ℃の割合で増加させ，水文におけるさまざまなサイクルを変化させる要因となる。特に，降雨の量，頻度，強度，持続時間などの降水特性およびその極値に影響を与えることが知られている（Trenberth *et al.*, 2003）。それゆえ，正確で空間的に一貫性のある降水量データは気候変動下における降水特性の変化を精度よく評価するためには重要となる。しかしながら，実際の観測では長期間に渡り同一の地点で観測することは困難であり，また，標高や観測機器の違いや測定技術の差などが気候値の誤差などに強い影響を与えることが知られている。

Lijuan *et al.*（2009）は，中国においてECMWF re-analysis 40 years (ERA-40), National Centers for Environmental Prediction (NCEP), Climate Prediction Center Merged Analysis of Precipitation (CMAP), Global Precipitation Climatology Project (GPCP)と地上観測点の降水量の比較を1958-2001年を対象に行った。その結果，再解析データと比較して，衛星や雨量観測を利用して得られるCMAP, GPCPの降水プロダクトは他と比較して地上観測値に近い値を取り，ERA-40はNCEPと比較して，空間的かつ時間的に地上観測値により近い値を取ることを示した。Janowiak *et al.*（1998）は，ERA-40, NCEP-1再解析とGPCPの降水量データを比較し，大規模場では両データセットは良く似た傾向を示したが，地域スケールでは相当な差があることを示した。GPCPは地表面の雨量データのみ考慮されているが，CMAPは海洋上の個別の環礁雨量計観測値も使用されており，海域におけるGPCPの降水量値はCMAPよりも再現性が高いことをYin *et al.*（2004）は示した。小出（2006）は，Japanese Re-Analysis 25 years (JRA-25)の降水プロダクト特性を調べた。その結果，JRA-25は各再解析プロダクト（ERA-40, NCEP-1, NCEP-2）と比較して，月平均降水量とGPCPとの全球の面積加重空間相関において，明瞭な差をつけて精度を有していることを示した。一方，アマゾン流域におけるJRA-25の降水量は過小評価される傾向が強いことを示した。

以上，既往研究では各種メッシュ気候値の再現性評価が数多く実施されている。しかしながら，全球規模で，より現実的な気候値を示していると考えられる大陸上の地上観測点を基準とした複数のメッシュ気候値の再現性の評価や誤差解析については十分に行われていないのが現状である。本研究では，近年において最も頻繁に利用されている気候値グリッドデータであるERA-40, Climate Research Unit Global

0.5° Monthly Time Series Version 2.1(CRU TS2.1), JRA-25, GPCP, CMAP, Phase 3 of the Coupled Model Intercomparison Project (CMIP3)の統計的誤差解析をNational Climate Data Online (NNDC)から得られる合計608点の降水量値を基準として行う。降水量観測値を精度評価の基準に使うことにより，本研究における各グリッドデータの降水量再現性評価の正確性を高めることが可能となる。

2. 利用データと評価方法

本研究では，ERA-40, CRU TS2.1, JRA-25, GPCP, CMAP, CMIP3の6種類のグリッドデータを対象とし，月降水量について全球スケールでの時空間的な再現性を評価する。なお，対象とした期間は1979-1999年の21年間とし，全グリッドデータセットは，N80グリッドスケール（約125km × 125km）に補間して評価を行った。以下にそれぞれのグリッドデータの仕様・特徴について述べる。

2.1 メッシュ気候値

(1) ERA-40

ERA-40 は，ヨーロッパ中期気象予報センターによって作成された再解析データで，1957年9月から2002年8月までの期間について様々な観測データを高度なデータ同化技術を用いて解析された大気データセットである。降水量は，降雨と降雪の出力からなり，対流性および大規模場スケールの降水量を合わせたものが総降水量となり，月単位の地表面降水データとして提供されている。地表面水平解像度はN80(約125km)で，鉛直総数は60である。ERA-40の目的は，広範囲の観測システムを最適に利用する大気の客観解析値を生成することである。

(2) CRU TS2.1

CRU TS2.1は，Climate Research Unitによって提供されており，全球0.5度 × 0.5度の水平解像度で，1901年から2002年までの過去の観測に基づいて得られた月単位の気候データが収録されている。収録要素は雲量，日内気温較差，霜日頻度，降水量，日最低気温，日平均気温，日最高気温，水蒸気圧，雨日頻度である。ただし，収録エリアは南極大陸を除く陸域のみである。

(3) JRA-25

JRA-25は気象庁と（財）電力中央研究所によって作成・提供され，収録期間は1979年から2004年までの再解析データである。データ同化手法には3次元変分法が採用されており，全球予報モデル分解能はT106L40である。なお，格子系は収録カテゴリーによって異なり，本研究では降水量を用いるため陸面解析値を用いた。陸面解析値が収録されているデータの格子系はT106ガウス格子（320 × 160）である。

(4) GPCP

GPCPは，World Climate Research Program (WCRP)とそれに関連したGlobal Energy and Water Cycle Experiment (GEWEX)のプロジェクトの一部で作成され，空間的・時間的な全球降水パターンについての研究のために提供されている。GPCPが提供するデータは多種類の衛星データと地上観測データを組み合わせたものである。GPCP Version 2(GPCP-2)はTIROS Operational Vertical Sounder (TOVS)とAtmospheric Infrared Sounder (AIRS)，Special Sensor Microwave Imager(SSM/I), Outgoing Longwave Radiation (OLR)を組み合わせ，Global Historical Climate Network (GHCN)とClimate Assessment and Monitoring System (CAMS)の地上観測雨量データを組み合わせて作成されている。収録されている期間は1979年から現在までであり，水平解像度は2.5度 × 2.5度である。

(5) CMAP

CMAPはCPCのWebサイトから入手することができ，観測機器と衛星観測，NCEP再解析データをマージして得られたCMAP-1, NCEPを含まないCMAP-2の2種類のデータが存在する。マージ手法は，最尤法を使って衛星データを線形結合することによって確率的誤差を減少させている。また，確率的誤差はデータソースと地上観測データを比較し，時間・グリッドごとに定義されている。なお，1979年からの月平均の日降水量が収録されており，水平解像度は2.5度×2.5度である。本研究では，CMAP-1を利用した。

(6) CMIP3

CMIP3は, Program for Climate Model Diagnosis and Intercomparison (PCMDI)によりWEBで公開されており，様々な研究の基礎データとして利用されている。公開されている気象モデルは24種類あり，モデルによって異なる解像度を持つ。本研究では，20世紀再現実験データ(20C3M）のうち，24モデル出力のアンサンブル平均値を比較の対象として用いた。

(7) NNDC Climate Data Online

NNDC Climate Data Online は，米国海洋大気庁（NOAA）の下部組織である米国気候データセンター(NCDC）が提供する気象データベースである。世界の9,000地点以上についての気象データを利用することができる。本研究では，対象期間において無償で提供されかつ，対象期間において無償で提供されかつ，欠測なく得られた世界の合計608点の月降水量データを用いた。

2.2 空間補間手法

解析対象期間は，1979-1999年の21年間とし，対象とする気象要素は本研究では降水量とした。また，本研究では国連による地域分類を参考として，世界を22の地域にわけ，それぞれの地域において再現性を評価する。

異なる空間分解能を持つデータセットをより適した状態で比較するためには，空間分解能を統一することが望ましい。本研究では，ERA-40で採用されているN80グリッドに，CRU TS2.1, JRA-25, GPCP, CMAP, CMIP3の降水量データをすべてリグリッドした。一方，地上観測点データのグリッド化にはさまざまな手法が提案されている。しかしながら，地上観測点の空間代表性を損なうことなく，グリッド化を行うことは，1) 降水量は気温と違い時空間的に連続性を持たないこと，2) 本研究ではグリッド化に耐えうる地上観測点の確保ができているとは言い難いことから困難である。したがって，本研究では，観測点データとその最近傍に位置する補間後のグリッド値を時系列で比較し，メッシュ降水量データの再現性を評価することとした。

メッシュ降水量データは，逆距離加重法を用いてリグリッドを行った。補間の際，最近傍の5つのグリッドボックスにおける降水量値をN80グリッドにおける新値として計算するために用いた。本手法は次式で示され，推定する地点のデータ値は，そこから遠く離れている地点のデータ値よりも近くにあるデータ値に類似すると仮定している

$$Z_j = \sum Z_i / d_{ij}^p \,/\, \sum 1/d_{ij}^p \qquad (1)$$

ここに，Z_iは既知のデータが存在する地点$i(i = 1,2,3,\dots)$のデータ値，Z_jはデータがない地点jで空間補間された推定値，d_{ij}は地点iとj間の距離，pは距離に対する乗値である。本研究では，$p = 1$とした。

以上から，各地域に属するグリッドデータから降水量値を算出し，単純平均によって各地域の気候値を求めた。

2.3 統計的誤差解析手法

本研究では，標準化された気候値，バイアス（グリッドデータの値とNNDCの値の差），NNDCとの差率，バイアスおよびNNDCとの差率の標準偏差，バイアスおよびNNDCとの差率の平均絶対誤差の指標を用い，地域ごとに再現性を評価することとした。

標準偏差は，データセットに内在するデータの一貫性を評価するためによく用いられる。データの一貫性が高ければ標準偏差は低くなり，一貫性がなくばらつきが大きければ標準偏差は高くなる。それは平均値からの偏差の程度を表現することでもある。これをシミュレーション結果によって得られた値と観測値との差に対して適用すると，シミュレーションの初期・境界条件や観測値の不確実性のために生じる確率的な誤差を推測することが可能となる。
本研究では，再解析データ（ERA-40, JRA-25），CRU TS2.1, CMAP, GPCPの再現性を分析・評価するため，次式を用いる。

$$SD = \sqrt{1/(n-1)\sum_{i=1}^{n}(\varphi_i' - \bar{\varphi}')^2} \qquad (2)$$

ここに，

$$\bar{\varphi}' = (1/n)\sum_{i=1}^{n}\varphi_i' \qquad (3)$$

であり， ここで，φ_i：降水量値，φ_i'：メッシュ気候値とNNDC降水量値の差，$\bar{\varphi}'$：バイアスの平均である。再現性の評価対象とするデータとNNDCとのバイアスを評価するため, 降水量の差つまりCRU TS2.1, JRA-25, ERA-40, CMAP, GPCPおよびCMIP3それぞれの降水量値からNNDCの降水量値を引いたもの（以下, PD）とNNDCとの差率（PPD=(PD/NNDC)×100%, 以下，PPD）の2種をバイアスとして取り，それぞれの標準偏差（以下，SD-PD, SD-PPD）を算出することにより，NNDCを基準としたCRU, JRA, ERA, CMAP, GPCPおよびCMIP3の一致性を評価する。また，バイアスは正と負の値を取りうるため，統計期間内の値を全て足した際などに相殺されることがある。このため，符号を考えずに絶対誤差の平均を算出することは，真のバイアスを得るよい手法であると考えられる。本研究では，CRU, JRA, ERA, CMAP, GPCPおよびCMIP3とNNDCとのバイアスの平均絶対誤差を求めるため以下の式を用いる。

$$MM = (1/n)\sum_{i=1}^{n}|\varphi_i'| \qquad (4)$$

PDとPPDの平均絶対誤差, つまりPDのMM（以下, MM-PD），PPDのMM（以下，MM-PPD）を求めることにより，NNDCと他のデータ間のバイアスの平均絶対誤差を評価する。

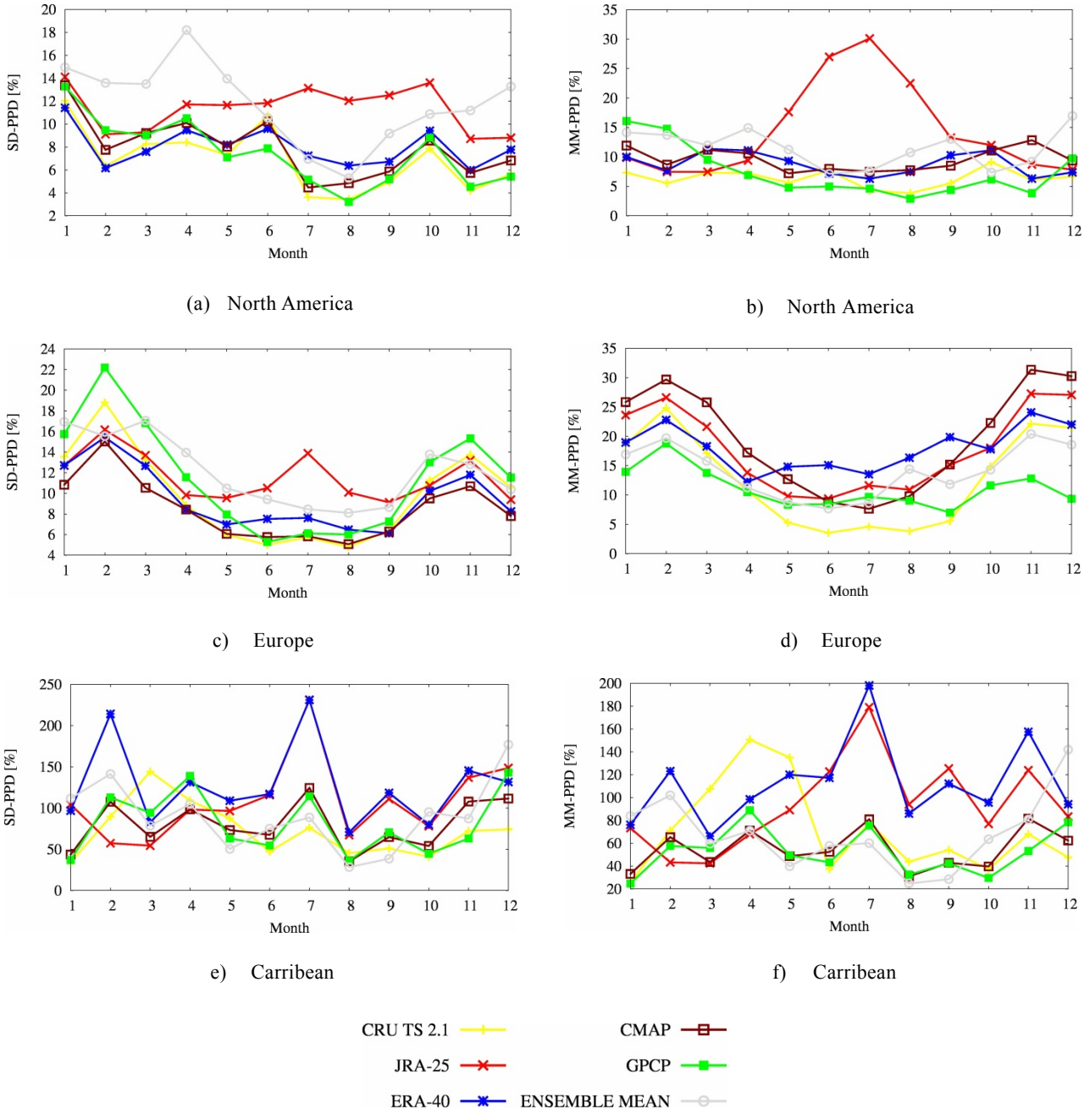


Fig. 1 Annual cycle of (left) standard deviation and (right) mean magnitude of percentages of monthly precipitation difference between the examined data and NNDC for 1979-1999

3. 結果と考察

3.1 時間的な比較で見た降水量の再現性

Fig. 1, Fig. 2, Fig. 3に各データセットのNNDCとの降水量差率の標準偏差（SD-PPD）とNNDCとの降水量差率の平均絶対誤差（MM-PPD）を月別に示す。

北アメリカにおけるCRU, JRA, ERA, CMAP, GPCP, CMIP3のSD-PPDの各月の値の平均は7, 11, 8, 8, 7, 12%で，MM-PPDは6, 14, 9, 10, 7, 11%となり，CRUがデータの一貫性，再現性の点で最も優れているといえる。また，JRAでは特に5-9月にかけてMM-PPDの平均は27%と高い。Fig. 1a) より1月および10月のSD-PDの値は全データソースで相対的に高い。これは北アメリカにおける1月と10月の降水量が多いこ

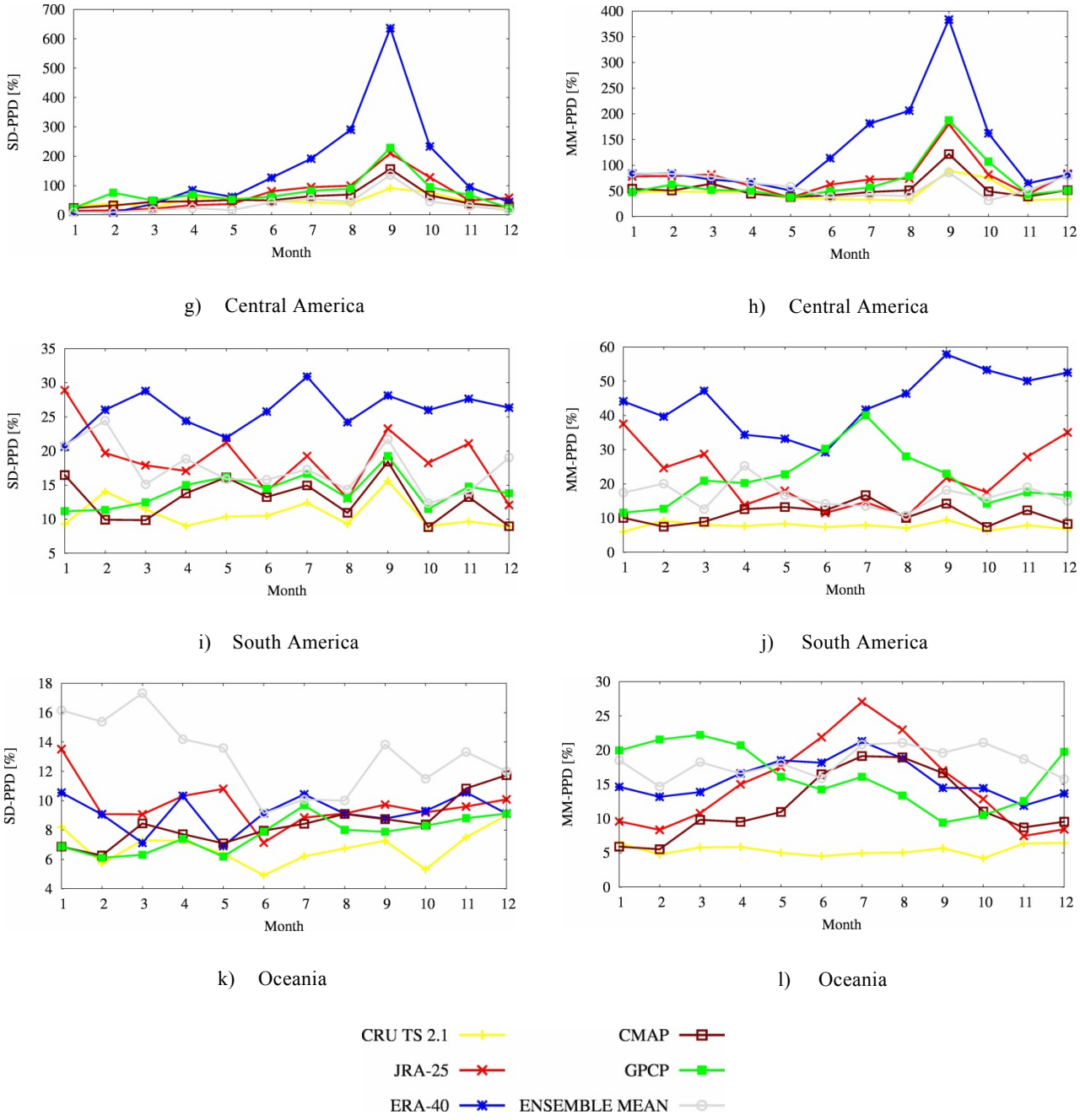


Fig. 2　Same as in Fig. 1

とが要因であると考えられる。

ヨーロッパにおけるSD-PPDおよびMM-PPDは夏期に比べ冬期で相対的に高いことがわかる。またSD-PPDの平均はCMAPが8%で最も低い値となっているが，MM-PPDでは冬期で20%と最も高い結果となっている（Fig. 1c), d)）。このことは，データの一貫性・ばらつきの点ではCMAPが最もNNDCを再現できているが，NNDCとの定量的な比較においては，もっとも平均絶対誤差が大きいことを示している。特に冬期におけるCMAPのMM-PPDの値が大きくなっており，CMAPのヨーロッパにおける冬期降水量の定量的な値は改善が必要であると考えられる。

カリブでは他の地域と比較して，SD-PPD, MM-PPDともその絶対値は大きい。また，JRA, ERAと比べ，CRU, CMAP, GPCP, CMIP3の年平均SD-PPD, MD-PPDは低く，特にCMAP, GPCPのMD-PPDはCRUを下回っており，MM-PPDの値も各月で20～80%内にあり，再現性は各月で比較的良好である（Fig. 1e),

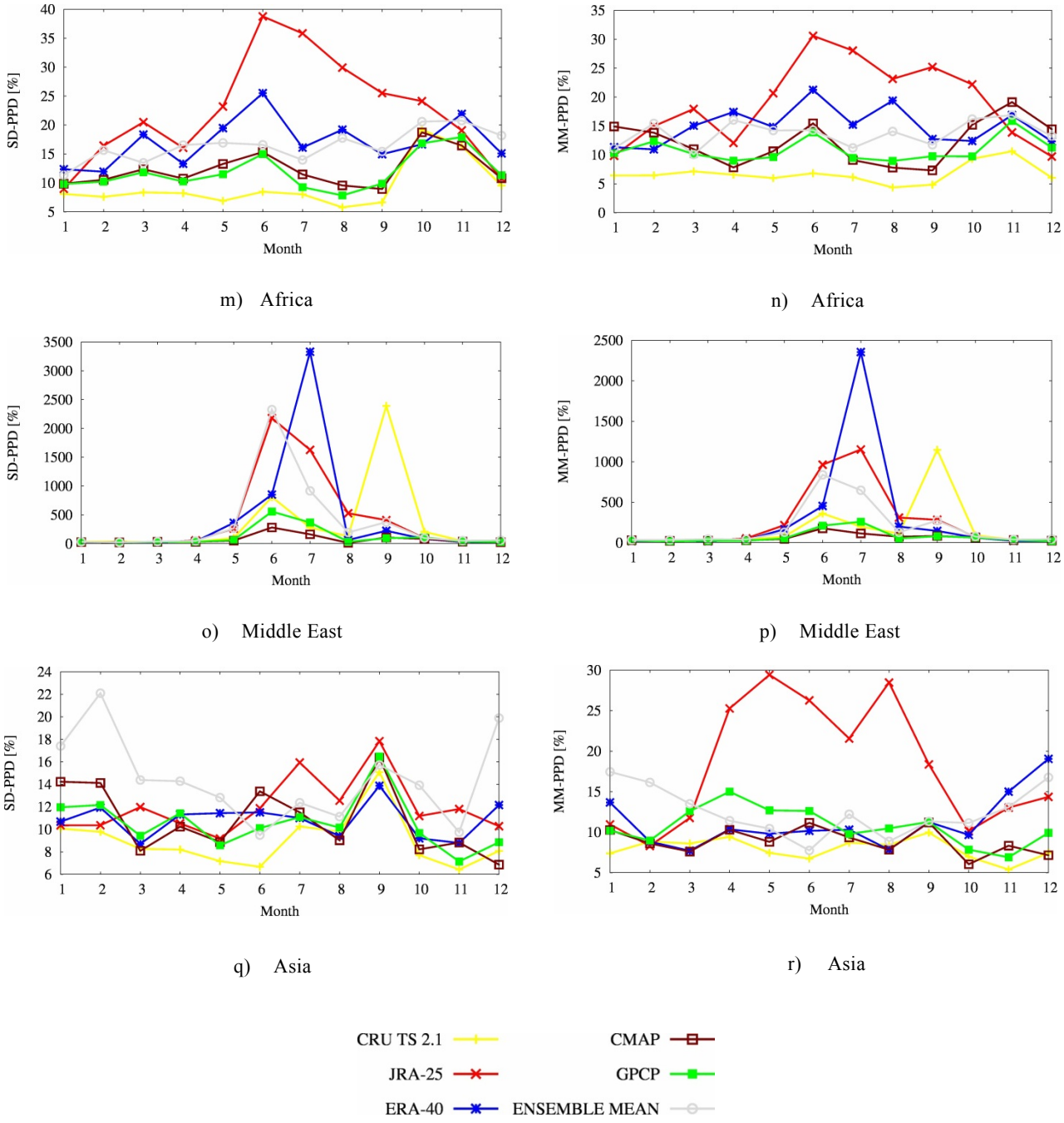
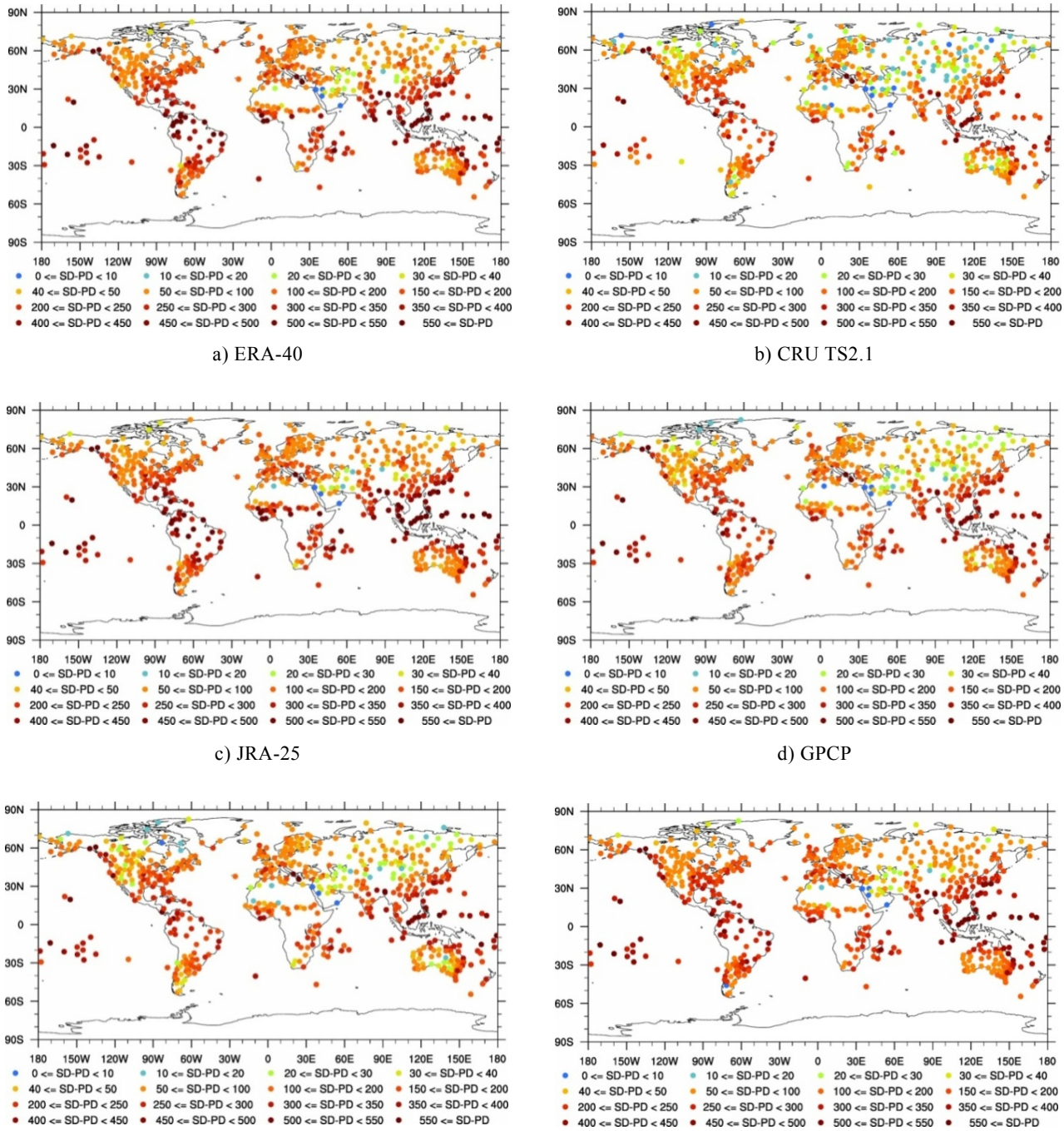


Fig. 3 Same as in Fig. 1

f)）。しかしながら，他の地域と比較すると相対的に平均絶対誤差の量は大きい。

南アメリカにおけるSD-PPDの年平均はCRU, JRA, ERA, CMAP, GPCP, CMIP3でそれぞれ10, 19, 26, 13, 14, 17%，MM-PPDはそれぞれ8, 22, 44, 11, 22.17%となっており，CRUがそれぞれの指標において最も低く，次にCMAPのSD-PPD, MM-PPDが低い。ERAのMM-PPDを見ると全月で30%を超えており，NNDCとの降水量の絶対誤差が他のデータソースと比較して突出して高いことがわかる（Fig. 2 i), j)）。

オセアニアではCRU, JRA, ERA, CMAP, GPCP, CMIP3のSD-PPDの平均はそれぞれ7, 10, 9, 8, 8, 13%, MD-PPDは5, 15, 16, 12.16, 18%となり，CRU，CMAPの順で値が低い。また，CRUのMM-PPDは各月において5%前後で安定しており，本地域におけるCRUの再現性は高く，データのばらつきも非常に小さいことがわかる（Fig. 2 k), l)）。



a) ERA-40　　b) CRU TS2.1

c) JRA-25　　d) GPCP

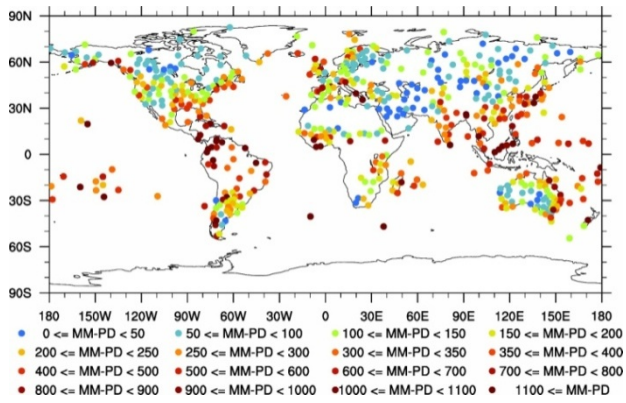
e) CMAP　　f) CMIP3

Fig. 4 Standard deviation of precipitation differences between the examined data and NNDC for 1979-1999

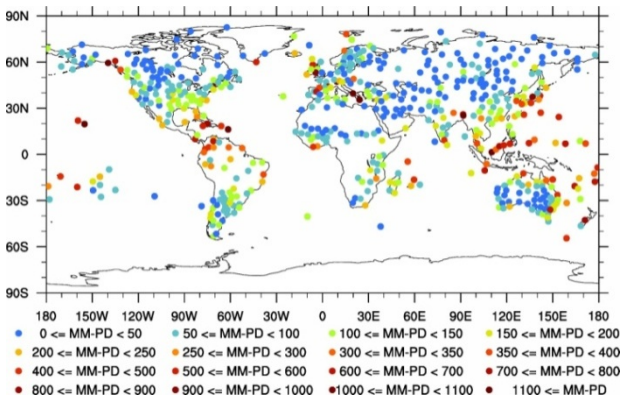
アフリカでは，CRU, JRA, ERA, CMAP, GPCP, CMIP3のSD-PPDはそれぞれ9, 22, 17, 12, 12, 16%となり，MM-PPDは7, 19, 15, 12,11, 14%となり，CRUがいずれにおいても最も低い値を取っていることがわかる。また，JRAでは夏期においてSD-PPD, MM-PPDはともに他のデータソースを大きく上回っており，JRAの夏期における降水量はNNDCとの絶対誤差が大きくかつデータの一貫性が低いことが読み取れる（Fig. 3m), n)）。

中東では，夏期において降水量が少ない分，PPDの値は非常に大きくなる傾向がある。例えば，1991年7月のある地点ではNNDCの降水量が0.2mm/monthなのに対して，ERAでは8.6mm/monthが示されていることなどがSD-PPD, MM-PPDのERAが極端に大きくなっている要因である。ただし，SD-PD, MM-PDでは極端にNNDCとの値がかい離したデータセットは見られない（Fig. 3o), p)）。

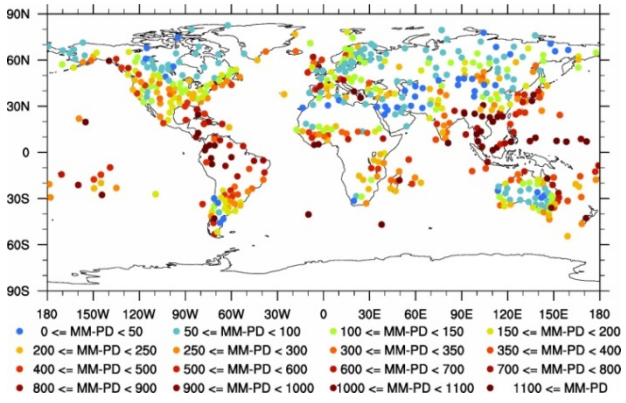
アジアでは，SD-PPDの年平均値はCRU, JRA, ERA, CMAP, GPCP, CMIP3でそれぞれ9, 12, 10, 10, 10, 14%, MM-PPDは8, 18, 11, 9, 11, 13%で，それぞれにおいて



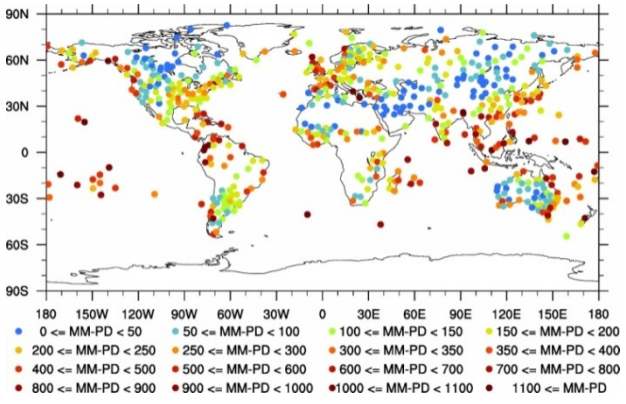
a) ERA-40



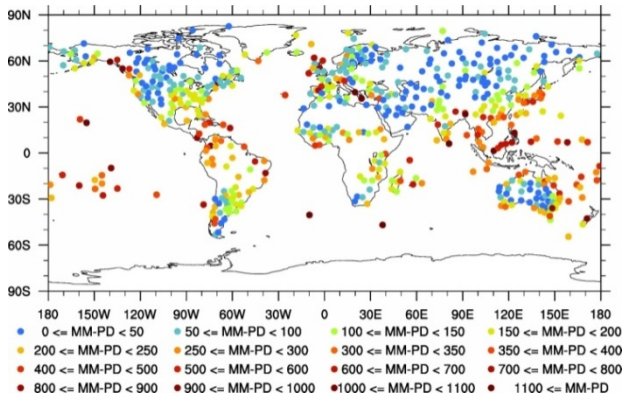
b) CRU TS2.1



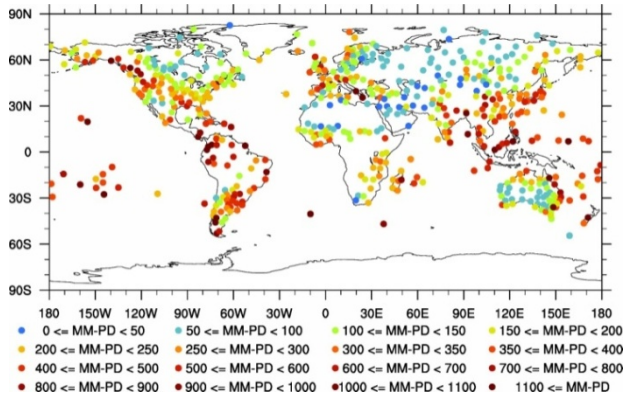
c) JRA-25



d) GPCP



e) CMAP



f) CMIP3

Fig. 5 Mean magnitude of precipitation differences between the examined data and NNDC for 1979-1999

CRUが最も低くなっている。また，7-9月のSD-PPDの平均はそれぞれ11, 15, 11, 12, 12, 13%，MM-PPDは9, 22, 10, 9, 10, 11%となり，特にJRAでは夏期におけるNNDCとの降水量の差が大きいことがわか（Fig. 3q), r)）。これは，NNDCに比べて降水量が過小評価されているのではなく過大評価されていることによる。

3.2　空間で見た降水量の再現性

Fig. 4, Fig. 5にメッシュ降水量とNNDCから得た降水量差の標準偏差（SD）と平均絶対誤差（MM）を地点ごとにプロットした図を示す。北米域では，全データセットで，アラスカ山脈近辺を除いて，五大湖以南およびミシシッピ川流域においてSDの値は西部に比べて大きいことがわかる（Fig. 4）。一方，降水量の差率をバイアスとした標準偏差では，西部が東部より大きく，逆のパターンとなった（図略）。これはグレートプレーンズ以西では東部と比較して降水量が少ないことに起因している。各データセッ

ト間で見ると，CRU TS2.1のSD値は特に西部において50mm以下を示す地点が最も多く，北米全域でのSDの平均値は132.2mmとなり最も小さい値をとった。一方, JRA-40, ERA-40, CMIP3ではSDの値はほぼすべての点において50mmを超えており，CRU TS2.1, GPCP, CMAPと比べてばらつきが見られる。このことは，再解析データが示す降水量は，モデルに強く依存し，積雲パラメタリゼーションなどの物理過程によって生み出されることに起因していると考えられる。また，MMの値もSDと同様に西部と比較して東部では大きくなる傾向があるが，北米の全領域におけるMMの取った値のレンジ幅はCRUが最も小さくなった（Fig. 5）。ヨーロッパ（ロシアを含む）域におけるSDのレンジ幅はERA-40が34.5～3,719.6mm, CRU TS2.1 が 6.0 ～ 3,764.1mm, JRA-25 が 36.7 ～ 3,801.3mm, GPCPが20.8～3,693.2mm, CMAPが16.1～3,759.9mm, CMIP3が326.9～3,742.4mmとなり，その最大値はバルカン半島で示された。また，SDの値が20mm以下を示す地点数を見ると，CRU TS2.1が他のデータセットと比較して最も多く，特にロシアにおいて観測値との偏差のばらつきが最も小さくなった。

Fig. 5より，CRU TS2.1のMMは本領域において50mmを下回る地点が最も多い。一方，GPCPでは，CMAPやERA-40, JRA-25と比較して特に北ヨーロッパ全域においてMM値が大きくなっており，対象期間における降水量の再現性に課題を示す結果となった。南米域を見ると，SDの最小値はERA-40, CRU TS2.1, JRA-25, GPCP, CMAP, CMIP3でそれぞれ39.8, 17.3, 46.2, 46.0, 26.5, 8.7mm，最大値は1538.7, 373.2, 860.1, 512.5, 710.0, 523.9mmとなり，その幅はCRU TS2.1が最も小さい。また, パンパにおけるCRU TS2.1のSDは他のデータソースと比べて相対的に小さいが，複雑地形や大規模な河川流域を持つアンデス山脈やアマゾン流域において全データセットはNNDCとのバイアス（降水量差および降水量差率）のばらつきが大きくデータの一貫性に欠けることがわかる。

平均絶対誤差では，再解析データおよびCMIP3は他と比較して, 定量的な誤差が大きい。特に, ERA-40, JRA-25のアマゾン流域におけるMMは大きく，本領域における降水量推定の難しさが読み取れる。オセアニアでは，オーストラリア西部沿岸域および大鑽井盆地においてCRU TS2.1, CMAPのSDは他と比べて小さく，データのばらつきが小さい。また，CRU TS2.1, CMAPのMMは相対的に全領域で小さい値をとっており，本域におけるデータの一貫性および定量的な再現性に優れていることがわかる。アフリカにおけるSDは，JRA-25, ERA-40では200-1,500mmの値を全域で示しており，NNDCとの降水量差のばらつきが大きいことが見て取れる。また，MMのレンジ幅はERA-40, CRU TS2.1, JRA-25, GPCP, CMAP, CMIP3でそれぞれ15.7～2.102.6mm, 17.5～497.4mm, 11.0～2,563.6mm, 10.1～1937.7mm, 13.2～2.140.8mm, 14.7～1,962.7mmとなり，最小値は各データセット間で大きな差はないが，最大値はCRU TS2.1が他より1,500mm以上小さい。この最小値はアフリカ大陸の東部に位置するマダガスカル島のレユニオンで得られている。降水量差率の平均絶対誤差で見ると, CRU TS2.1は全域で40%以下の地点が最も多く（図略），空間的に見た際の再現性は高いと言える。アジアではモンゴルなどの比較的降雨量の少ない領域におけるSDは小さい。一方，熱帯収束帯に位置するカリマンタン島・カロリン諸島ではアジアの中でSDの値は, 相対的に大きい。このことは，対流性降雨が頻繁に発生する熱帯収束帯では，各地点において得られる降水量の値が幅広いエリアにおける空間を代表していない可能性が高く，またグリッドデータにおいてもその値がグリッド内の降水量値を定量的に精度よく再現できているわけではないことを示すものである。MMの空間分布の特徴もSDと同様であり，マレー半島, カリマンタン島, カロリン諸島におけるMMの値は他の地点と比べて相対的に大きい。アジア全域においてMMは JRA-25, ERA-40, CMIP3で暖色系のマーカーつまり，NNDCとの差の平均絶対誤差が大きい地点が多い（Fig. 5）。また，CRU TS2.1における降水量差率の平均絶対誤差を見ると，他と比較して10%未満の地点数が最も多く，特に中国沿岸部でその傾向は顕著となった（図略）。

CRU TS2.1, CMIP3の降水量値と地上観測点降水量の相関係数（図略）を見ると，CRU TS2.1では東アジア，ヨーロッパ，ロシア，北米において0。95を超える地点があり，かつアフリカおよび中東の一部を除く全点で21年内の月変動には統計的に有意な相関が見られた（p<0.01）。一方，CMIP3では有意な相関係数（危険率10%で，R>0.12）を示す地点は少なく，他のデータソースと比較しても有意な相関が得られた地点が最も少なかった。

4. まとめ

本研究では，ERA-40, CRU TS2.1, JRA-25, GPCP, CMAP, CMIP3の再現性の統計的誤差評価をNNDCが提供している地上観測点における月降水量値を基準として1979-1999年の各月降水量値を対象として実施した。なお，全データセットはN80グリッドスケールへと逆距離加重法を用いて補間し，地上観測点とそれに最も近い位置にあるグリッド値を比較するこ

とによって再現性を評価した。その結果，CRU TS2.1で表現されている降水量値は，世界のほぼ全ての地域においてNNDCから得られる値に最も近く，平均絶対誤差が小さく，かつデータのばらつきも小さい傾向にあることがわかった。一方，再解析データであるERA-40, JRA-25は特に熱帯域において絶対誤差が大きく，対流性降雨が顕著である領域における降水量の再現性に課題があることがわかった。また，CMIP3の各モデルにおける降水量の値には大きな差があり，それらのモデル出力値を平均化することで一定の有効性および有用性は認められるが，相関係数で見ると，21年内の月々における変動を再現できておらず，統計的に見る有意性は他のデータソースと比べて認められなかった。

以上の結果から，近年急速に整備が進む各種気候グリッドデータには，特徴的なバイアス傾向があり，これらの特徴を考慮した上で，幅広い分野における研究に活かしていくことが重要である。

参考文献

小出　寛: JRA-25 長期再解析正式版と JCDAS の提供開始について，
http://www.dpac.dpri.kyoto-u.ac.jp/mukou/meeting/Report/06koide.pdf.

Trenberth K.E., Dai A., Rasmussen R.M. and Parsons D.B. (2003): The changing character of precipitation, *Bulletin of the American Meteorological Society,* Vol.84, No.9, pp.1205-12.17.

Lijuan M., Tingjun Z., Oliver W., Baisheng Y., Daqing Y. and Dahe Q. (2009): Evaluation of precipitation from the ERA-40, NCEP-1, and NCEP-2 Reanalysis and CMAP-1, CMAP-2, and GPCP-2 with ground-based measurements in China, *Journal of Geophysical Research*, Vol.114, D09105.

Janowiak J.E., Gruber A., Kondragunta C.R., Livezey R.E. and Huffman G.J. (1998): A comparison of the NCEP-NCAR reanalysis precipitation and the GPCP rain gauge-satellite combined dataset with observational error considerations, *Journal of Climate*, Vol.11, No.11, pp.2960-2979.

Yin X., Gruber A. and Arkin P. (2004): Comparison of the GPCP and CMAP merged gauge-satellite monthly precipitation products for the period 1979-2001, *Journal of Hydrometeorology*, Vol.5, No.6, pp.1207-1222.

（論文受理日：2012年6月8日）

Spatial Reproducibility of the Climate Values by Multiple Reanalysis Dataset and Uncertainty of Climate Change Projection using the CMIP3 Model Output

Kenichi TATSUMI, Yosuke YAMASHIKI and Kaoru TAKARA

Synopsis

Outputs obtained from the numerical model have the uncertainty, which includes 1) model uncertainty, 2) uncertainty of input data. Therefore, when conducting research using the numerical model, we need to focus attention on accuracy and characteristics of input data in particular. In this study, we assess the correspondence between precipitation products from ERA-40, CRU TS2.1, JRA-25, GPCP, CMAP and CMIP3 with adjusted observation precipitation from global (608 stations in total) for 1979-1999. In general, we conclude that CRU TS2.1 agrees more closely with observation precipitation than other datasets. Moreover, the mean absolute error of the precipitation differences (CRU TS2.1 - observation precipitation) and Standard deviation of the biases for CRU TS2.1 is the smallest in most regions. On the other hand, atmospheric reanalysis (ERA-40, JRA-25), especially a tropical region, have the large error, and it turned out that there is a problem in reproducibility. Taking into consideration the specific characteristics in datasets on each other, we should conduct research.

Keywords: observational precipitation, re-analysis data, gridded data, validity of precipitation

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

Impact of ENSO on the Paranaiba Catchment, Brazil

Netrananda SAHU[(1)], Yosuke YAMASHIKI, Ram AVATAR[(2)], R.B.SINGH[(3)], and Kaoru TAKARA

(1)Graduate School of Engineering, Kyoto University,Japan
(2)Research Institute for Global Change, JAMSTEC, Yokohama, Japan
(3)Department of Geography, Delhi University, India

Synopsis

The impact of El Niño Modoki has been found in the rainy season extremely low discharges events during the MAM at the Fazenda Santa Maria gauge station of the Paranaiba River basin. The stream-flow at the Fazenda Santa Maria gauge station of the Paranaiba River in Brazil shows significant flow during December to May and very less flow during June-October. Extreme events are identified based on their persistent flow for 5 days and more. During MAM season when the seasonal mean streamflows are among the peak, 40% of the extremely low discharge events are occurred during the positive phases of the central Pacific warm pools of this season. However, none of the low-stream-flow events were associated with canonical El Niño events. On the other hand extremely high streamflow events are unprecedentedly associated with the El Niño Modoki years. Most of the high streamflow events are occurred during El Niño Modoki or nIOD phases. Alhough climate variations have direct relationship with the rainfall, streamflow characteristic are considered as the surrogate to rainfall. However, apart from climate variations streamflow are also influenced by the human or nature induced land-use changes need to be examined.

Keywords: Climate variability, Paranaiba River, IOD, ENSO, ENSO Modoki, Streamflow

1. Introduction

The ENSO phenomenon has been influences the climate patterns of the south America, particularly northeastern Brazil,Uruguay and northeastern part of Argentina.The positive anomalies of the sea surface temperature(SST) in the equatorial Pacific increases precipitation in the south of Brazil (Grimm *et al.,* 1998) and decreases precipitation in the northeastern Brazil (Rao and Hada,1990).Similar studies has been made by various other researchers as well. The influences of climate to the streamflows has been studied by Sahu *et al.,* (2011a, 2011b,2012) in their previous studies of Indonesia and found very good correlation of the impact of climate variability to the streamflow. Streamflow plays a major role to the livelihood of the people in a river catchment. Hence the scientific analysis of streamflow is very essential for the present and future generations.

Streamflow is a synthesis of precipitation, evapotranspiration and the rest of the hydrologic cycle components, together with possible anthropogenic influences. Not all the signals present in precipitation are reflected in river flow and vice versa. In this study we investigate the ENSO (El Nino and Southern Oscillation) and ENSO Modoki (Ashok et al., 2007) relationship at the basin scale. In general, it is easier to detect a change in discharge than to directly observe changes in the basic climatic variables. Moreover, we could assume that any signal in the river flow must have a climatic origin. Several studies performed on southeastern South America have used river flows as indicators of climatic variability from the interannual to the secular

scale. In essence, we will analyze whether the Paranaiba River flow is a good surrogate in studying the climatic variability of precipitation from the interannual to the secular scale.

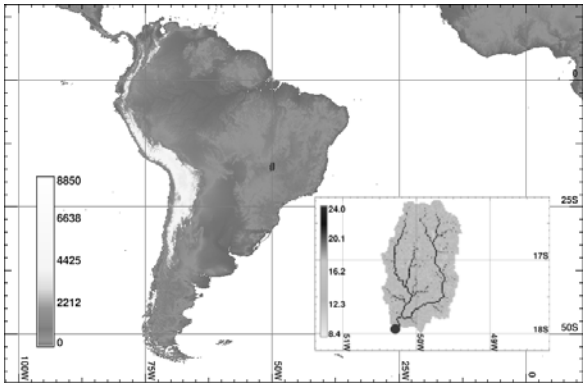


Figure 1 The Citarum river catchment with Nanjung gauge station and three reservoirs, the Saguling, Cirata and Jatiluhar (Juanda) from upper to lower stream respectively.

2. Study Area

The Paranaiba River source lies in the state of Minas Gerais in the Mata da Corda Mountains (19^0 13′ 21″ S and 46^0 10′ 28″ W), of Rio Paranaiba of Brazil, is flowing at an altitude of 1,148 meters. The length of the river is approximately 1,000 kilometers up to the junction with the Grande River both of which then form the Parana River (e.g., IGAM, 2008). The catchment area is approximately 36,000 km^2. The main tributaries of the Paranaiba are the Sao Marcos,the Corumba,the Meia Ponte and the Bois. Major dams on its course are the Emborcacao, Itumbiara and Sao Simao. Cachoeira Dourada near Itumbiara is one the most important hydroelectric power stations in Brazil, providing energy to Goiania and Brasilia. However, Fazenda Santa Maria gauge station (17^0 58′ 51″ S and 50^0 14′ 49″ W, Fig. 1) is in the Upper Paranaiba river catchment and having a catchment area about 16,750 km^2. The Upper catchment is not artificially regulated, thus it is best suited for our analysis to minimize anthropogenic influences on streamflow. This river is the most important resources of water to the Parana River.

3. Data and Methods

The topographic data used in this study were extracted by using ETOPO1 elevations global data. ETOPO1 has a spatial resolution of one minute and has been available from National Geophysical Data Center (NGDC), National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA). The topographic data were composed by basin boundary, slopes, cells distances (distance to the next downward cell), cells areas and cumulative areas. Precipitation data were obtained from ANA (Brazilian National Agency of Water Resources) in two stations: Fazenda Aliança and Maurilândia. Meteorological data (radiation and temperature) were extracted from Hirabayashi et al. (2008) re-analysis. They developed and assessed a global 0.5 degree near-surface atmospheric data from 1948 to 2006 at daily time scale.

Potential evapotranspiration was estimated through the Priestley-Taylor radiation method (e.g., Priestley and Taylor, 1972). This method delivered good estimates of actual evapotranspiration in a small forest. Lu et al. (2005) compared six potential evapotranspiration methods and concluded that radiation based methods performed better than temperature based methods. Furthermore, this method is a good alternative when all the necessary data for the Penamn-Monteith (e.g., Doorenbos and Pruit, 1992) method are not available. Priestley-Taylor radiation method uses radiation data, average daily temperature, air pressure and an empirical constant. Air pressure values were derived from the elevation data and the empirical constant was set to the unit. Flint and Childs (1991) shows values of the empirical constant varying from 0.72 to 1.

As TOPMODEL is a lumped hydrological model, an aerial average daily precipitation and evapotranspiration data were used as input. For this period (1974 – 2005) the mean precipitation value was 3.94 mm with a maximum value of 108.95 mm,

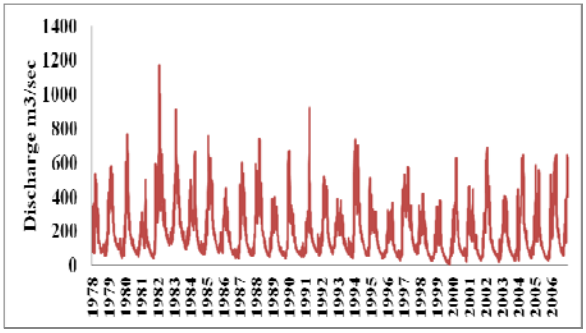


Figure 2 Discharge at Fazenda Santa Maria station from 1974-2008.

whereas the mean evapotranspiration value was 4.11 mm with a maximum value of 6.37 mm and minimum value of 2.34 mm. Daily discharges data were acquired from ANA at Fazenda Santa Maria station. They encompass the period from 1974 to 2005. The last six years (2000 – 2005) of this time series were used for model calibration purpose and the entire time series was used for model validation purpose.

We use observed daily discharge data at the Fazenda Santa Maria gauge station of the Paranaiba River in Brazil for the period from 1974 to 2006 as a primary data set for this study. Daily climatology and anomalies of river discharge are computed from the 33-year data. Extremely high and low discharge events were cataloged based on a threshold; 1.5σ (σ stands for standard deviation) and -1.5σ are set as threshold for extreme high and low discharges, respectively.

The NCEP/NCAR (National Centers for Environmental Prediction/National Center for Atmospheric Research) global atmospheric reanalysis-1 zonal wind (850 hPa) dataset is used from 1 January 1979 to 31 December 2008. The other major dataset used in this study is the global coverage NOAA interpolated of daily averages of outgoing longwave radiation anomalies (here after OLR) data on a 2.5° × 2.5° grid at a standard pressure levels from 1 January 1979 to 31 December 2008. In addition to these the SST anomalies are used from the daily OISST asnalysis version 2 AVHRR-AMSR (Advanced Very High Resolution Radiometer-Advanced Microwave Scanning Radiometer**)** products from NCDC (National Climate Data Center) from 1981 to 2008.

4. Results and Discussion

The hydrograph of streamflow (Fig. 3) at the Fazenda Santa Maria gauge station of the Paranaiba River in Brazil shows significant flow during November to May and very less flow during June-October. The variation in this seasonal streamflow significantly affects the human population (e.g., IGAM, 2008). In figure 2, we can see the linear trend of the streamflow at the Santa Maria stations. The hydrograph of the stream-flow at the Fazenda Santa Maria gauge station of the Paranaiba River in Brazil shows significant flow during December to May and very less flow during June-October (Fig.3).

In this study we tried to find the climate variability impact to the river catchment during the MAM season. Table (1) implies the influences of El Niño Modoki to the Paranaiba streamflow during the high streamflow events which is not usual.. So, it is important to understand the underlying mechanisms that cause that variation. Since the variability of climatic conditions in the Pacific Ocean is a main driver of the rainfall variability over the Paranaiba basin, their roles in river streamflow is explored in this study. A scientific analysis is made to link the streamflow variability with the rainfall and SST and OLR variations over the Pacific Oceans on daily time scale. Because the river stream-flows, unlike the rainfall, are affected by morphological and anthropogenic factors including soil and forestry recharge, sediment deposit, topography and land-use changes besides rainfall.

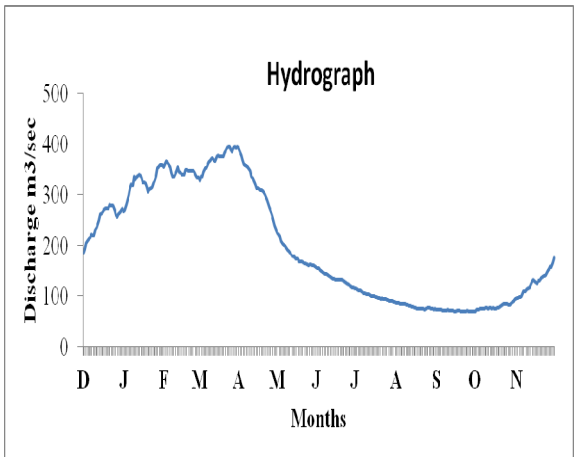


Figure 3 Hydrograph at Fazenda Santa Maria station from 1974-2008.

Table 1 The seasonal extreme a) high and b) low discharges events where each event are selected from the persistent of positive values for 5 days or more.

Extremely **High Discharge** Events	Average daily streamflows/ number of days
March-May	
1980	630/16
1982(pIOD,mEl Nino)	606/6
1982(pIOD,mEl Nino)	611/12
1984(mLaNina)	582/11
1985	391/13
1988(La Nina)	510/7
1988(La Nina)	390/15
1991 (mElNino,El Nino)	695/11
1992((mElNino, nIOD)	389/12
1994((mElNino, pIOD)	628/21
1997(pIOD,mEl Nino	293/12
1997(pIOD,mEl Nino)	536/6
2000(LaNina, mLaNina)	602/8
2004(mElNino)	561/18
2006(pIOD,mEl Nino)	552/19

Extremely **Low Discharge** Events	Average daily streamflows/ number of days
March-May	
1981	141/39
1984(mLaNina)	203/7
1986(El Nino, mEl Nino))	253/8
1990(mEl Nino)	294/11
1990(mEl Nino)	220/10
1990(mEl Nino)	138/7
1991((mEl Nino,El Nino)	208/9
1993	319/17
1996(nIOD)	216/5
1996(nIOD)	198/13
1996(nIOD)	123/12
1998	204/5
2001(La Nina, mLaNina)	129/33
2005(nIOD, La Nina)	177/11

The climatology of the Fazenda Santa Maria gauge station shows a very strong coherent pattern with low variability. As mentioned on the table (1) the extreme events for both the high and low discharge cases has been calculated 5 days or more continuous wet or dry periods for one extreme event case.

In MAM for both the extreme high and low events most of the cases are coincides with the ENSO/IOD years. This shows that the seasonal influences on discharges in MAM are influenced by these climate variability. Out of the total 15 high discharge events cases during MAM 9 are influenced by ENSO Modoki. A few extreme high and low events in this season are also influenced by IOD because of frequent occurrence of IOD in recent decades and ENSO is changing to a new type El Niño Modoki, recently identified (Ashok et al., 2007).

In MAM high discharges cases 60 percent events are occurred during the El Niño Modoki years. In low discharge cases of MAM, out of total 14 events 11 events are occurred during either ENSO or IOD years. Among the 11 events seven are occurred during the ENSO Modoki and four are during nIOD year., which implies that both ENSO Modoki and nIOD influenced the extreme low discharges events. In MAM the rest of the extreme low discharges cases about three are occurred during the normal year.

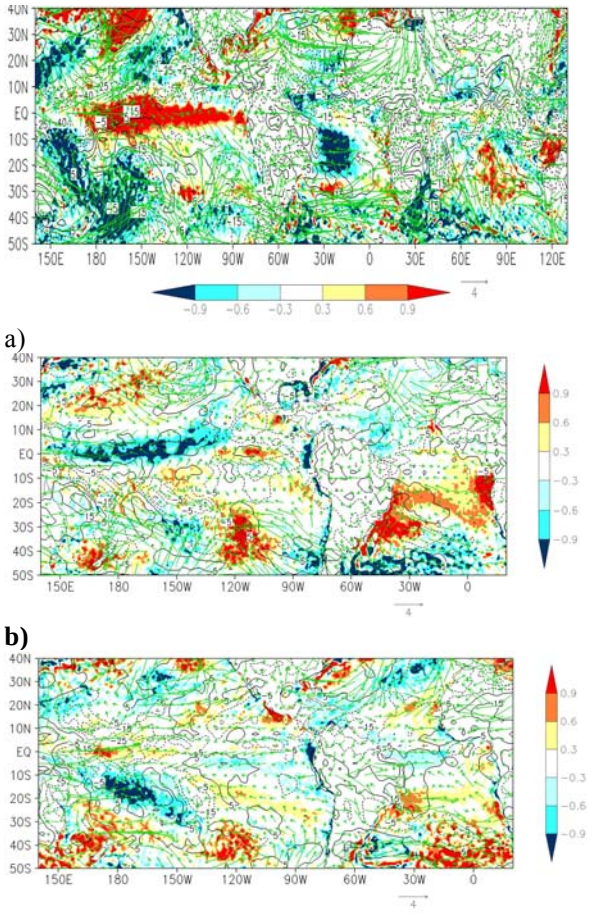


Figure 4 Composite index (includes the exact number of extreme events days 5 days ahead for both the Extreme low discharges cases of SST (shaded), surface wind (vector) and OLR (contoured) for MAM (a) All El Nino Modoki, (b) All La Nina Modoki (c) All Events, respectively. Unit for SST is °C, for wind is m s^{-1}, and for OLR is w/m^2.

In MAM it seems as a mixed trend. Both the ENSO and IOD have influenced the rainfall pattern. Later part of this season can be considered as transition phase as this season is preceded by summer season starting from June-September in the Paranaiba River catchment. In the composite index figure (4a) MAM all El Nino Modoki events taking together as shows the shaded SST the warmer central Pacific with eastern and western sides having warmer El Niño Modoki conditions where as figure (4b) MAM seasons extremely low events with La Nina Modoki influences shows very less signals. However, taking all the events together (Fig. 4c) for the extremely low discharges events of the MAM seasons have not shown any clear signal.

The composite figure 5 for the MAM season extremely low discharge events for all the events taking together (Fig.5a) shown very little signal of La Nina, where as extremely low events with all El Nino Modoki (Fig.5b) shown clear signals and captures well in the composites.

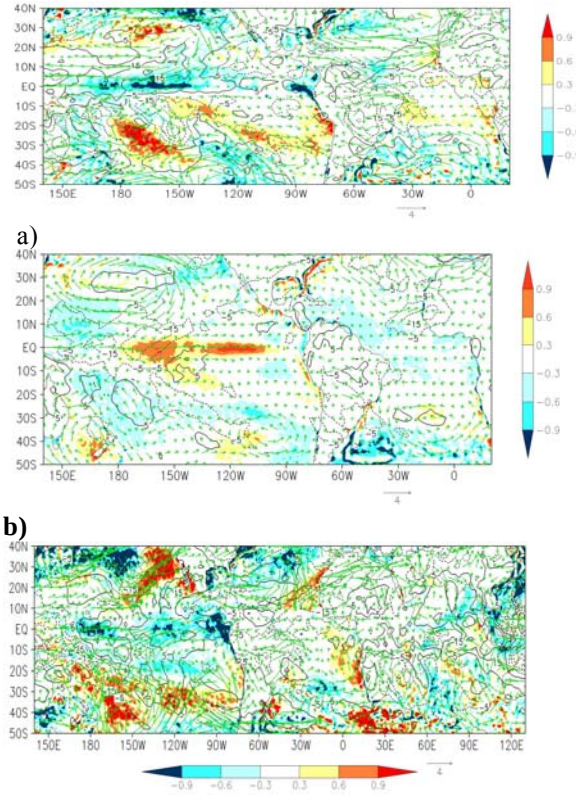


Figure 5 Composite index (includes the exact number of extreme events days 5 days ahead for both the Extreme high discharges cases of SST (shaded), surface wind (vector) and OLR (contoured) for MAM (a) All high events, (b) All El Nino Modoki (c) All nIOD Events, respectively. Unit for SST is °C, for wind is m s^{-1}, and for OLR is w/m^2.

5. Concluding Remarks

The climatology of streamflow (Fig. 1) at the Fazenda Santa Maria gauge station of the Paranaiba River in Brazil shows significant flow during November to May and very less flow during June-October. The variation in this seasonal streamflow significantly affects the human population. So, it is important to understand the underlying mechanisms that cause that variation. Since the variability of climatic conditions in the Pacific Ocean is a main driver of the rainfall variability over the Paranaiba basin, their roles in river streamflow is explored in this study. A scientific analysis is made to link the streamflow variability with the rainfall and SST variations over the Pacific Oceans on daily time scale. The observed discharge data from 1974-2006 (33 years) at the Fazenda Santa Maria, the down most outlet of the upper basin, shows a strong correlation with the El Nino/Southern Oscillation (ENSO) and recently recognized ENSO Modoki events. In the December-February low streamflow events are influenced by El Nino Modoki (Fig. 2a) and high flow events are influenced by La Nina Modoki (Fig. 2b). In March-May high streamflow events are influenced by La Nina and few extreme events are also influenced by La Nina Modoki, whereas this rainy season low flow events are influenced by El Nino Modoki than El Nino. The climate change induced ENSO Modoki events needs further scientific study for La Plata basins for the societal benefits.

Acknowledgements

We are thankful to NCEP/NCAR reanalysis, ANA (Brazilian National Agency of Water Resources) and OISST analysis version 2 AVHRR-AMSR (Advanced Very High Resolution Radiometer-Advanced Microwave Scanning Radiometer**)** products from NCDC (National Climate Data Center) are provided by NOAA (available online), USA.

References

Aceituno, P. (1988): On the fluctioning of the Southern oscillation in the South America sector, Monthly Weather Review, **116**: 505–524.

Ashok, K, S.K. Behera, S.A. Rao, H. Weng, and T.Yamagata (2007): El Niño Modoki and its possible teleconnection, JGR-Ocean, **112**, C11007, doi:10.1029/2006JC003798.

Ashok, K., and T. Yamagata (2009): Climate change: The El Niño with a difference. Nature, **461**, 481-484.

Beven K. J., Lamb R, Quinn P, Romanowicz, R. and Freer, J. (1995): Topmodel. In: Computer Models of Watershed, Singh VP (ed). Water Resources Publication, pp. 627 – 668.

Chiew, F., Whetton, P., McMahon, T. (1995): Detection of climate changes in recorded runoff volumes in South-east Australian rivers, .International Journal of Climatology, **13**: 643–653.

Doorenbos, J. and Pruit, W.O. (1992): Crop water requirements. Roma: FAO, p144.

Flint, A. L., and Childs, S.W. (1991): Use of the Priestley-Taylor evaporation equation for soil water limited conditions in a small forest clearcut. Agricultural and Fores Meteorology, Vol. 56, pp. 247-260.

Garc´ıa, N. O., Vargas, W.M. (1998): The temporal climatic variability in the Rio de la Plata basin displayed by the river discharges, ClimaticChange, **38**: 359–379.

Genta, J. L, P´erez Iribarren, G, Mechoso, C. R. (1998): A recent increasing trend in the streamflow of rivers in Southeastern South America,.Journal of Climate, **11**: 2858–2862.

Grimm, A. M., Ferraz, S. T., and Gomes, J.(1998): Precipitaition Anomalies in Southern Brazil Associated with El Ni˜no and La Ni˜na Events, J. Climate, 11, 2863–2880.

Hastenrath, S. (1990): Diagnostic and prediction of anomalous river discharges in northern South America, Journal of Climate **3**:1080–1096.

Hirabayashi, Y., Kanae, S., Motoya, K., Masuda, K. and Doll, P. (2008): A 59-year (1948-2006) global near-surface meteorological data set for land surface models. Part I: Development of daily forcing and assessment of precipitation intensity, Hydrological Research Letters, Vol. 2, pp. 36-40.

Hollander, M., and Wolfe, D. A. (1999): Nonparametric Statistical Methods. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, Inc.

IGAM (Institute of Water Management of Minas Gerais) (2008): Surface water quality monitoring in the Paranaiba river basin during 2007. Annual report. IGAM (In Portuguese).

Kalnay, E., and coauthors (1996): The NCEP/NCAR 40 year Reanalysis project, Bull. Am. Meteor. Soc., **77**,437-471.

Liebmann, B., and C. A. Smith (1996): Description of a complete (Interpolated) Outgoing Longwave Radiation dataset, Bull. Amer. Meteor. Soc., **77**, 1275–1277.

Leopold, L. B., Wolman, M.G., and Miller, J.P. (1964): Fluvial processes in geomorphology, Dover Publications, INC. p522.

Lu, J., McNulty, G. S., and Devendra, A.(2005): A comparison of six potential evapotranspiration methods for regional use in the southeastern United States, Journal of The American Water Resources Association, Vol. 41 (3), pp. 621-633.

Mechoso, C.R., P´erez Iribarren, G. (1992): Streamflow in Southeastern America and the Southern oscillation, Journal of Climate, **5**:1535–1539.

Marengo, J. A. (1995): Variations and changes in South America streamflow, Climatic Change, **31**: 99–117.

Nash, J. E. and Sutcliffe J. V. (1970): River flow forecasting through conceptual models part I — A discussion of principles, Journal of Hydrology, Vol. 10 (3), pp. 282–290.

Priestley, C.H.B., and Taylor, R. J. (1972): On the assessment of surface heat flux and evaporation using large-scale parameters, Mon. Weather Rev., Vol. 100 (2), pp. 81-92.

Rao, V. B. and Hada, K.(1990): Characteristics of Rainfall over Brazil:Annual Variations and Connections with the Sourthern Oscillations,Theor. Appl. Climatol., 42, 81–91.

Reynolds, R. W., T. M. Smith, C. Liu, D. B. Chelton, K. S. Casey, and M. G. Schlax (2007): Daily high-resolution blended analyses for sea surface temperature, Journal of Climate, **20**, 5473–5496, doi:10.1175/2007JCLI1824.1.

Rickey, J. E., Nobre, C., Deser, C. (1989): Amazon river discharges and climate variability: 1903–1985, Science **246**: 101–103.

Robertson, A.W., Mechoso, C. R. (1998): Interannual and decadal cycles in river flows of Southeastern South America. Journal of Climate, **11**: 2570–2581.

Sahu N.,Behera, S.K.,Yamashiki, Y.,Takara, K. and Yamagata, T.(2011a) : IOD and ENSO impacts on the extreme stream-flows of Citarum river in Indonesia, Climate Dynamics, doi:10.1007/s00382-011-1158-2.

Sahu, N., Yamashiki, Y.and Takara K.(2011b): An Observation on the Relationship between Climate Variability Modes and River Discharges of the Citarum Basin, Indonesia,

DPRI Annuals, Vol. 54 B, pp. 49-55.
Sahu N.,Behera, S.K.,Yamashiki, Y.,Takara, K. and Yamagata, T.(2012): Large Impacts of Indo-Pacific Climate Modes on the Extreme Streamflows of Citarum River in Indonesia, Journal of Global Environmental Engineering,Vol.17,pp.1-8.
Silva, R.V., Yamashiki, Y., Tatsumi, K., and Takara, K. (2010): Large-scale runoff routing modeling using TOPMODEL. Annual Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 54, pp. 91-96.

ブラジル・パラナイバ川流域へのエルニーニョ南方振動の影響

Netrananda SAHU(1)・山敷庸亮・Ram AVATAR(2)・R.B.SINGH(3)・寶馨

(1)京都大学工学研究科都市環境工学専攻
(2)独立行政法人海洋研究機構地球環境変動領域
(3)インドデリヒ大学地理学専攻

要　旨

ブラジル・パラナイバ川ファゼンダ・サンタマリア流量観測所における流量データによると，同河川は 12-5 月間に流量が増加し，6-8 月に流量が著しく減少する。同河川の 3-5 月における雨期における流量減少と El Niño Modoki 現象との関連性について本論文では明らかにしている。本研究における極端流量現象は１週間前の流況状況をもとに定義する。中部太平洋暖水塊の正フェーズの発生時に 3-5 月の流量減少事象の 40%が発生している。しかしながら流量減少事象はどれも通常の El Niño 現象下では発生していない。一方流量増加事象においても El Niño Modoki 現象との間で強く関連しており，ほとんどの流量増加現象は El Niño Modoki もしくは負のインド洋ダイポールモード(nIOD)下にて発生している。気候変動は直接的に降雨に影響を及ぼし，もちろん流量に対して大きな影響を与えるが，流量はまた土地利用変化などの人間活動の影響も受けるためこれについても更なる評価は必要である。

キーワード：気候変動，パラナイバ川，IOD，ENSO,ENSO Modoki，河川流量

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

Linking Ecological Risks to Human Health in a Changing Environment: A Brief Introduction of the EcoHealth Research Project in the Philippines

Bam H.N. RAZAFINDRABE [(1), (2)], Bin HE, Ryohei KADA [(1)], Kaoru TAKARA, Kiyoyuki YAOTA[(1)], Satoshi SAITO[(1)], Shoji INOUE[(2)], Amiel N.C. BERMUDEZ[(3)], Allison E. GOCOTANO[(3)], Carlos M.P. PEREZ[(3)], Raymond F.R. SARMIENTO[(3)], Dalton E.S. BALTAZAR[(4)], Francesca M.O TAN[(4)], Jan L.I. BALON[(4)] and Bonn C.Q. CRUZ[(4)]

[(1)] Research Institute for Humanity and Nature, Japan
[(2)] Faculty of Agriculture, University of the Ryukyus, Japan
[(3)] University of the Philippines Manila, Philippines
[(4)] University of the Philippines Los Baños, Philippines

Synopsis

EcoHealth is an innovative and effective way to generate new knowledge to better address the trade-offs between livelihoods, environment, and human health. It is reported that long-standing environmental hazards, environmental changes, and rapid economic growth are affecting the health and livelihoods of poor people around the world. These vulnerable communities live in degraded ecosystems that threaten their health. With few resources to face these problems, they get exposed to environmental pollution, and new and old infectious diseases. This research aims to link environmental risks to health. More specifically, this study aims at identifying and analyzing the nature of current land use, water and sediment related risks to the health status, with focus on soil-transmitted helminth infections, of the people in selected sites in the Laguna region, Philippines. In the long run, outputs from this study can help suggesting practical policy recommendations to improve current land use and development planning as well as public health systems, while enhancing mutual international level research collaborations between researchers from Japan and the Philippines. The current paper is an introduction of the research project and gives some snapshots of preliminary results.

Keywords: environmental hazards, ecohealth, landuse change, laguna

1. Introduction

Increasing worldwide contamination of freshwater systems with thousands of industrial and natural chemical compounds is one big environmental challenge to humans. Agricultural activities, including intensive livestock production, are often criticized for producing environmental pollution (Schwarzenbach et al., 2006; He et al., 2009, 2011). Especially, in Asian Subtropical areas, water pollution problems have great impacts on human health. Thus, it is necessary to take appropriate measures for sustainable industrial development and agricultural production so they can be in harmony with the environment, preserving and improving the natural cyclical functions.

This study, funded by JST (Japan Science and Technology Agency) called Feasibility Study (FS)

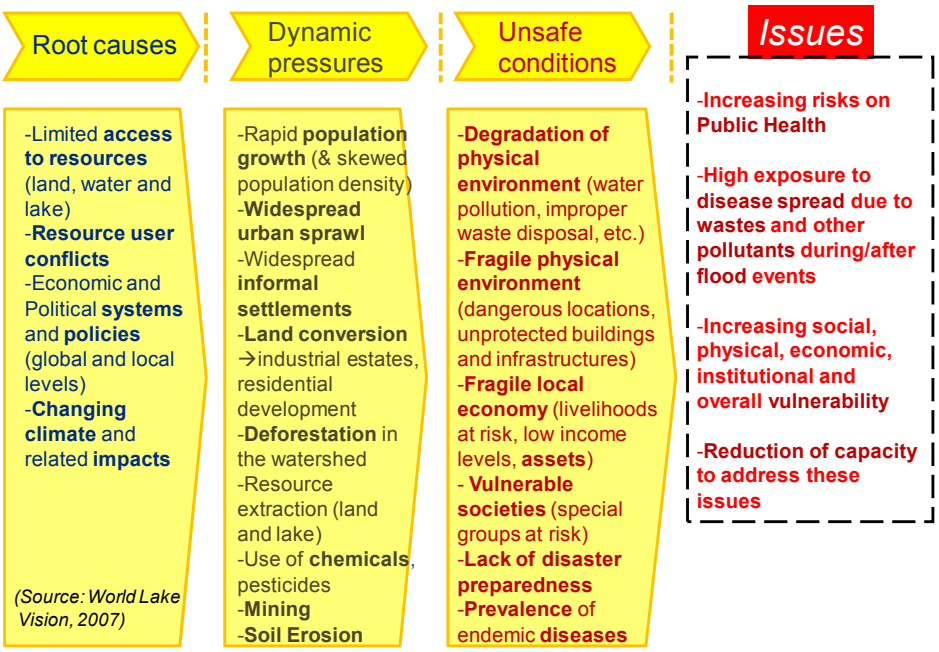


Fig.1 Root causes and dynamic pressures resulting to unsafe conditions and alarming issues in the study area of Lake Laguna watershed.

Young Researchers Satreps EcoHealth project, aims at developing a methodology to better address the inextricable links between human health and the biophysical, social, and economic environments. The funding and implementation of the research took place from November 2011 to March 2012. This feasibility study research project is intended to identify local issues and set up institutional collaborations to be able to solve current issues in the Philippines while mutually reinforcing each counterpart researchers' capacity and knowledge and jointly develop a future research project after the Feasibility Study period.

Placing human beings at the center, the EcoHealth approach aims to achieve lasting improvements in human health by maintaining or improving the environment (IDRC, 2003). Therefore, the challenge of the Ecosystem approach to human health is how to meet human needs without modifying or jeopardizing the ecosystem in the long term, and ideally, even improving it (ibid.). EcoHealth is an innovative and effective way to generate new knowledge to better address the trade-offs between livelihoods, environment, and human health. It is reported that long-standing environmental hazards, environmental changes, and rapid economic growth are affecting the health and livelihoods of poor people around the world. These vulnerable communities live in degraded ecosystems that threaten their health. With few resources to face these problems, they get exposed to environmental pollution and new and old infectious diseases (ibid.).

This FS Project focuses on establishing the interface between human health and ecological risks resulting from environmental degradation. This research considers anthropological causes of environmental degradation such as land use change, urban expansion, and inefficient waste management. Focusing on specific health issues (e.g. Soil-transmitted helminth hereafter referred to as STH infections); the team would try to track environmental conditions contributing to increased risks to infections. The study site is Barangay Marinig in the Municipality of Cabuyao (currently applying for cityhood), a microwatershed inside the Laguna Lake Basin. This barangay is also the site of Southville, a low-cost housing facility of the National Housing Authority, for the relocation of informal settlers from Manila. The selection of

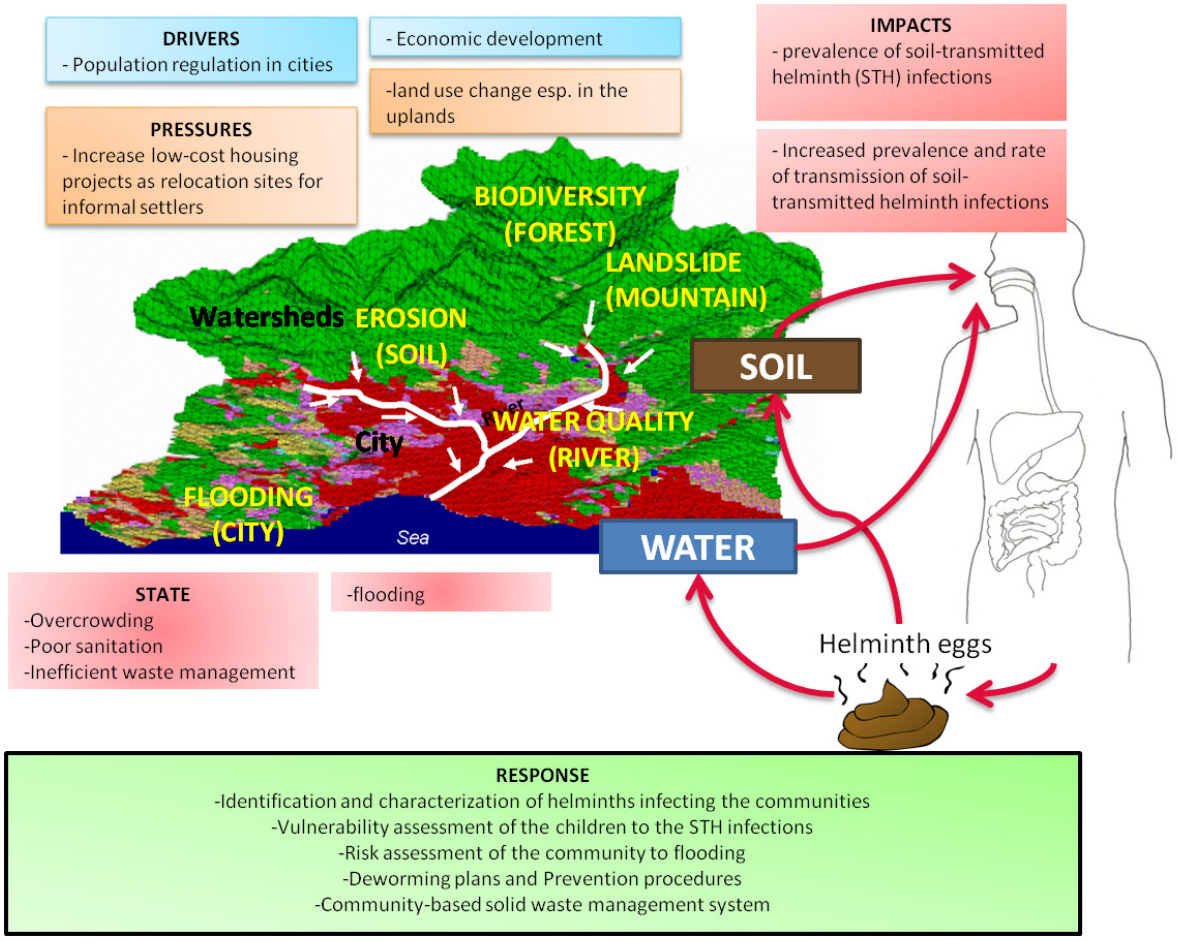


Fig.2 Links between Environmental risks and STH infections.

Barangay Marinig as the study site is based on the expressed concern of local health authorities on the increasing incidence of parasitic helminthic infections among school-aged children despite mass drug administration (MDA) against parasitic worms. There have also been very few studies in the Laguna Lake area that involved one of the neglected tropical infections (in this case, the soil-transmitted helminth infections).

.

2. Problem Description

There has been an observed increase in the prevalence of STH infections in the area and the cause of this increase has not yet been investigated. STH infections are most prevalent in developing countries and are usually associated with increased morbidity and mortality. The increased incidence of STH in developing countries can be linked to poverty, inadequate sanitation facilities, unsafe water supply, indiscriminate defecation and poor eating habits (Ulukanligil & Seyrek, 2004). The World Health Organization (WHO) reports that STH infections are the most common of the neglected tropical diseases (NTD), which affects approximately 2 billion people worldwide (WHO, 2008). Children infected with STH usually manifest with stunted growth, decreased physical activity and poor physical and mental development (Easton, 1999). Moreover, chronic STH infections result in loss of appetite, stunting and anemia (Crompton & Nesheim, 2002).

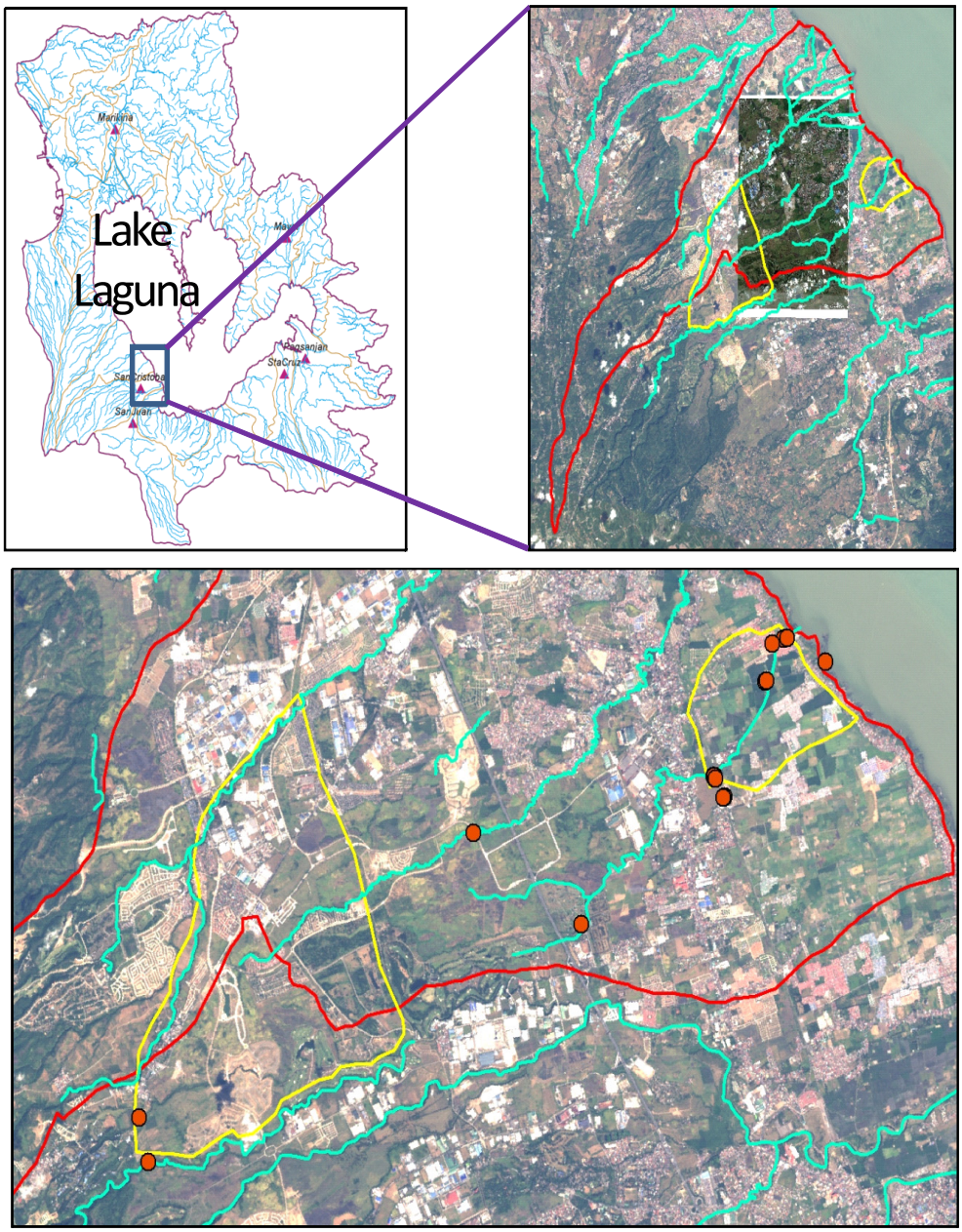


Fig.3 Data monitoring sties in the study area

The area is also frequently flooded since it is located near the lakeshore. However, further evidences are necessary to state that frequent flooding could increase the rate at which the infections are being transmitted. The relationship between the changing landscape in the uplands and the frequency of flooding and prevalence of the infections has not been confirmed. Figure 1 suggests the probable root causes and dynamic pressures that could have led to unsafe conditions and alarming issues in the area

3. Methodology

This transdisciplinary EcoHealth research is conducted in an innovative way by combining medical, natural, environmental, and social sciences and come up with a comprehensive methodology clarifying the link between environmental degradation and people's health. More specifically, this study aims at identifying and analyzing the nature of current land use system, water and sediment related risks to the health security of the people in selected sites in the Laguna region,

Philippines. In the long run, outcomes from such study is intended to suggest practical policy recommendations to improve current land use and development planning as well as public health systems.

3.1 Conceptual Framework

Figure 2 shows the conceptual framework of the study, linking environmental conditions to the pathway of the STH infection in the pilot area.

3.2 Data Collection and Analysis

In brief, data collection was based on literature review, questionnaire survey, interviews and focus group discussions (FGDs), and transects. Data analysis is conducted using statistical (SPSS Package) and geographical information system tools.

The investigation is mainly focused on the following components, although only parts of those are presented in the current paper:

- Characterization of river systems as well as plants and diversity analyses in the selected areas
- Identification and characterization of the helminths causing the infection
- Vulnerability assessment of school-aged children in the community to the STH infections
- Water and sediment-related issues and related community resilience
- Solid waste generation analysis.

3.3 Study site characteristics

The current study is conducted in the Barangay Marinig in the Municipality of Cabuyao, Laguna and Barangay Santo Domingo in the City of Santa Rosa, Laguna. Both areas belong to the Santa Rosa sub-watershed area (Fig 3). The study sites were chosen based on their relative locations in the sub-watershed area; Santo Domingo is a midstream barangay while Marinig is an downstream barangay . Niyugan River Subwatershed is located within Cabuyao City, which is at the northern part of the Laguna province, 45 km away from Manila. Cabuyao City has 18 barangays, 13 of which are part of the Niyugan River subwatershed (including Marinig). The Niyugan River subwatershed has the same geophysical characteristics as Cabuyao City.

The climate in Cabuyao has two pronounced seasons, dry from December to May and wet from June to November. Typically, the maximum rain periods are observed from June to September. An annual mean rainfall of 2000 millimeters is recorded in this city. Cabuyao has general climatic conditions with annual mean temperature of 27.5ºC and annual mean relative humidity of 76%. The annual total rainfall is 1,951 mm during the 171 rainy days recorded per year. The maximum (329.7mm) and minimum (21.5 mm) rainfall occurs in October and February respectively. August has an average of 18 rainy days per month. Rainy season starts in May lasting through November (Cabuyao City CLUP 2010).

4. Preliminary Results

Soil-transmitted helminth (STH) infections remain as one of the major public health problems in the Philippines. Patterns of the occurrence of STH infections are closely linked with several determinants, most notably water quality, sanitation and hygiene in the community.

4.1 The Epidemiology of Soil-Transmitted Helminth (STH) Infections

Stool samples from 393 school children (179 from Marinig [a downstream village] and 214 from Santo Domingo [a midstream village]) were analysed for STH using the Kato-Katz technique. Results of the parasitologic assessment showed an over-all cumulative prevalence of 37.4%. Specifically, 36.9% of school children in Marinig and 37.9% of school children in Santo Domingo were determined to have STH infections though the prevalence proportions of STH infections are not significantly different (p value = 0.8396). The most common soil-transmitted helminth among school children who tested positive for infections is *Trichuris trichiura* (26.0%) followed by *Ascaris lumbricoides* (24.2%). None of the school children tested positive for hookworm infection. The same pattern of specie-specific infection rates can be observed for both study areas. There also appears to be no significant difference in specie-specific prevalence rates between Santo Domingo and

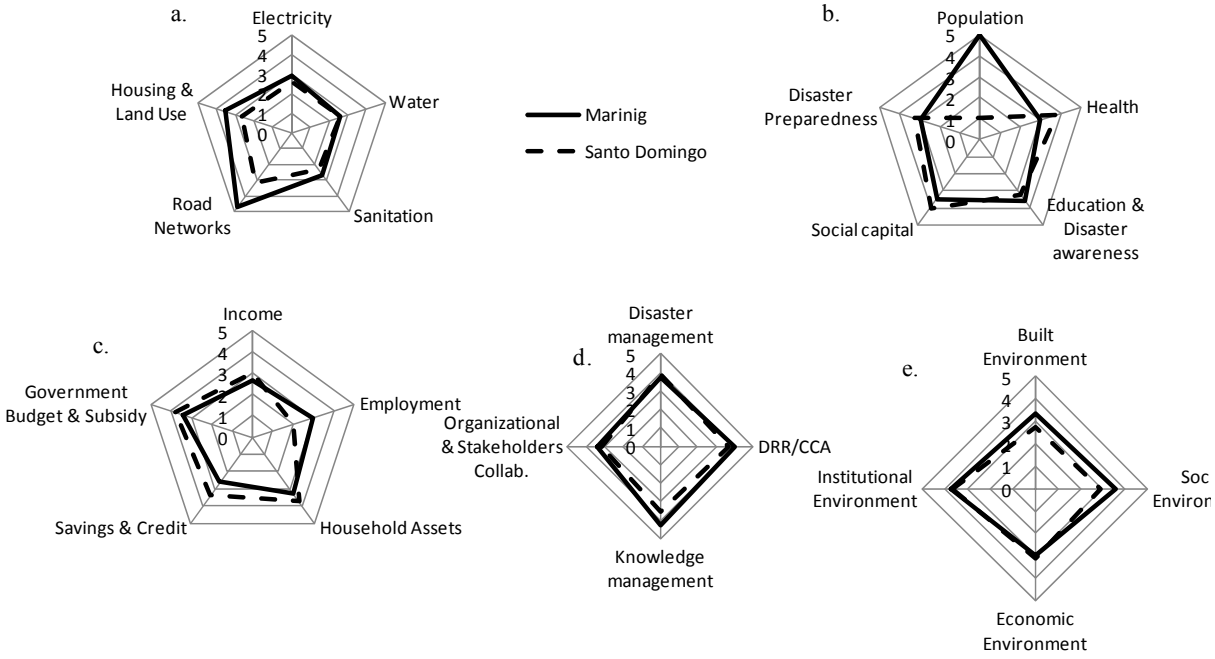


Fig.4 Results of resilience level to flooding in the two studied locations (Barangay Marinig and Santo Domingo), specific resilience level include the resilience of Built Environment (a), Social Environment (b), Economic Environment (c) and Institutional Environment (d); e. summarizes the overall Resilience index of the two selected areas

Marinig.

However, the prevalence of heavy intensity *Trichuris* infection is significantly higher in a downstream village (8.4%) compared to a midstream village, (3.4%). Moreover, geometric mean egg counts for *Ascaris lumbricoides* (9.0 eggs per gram) and *Trichuris trichiura* (3.8 eggs per gram) are significantly higher in the downstream village compared to a midstream village (5.2 eggs per gram for *A. lumbricoides* and 3.2 eggs per gram for *T. trichiura*).

The results of the study may provide estimates on the prevalence of STH infections among school children in each of the barangays. However due to limitations in the methodology, the generalizability of the prevalence measure must be also be interpreted in the context of the proportion of children actually enrolled in the elementary schools. Infection rates obtained from this study may also not be reflective of STH infection prevalence in the provincial or regional level.

Although a great majority of the STH infections are classified as mild intensity, it should be noted that even mild intensity infections can have significant clinical consequences in certain individuals if left inadequately treated or untreated altogether, most notably in those who are undernourished or in those with co-morbidities. On the other hand, the predominance of light intensity infection may signify the effectiveness of current drug treatment or indicate that the risk for autoinfection and super-infection is low.

Though the cumulative prevalence and specie-specific prevalence proportions are not significantly different between the study sites, the prevalence of heavy intensity *Trichuris* infection and the geometric mean egg counts of *Ascaris* and *Trichuris* are significantly higher in school children from a downstream barangay compared to children from a midstream barangay. Though it is beyond the scope of this study to establish environmental determinants of STH infections, the geospatial distribution of STH infections seem to indicate that lower typographic elevations, quaternary alluvium geologic formation and an rural to urban transition of land use may play a role in the magnitude of STH infection and worm burden.

Hence, since STH infections fit the traditional

host-agent-environment triad of disease transmission, elimination of STH infections do not rely solely on treatment of the host. In a study by Belizario et. al. in 2005, even a 95.3% coverage of mass drug administration against helminthic infections only resulted in a reduction of STH prevalence by 30.6%. This implies that further reduction in STH prevalence can only be attained by promoting and ensuring environmental sanitation in addition to improving access to essential health services, among others. Reinfection rates among children previously treated for the infection will certainly be persistently high if they are exposed to the same behaviours, practices and environment that made them susceptible to infections in the first place.

4.2 Solid Waste, Sanitation and Soil Transmitted Helminths (STH)

Soil transmitted helminthiasis (STH) persist in the Philippines where poverty, inadequate sanitary facilities, indiscriminate defecation, poor eating habits, and ignorance of unhealthy behaviors predominate (MVP/WPRO, 2008). Results from the survey reveal that 51% of respondents have experienced deworming their school-aged children 2-3 times in the past 2 years.

One factor that may have contributed to STH incidences is poor solid waste management of households. As major developments of helminths occur in the soil, factors such as temperature and humidity might have determined its distribution. Indiscriminate dumping of waste on ground may have contributed to the level of moisture and temperature in the soil that promotes helminth occurrences.

Another factor is inadequate sanitation facilities and practices. The study shows that residents have own sanitation facilities where 88% of respondents have toilet with own septic tank inside their houses and only 12% have toilet outside their homes. Although, the value is high, another factor that may have contributed to incidence of STH infection is the habit of washing hands without using soap before eating (86%). According to Centers for Disease Control and Prevention, washing hands with soap is the most effective way to prevent the spread of infectious diseases.

Using household survey data, a simulation model was developed through Stella modeling software. The model simulated a number of scenarios that would predict waste generation of households in a span of five years. Scenarios include the adoption of interventions like recycling, reuse and presence of a Materials Recovery Facility (MFR).

4.3 Plant species identification and diversity analyses

Aside from species identification, species richness and abundance of species within plots were also determined as an input for the diversity analyses. Using BdPro98, Simpson and Shannon-Weiner diversity indices were computed and the plots were compared based on similarities using the Bray-Curtis Single-Link analysis in the program.

Moreover, the identified species were used to assess the adequacy of physiological factors for plant growth and development. Similarly, the indices generated were used to substantiate the capacity of the identified sites to sustain different species. Abundance of the species was used to determine the extent of dominance and over-dominance of a species given the set of physiographic factors with various precedent land-uses.

Results showed that different land use systems found at different elevations had contributed to the differences in the diversity of the species found within areas with precedent land-uses. In addition elevation as a physiographic factor had substantially affected the physiognomic identities of the different sites following the alterations of precedent land-uses to existent cover. The study also was able to analyze the extent at which precedent land-uses can enhance cover and how land-uses are able to create suitable environments for favored species. However, it is important to incorporate solid hydrological data, namely the capacity of species to intercept rainfall and effects of species diversity to surface run-off and erosion, to further characterize the physiognomic factors present in the river system for more intricate management recommendations.

Table 1 Helminth egg analysis results

			Eggs per gram		
Site	**Latitude**	**Longitude**	**Roundworm (Toxocara sp.)**	**Whipworm (Trichuris sp.)**	**Hookworm (Ancylostoma sp.)**
JST13B	14.24385	121.10652	0	0	0
JST14B	14.24799	121.11317	2	2	0
JST15	14.25064	121.10330	1	1	0
JST16B	14.26308	121.13334	17	19	0
JST17B	14.26611	121.13227	4	6	0
JST18B	14.27824	121.13998	1	0	0
JST19B	14.27443	121.14223	1	1	0
JST20B	14.28385	121.14348	0	0	0
JST21B	14.28266	121.14065	0	0	0
JST22B	14.26568	121.12679	1	1	0

4.4. Community Resilience to Flooding

According to the results of resilience surveys in Marinig and santo Domingo, a slightly higher overall resilience index was found at Marinig (Fig. 4). The same Barangay scored higher as well on specific resilience, namely on Built Environment and Institutional Environment. In Santo Domingo, disaster preparedness as well as health factors were found higher despite a higher number of people living in informal settlements.

The barangay performs well in term of budget and savings/credits but scores less in employment opportunity. Water and sanitation almost had a similar trend for the two areas with less resilience levels in comparison to other factors.

4.5 Vulnerability assessment of school-aged children in Marinig, Laguna,

A vulnerability index of the school-age children to the Soil Transmitted Helminth (STH) infections was developed based from the risk factors to the infection (as given by the Centers for Disease Control and Prevention) and environmental quality and other physical factors of the study area. The overall index of vulnerability was computed using the formula: *Vulnerability (V) = (Sensitivity (S) + Exposure (E))/Adaptive Capacity (AC)*. Sensitivity factors were identified from previous studies focusing on STH infections: presence of TV and radio, type of toilet, presence of septic tanks, water resource, animals in the house, place of cooking, soap use/hygiene practices, and waste management. Sensitivity factors were assumed to be the risk factors within the immediate environment of the respondents. These sensitivity factors were ranked according to their perceived contribution to the risk of acquiring STH infections. Proportion of the population having the specific characteristics was determined and multiplied to factor weights. Weights were derived from the average ranks by scaling them to a range of 0.0 to 0.8 (not 1.0, since the ranks are computed from expert opinions): $SF = (RF_1 * w_1) + (RF_2 * w_2) + \ldots (RF_n * w_n)$, where SF = Sensitivity Factors, RF_1 = proportion of the population possessing a risk factor, w_1 = weight associated with sensitivity factor 1. Exposure factors were assumed to be the environmental factors in the community that are hypothesized to have contribution in acquiring STH infections: river health and the number of helminth eggs in the soil. Adaptive capacity was assumed to be the preventive and reactive responses against STH infections: policies, vaccination campaigns, and health programs. The overall index was interpreted using a scale from 0.00 to 1.00; 1 indicating highest vulnerability. The index can be used by the barangay to strategize plans on the reduction of STH infections and campaigns on river rehabilitation and environmental sanitation.

The vulnerability index of the school-aged children to STH infections was found to be 'high' (having a value of 0.83). This value resulted from a

high exposure score because of deteriorating river health and the presence of helminth eggs in the river banks. These conditions were hypothesized to be caused by the absence of solid waste management system and a sewage treatment facility in the area. If Barangay Marinig would like to lessen the incidences of helminth infections, it would be best to consider the development and implementation of a solid waste management plan and a sewage treatment facility.

5. Conclusion

This paper focusing on the interlinkage between environmental risks and human health is an overview of currently ongoing studies. Thus, rather than a full description of outcomes in this study, this manuscript is considered to be a snapshot of current initiatives and further results will be discussed and published in peer-reviewed journals.

As the organisms leading to Soil-Transmitted Helminth Infections have a life cycle that occurs in soil, and the human host being exposed to those (the disease is transmitted through the fecal-oral or dermal route), further investigations need to be conducted to determine environmental factors that favor the transmission of disease. Lacking in this investigation, more in-depth studies on how land use pattern is changing in the face of rapid urbanization, economic growth and related disparities are necessary. Another missing link that was not clarified in this study is the change of STH infections as affected by water related issues such as floods and river pollution. Such studies are both timely and relevant as ecological changes, mainly as results of human activities as well as climate variability, may modify the drivers and patterns of transmission not only for this type of infection but for many other sources of human morbidity and mortality. More analyses should be done to clearly show the interlinkage between environmental conditions, related impacts to people's health, lives and livelihoods, the foundation of our Ecohealth approach.

Acknowledgements

The authors address their deep thanks to JST (Japan Science and Technology Agency) Feasibility Study Satreps Young Researchers Project which funded the study (FS Project #027). Special thanks also go to the Food and Heath Risk (Lakehead) Project at the Research Institute for Humanity and Nature, and the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto, Japan for their advices and supports. We do not forget to thank Philippine local government and health officers for their supports during the investigations.

References

AS/NZS, 2008: Risk Management. 4360:1999 adaptation by New Zealand Society for Risk Management, 2001MVP/WPRO.

Belizario, V. et. al. 2007. Baseline Assessment for School-based Control of Intestinal Helminthes in Public Elementary School Children in Three Selected School Districts in Cavite. National Institutes of Health: University of the Philippines Manila. Manila.

Bermudez A.N.C., Gocotano A.E., Perez C.M.P., Sarmiento R.F.R.: The Epidemiology and Prevalence of Soil-Transmitted Helminth Infections in Two Barangays in the Santa Rosa Sub-Watershed Area, Laguna Lake Watershed, Philippines (unpublished).

CLUP 2010: Comprehensive Land Use Planning Cabuyao City. Report (unpublished).

Crompton DW, Nesheim MC. 2002. Nutritional impact of intestinal helminthiasis during the human life cycle. Ann Rev of Nutrit 22:35-59.

Easton A. Intestinal worms impair child health in the Philippines. BMJ 1999;318:214.

He, B., Oki, T., Kanae, S., Mouri, G., Kodama, K., Komori, D., Seto, S., 2009. Integrated biogeochemical modelling of nitrogen load from anthropogenic and natural sources in Japan. Ecological Modelling, 220, 2325e2334.

He, B., Kanae S, Oki T, Hirabayashi Y, Yamashiki

Y, Takara K., 2011. Assessment of global nitrogen pollution in rivers using an integrated biogeochemical modeling framework. Water Research, 45 (8), 2573–2586. 2011.02.011.
IDRC, 2003: Health-An Ecosystem Approach. J. Lebel (ed.).IDRC.
MVP/WPRO, 2008: Review on the Epidemiological Profile of Helminthiases and their Control in Western Pacific Region, 1997-2008.
Schwarzenbach, R.P., Escher, B.I., Fenner, K., Hofstetter, T.B., Johnson, C.A., von Gunten, U., Wehrli, B., 2006. Science 313 (5790), 1072e1077. doi:10.1126/ science. 1127291.
Ulukanligil & Seyrek, 2004 : Anthropometric status, anaemia and intestinal helminthic infections in shantytown and apartment schoolchildren in the Sanliurfa province of Turkey. Eur J Clin Nutr. 2004 Jul;58(7):1056-61.
World Health Organization: Neglected Tropical Disease Coalition. 2008. Winning the Fight Against Neglected Tropical Disease. World Health Organization press, Geneva, Switzerland.
WLV (World Lake Vision Committee), 2007: Implementing the World Lake Vision for the Sustainable Use of Lakes and Reservoirs. World Lake Vision Action Report Committee. 392pp.

変化する環境での生態リスクと健康を結ぶ研究：エコヘルスアプローチ

Bam H.N. RAZAFINDRABE[(1),(2)]・賀　斌・嘉田良平[(1)]・寶　馨・
矢尾田清幸[(1)]・斉藤哲[(1)]・Amiel N.C. BERMUDEZ[(3)]・Allison E. GOCOTANO[(3)]・
Carlos M.P. PEREZ[(3)]・Raymond F.R. SARMIENTO[(3)]・Dalton E.S. BALTAZAR[(4)]・
Francesca M.O TAN[(4)]・Jan L.I. BALON[(4)]・ Bonn C.Q. CRUZ[(4)]

[(1)] 総合地球環境学研究所
[(2)] 琉球大学・農学部
[(3)] フィリピン国立大学マニラ
[(4)] フィリピン国立大学ロス・ ボナス

要　旨

EcoHealth とは，人々の暮らしや環境と，人間の健康との間の代替関係を効果的に扱うための新しい知識を生み出す，革新的かつ効果的な研究アプローチである。世界各地において，長期的な環境の危機や環境変化，高度経済成長が，貧しい人々の健康と暮らしに悪影響を与えていることが指摘されている。多くの脆弱な共同体では，人々が健康を脅かされる劣化した生態系に住んでいることが多く，環境汚染や新旧の伝染病の危険に直面している。そこでこのEcoHealth 研究プロジェクトでは，生態リスクと人間の健康との関係のつながりを明らかにし，熱帯地域における健康問題をより効果的に扱うための方法論を開発することを目的としている。具体的には，フィリピンラグナ地域を研究対象として，過去から現在への土地利用変化の性質と程度，水質や堆積物汚染に関連したリスクが人々の健康へ与える影響を分析し，問題点を明らかにする。さらにこのEcoHealth アプローチでは，人間の健康の永続的な改善を目的とした，土地利用や公衆衛生制度の向上に貢献する実用的な政策提言を行うとともに，本研究を通して，日本とフィリピンの研究者相互の国際的な共同研究能力を向上させることを目指す。

キーワード：生態リスク，エコヘルス，土地利用変化，ラグナ湖，フィリピン

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

Simulating Potential Impacts of Climate Change on Sediment Production and Shallow Landslide in Western Japan

APIP, Kaoru TAKARA, Kenichiro KOBAYASHI(1), Yosuke YAMASHIKI, and Eiichi NAKAKITA

(1) GCOE-ARS, CPIER, Kyoto University

Synopsis

This study uses a continuous simulation model to assess the potential implications of climate changes on soil production and slope instability at regional scale in the western part of Japan. Using the product of a very high-resolution atmospheric global climate model having 20-km spatial resolution (MRI-AGCM20) as the climate forcing data, a calibrated geohydrologic model was implemented with hourly output and 1-km grid resolution. The results suggest that the river basins hydrological responses to precipitation changes under the future climate is going to have direct impact on soil productions and slope instability. In the future climate condition, peak time and magnitude of gross precipitation in June and July decreases, while it is going to be shifted to and increase in August. The study found a 5-75% increase in August precipitation to be associated with up to an approximate 1% to 20% of change in streamflow discharge, 1% to 30% of increase in soil production and 1% to 50% of increase in shallow landslide probability. Hotspots of significant changes differ according to the time and location.

Keywords: geohydrologic model, climate change, west japan, soil erosion and sediment, shallow landslide.

1. Introduction

Based to the Fourth Assessment Report (AR4) of Intergovernmental Panel of Climate Change (IPCC), global average surface temperature, precipitation and extreme events such as heavy precipitation and droughts have changed significantly, and the changes are very likely to continue (IPCC, 2007). Those changes will very likely increase rainfall-runoff, soil erosion, sediment transportation, landsliding, ecological damage and related environmental. Though some general conclusions about climate change and their impacts have been drawn, especially at macro-scales, the potential damages of climate change in particular regions or farms need to be assessed under specific site conditions. Such information is useful for making decisions on how to adapt management practices to mitigate the adverse impacts of climate change.

Climate changes may cause serious water-related problems in the future, however, the influence of those changes in sediment-related issues

in river basins has not been widely investigated. Climate change also influences the timing and magnitude of runoff and sediment production. There might be changes in rainfall erosivity, hydrologic processes, sediment transport capacity, and indirectly on the soil erodibility through changes in land cover and management.

Different approaches have been developed to assess the impacts of climate change on hydrological responses, soil erosion, sediment yield, and landslides such as long-term temporal or spatial analogues and modeling (Ghosh and Mishra, 2010). Top soil detachment and shallow landslide induced by rainfall and runoff are common hydrological processes in hilly and mountainous areas of western Japan. Since soil moisture is a key parameter for controlling those processes, it was therefore hypothesized that using an integrated physically-based distributed soil erosion, sediment transportation, and landslide model which would share basic hydrology would result in improved prediction of soil erosion and landslides.

This study uses a continuous simulation model to assess the potential implications of climate changes on soil production and slope instability at regional scale in the western part of Japan. The specific objectives are: (1) to investigate and analyze the near future and future climate changes of western Japan; (2) to simulate the potential impacts of climate change on the spatiotemporal dynamics of runoff, soil erosion, sediment transportation and slope instability; and (3) to detect the hotspots of soil production and unstable slope probability changes. The study implemented a new developed grid-cell based distributed geohydrologic model that represents the following water and soil interaction: soil moisture accounting, runoff process generation, surface soil detachments, sediment transportation, slope instability, and dam functions to control floods and sediment discharge.

2. GeoHydrologic Model

A one dimensional physically based distributed hydrological model based on grid-cell kinematic wave rainfall-runoff model (Kojima and Takara, 2003) was developed for simulating hydrological responses and soil saturation. In this modelling framework, catchment topography is represented based on digital elevation model (DEM) which is divided into an orthogonal matrix of square grid-cells. A square area on a node point of a DEM is considered as a sub-catchment, which is called a grid-cell. The river catchment is modeled as a network of grid-cell. Each grid-cell receives flows from upper grid-cells and rainfall on it. These grid-cells are connected to each other with a drainage path defined by the steepest of eight-direction. Discharge and water depth diffuse to the next grid-cell according to predefined eight-direction flow map and routine order determined in accordance with DEM and river channel network data. The hillslopes flow routed and given to the river flow routing model; then the river flow is routed to the outlet.

The model simulates three lateral flow mechanisms including (1) subsurface flow through capillary pore (unsaturated flow), (2) subsurface flow through non-capillary pore (saturated flow) and (3) surface flow on the soil layer (overland flow). At each grid-cell, when the water depth is lower than the equivalent water depth d_m for the maximum volumetric water content in the unsaturated flow θ_m □□($d_m = h^* \theta_m$), flow is simulated by Darcy law with degree of saturation, $(h_w/d_m)^{\beta}$, and an unsaturated hydraulic conductivity k_m. If the water depth exceeds the equivalent depth for unsaturated flow, the exceeded water flows as saturated subsurface flow that is simulated by Darcy law with saturated hydraulic conductivity k_a. Once the water depth is greater than the soil layer h times effective porosity θ_a □□($d_a = h^* \theta_a$), the water flows as surface flow, which is simulated by the Manning's equation. Herein, the basic assumption that the flow lines are parallel to the slope and the hydraulic gradient is equal to the slope. In addition, the kinematic wave

model assumes that rainfall intensity always lower than infiltration rate capacity. Thus it does not consider the vertical water flow, the input rainfall data is directly added to subsurface flow or surface flow according to the water depth on the area where the rainfall dropped. Regarding this mechanism, overland flow happens if the depth of water exceeds the soil water capacity. Details on the derivation of this model equations are given by Sayama and McDonnel (2009).

These processes are represented with a kinematic wave model using function for the stage-discharge relationship. An advantage of the model is that the stage-discharge relationship of each grid-cell reflects the topographic and physical characteristics (i.e., land use and soil type) of its own grid. These three flow processes are represented by the following single set of stage-discharge relationship (Tachikawa *et al.* 2004):

$$q = \begin{cases} v_m d_m (h_w / d_m)^{\beta}, & o \le h_w \le d_m \\ v_m d_m + v_a (h_w - d_m), & d_m < h_w \le d_a \\ v_m d_m + v_a (h_w - d_m) + \alpha (h_w - d_a)^k, & d_a < h_w \end{cases} \quad (1)$$

$$v_m = k_m i, \; v_a = k_a i, \; k_m = k_a / \beta, \; \alpha = \sqrt{i} / n,$$

where q is discharge per unit width, h_w is water depth, i is the topography gradient, k_m is the saturated hydraulic conductivity of the capillary soil layer, k_a is the hydraulic conductivity of the non-capillary soil layer, d_m is the depth of the capillary soil layer, d_a represents the depths of the capillary and non-capillary soil layers, β is the exponent constant of unsaturated flow (= 2), v_m and v_a are the flow velocities of unsaturated and saturated subsurface flows, respectively, n is the Manning's roughness coefficient varies as a function of land use type, and k is a constant (= 5/3).

Simulation of soil transport processes was also included in the above runoff model. Soil detachment processes associated with inter-rill and rill erosion are implicitly simulated as raindrop splash and surface flow detachment, respectively. The empirical equation of soil detachment by raindrops dr is given as:

$$d_r = \mu k k_e = \mu k 56.48 r, \quad (2)$$

where μ is the soil erodibility; k is a parameter; and ke is the total kinetic energy of the raindrops. The concept of sediment transport capacity was used to determine soil detachment or deposition by surface flow d_f (Foster, 1982):

$$d_f = \alpha (T_c - c) h_{ws}, \quad (3)$$

where α is a proportionality coefficient; h_{ws} is the surface flow depth; c is the sediment concentration; and T_c is the maximum sediment concentration transport capacity, which determines soil erosion (when $T_c > c$) or deposition (when $T_c < c$). In the present work, the sediment transport capacity was calculated based on Unit Stream Power (USP) theory.

The slope stability model is developed based on the concept of the infinite slope model, using the factor of safety (FS) that considers a failure surface. The following are assumed: (i) failure is the result of translation sliding, (ii) the failure plane and water table are parallel to the ground surface, (iii) failure occurs as a single layer, (iv) the failure plane is of infinite length, and (v) the impacts of adjacent factors are not taken into account. For hillslopes, the safety factor generally is represented as the ratio of the available resisting force (shear strength) to the driving force (shear stress). Instability occurs when the shear strength of a soil layer becomes smaller than the shear stress acting on the soil. The governing equation of the safety factor used in this study is based on a Mohr–Coulomb failure law.

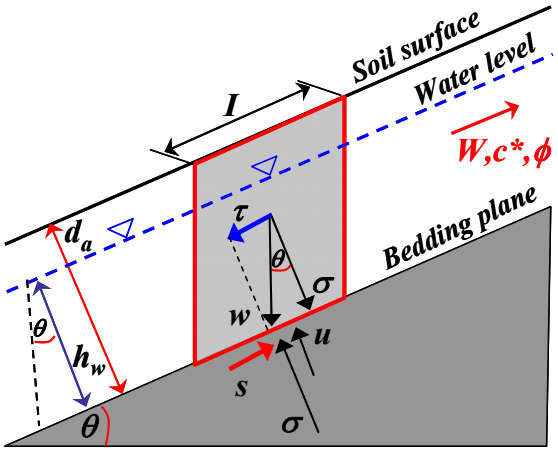


Fig. 1 Forces diagram on a slice of an infinite slope.

Figure 1 illustrates the forces acting on a point along a slope with potential for failure. The resisting force of a soil layer is the shear strength (s) as a combination of forces, including the normal stress (σ), pore pressure (u) within the soil material, cohesion factors (c), and the effective angle of internal friction in degrees (ϕ). The resultant force between normal stress and pore pressure is the effective normal stress. Shear strength based on the Mohr–Coulomb law can be expressed as follows:

$$s = c + (\sigma - u)\tan\phi \tag{4}$$

Normal stress is the vertical component of gravity that resists downslope movement as follows:

$$\sigma = \rho_s g \cos\theta\, d_a + W\cos\theta, \tag{5}$$

where ρ_s is the wet soil density (kg/m^3), g is the gravitational acceleration (= 9.81 m/s^2), d_a is the vertical soil depth perpendicular to the slope (m), W is the vegetation surcharge (N/m^2), and θ is the slope angle (deg). Soil moisture increases the unit weight of soil material; therefore it increases both the resisting and driving forces. Soil moisture creates pore pressure, which reduces the effective normal stress and shear strength. Pore pressure in the slope differs among sites and also has large temporal variation. It is difficult to estimate these values and to include them in this model of a large basin. Therefore, we simplified the condition of pore pressure in the slope by assuming that the pore pressure in the slope is always in the static state condition. Pore pressure is quantified by the following equation when assuming no excess pore water pressure:

$$u = \rho_w\, g\, h_w \cos\theta\ , \tag{6}$$

where ρ_w is the density of water (= 1000 kg/m^3) and h_w is the height of the water depth perpendicular to the slope (m). This assumption gives greater pore water pressure in the rising process of the subsurface water and smaller pore water pressure in the descending process of the subsurface water.

The shear stress as driving force, defined by the downslope parallel component of gravity, can be expressed as follows:

$$\tau = \rho_s g \sin\theta\, d_a + W\sin\theta \tag{7}$$

By substituting the formula for shear strength and shear stress, the factor of safety is calculated as follows

$$FS = \frac{c^* + \cos\theta\left[1 - r_w\right]\tan\phi}{\sin\theta};\begin{cases} c^* = \dfrac{c_r + c_s}{d_a\rho_s g + W} \\ r_w = \dfrac{h_w\rho_w}{\left(1 + \dfrac{W}{g d_a \rho_s}\right) d_a \rho_s} \end{cases} \tag{8}$$

in which c^* is the total cohesion (c_r+c_s), c_r and c_s is the effective root and soil cohesion (N/m^2). The dimensionless form of Equation (6) has been widely used to analyse the stability of shallow soil using digital terrain models.

According to Equation (8), most of the variables could be set up as spatially distributed, but it is assumed that only h_w is time-varying. The water depth, h_w, is determined by the flux of subsurface water flow computed by the hydrological model (see Equation 1). Here the ratio ($m = h_w/d_a$) shows that the relative saturated depth is time-dependent (range numerically between 0.0 and 1.0). Whenever FS < 1.0, the driving forces prevail, and the potential for failure is high. Through an inversion of the standard factor of safety (Equation 8), a fixed time-invariant critical relative soil saturation (m^c) triggering slope instability (i.e., relative soil saturation that yields FS = 1.0) for each grid element could be approximated as

$$m^c = \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} + \frac{W}{g d_a \rho_w}\right)\left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi}\right) + \frac{c_r + c_s}{d_a \rho_w g \cos\theta \tan\phi} \tag{9}$$

Based on the concept of critical relative soil saturation, three slope stability classes could be defined as theoretically "stable", potentially "stable/unstable", and theoretically "unstable" (Montgomery and Dietrich, 1994). The theoretically "**stable**" condition refers to those slopes that are stable even when saturated soil depth reaches the

ground surface, m^c = 1.0. Similarly, slopes that are predicted to be unstable even under a dry condition (i.e., m = 0.0) are considered to be theoretically "**unstable**"; such slopes affected by suction force or composed of rocks. In the unsaturated soil layer, suction (negative pore water pressure) is working and provides additional shear strength. This force is also difficult to include in the model at present. In addition, there is no subsurface flow processes for the slope elements where the soil mantle spaces composed by the impermeable bedrock. Therefore, we excluded the slope areas characterized as theoretically "**unstable**" from the target of this research.

In this study, the critical relative soil saturation depth obtained by Equation (9) and time-dependent slope instability analysis were calculated only for those grids with slope stability classified as potentially "**stable/unstable**"; these grids were defined as the target area for simulating slope instability as a function of time.

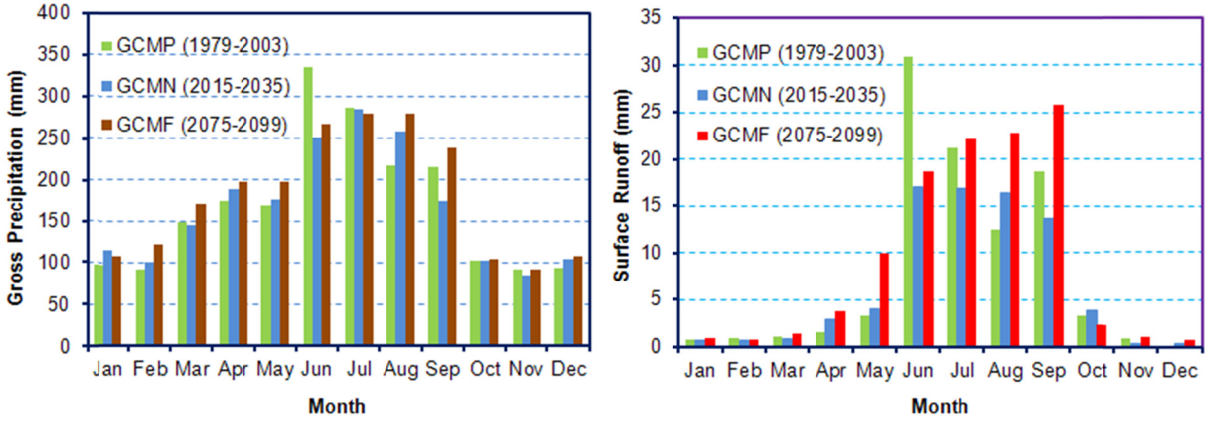


Fig. 2 Mean monthly gross precipitation (left chart) and surface runoff (right chart) in western Japan under three climate conditions: present climate (GCMP), near future climate (GCMN) and future climate (GCMF).

3. Simulation Results

Using the product of a very high-resolution atmospheric global climate model having 20-km spatial resolution (MRI-AGCM20) as the climate forcing data, the calibrated geohydrologic model was implemented with hourly output and 1-km grid resolution. The products of MRI-AGCM20 used in this study consist of the present climate (1979-2003), the near future climate (2015-2039) and the future climate condition (2075-2099). Area-weighted averaged precipitation component were calculated from the output AGCM20 (Figure 2). The Figure shows how the seasonal patterns are projected to be changed in the near future and future terms comparing to the present pattern. In the future climate condition, peak time and magnitude of gross precipitation in June and July decreases, while it is going to be shifted to and increase in August. Changes in 2075-2099 yield a significant increase in August and September precipitation relative to the present climate. In addition, monthly precipitation and surface runoff in winter season will increase.

The geohydrological model parameters were adjusted using observed streamflow discharge, annual dam sedimentation, and landslide inventory in order to obtain optimal model performance in major river basins, including the Yoshino (Figure 3) and Chikugo. The same calibrated model parameters were used for all river basins across the region for 75 years simulations. Figures 4 & 5 show spatial patterns of the percent change of mean August hydrologic variables, soil detachment, and unstable slope probability in the future climate condition with respect to the present climate condition. The results suggest that the river basins hydrological responses to

precipitation changes under the future climate is going to have direct impact on soil productions and slope instability. The study found a 5-75% increase in August precipitation to be associated with up to an approximate 1% to 20% of change in streamflow discharge, 1% to 30% of increase in soil production and 1% to 50% of increase in shallow landslide probability. Hotspots of significant changes differ according to the time and location. Kochi, Tokushima, Miyazaki, Kumamoto, Hiroshima, Yamaguchi, Ehime, Shimane and Okajama Prefectures are expected to be hotspots. The following research is underway for further improvement and upgrading the simulation by utilizing MRI-RCM5km and bias-corrected MRI-GCM20, by simulating dam sedimentation and riverbed change and by conducting risk-based analysis as well as by designing feasible adaptation measures.

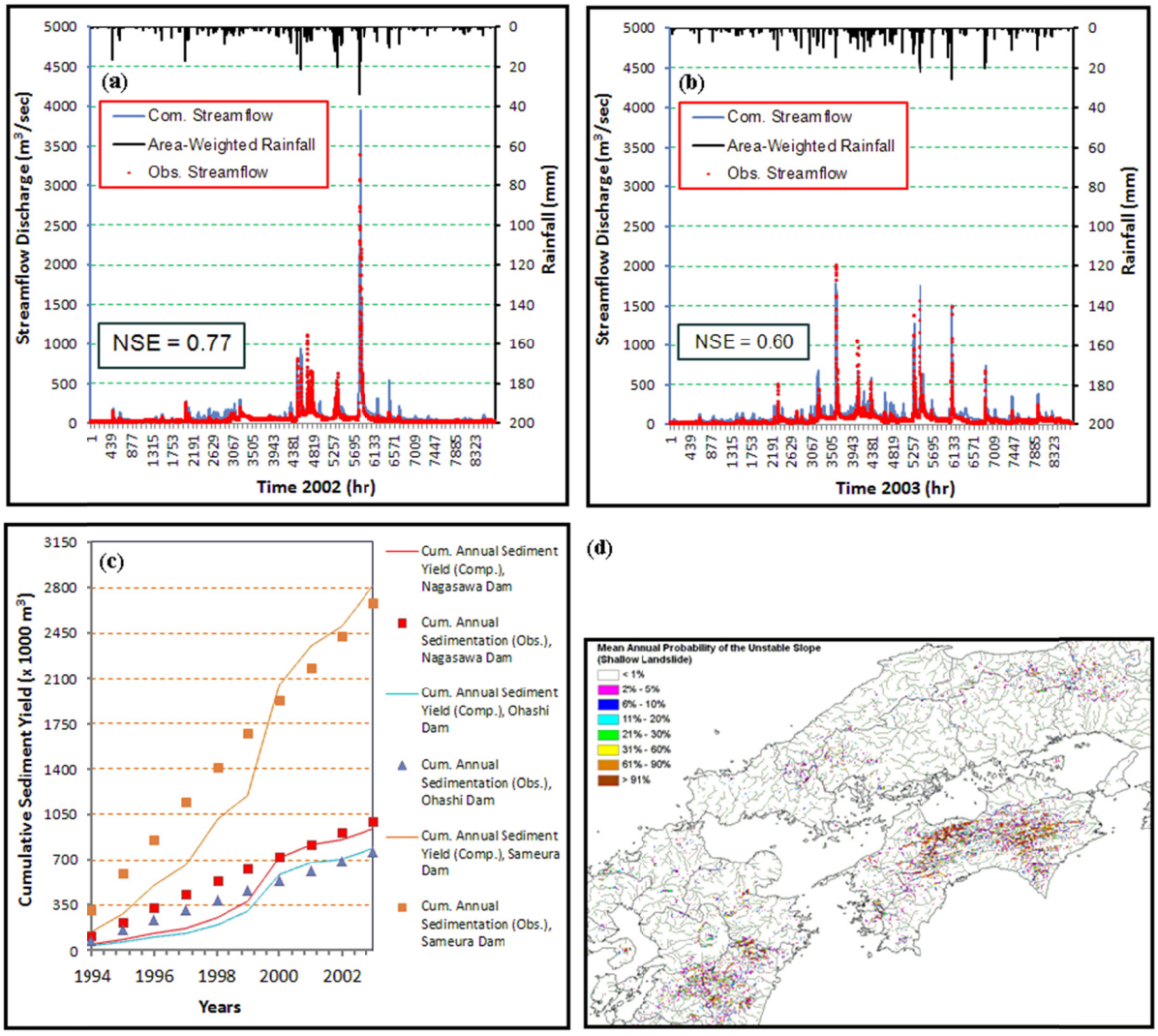


Fig. 3 Several results of model evaluation: (a) computed and observed hourly streamflow discharges during calibration period (2002) at Toyonaga station, Yoshino River basin; (b) computed and observed hourly streamflow discharges for validation period (2003) at Toyonaga station, Yoshino River basin; (c) comparison between computed and observed cumulative sediment yields for three dams in the Yoshino River basin; and (d) spatial distribution of estimated shallow landslide susceptibility map and its mean annual probability.

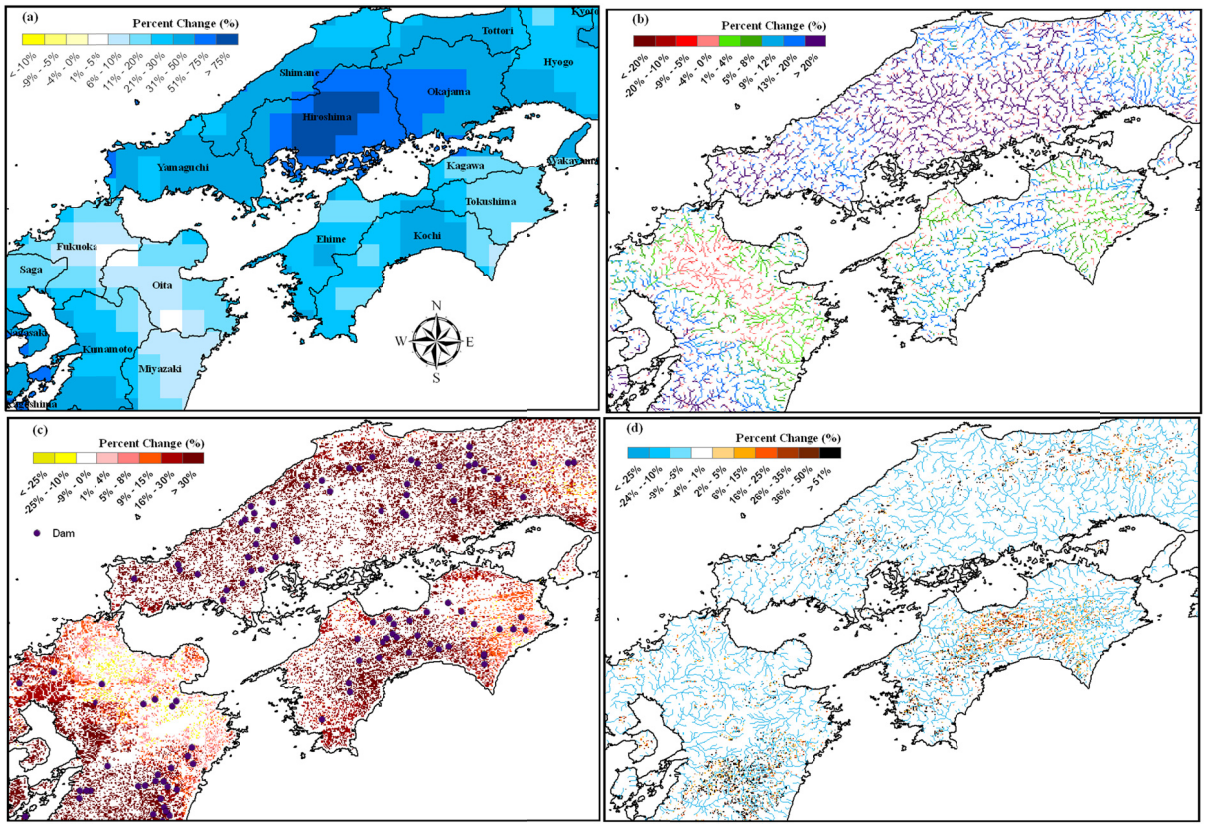


Fig. 4 Projected changes (percentage difference) of mean August (a) gross precipitation, (b) streamflow discharge, (c) soil detachment and (d) unstable slope (shallow landsliding) probability in the future climate condition with respect to the present climate condition.

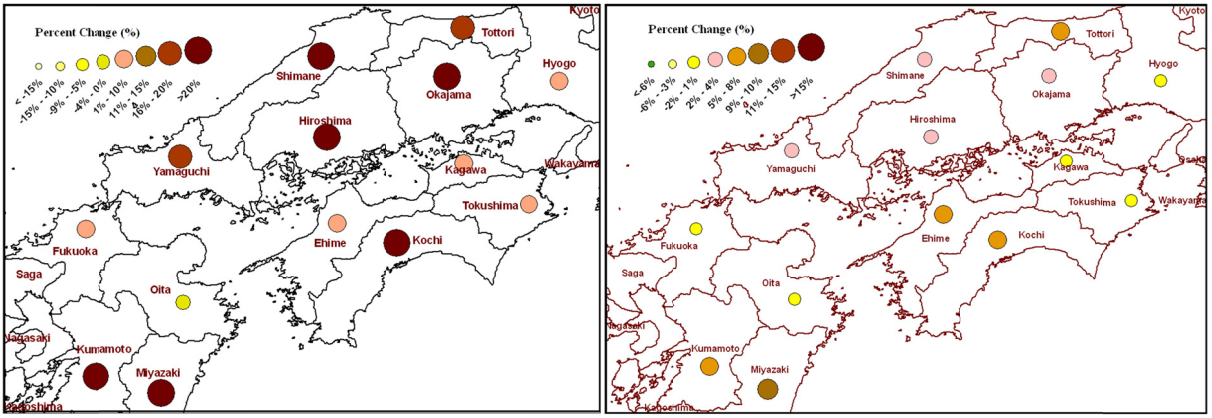


Fig. 5 Projected percent changes of the area-weighted mean August soil detachment (left chart) and shallow landslide probability (right chart) of each prefecture in the future climate with respect to the present climate.

4. Conclusions

In the future climate condition, peak time and magnitude of gross precipitation in June and July decreases, while it is going to be shifted to and increase in August. Changes in 2075-2099 yield a significant increase in August and September precipitation relative to the present climate. In addition, monthly precipitation and surface runoff in winter season will increase.

The results suggest that the river basins hydrological responses to precipitation changes under the future climate is going to have direct impact on soil productions and slope instability. The study found a 5-75% increase in August precipitation to be associated with up to an approximate 1% to 20% of change in streamflow discharge, 1% to 30% of increase in soil production and 1% to 50% of increase

in shallow landslide probability. Hotspots of significant changes differ according to the time and location. Kochi, Tokushima, Miyazaki, Kumamoto, Hiroshima, Yamaguchi, Ehime, Shimane and Okajama Prefectures are expected to be hotspots.

The following research is underway for further improvement and upgrading the simulation by utilizing MRI-RCM5km and bias-corrected MRI-GCM20, by simulating dam sedimentation and riverbed change and by conducting risk-based analysis as well as by designing feasible adaptation measures.

References

IPCC. (2007): Climate change 2007: the physical science basis. Contribution of working group I to the fourth assessment report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge University Press, Cambridge.

Foster, G.R. (1982): Modelling the erosion process. In: Hydrologic Modelling of Small Basins. American Society of Agricultural Engineers, St. Joseph, 295–380.

Ghosh, S., and Misra C. (2010): Assessing hydrological impacts of climate change: modeling techniques and challenges. The Open Hydrology Journal, Vol. 4, pp 115-121.

Kojima, T., and Takara, K. (2003): Grid-cell based distributed flood-runoff model and its performance, weather radar information and distributed hydrological modeling. IAHS Publications, Vol. 282, pp 234–240.

Montgomery, D.R., and Dietrich, W.E. (1994): A physically-based model for the topographic control on shallow landsliding. Water Resources Research, Vol. 30, pp. 1153-1171.

Sayama, T., and McDonnel, J.J. (2009): A new time-space accounting scheme to predict stream water residence time and hydrograph source components at the watershed scale. Water Resources Research, 45: pp. 1-14

Tachikawa, Y., Nagatani, G., and Takara, K. (2004): Development of stage-discharge relationship equation incorporating saturated-unsaturated flow mechanism. Annual Journal of Hydraulic Engineering (JSCE), pp 48: 7-12.

(Received June 8, 2012)

気候変動が西日本の土砂生産に与える潜在的影響評価

APIP・宝　馨・小林健一郎(1)・山敷庸亮・中北英一

(1)京都大学学際融合教育研究推進センター　極端気象適応社会教育ユニット

要　旨

本研究では気候変動が西日本の地域レベルでの土砂生産及び斜面不安定性に与える潜在的な影響をシミュレーションにより評価する。気象研究所の気候モデル（MRI-AGCM20)により計算された 20km 解像度の降雨データを地質水文モデルに入力し，時間解像度 1 時間，空間解像度 1km でこの影響評価を実施する。結果として，将来気候下での降雨変化が，河川流域における土砂生産と斜面不安定性に影響を及ぼすことがわかった。将来気候下では，6 月と 7 月の総降水量が減少するが，8 月の総降水量は増加する．西日本の各地域で 8 月に 5～75%総降雨が増加し，これにより河川流量が 1～20%増加，土砂生産は 1～30％の増加，浅層崩壊は 1～50%増加することわかった。特に変化が顕著な地域は時期と位置により異なる。

キーワード:地質水文モデル，気候変動，西日本，土壌侵食，土砂生産，浅層崩壊

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

Portable Ring Shear Apparatus and its Application on Croatian Landslides

Maja OSTRIC [(1)], Kristijan LJUTIC [(3)], Martin KRKAC [(4)], Kyoji SASSA [(2)], He BIN, Kaoru TAKARA and Yosuke YAMASHIKI

(1) Graduate School of Engineering, Kyoto University
(2) International Consortium on Landslides (ICL), UNITWIN Headquarters Building, Kyoto University
(3) Faculty of Civil Engineering, University of Rijeka, CROATIA
(4) University of Zagreb, Faculty of Mining, Geology and Petroleum Engineering, CROATIA

Synopsis

Kostanjek and Grohovo landslides were chosen for research as pilot areas within the Japan - Croatia joint research project 'Risk Identification and Land-use Planning for Disaster Mitigation of Landslides and Floods in Croatia'. Laboratory soil testing is one of the activities planned for the analyses of these two landslides. A new, transportable ring shear apparatus, ICL-1, was designed to be used in Croatia. The surface samples from two Croatian landslides were tested in the ring shear apparatus. The results of these tests will be used in further research, for the planning of ring shear tests on borehole samples and as input data for landslide simulation. Since borehole samples are limited, the preliminary tests on surface samples are necessary. The results of the conducted undrained ring shear tests, both speed control and cyclic stress control tests are shown in the paper.

Keywords: ring shear test, undrained speed control test, undrained cyclic stress control test, Grohovo landslide, Kostanjek landslide

1. Introduction

The Japan - Croatia joint research project 'Risk Identification and Land-use Planning for Disaster Mitigation of Landslides and Floods in Croatia' was initiated as a part of UNESCO-Kyoto University-ICL UNITWIN (university twinning and networking programme of UNESCO) Cooperation Programme for landslide and water-related disaster risk management.in 2009. The five-year project involves collaborative research conducted in Japan and Croatia to evaluate hazard and mitigate landslides and flood risks in Croatia. The project aims to contribute to sustainable development through appropriate land use in Croatia (Mihalic and Arbanas, 2011). The project activities are organized in three working groups: Working Group on Landslides (WG1), Working Group on Flash Flood and Debris Flow (WG2) and Working Group on Landslide Mapping (WG3) (Arbanas and Mihalic, 2012).

Research activities of WG1 include real time monitoring of landslides, laboratory soil testing, as well as modeling of landslide behavior and early warning system. Laboratory equipment, including a newly developed ring shear apparatus, is donated by the Japanese government for analyses of landslides in Croatia. The pilot study sites are the Grohovo landslide in Rijeka and the Kostanjek landslide in the City of Zagreb (Mihalic and Arbanas, 2011). In order to install monitoring equipment and obtain soil samples for laboratory

tests on the ring shear apparatus, three boreholes were drilled.

A new, transportable undrained ring shear apparatus, ICL-1, was designed for use in Croatia. The concept was to develop inexpensive and transportable undrained ring shear apparatus to be used in different counterpart organizations. It can keep undrained condition up to 1 MPa of pore water pressure (up to two times more than in previous versions of apparatus) and load normal stress up to 1 MPa.

This paper presents the results of the ring shear tests conducted on the surface samples from two Croatian landslides. The results obtained in this study, will be used in planning of further research, namely, ring shear tests on borehole samples and as input data in numerical simulation of landslides.

2. Landslides in Croatia

As previously mentioned, Kostanjek landslide in Zagreb and Grohovo landslide in Rijeka were selected as study areas within the research activities of WG1. Locations of both landslides are indicated on Figure 1.

Those study areas were selected because of their impact on local communities and the fact that they represent different conditions and triggering factors. In the following text, the main characteristics of these landslides are described.

Fig.1 Location map of two study areas in Croatia- Grohovo and Kostanjek landslide

2.1 Grohovo Landslide

The investigated landslide is situated at the northeastern slope of Rjecina river valley. Slopes in the central part of Rjecina River valley are often unstable and several larger landslides were recorded during 19th and 20th century. There are historic records of past slope movements that are closely related to rainfall and flood events in this area (Ostric et al. 2011).

The investigated landslide is a reactivate type of landslides. The landslide mass has moved several times in the past, the most recent movement occurred in December 1996. Long rainy period in autumn and early winter of 1996Triggered reactivation of this landslide mass It started by undercutting of toe of the landslide mass at the bottom of the slope that caused retrogressive development up to the top of the slope (Benac et al, 2005).

Figure 2 shows the cumulative rainfall measured in October, November, and December, 1996. at the Rijeka rain gauge. In the considered period, the monthly rainfall was from 94% (October) to 64 % (November) higher than the average monthly values in the period from 1948 to 2009 (red lines in Fig. 2) (Ostric et al. 2011).

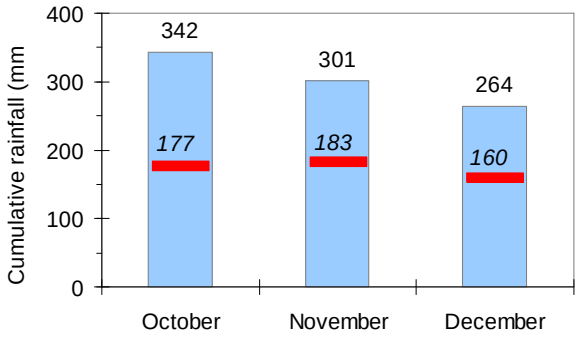


Fig. 2 Cumulative rainfall at the Rijeka rain gauge for October, November, and December 1996.
Red lines and italic numbers show long-term (1948–2009) monthly averages.

Grohovo Landslide is a reactivated landslide and a typical landslide formed on the contact between flysch and carbonate rock formations. Geological composition and groundwater dynamics of the slope were the most important landslide causes (Benac et al, 2005. and 2006). With 13 different slide bodies identified, it represents a complex composite landslide. Failure surface is

assumed at the contact between slope deposits (consisting of clayey matrix from flysch weathered zone and debris material from the limestone cliffs on the top) and flysch bedrock. Estimated depth of the displaced mass varies from 6 to maximum 20 m (Benac et al. 2005). As the position of the slip surface was predisposed by the slope geology, the landslide can also be considered as dominantly translational in character (Cruden & Varnes 1996).

2.2 Kostanjek Landslide

Kostanjek landslide is located on the southwestern slope of Mt. Medvednica that belongs to the western residential area of the City of Zagreb. The area of Kostanjek landslide is a syncline dipping toward the east.

This is the largest landslide in Croatia, mainly caused by anthropogenic factors; namely, mining activities by excavation of limestone and marl at the foot of the slope. Kostanjek landslide was activated in 1963 and excavation for mining was stopped in 1988 after identification of surface excavation in the toe of landslide as the triggering factor (Stanic et al, 1996). Although excavation was stopped, surface displacement and consequently damage to the buildings and infrastructure, continued up to today.

Landslide extends over an area of approximately 1.2 km^2 with a total volume of displaced mass of $32.6x10^6$ m^3. It is a reactivated, translational type of landslide without clearly defined main scarp or landslide borders. According to Ortolan and Pleško (1992) there are three different sliding surfaces, the deepest at 90 m and two sub parallel slip surfaces at depths of 65 m and 50 m. The deepest sliding surface follows Tripoli layers (Sarmatian deposit composed of laminated marl). The shallower sliding surfaces (65 and 50 m depth) follow clayey beds within the Panonian deposits (marl and clayey marl).

Since its activation in 1963, this landslide has caused substantial damage to buildings and infrastructure and significantly limited the urban development of the City of Zagreb.

3. Test Apparatus and Test Procedures

The latest ring shear apparatus, ICL-1 as well as the testing procedure, are shortly described in this section. The details of the ring shear apparatus structure, loading and monitoring system are described in published papers (Ostric et al, 2012a, Ostric et al 2012b).

3.1 Ring Shear Apparatus

The ring shear apparatus has been widely used in the analysis of slope stability, because it provides almost unlimited shear displacement (Bishop, 1971, Tika et al, 1999, Sassa, 2004).

Sassa and colleagues have developed a series of undrained ring shear apparatus with pore pressure monitoring system since 1984 (Sassa et al. 2004). The latest, Portable Ring Shear Apparatus, ICL-1, was desinged by Sassa at the ICL as a part of Japan-Croatia joint project in 2010. Although small in dimensions, ICL-1 has high performances (Table-1). The shear box is smaller than in previous DPRI versions, and the necessary volume of sample for one test is app. 300 cm^3 which is suitable for limited amount of samples that are taken from drilled cores. Table 1 presents the major characteristics of new ring-shear apparatus in comparison to the previous versions of apparatus (DPRI-1 to 7) that were developed by Sassa and colleagues at the DPRI (Disaster Prevention Research Institute), Kyoto University.

In order to be transportable for use in different organizations, it was designed to be much smaller in dimensions comparing to previous versions. It can load normal stress and keep undrained condition up to 1 MPa of pore water pressure (up to two times more than in previous versions of apparatuses). This makes it suitable for investigation of large-scale and deep seated landslides.

The sample is placed in a shear box and loaded normally through an annular loading plate connected to an oil piston. It is sheared by rotating lower half of shear box (while two shear resistance cells restrain the upper half. Three shear control modes are possible in ICL-1, stress control, speed control, or displacement control mode.

The most essential part of the ring shear apparatus is the construction of the undrained shear box (SB). Design of the shear box is illustrated in

Figure 3 with enlarged diagram of the right half of the cross section of the SB and its surroundings, including the water pressure measurement system

The sample in the ring-shear box is laterally confined between pairs of upper and lower confining rings, forming the shape of two doughnuts. .During the test, the sample is loaded normally through an annular loading plate connected to an oil piston. The lower half of the shear box rotates while the upper half of the shear box is retained by two shear resistance cells that measure shear resistance.

Table 1 Features of ICL-1, compared with the previous versions of DPRI- 1 to 7.

AUTHOR	Sassa (1992) DPRI-3	Sassa (1996) DPRI-4	Sassa (1997) DPRI-5	Sassa (1997) DPRI-6	Sassa (2004) DPRI-7	Sassa (2011) ICL-1
Inner diameter (cm)	21.0	21.0	12.0	25.0	27.0	10.0
Outer diameter (cm)	31.0	29.0	18.0	35.0	35.0	14.0
Max. height of sample (cm)	9.0	9.5	11.5	15.0	11.5	5.2
Ratio max. height/width	1.8	2.38	3.83	3.0	2.88	2.6
Shear area (cm^2)	408.41	314.16	141.37	471.24	389.56	75.36
Max. normal stress (kPa)	500	3.000	2.000	3,000	500	1000
Max. shear speed (cm/sec)	30.0	18.0	10.0	224.0	300.0	5.4
Max pore water pressure (kPa)	-	490	400-600	400-600	400-600	1000
Max. data acquisition rate (readings/sec)	12	200	200	200	1000	1000

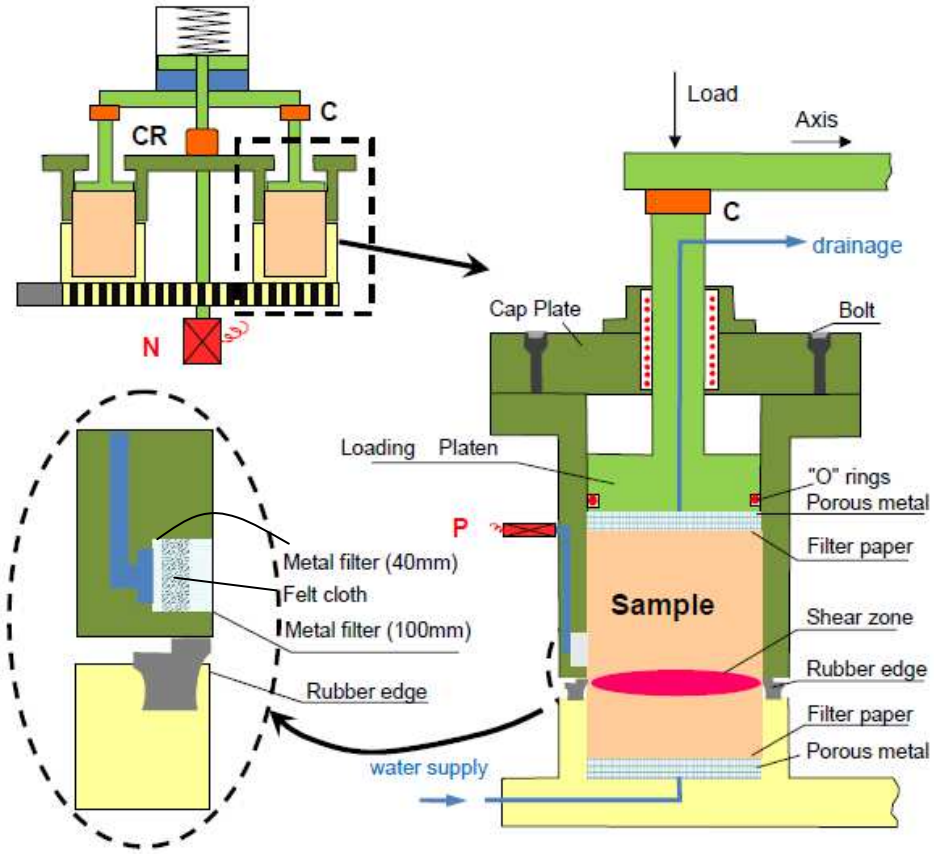


Fig. 3 A half cross-section of the shear box and the close-up diagram of the edges (CR - Connection Ring, C - Connection , N - Load cell for Normal Stress; P - Pore pressure transducer)

When shear failure occurs, the annular ring-shaped sample is sheared by relative rotary motion and the lower part starts to rotate along with the rotating table.

Pore pressure is measured by pore-pressure transducers, which are connected to a gutter along the circumference of the inner wall of the upper outer ring. The gutter is located 3 mm above the shear surface and it is covered by two metal filters. As it is shown on Figure 3, two annular metal filters with pore sizes of 100 μm and 40 μm (from inside) were placed inside the annular gutter. A felt fabric cloth was placed between these two metal filters to prevent the outside (40 μm) filter from becoming clogged with clay particles.

3.2 Testing Procedure

Testing procedure consists of the following: gap adjustment; sample setting and saturation; saturation checking by B_D measurement; sample consolidation and shearing (by shear speed control or cyclic stress control).

First, the gap value should be adjusted to avoid leakage of water and sample, by applying vertical load of 1.5 kN to both of inner and outer rubber edges. To keep rubberer edge contact pressure greater than the generated pore pressure inside the shear box. Thereafter, the gap is automatically kept constant by the servo gap control system. Then, shear box without sample was filled with CO_2 and de-aired water in order to expel entrapped air. Then, sample that was saturated by de-aired water during night is slowly placed in the de- aired water inside the shear box. The saturation of sample is then checked by measuring B_D value that should be greater than 0.95 for fully saturated samples. B_D is a pore pressure parameter in direct shear state, related to the degree of saturation that was proposed by Sassa (1988), and is formulated as:

$$B_D = \Delta u / \Delta \sigma \qquad (1)$$

Where Δu is the increment of pore water pressure increase due to a change in total normal stress Δσ in undrained conditions.

For both samples, Grohovo flysch surface sample and Kostanjek marl surface sample, we obtained B_D=0.95, which means that we succeeded to obtain fully saturated sample without water circulation.

The initial stress state of soils only due to gravity is loaded onto the fully saturated sample. So, the sample was normally consolidated under the normal and shear stress, which was calculated from the depth of soil layer, slope angle and unit weight of soil.

We used initial normal stress of 1000 kPa for Kostanjek sample and 200 kPa for Grohovo sample. After the consolidation, shearing was applied by stress control mode (cyclic test) or speed control test.

4. Test Results

In this study, we made two types of tests: speed control and cycling loading tests, both in undrained condition. Surface samples from Grohovo and Kostanjek landslide were taken from locations with outcrops of materials where sliding surfaces might be formed within the soil layer consisting of the same type of materials in the past. Kostanjek sample was taken from the marl outcrop while the Grohovo sample was taken from the flysch outcrop.

4.1 Speed Control Test

Speed control tests were conducted on a saturated marl (Kostanjek landslide) and weathered flysch (Grohovo landslide) (B_D=0.95 was obtained for both samples). After consolidation of the samples (by applying normal stress up to 1000 kPa for Kostanjek and 200 kPa for Grohovo sample) – according to estimated depth of sliding surface speed control tests were conducted under constant shear speed of 0.002 cm/sec in undrained condition. Both samples were sheared until steady state condition was obtained. The results of Speed control tests are presented in Figs. 4 and 5, showing the effective stress path (ESP) in red color and total stress path (TSP) in blue color as well as parameters obtained (mobilized and apparent friction angle, cohesion, steady state normal and shear stress).

Figure 4 shows stress path that reached the failure line and moved down along the failure line. In this test, the peak failure line was not observed. The straight line fitting the stress path gave values of the friction angle during motion as well as peak

friction angle of 25.3° and apparent friction angle, ϕ_a=13.8°. We assumed cohesion is zero.

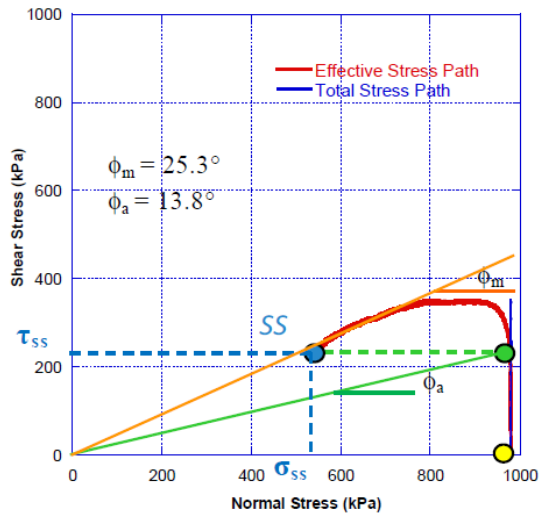


Fig.4 Stress path of Undrained Speed Control Test on saturated marl sample from Kostanjek landslide (B_D=0.95; initial dry density: 1.48 g/cm^3, specific gravity, G_S=2.70).

Figure 5 shows stress path that reached the failure line and moved down along the failure line and like in the previous test, the peak failure line was not observed. The straight line fitting the stress path gave values of the friction angle during motion and also at peak as ϕ_p= ϕ_m =31.9° and apparent friction angle, ϕ_a=20.4°. We assumed cohesion is zero.

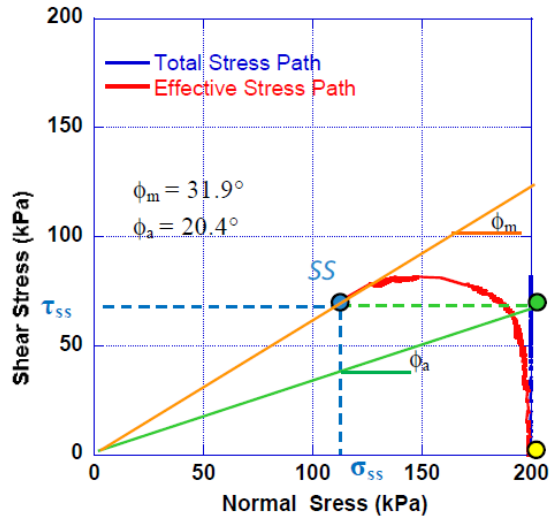


Fig. 5 Stress path of Undrained Speed Control Test on saturated clayey sample from Grohovo landslide (B_D=0.95; initial dry density: 1.51 g/cm^3, specific gravity, G_S=2.664).

4.2 Cyclic Stress Control Test

After consolidation of the sample, cyclic shear stress loading was applied in the undrained condition. The results of cyclic tests are presented in Figures 6 and 7. Figures 6a and 7a are showing time series data of cyclic tests, where the black line shows normal stress, the light blue line shows the control signal for shear stress which was given to the servo-stress control motor. The red line shows the shear resistance mobilized on the sliding surface, the dark blue line shows the monitored pore pressure and the green line shows the shear displacement. Figures 6b and 7b are showing stress path, with red line showing effective stress path and blue line showing total stress path.

Figure 6 shows time series data and the stress path of cyclic test conducted on the Kostanjek marl sample. For this sample, initial normal stress of 1000 kPa and initial shear stress of 300 kPa was applied before cyclic (sine wave) shear stress was loaded at 0.1 Hz and stepping up shear stress by 40 kPa/ cycle.

Although pore pressure must have been generated in the shear zone, it could not be well monitored as it can be estimated on Figure 6b.

During the post failure movement after 80 sec in Figure 6a, the effective stress should be on the failure line. So the horizontal difference between the failure line and the monitored effective stress (550 kPa) is excess pore water pressure value which was not monitored by the pore water pressure sensor shown in Figure 6a. This is due to the slow response resulting from the lower permeability of the material tested.

The accelerated motion was produced after failure, as it is shown on Figure 6a. Although, initially both lines of the control signal for shear stress and the mobilized shear resistance are the same, they differ after failure. Shear resistance decreased from the maximum value of 490 kPa to the steady state although control signal is continued to be increased. The difference of stress is used for acceleration of shear motion.

Figure 7 shows the time series data and stress path of cyclic test conducted on the Grohovo clayey flysch surface sample. Due to the low permeability of this sample, we chose much slower cycle shearing of 2 cycles/ hour.

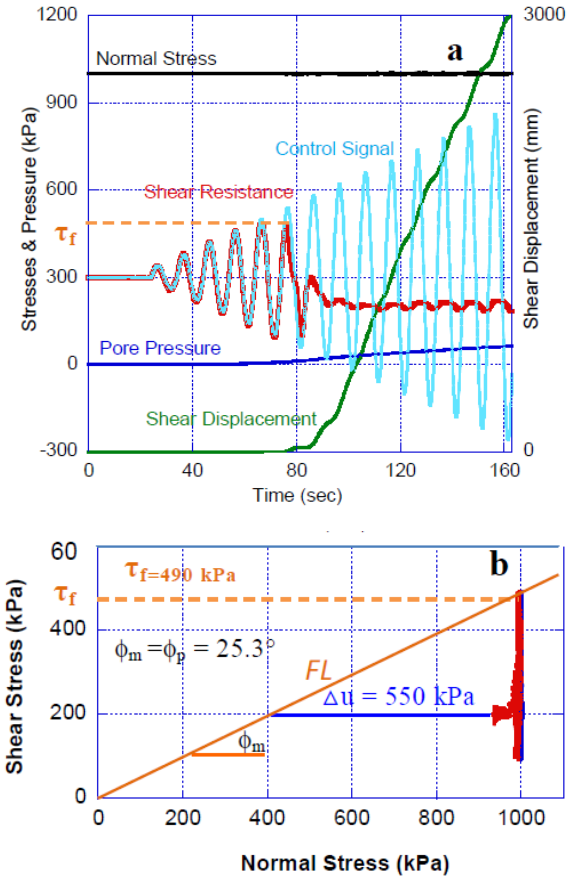


Fig. 6 Undrained cyclic loading test on saturated marl sample from Kostanjek landslide (B_D=0.96; initial dry density: 1.48 g/cm^3, specific gravity, G_S=2.70). a) Time series data for stress, pressure and shear displacement and b) Stress Path.

For Grohovo sample, initial normal stress of 200 kPa and initial shear stress of 80 kPa was applied before cyclic shear stress was loaded with the amplification increment of 10 kPa/ cycle at 0.1 Hz. The sample failed, but without rapid failure motion. Figure 7a shows that displacement of 700 mm occurred after 6, 000 sec and pore pressure of app. 20 kPa was generated. Unlike the previous case (Kostanjek sample), both lines of the control signal for shear stress and the mobilized shear resistance are the same during the test.

Shear displacement occurred in a different mode then for Kostanjek sample. Each time shear stress given by control signal reached value of shear resistance, shear displacement occurred.

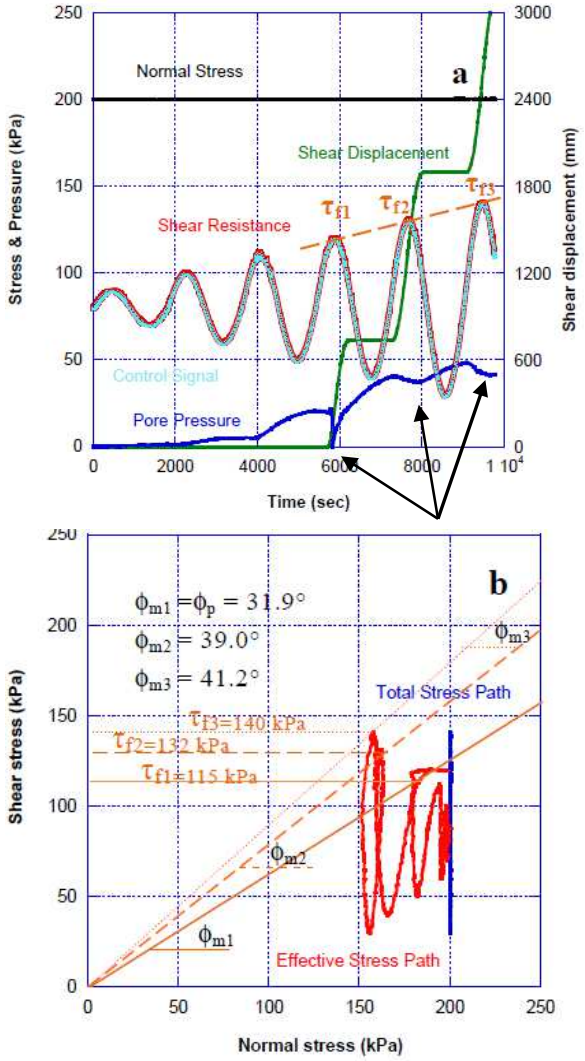


Fig. 7 undrained cyclic loading test on saturated clayey flysch sample from Grohovo landslide (B_D=0.96; initial dry density: 1.51 g/cm^3, specific gravity, G_S=2.66). a) Time series data for stress, pressure and shear displacement and b) Stress Path.

When shear stress decreased, displacement stopped and shear resistance moved down with loaded shear stress lower than failure line. Sample showed dilative behavior, which is indicated by black arrows on the graph, showing negative pore pressure generation at each displacement step. Consequently, the peak friction angle increased as well, from the initial value of 31.9° to 39.0° and 41.2°. The sample showed strength-hardening behavior.

5. Summary and Conclusions

Laboratory soil testing are planned to support monitoring and modeling of landslides for the analyses of two Croatian landslides. A new, transportable ring shear apparatus, ICL-1, was applied for these two landslides. The purpose of this apparatus was to design a new transportable and inexpensive apparatus used in different counterparts in Croatia.

By performing undrained ring shear tests on surface samples from two Croatian landslides, experimental procedure is established and preliminary results are obtained. Since the amount of borehole samples is very limited, it is necessary to establish a successful testing procedure for these landslides. Besides planning of further ring shear tests, the results obtained by this study could be used as input parameters in numerical analysis of both landslides.

The undrained cyclic test results showed different behavior for the two samples. Kostanjek sample failure was followed by a rapid motion, while Grohovo sample had an increase of friction angle and shear resistance, showing soil hardening behavior. From this we could conclude that soil from Kostanjek landslide is weak, while the Grohovo sample showed to be hard to seismic loading.

Acknowledgements

The authors are grateful for the help of Dr. Zeljko Arbanas and Dr. Snjezana Mihalic. The help of Master student, Hendy Setiawan is also highly appreciated. The design and construction of the ring shear apparatus ICL-1, was conducted under the support of SATREPS Programme (Science and Technology Research Partnership for Sustainable Development) and Internatioal Programme on Landslides (IPL-161 “Risk identification and land-use planning for disaster mitigation of landslides and floods in Croatia”). The tested soils were imported from Croatia with permission from the Japanese Minister of Agriculture, Forestry,and Fisheries based on the Plant Protection Law of the Government of Japan and tested at the UNESCO-KU-ICL UNITWIN laboratory in the Yoshida main campus of Kyoto University

Thanks go to Mr. Takaaki Hirano and other engineers of Marui & Co., Ltd.. Osaka, Japan for numerous improvement and modification for the practical use of the apparatus abroad based on the Japan-Croatia joint experinents in 2010 and 2011.

References

Arbanas, Z. and Mihalic, S. (2012): Progress In The Croatian–Japanese Joint Research Project On Landslides. Proc. of the IPL Symposium, Sassa,K, Takara,K., Bin, He (Ed). Kyoto, January 2012.

Bishop AW, Green GE, Garge VK, Andersen A, Brown JD. (1971): A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength. Géotechique 21: 273–328.

Benac C., Arbanas, Z., Jurak, V., Ostric, M. and Ozanic, N. (2005): Complex landslide in the Rjecina River valley (Croatia): origin and sliding mechanism. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 64(4): 361-371.

Benac, C., Jurak, V. and Ostric, M. (2006): Qualitative assessment of geohazard in the Rjecina Valley, Croatia. Proc. of the 10. IAEG International Congress: IAEG Engineering geology for tomorrow’s cities, 658 (1-7

Cruden D.M. and Varnes D.J. (1996): Landslides Types and Processes. In: Turner A.K. & Schuster R.L. (Eds.) Landslides: Investigation and Mitigation. Transportation Research Board Special Report 247. National Academy Press, WA, 36-75.

Mihalić S. and Arbanas Z. (2012): The Croatian–Japanese joint research project on landslides: activities and public benefits. In: Landslides: Global Risk Preparedness. Sassa K (ed). Springer-Verlag Berlin Heidelberg. (DOI 10.1007/978-3-642-22086-9_24). pp. 345-361.

Ortolan, Z. and Pleško J. (1992): Repeated photogrammetric measurements at shaping geotechnical models of multi-layer landslides. Rudarsko-geološko-naftni zbornik 4:51-58.

Ostric, M, Yamashiki, Y., Takara, K., Takahashi, T. (2011): Possible scenarios for Rjecina River Catchment – on the example of Grohovo landslide, DPRI Annuals

Ostric, M, Yamashiki, Y., Takara, K., Takahashi, T. (2011): Possible scenarios for Rjecina River

Catchment – on the example of Grohovo landslide, DPRI Annuals

Ostric,M., Ljutic, K,. Krkac, M., Setiawan, H., Bin He and Sassa, K ., 2012a: Undrained Ring Shear Tests Performed onSamples from Kostanjek and Grohovo Landslide. Proc. of the IPL Symposium, Sassa, K, Takara,K., Bin, He (Ed). Kyoto, January 2012.

Ostric, M, Sassa, K., Bin He, Takara, K. and, Y., 2012b: Portable Ring Shear Apparatus and its application, Proceedings of The 2nd World Landslide Forum, October 3 – 9. 2011, Rome, Italy, Springer, in press

Sassa K. (1988): Geotechnical model for the motion of landslides. Special Lecture of 5th International Symposium on Landslides, “Landslides”, 10–15 July, Vol 1, pp 37–55.

Sassa K., Nagai O., Solidum R., Yamazaki Y. and Ohta H. 2010: An integrated model simulating the initiation and motion of earthquake and rain induced rapid landslides and its application to the 2006 Leyte landslide. Landslides, 7: 219-236.

Sassa K, Fukuoka H, Wang G, Ishikawa N (2004): Undrained dynamic-loading ring-shear apparatus and its application to landslide dynamics. Landslides 1(1):7–19

Stanić B. and Nonveiller, E. (1996): Te Kostanjek landslide in Zagreb. Engineering Geology 42:269-283.

Tika Th.E, Hutchinson J.N. (1999): Ring shear tests on soil from the Vaiont landslide slip surface. Géotechnique

(Received June 8, 2012)

ポータブルリングせん断試験機とクロアチア国での地すべりへの応用

Maja OSTRIC (1)・Kristijan LJUTIC (3)・Martin KRKAC (4)・佐々恭二 (2)・賀　斌・竇　馨・山敷庸亮

(1)京都大学大学院工学研究科
(2)国際斜面災害研究機構(ICL)
(3)リエカ大学土木工学部
(4)ザグレブ大学鉱山地質石油工学部

要　旨

コスタニック(Kostanjek)とグロホボ(Grohovo)地すべり地域を，JICA-JST共同研究「クロアチア土砂・洪水災害軽減基本計画構築プロジェクト」におけるパイロット研究地域として選んだ。これらの二つのパイロット地域の地すべりのせん断特性を解明するために実験室における土質試験を計画し，日本ークロアチア共同研究のために開発された新型のポータブルリングせん断試験機ICL-1を用いて両地域の表土サンプルのせん断試験を実施したので報告する。本試験結果は，今後、ボーリングにより採取した分量の限られたサンプルのせん断試験の立案に用いるとともに，両地すべりの発生・運動予測のための地すべり数値シミュレーションに必要な入力数値の決定に利用する。本研究では，せん断速度制御と繰返し載荷せん断応力制御試験の双方における非排水リングせん断試験の結果について述べる。

キーワード: リングせん断試験，非排水速度制御試験，非排水繰返し応力制御試験，グロホボ地すべり，コスタニック地すべり

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

A Study of Workshops That Develop Viable Solutions for Flood Risk Reduction through the Sharing of Concerns

-A case study of the Muraida Community, Maibara City, Shiga Prefecture-

Junho CHOI(1) and Hirokazu TATANO

(1) Graduate School of Informatics, Kyoto University

Synopsis

This study analyzes the process of residents sharing concerns about the flood prone area of the Muraida community in Maibara City, Shiga prefecture. From 2010 to 2012, the Muraida community conducted eight workshops to address the concerns of residents who are facing flood risk. Prior to the workshops, which included community members and local government officials, these concerns had not been shared. This paper critically examines the concerns of the residents and government officials, as revealed in the workshops, and discusses the role that the sharing of concerns plays in supporting the planning and managing of flood reduction.

Keywords: workshops, concern, DIG, flood risk reduction

1. Introduction

In Shiga prefecture, the local government held workshops addressing flood reduction in flood prone areas. From 2010 to 2012, the Muraida community in Maibara City conducted eight workshops, at which stakeholders expressed many of their concerns. The information that stakeholders shared prompted authorities to take quick action in reducing the city's vulnerability to floods.

This paper describes the workshops that were conducted in the Muraida community, who occupy a flood prone area in Shiga Prefecture, and then discusses the results of the workshops. The paper critically examines the concerns of the residents and government officials, as revealed in the workshops, and then discusses the role that the sharing of concerns plays in supporting the planning and managing of flood reduction. Yamori (2011) points out that the implementation science of Disaster Prevention and Reduction Knowledge and Technology is a process to (re-)co-construct knowledge networks in which multiple locally and/or temporarily "viable solutions" co-exist and are mutually interlinked, rather than a process to universally identify "correct solutions" exclusively by scientists. Sanoff (1994) points out that participation means different things to different people and different things to the same people, depending on the issue, its timing, and the political setting in which it takes place. Participation can be addressed effectively if the task is conceptualized in terms of what is to be accomplished when the need to involve citizens is acknowledged.

2. Communication model

According to Pearce (1994), communication is classified according to two types. First is the function of conveying meaning as being one-way,

such as messages and information. Second is the function of constituting/reconstituting social realities through interaction. Pearce defines the former as the transmission model and the latter as the social constructionist model of communication. The workshops provided a "field" for discussion between facilitators and organizers (the authors and the staff from Shiga prefecture) and the residents of Muraida. Using a discussion, debate, negotiation format to present ideas on both sides of the issues, the participants and the authors freely exchanged their concerns about flood disaster preparedness and possible mitigation plans; this format would be considered the social constructionist model of communication. In other words, the workshops did not simply transmit government information about flood risk reduction (top down from disaster experts to the general public) but instead enabled residents and government officials to interact (searching for viable solutions together).

Table 1 Two types of communication models (Refer to Pearce, 1994)

Communication model type	Transmission model	Social constructionist model
Function	One way A→B	Interaction A⇔B
Example	Messages, Information	Discussion, Debate Negotiation, etc.
Feature	Fixed meaning	Multiple layers of meaning

3. Study Area – The Muraida Community

3.1 Brief introduction of Muraida

The Muraida community (hereafter referred to as "Muraida") is located in Maibara City, Shiga prefecture. The population consists of 385 people (111 households, as of December 1, 2011). Muraida is divided into two areas: Kami and Simo. The Ryugahana Meeting Hall is considered the community center. Kami and Simo are made up of eight groups, which are named Kami-Higashi, Kami-Nishi, Kami-Minami, Kami-Kita, Simo-Naka, Simo-Nishi, Simo-Minami, and Simo-Kita. The Kami area is located at a higher elevation than the Simo area.

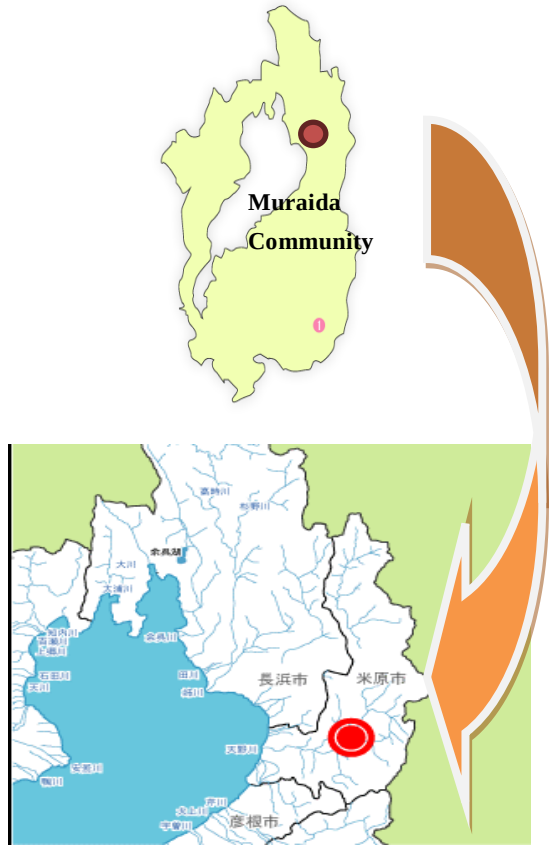


Photo 1 Location of Muraida in Shiga Prefecture

3.2 What flood damage can be expected in Muraida?

Yoko Mountain lies to the west and the Ane River runs along the north side of Muraida. A riverbank located where the Ane River meets Yoko Mountain was destroyed by Typhoon Isewan in 1959. The typhoon, also known as "Vera," hit central Japan and caused record damage to the region, which suffered severe damage as a result of high tides and floods; more than 5,000 people died. Muraida slopes toward the Ane River; there is a 6 m difference between the maximum and minimum height in Muraida. In the Muraida lowlands, serious flood damage is expected if a bank of Ane River destroys.

In addition, the De River runs through Muraida; it flows into the Ane River at the north end of Muraida. Usually, the De River is used an irrigation

channel; however, if heavy rains fall, the amount of inflow from the De River is greater than the amount of drainage out of the Ane River. Then, the water may start to overflow, which may cause inundation. Muraida residents are anxious about the water levels of the Ane and De rivers during times of flooding.

4. Outline of the workshops in Muraida

From 2010 to 2012, Muraida conducted eight workshops, which targeted the entire area of Muraida, with survival of a flood being the first priority. Nearly all the members of the resident associations attended each workshop. Other residents of Muraida attended the sixth workshop in order to participate in the Disaster Imagination Game (DIG).

Photo 2 Workshop image

Photo 3 DIG image

5. Drawing concerns using workshops

5.1 The history of flood damage based on an oral survey

Floods have occurred in Muraida in the past. On October 25, 2010, the authors and facilitators, along with organizers from the Shiga prefecture government, conducted an oral survey concerning the history of flood disasters. The survey participants had extensive experience with floods; they recounted their experiences during Typhoon Isewan. The authors learned about flood prone areas. The results of the oral survey are summarized in Table 2.

Table 2 Flood damage history in Muraida
Since 1926

Date	Situation of damage
August 1959	Typhoon No. 7 resulted in a great deal of flooding; the Simo area in Muraida was inundated with water.
September 1959	-A bank located at the confluence of the Ane and De rivers was destroyed by Typhoon Isewan. Rice fields and other crops were washed away by the flood. -The Ichido Bridge was damaged and inundated with water.

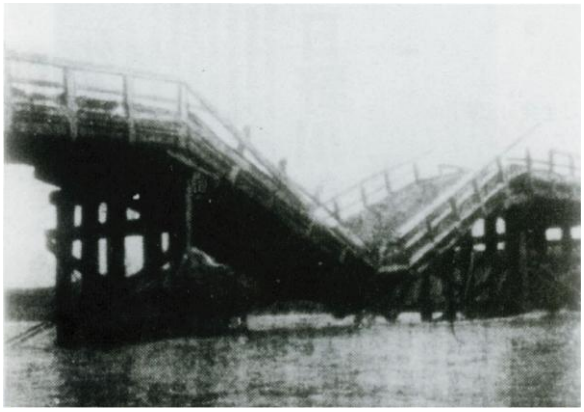


Photo 4 The Ichido Bridge was damaged by Typhoon Isewan (source: Shiga Prefecture homepage)

The first priority of the workshops was the survival of a flood; therefore, the most important question to consider was “How will residents

evacuate to safety?" Regarding this question, we must share concerns related to evacuation safety. There are three main concerns of flood risk: the river, the evacuation centers, and the routes.

5.2 Concerns regarding the river

The Ane River is a typical large river in Shiga prefecture that flows north of Muraida to Lake Biwa. If the river is at flood stage, significant damage can be expected; as a result, Muraida residents are quite concerned about the water level of the Ane River. The De River also runs through Muraida and flows into the Ane River. If there is a lot of rain in Muraida, the water level of the De River rises quickly and inundates Muraida. As a result, residents are quite concerned about the water level of the De River, too. Hence, Muraida residents agreed to a proposal to place Marugoto-Machigoto Hazard maps (a warning sign located at an expected flood site) and the simple graduated staff gauge. The details, such as locations, design, and contents, were discussed at the workshops.

Photo 5 The simple graduated staff gauge at the Ane River

5.3 Concerns regarding the evacuation centers and routes

Although evacuation centers have been chosen, they are not suitable for the Muraida situation. For example, the Ohara Elementary School, which was chosen by Maibara City, is far from Muraida and Muraida Ground, and it is located at a higher elevation. It was chosen by the Muraida resident associations; however, it has nothing to protect it from the wind and rain. The Ryugahana Meeting Hall is a good evacuation center but Kami area residents are safer on the second floor of their home at the beginning of a flood. Additionally, an evacuation route has not been chosen.

Photo 6 Marugoto-Machigoto Hazard map (one of eight Marugoto-Machigoto Hazard maps)

Table 3 The change of flood risk concerns according to the workshop process (from the 2nd to the 5th)

Concern	2nd (10 Dec. 2010)	3rd (3 Mar. 2010)	4th (26 July 2011)	5th (7 Oct. 2011)
De River	Possibility of blockage of the lower part caused by a landslide	Since 1959, structural measures have not been conducted. →The budget does not allow for it. (Local government)	Awareness of Typhoon No. 6 (occurred 19-20 July in Muraida) a. Possibility of blockage of the lower part caused by a landslide b. Superannuated sluice gate at the mouth of the De River c. Water spurt of pipe across national road	
Ane River	The Ichido Bridge damage		Awareness of Typhoon No. 6. Rising water level because of fallen trees in the river	
Evacuation center		a. Ryugahana Meeting Hall: -Located at a higher elevation - Can protect against rain and wind - Not large enough to accommodate the evacuation of all residents b. Ohara Elementary School: -Far from Muraida		a. Muraida Ground: Not suitable as an evacuation center (nothing to protect from the wind and rain) b. Ryugahana Meeting Hall: For Kami area residents, who are safer on the second floor of their homes at the beginning of flood.
Evacuation route			Many irrigation ditches in Muraida are dangerous during a flood.	To choose familiar roads as evacuation routes (A chosen evacuation route is very far from the Ryugahana Meeting Hall)

From the 2nd to 5th workshop, we can notice an awareness and concern offlood risk. For an effective flood risk reduction plan, residents and government officials sharing information, such as the river situation, evacuation centers and routes, is essential. Residents possess knowledge and an understanding of community concerns that might be harder to grasp by outsiders or experts. Although experts possess general knowledge about the various kinds of disaster damage, in many cases, they may learn about more specific concerns (e.g., the range and limit of action due to unique community environments or the extent of the route of damage) through communication with residents (Choi et al., 2012). While the 2nd to 5th workshops were conducted to review existing circumstances, the subsequent workshops, including DIG, were conducted in order to determine viable solutions.

Photo 7 community-based hazard map that reflected the results from the workshops

Table 4 viable solutions to concerns according to the workshop process (from 6th to 8th)

	6th (DIG, 27 Nov. 2011)	7th (20 Dec. 2011)	8th (3 Feb. 2012)
De River	Choosing a suitable location for the simple graduated staff gauge	The sluice gate at the mouth of the De River from reformed coastland: The Ane River District rejected the request to remove the sluice gate.	Community leader presented a community-based hazard map that reflected the results from the workshops. It is recognized by the staff of local government.
Ane River	Local government let operator remove fallen trees from the river		
Evacuation Center	Residents nominated evacuation centers ・Ryugahana Meeting Hall ・Muraida Ground ・Ohara Elementary School ・Second floor at home (It may be that home is the best evacuation center for residents of the Kami area.) ・Kounji	Two places were proposed: Sohokuji for the Kami area and Ryugahana Meeting Hall for the Simo area. -Residents of the Simo area should go to Kounji when the water level is high on the route to the Ryugahana Meeting Hall. - Residents of Kami area should consider moving to the second floors of their homes	

	・High elevation points of road ・A mountain ・Sokuhouji is more suitable than the Ryugajana Meeting Hall for the Kami area. ・It may be that home is the best evacuation center for residents of the Kami area.	according to flood situation.	
Evacuation route	・Middle of the road ・Requiring more streetlights in the event of a nighttime evacuation ・Requiring the building of fences between a water way and a road ・A farm road ・Reflectors on the evacuation road	Residents should use a familiar road. If the road is flooded, residents should detour (perhaps using a farm road).	

6. Conclusions

In Muraida, the workshops helped residents and local officials effectively exchange ideas, knowledge, and opinions.

This paper critically examined the concerns of the residents and government officials, as revealed in the workshop process, and discussed the role that the sharing of concerns plays in supporting the planning and managing of flood reduction.

Finally, as far as the purpose of this paper is concerned, it was not necessary to discuss transmission communication in detail. Of course, that may be important; however, the process of sense making, such as that observed in these workshops, is more important for flood reduction planning.

References

Adger, N. and Brooks, N. (2003): Assessing and enhancing adaptive capacity, technical paper 7.

Choi, J. and Tatano, H. (2012): Sharing concerns among stakeholders as a driver for sustainable risk communication: A case study of a series of workshops held in Muraida community, Shiga Prefecture, The 8th annual International Conference organized by IIIRR.

Dervin, B. (1999): Sense-Making's theory of dialogue: A brief introduction. Paper presented at a non-divisional workshop held at the meeting of the International Communication Association, San Francisco.

Ichiko, T., Aiba, S., Yoshikawa, J., Nakabayashi, I. and Takamizawa, K. (2005): The neighborhood community-training program for post-disaster recovery: Towards preparing community-based recovery management, Journal of Natural Disaster Science, Vol. 27, pp. 25- 39.

IRGC (2008): An introduction to the IRGC risk governance framework.

Joseph, B. (2006): Environmental studies, Tata McGraw-Hill, pp. 247-248.

Lindell, M., Prater, C. and Perry, R. (2007): Introduction to Emergency Management. Wiley, pp. 584.

Renn, O. (2008): RISK GOVERNANCE: TOWARDS AN INTEGRATIVE APPROACH, IRGC white paper no. 1.

Sanoff, H. (1994): The experience of community action in an Australian town, pp. 109-123.

Weick, K. (1995): Sensemaking in organizations.

London: Sage.
Weick, K., Sutcliffe, K. and Obstfeld, D. (2005): Organizing and the process of sensemaking, Organization Science, Vol. 16, No. 4, pp. 409-421.
Yamori, K. (2011): The roles and tasks of implementation science on disaster prevention and reduction knowledge and technology: From efficient application to collaborative generation, Journal of Integrated Disaster Risk Management, Vol. 1, No. 1.

(Received June 8, 2012)

ワークショップを用いたコンサーンの共有による洪水被害の軽減のための成解生成に関する研究
―滋賀県米原市村居田地区を対象として―

崔俊浩(1)・多々納裕一

(1)京都大学情報学研究科

要　旨

滋賀県の洪水予想地域である米原市村居田地区は 2010 年から 2012 年まで 8 回のワークショップを行われた。災害リスク管理などの公共リスク管理の場面においては，コミュニティ,若しくは,その構成員のみが行使しうる対策が,リスク管理手段として重要な役割を果たす。コンサーンには専門家など地域外の他者が把握しうるものとそうでないものが含まれる。災害が引き起こす様々な被害のモードなどはむしろ地域外の専門家が指摘しうるものであるが，地域固有の条件に依存して定まる環境や対応の範囲，被害の拡大経路等に関連するコンサーンは多くの場合,地域住民との対話を経て明らかになることが多い。本論文では村居田地区のワークショップで議論されたコンサーンを共有する成解生成の過程に着目した。

キーワード:ワークショップ，コンサーン，水害図上訓練，洪水リスク軽減

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

Role of Social Networks in Community's Flood Risk Perception and Mitigation Behavior: A Case Study from Mumbai, India

Subhajyoti SAMADDAR and Hirokazu TATANO

Synopsis

Risk awareness and preparedness attitude are important elements to disseminate flood disaster preventive measures in a community. This study examines how social networks influence individuals' risk awareness and preparedness values. This study is based on the filed survey conducted in flood prone micro-hot slum areas in Mumbai. Results show cohesive groups play important role in shaping individuals' risk perception and preparedness intention. In other words, individuals share similar risk perception and preparedness values with whom they closely interact in day to day. The role of structurally equivalence group is negligible as found in the study. We did not find any impact of socio-demographic characteristics on individuals' attitude formation.

Keywords: Social Networks, Flood Preparedness, Mumbai

1. Introduction

It is evident that adoption of innovative household preparedness measures or practice is inevitable for improved disaster risk preparedness and management. If more and more individuals or households adopt the prescribed disaster preparedness measures, for example raising plinth level and store drinking water and foods during monsoon season to reduce flood risks, the resiliency capacity of the community will improve. However, recommended disaster preventive actions or measures are new to the community, they do not know the advantages and disadvantages of the new technology, and therefore, the decision to adopt is an uncertain issue (Rogers, 1983). Researchers and scholars have shown that in the process of adopting preventive action, individuals go through two different phases or stage before they take adoption decision. These two stages are risk appraisal and coping appraisal (Ajen, 1990). Risk appraisal is a process in which an individual assess a risk possibility and damage potential to things he or she values, assuming no changes in his or her own behavior. If an individual beliefs the hazard can adversely affect him or her, individual will look forward to find out possible options, actions and measures to reduce and mitigate the risks. The fear engendered by perceptions of risks cause people to assess to possible coping strategies (Rogers, 1997). This process is called coping appraisal. Studies have identified two interactive factors including risk perception and preparedness values as most observed influencing element in shaping the derived adoption patterns of disaster preventive measures. Public awareness programme often assumes that only providing information about disaster preparedness to the community through various mass media will motivate people to adopt disaster preparedness measures or to pursue disaster preparedness action. However, evidence from several sources shows that though lots of money were spent and lots of project were undertaken to aware people about the disaster risk and to make them aware about the possible and potential disaster preparedness actions, the level of preparedness or intention to adopt it remains low (Duval and Mullis, 199; Paton et. al, 2001). So far, many studies have

added to our understanding of the role and factors determine risk perception and preparedness values (Rogers, 1983; Ajen, 1990; Solvic, 1997), yet in all such studies perceived risk and mitigation behaviors had been studied and considered in the light of individual cognitive mechanism. In other words, individual collect and process information and develop perception of risk and benefit as atomized units connected to asocial system (Scherer and Cho, 2003). Social Network theory suggest that it is the relational aspects of individuals of individuals and resulting networks and self organization systems that should be units of analysis rather than individuals and their isolated cognitive structure and processes. Frequent interaction or social roles provide shared contexts for interpreting prior behaviors and attitudes that influence subsequent attitudes (Samaddar and Okada, 2008). Becker (1970) mentioned to make adoption decision of new technology, social networks help an individual in three ways – First, to provide information about the innovation which otherwise an individual might have missed; second; Second, to provide social support of an individual's adoption decision and thus to legitimize the innovation; Third, to create social influence on an individual to accept or reject the innovation. But in the process of diffusion of disaster preventive actions, individuals receive information from many others and also get influenced. But now the question is that who is adopter's social referent and in which occasion? Who receives what type of information from whom or who passes what type of information to whom? Diffusion studies, specifically social network studies found that individuals are influenced by many actors in the social system or networks (Valente, 1995). An individual are informed by various actors and also from various sources. Based on the social network theory, we examine the role of two social network groups –

a) Cohesive group or network –

The cohesive group is determined by the degree of interpersonal contact or tie. An individual may have various direct and indirect social ties with others in a network or in a community, but his/her cohesive group is comprised by those with whom he/she has the highest social interaction (Figure 1). The cohesive research states that frequency, intensity and proximity of interaction among cohesive members generates greater information sharing than it does among non-cohesive members and therefore, cohesive group offers opportunities to learn about an innovation and also impose constraint among the members to adopt about an innovation (Valente, 1995).

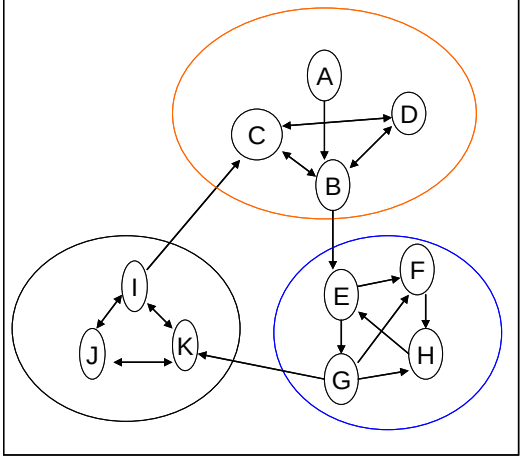


Fig. 1 Categorization of Groups based on Cohesion in a Social Network

b) Structurally Equivalent group –

Structural equivalent actors are those who share a similar pattern of relationships (from and to) with others and thus occupy the same position in a network. Importantly, the members of a structurally positioned group or class members may or may not direct ties with each other. Structural equivalence theory invokes that people are influenced by others with whom they share similar position in the network (see Figure 2). Social environment, competition, socialization process all has be defined under the structural equivalence theory (Burt, 1987).

c. Socio-economic group –

In the diffusion of the innovation, information sharing activities are subject to adopters' characteristics and attributes of innovation (Becker, 1970, Coleman et al., 1957, Rogers, 1983). Socio-economic characteristics like age, educational attainment, economic well being, cosmopolitanism etc. create constrains and opportunity to have access to information and also

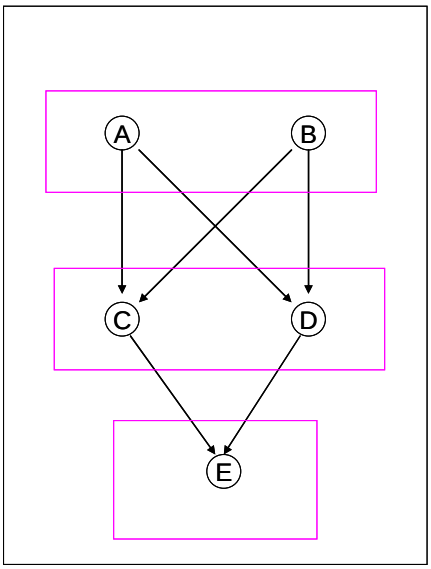


Fig. 2 Structural Equivalent Groups in a Social Network

their adoption behavior. The extent and manner information shared between the individuals also depend on socio-economic affiliation and attachment. Therefore we also examine the individuals' socioeconomic characteristics.

This study examines who is individuals' social referent for risk perception or awareness and preparedness attitude. In other words, to reach to a certain risks perception and to develop preparedness intention, individuals depend on which group of individuals in their social environments.

2. Background

On 26th July, 2005, Mumbai, the financial capital of India, experienced one of the worst floods in its history. Within a span of less than 24 hours, it had received 940mm rainfalls, which crippled transportation, telecommunications, and power services and halted the entire commercial, trading, and industrial activities for days (Government of Maharashtra, 2006). It was an urban flash flooding. Water level rose rapidly within three four hours, submerging the roads and railway tracks, all the low-lying areas in the city were heavily tracks. More than 60 % of the city area was directly or partially affected due to the 2005 flood (Gupta, 2007). According to Fact Finding Committee of Mumbai Flood (Government of Maharashtra, 2006), at least 625 persons died and 233 people drowned in this flash flood. It had been reported that that 100,000 residential and commercial buildings collapsed, 30,000 vehicles were damaged. Death toll and property damage increased mainly due to building collapses, which can be avoided or minimized by household preparedness measures. Poor household preparedness was also responsible for loss and damage to vital documents including ration card, educational certificate, voter identity card, residential proof etc., which are critical assets having direct and indirect influence on community's recovery and revitalization process (Samaddar et al., 2011). It is essential to note that the property and human loss would have been much higher if flood continued for another couple of days (Tatano and Samaddar, 2011). While most of Mumbai crept back to normalcy, the city's most vulnerable population residing in the most exposed neighborhoods of the city was still struggling to survive. Ten days following the first days of the flood, suburban and low-lying areas near the Mithi River remained waterlogged without services, appropriate shelter, potable water or food. This area, 70% of which is occupied by slum and pavement dwellers, received limited attention from the government both prior to and following this disaster (Samaddar et al., 2011).

3. Methodology

Data of the present study were collected by conducting primary surveys in April and May, 2011 in a flood prone slum community, called Parshichawl, in Dharavi, Mumbai. The site selection was done after extensive consultation with local city authority (G/North Ward, Municipal Corporation of Greater Mumbai (MCGM)), local leaders, and volunteers. Parshichawl is a slum with 20000 inhabitants, where 25 houses were damaged in 2005 flood. The area is quite homogeneous, majority of them are Marathi speaking Hindu community living here for more than 50 to 60 years. The level of flood water was to 5 to 6 feet in average, and approximate average household damage in 2005 was equal to 30,000 INR (550 USD) , which is almost double or triple their household monthly income. Like all surrounding

slums, the settlement is low-lying, 2 to 3 feet below from the main road. Yearly local water logging problem is common. Inhabitants in both communities are engaged in informal sectors like recycling factory, leather industry, hawker, wage labor etc.

A total 40 households were randomly selected for the interview. Some background information about the respondents follows –

- Majority of the respondents are male (because our target respondents were heads of the households.

- Median age of the respondents was 37 years (SD 9).

- Average monthly income of the households was 7800 INR (140 USD).

- Respondents educational background: 16% - illiterate – 16 %; Primary school education (up to class IV) – 3 %; Junior High School education - 23 %; High School (XII class) – 44 % and college education (under-graduation) – 4 %.

- There were only two religious group – Hindus – 82 % and Muslims – 18 %.

Face to face structured interviews were conducted to obtain data for the present study. The heads of the households, in view of the fact that they are the decision makers of households, were interviewed. Nevertheless, due to explanatory and expounding nature of questioners, elderly and illiterate respondents were deliberately excluded. All the interviews were conducted at the respondents' homes. As the heads of the houses were target respondents who were usually not available in daytime, surveys were conducted either in the evening in weekdays or daytime in weekend (Sunday). The language used during the interview was Hindi. Students from Tata Institute of Social Science, Mumbai, who are trained to conduct field survey and having prior data collection experience were recruited and trained over a week period involving lectures, mock interviews, and pretests to ensure quality of data. The field procedures were also closely monitored by the principal investigators and onsite team leaders (including the first author of this paper) to ensure that field assistants adhered to the procedures laid down.

Present study examined two dependent variables – a) General risk perception, b) Preparedness Value.

General risks perception was measured by summarizing two items – perceived risk probability and perceived vulnerability. Perceived risk probability was measured by asking the respondents to report their judgment or intrusion about possibility of flood occurrence: "Do you think flood like 2005 can occur again in Mumbai?" Risk Vulnerability was measured by asking the respondents to report their self judgment about their own level of vulnerability: "Do you think flood can be risky for you and your family?" Both questions were measured in five points scale starting from "definitely" = 4 to "never". = 0.

For general preparedness attitude, respondents were asked, "Do you feel with proper countermeasures flood risks can be managed"? Scores were collected in five points scale - "With the development of science and technology it is 100 % possible to mitigate flood risk" =4; "With proper countermeasures there is high possibility to mitigate flood risk" = 3, "I do not know (50-50 chance)" = 2 ; "Chances of any countermeasures to mitigate flood risk is very low" = 1; "Man cannot control flood" = 0.

The measures of independent variables included in this study are followings –

To group the adopters according to their social ties, we collected socio-metric data on adopters' personal interaction in day to day life. For this, respondents were asked – "kindly name us three individuals in your Parshichawl community with whom you most often interact, meet and share sparse time in your daily life". Matrix was formed same way as done for other social matrix.

Characteristics of individuals – we have collected following socio-economic information of respondents income, education.

By using matrix of respondents interpersonal ties in daily life, we have categorized the adopters into structural equivalence and cohesion. A) *Structural Equivalence* – we determined structural equivalence using a block modeling procedure, CONCOR (Convergence of iterated correlations), a subordinate found in UCINET. This positional clustering technique identifies groups of actor with relationships that are similar in terms of correlations between ties and divides them into blocks. We have divided the networks into 8

structural equivalent groups (see Appendix 2 for details). B) *Cohesive group* - The cohesive group was determined by using "Faction" techniques by running a computer programme of UCINET. The procedure is to partitioning of a binary network of adjacencies into n groups, then a count of the number of missing ties within each group summed with the ties between the groups gives a measure of the extent to which the groups form separate clique like structures. The routine uses a tabu search minimization procedure to optimize this measure to find the best fit. (See Appendix 3 for details).

We use UCINET's Quadratic Assignment Procedure (QAP) multi regression techniques to find out the actors' social referents for each kind of information seeking activities. This approach is similar to ordinary multiple regression; however, it enables analysis of matrix data.

4. Results and discussion

Table 1 shows that individuals' flood risk perception are influenced by two factors – their past flood exposure or loss and the perception of their cohesive partners. Same two variables have found important for developing and shaping flood prepared value. Therefore, as hypothesized, results show that people risk perception and flood preparedness are shaped and influenced by the idea and attitude of the group or group of individuals with whom individuals often turn for discussion and suggestion in their day to day life. However, since the structural equivalence groups are not significant predictor of risk perception and preparedness, it can be argued that socialization process of individuals did not play much role in the flood mitigation attitude formation. Interestingly, it is found that income, education and native place had not significant impact. It means people cohesive group does not restrict within income and education, rather it has some larger social boundary.

The present study is an attempt to show how individuals' risks perception and preparedness intention are influenced by the nature and structure of social networks they possess. The study conducted in Mumbai slum areas affected by flood risks, shows that social networks, particularly direct ties are significant factor of shaping coping capacity of the community. If majority of the individuals in a group believes that flood is imminent and preparedness is inevitable, such opinion influence and insist others to prepare for imminent flood risks. However, present study data is very less and homogeneous; a similar study must be conducted in larger number of samples and among heterogeneous community.

References

Ajzen, I. (1991) : The theory of planned behavior. Organization Behavior and Human Decision Processes, 50: pp.179 – 211.

Becker, M. H. (1970) "Socioeconomic location and innovativeness: Reformulation and extension of the diffusion model," American Sociological

Table 1 Results of Regression analysis on social Referents for Risk Perception and Flood Preparedness Value

Group Criteria		**Risk Perception / Awareness**	**Flood Preparedness Value**
Cultural and Economic Group	Education	.007	.012
	Income	.001	-.001
	Native Place	.017	.022
Flood Exposure	Total Monitory Loss	.028*	.031**
Social Networks	Cohesive Group	.065**	.051**
	Structural Equivalence Group	.026	.018
R- Square		.074	.056

** p < .01 ; *p < .05

Review 35, pp. 267 – 282
Burt, S. R., (1987) : Socaial contagination and innovation: Cohesion versus structural equivalence, , The American Joural of Sociology, Vol. 92, No. 6, May, pp. 1287 – 1335.
Coleman, J.S, Menzel, H and Katz, E. (1957): The diffusion if an innovation among physicians, Sociometry, Vol. 20, pp. 253-270.
Duval, S. T. and Mulilis J. P., (1999) A Person-Relative-to- Event (PrE) approach to negative threat appeals and earthquake preparedness: A field study. Journal of Applied Social Psychology, 29 (3):pp.495 – 516.
Government of Maharashtra (2006) Report of the Fact Finding Committee on Mumbai Floods, Unpunished.
Paton, D., Millar, M. and Johnston, D. (2001): Community resiliency to volcanic hazard consequences. Natural Hazards, 24: pp.157 – 169.
Rogers, M. E. (1983): Diffusion of innovations, The Free Press, New York.
Rogers, R. W. and Prentice-Dunn, S. (1997): Protection Motivation Theory. In: D. S. Gochman (Eds.), Handbook of Health Behavior Research. I: Personal and Social Determinants. New York, NY: Plenum : pp.113–132.
Samaddar S. and Okada, N. (2008): Modelling and analysis of rainwater harvesting technology disseminating process based on Social Networks Threshold Approach, IEEE International Conference on Systems, Man, and Cybernetics, Montreal, Canada, pp.1494 – 2501
Samaddar, S., Chatterjee, R., Misra, B. A., Tatano, H. (2011) Identifying vulnerability pattern in a flood prone micro-hotspot of Mumbai, India. 2011 2nd International Conference on Environmental Science and Development, IPCBEE, Vol. 4, IACSIT Press, Singapore
Scherer, C.W. and Cho, H. (2003) : A Social network Contagion Theory of Risk Perception, Risk Analysis, Vol. 23 , No. 2 , pp.261 – 267
Tatano, H. and Samaddar, S. (2010) Flood risks reduction in livelihood risks : Thoughts and insights from Mumbai. Annuals of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, 53 B, http://www.dpri.kyoto-u.ac.jp/nenpo/no53/ronbunB/a53b0p12.pdf
Valente, T. W., (1995): Network models of the diffusion of innovations, Hampton press, INC, New Jersey.1995.

コミュニティの洪水リスク認知と軽減行動によるソーシャルネットワークの役割
：インドムンバイを対象として

サマダール　サブハジョティ・多々納裕一

要　旨

リスクの存在を気付かせることや備えることは洪水予防措置を伝播するための重要な要素である。本論文はソーシャルネットワークが個々のリスク認識や備える基準にどのように影響を与えるかを試みた。現場調査は洪水の起こりやすいムンバイのマイクロホットスラム地域で行われた。人間関係が密着しているグループは個人のリスク認知や準備に重要な役割を果たす。本論文の結果によると人は日常において関係が深い人と類似したリスク認知と準備価値を共有する。しかし構造的に同等なグループにそのような役割はあまりない。そして個人態度の形成においては，社会人口統計学の特色な影響は見つからなかった。

キーワード: ソーシャルネットワーク，洪水対策，ムンバイ

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

Proposal for Seismic Resistant Design in Malaysia: Assessment of Possible Ground Motions in Peninsular Malaysia

Sherliza ZAINI SOORIA(1), Sumio SAWADA and Hiroyuki GOTO

(1) Department of Urban Management, Kyoto University, Japan

Synopsis

The development of a design motion for seismic resistant design requires ample information on the characteristics of ground motions. This information may be found by analyzing important time-domain parameters, such as the peak ground acceleration (PGA) and peak ground velocity (PGV). However, this is not a straight-forward task for a low seismicity region such as Malaysia because historical data is scarce due to low seismic activities. Thus, alternatively, the characteristics of ground motion at a site may be determined by utilizing established attenuation models. This entails the selection of appropriate attenuation models, which may best represent the seismicity of Malaysia. Another useful method of estimating possible ground motions in Malaysia is by predicting the maximum magnitude earthquakes from available historical data. The maximum magnitude earthquakes can then be used to determine the maximum acceleration and displacement that are expected to occur within inland Malaysia.

Keywords: Low seismicity, Malaysia, seismic resistant design, maximum magnitude earthquake

1. Introduction

Malaysia has been categorized as belonging to the low seismicity group. Consequently, earthquake resistant design has not been given much emphasis until a decade ago when the Malaysian lawmakers (or Members of Parliament) were briefed by the Meteorological Department (MMD), in 2002, on the distant shock waves of the 2001 Gujarat earthquake, which travelled 600 km from its epicenter to rock and cause devastations to many cities in India (Bendick *et al.*, 2001).

Having been affected by both local and distant ground motions, Malaysia has come to realize that seismic hazard in the country is real and has the potential to threaten the public safety and welfare; and may cause damages to properties. Such concern is attributed to the fact that less than one percent of buildings in Malaysia are seismic resistant (Taksiah Abdul Majid, 2009).

Since 2005 the government of Malaysia has taken various efforts, through the Ministry of Science, Technology and Innovation (MOSTI), to assess and address the risk associated with potential earthquake events. Research on reduction of earthquake risk in Malaysia started immediately, and some important publications are macrozonation contour maps based on peak ground acceleration (PGA) at 10% and 2% probabilities of exceedence in 50 years for bedrock of Malaysia (Adnan *et al.*, 2005); and the assessment on the vulnerability of public buildings (Adnan *et al.*, 2006). The Public Works Department of Malaysia (PWD) has also worked closely with academicians of local universities to establish suitable seismic design forces for use in the design of buildings.

For bridge design, the Bridge section of the Civil, Structural and Bridge Engineering Branch of

PWD has incorporated the seismic design requirement in its Terms of Reference (TOR) for Bridges and Viaduct Structures (PWD, 2006). Until recently, PWD has only requested, in a few occasions, for seismic design of bridges in earthquake prone areas, for instance in the Federal Territory of Kuala Lumpur, Penang Island and Selangor.

Of late, clients or end users of high priority (or security) projects have shown considerable concern of the seismic activities in Malaysia, and have started to request that their buildings should account for seismic forces in the design process. These requests require the input from PWD, and hence, motivate the government to expedite the development of seismic design guidelines in Malaysia.

2. Strategy for Developing Seismic Design Guidelines

Developing a seismic design guideline for a low seismicity region such as Malaysia is not a straight-forward task due to of a lack of ground motion records. This makes it difficult to predict maximum expected ground motions appropriate for seismic design, and as such, it is a challenging mission to establish a ground motion model for formulating an earthquake resistant provision for Malaysia.

This section is dedicated to investigating the characteristics of ground motions in Peninsular Malaysia to estimate a suitable design motion for seismic design of bridges.

2.1 Seismicity of Malaysia

A seismotectonic study conducted by the Minerals and Geoscience Department of Malaysia (MGDM) confirms that Malaysia is tectonically situated within the relatively stable Sundaland. Thus, Malaysia belongs to the low seismicity group, except for the state of Sabah, which shows clear rate of crustal deformation (MGDM, 2006). Sabah owes its moderate seismicity condition to the active Mensaban, and Lobou-Loubo fault zones, which have brought about earthquakes that caused light damages to infrastructures, such as roads.

Most people perceive that Malaysia is free from life-threatening seismic crisis. In reality, seismic hazard in Malaysia is irrefutable, with seismic hazard originating from seismically active neighboring countries such as Indonesia and the Philippines. Distant ground motions have been recorded by the Malaysian network of seismic stations, from two most active plate tectonic margins in the world i.e. the Sumatran subduction zone, and the 1650 km long Sumatran fault; and the Philippines plate alike. In general, the impacts of these distant earthquakes, as reported by the local media, include panick-attack among inhabitants of tall buildings, and felt ground motion in high-rise dwelling and office buildings (Pan and Sun, 1996; Pan, 1997; Pan *et al.,* 2001).

Records of felt earthquakes in Malaysia are available for events that began since 1815; however, they are "scanty and poorly correlated" (MOSTI, 2009). The information obtained from the Malaysian Meteorological Department (MMD) indicated that within a period of more than a century, beginning 1909, Peninsular Malaysia has experienced tremors of maximum intensity equivalent to VI, on the Modified Mercalli Intensity (MMI) scale. Between 1984 and 2007, Peninsular Malaysia recorded 35 distant ground motions, which resulted from seismic events in Sumatera. In addition, it has also recorded 32 weak earthquakes, of local origin, of magnitudes ranging from 0.3 to 4.2 M_b (Chai *et al.*, 2011). These weak earthquakes occurred between November 2007 and December 2009 in the Bukit Tinggi area, which is approximately 50 km from Kuala Lumpur. Mustaffa Kamal Shuib (2009) suggests that the earthquake occurrences in the Bukit Tinggi area were the result of "fault reactivation due to stress buildup as a result of the present-day tectonics in the Sundaland". He further discussed that the weak earthquakes detected at the Bukit Tinggi area indicate that, following the December 26, 2004 Sumatera earthquake, the Sundaland core is deforming.

While Peninsular Malaysia has only experienced weak local earthquakes and been jolted by distant earthquakes from Sumatera, East Malaysia has recorded moderate scale tremors of magnitudes between 3.6 and 6.5 between 1984 and 2007. Since 1897, the state of Sabah has recorded

the highest number of ground motions in the country i.e. 77 earthquake events, most of which are of local origin, believed to be contributed by several active faults. The maximum intensity reported was VII on the MMI scale. It is worth noting that an earthquake of scale VII can cause human injuries and property damages. Records of felt earthquake in the state of Sarawak may be traced back from 1874 and until recently, 21 events with magnitude between 3.5 and 5.8 have been observed. Table 1 shows the list of felt earthquakes in Malaysia, and their frequency of occurrences by state, recorded during the period of observation between 1874 and 2010. It is noteworthy that earthquakes from the Philippines and Indonesia have also affected East Malaysia.

Table 1 Frequency and intensity of felt earthquakes recorded from 1874 to 2010

State	Frequency of Occurrence	Maximum Intensity (MMI)
Peninsular Malaysia (1909 – July 2010)		
Perlis	3	V
Kedah	18	V
Penang	41	VI
Perak	24	VI
Selangor	50	VI
Negeri Sembilan	14	V
Malacca	19	V
Johor	32	VI
Pahang	35	III
Terengganu	2	IV
Kelantan	3	IV
Kuala Lumpur/Putrajaya	38	VI
East Malaysia		
Sabah (1897- July 2010)	40 (77)*	VII
Sarawak (1874 – July 2010)	17 (21)**	VI

*Frequency of occurrence recorded as 40 by MMD, but reported as 77 by MOSTI (2009)

**Frequency of occurrence recorded as 17 by MMD, but reported as 21 by MOSTI (2009)

The seismic activities, within Malaysia and around its region for the past 35 years, recorded between 1973 and 2008 are as illustrated in Figure 1. The epicenters of the Bukit Tinggi earthquakes are as depicted in Figure 2. A magnified pictorial of the seismicity of Sabah is as shown in Figure 3. A study conducted by the Minerals and Geoscience Department of Malaysia (MGDM) has confirmed the presence of the Mensaban and Loubo-Loubo active faults, in the Ranau-Kinabalu area, which have contributed to the non-structural damages in the Kundasang High School and the teacher's quarters. Some of these damages are as captured and shown in Figure 4.

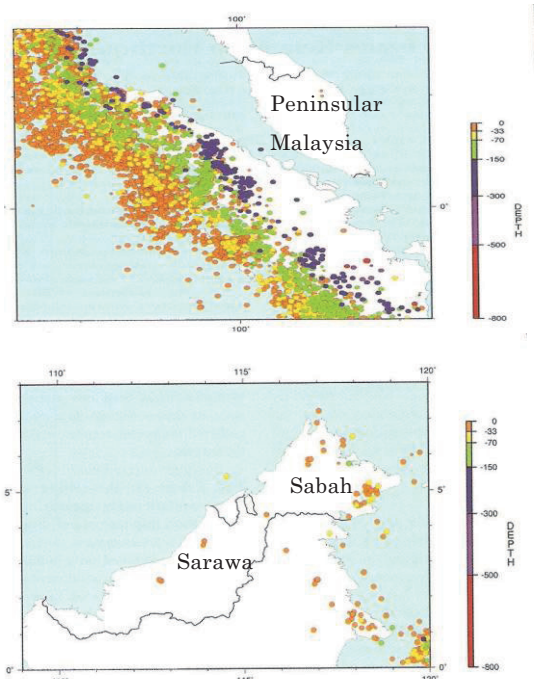


Figure 1 Records of earthquake epicenter in Malaysia and neighboring countries between 1973 and 2008 (adopted from USGS website)

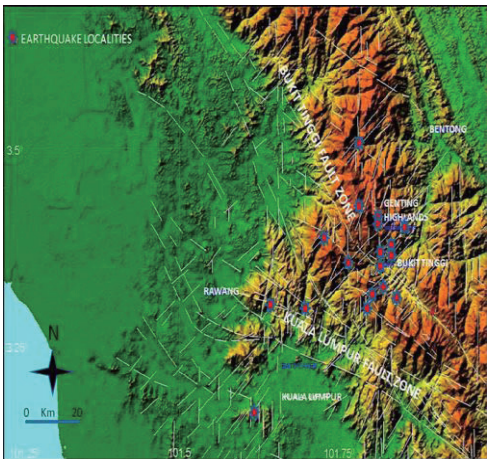


Figure 2 Epicenters of the Bukit Tinggi earthquakes, recorded between 2007 and 2008 (Mustaffa Kamal Shuib, 2009)

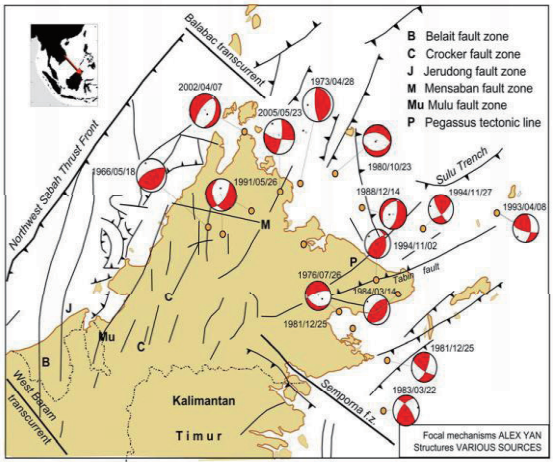


Figure 3 Focal mechanisms of earthquakes in Sabah for the period of 1976 to 2006 (MOSTI, 2009)

Figure 4 Non-structural damages captured at the Kundasang High School, attributed by the Mensaban and Loubo-Loubo active faults (MOSTI, 2009)

2.2 Assessment of Possible Ground Motions in Peninsular Malaysia

The development of a design motion for seismic resistant design requires ample information on the characteristics of ground motions. This information may be found by analyzing important time-domain parameters, such as the peak ground acceleration (PGA) and peak ground velocity (PGV). However, this is not a straight-forward task for a low seismicity region such as Malaysia because historical data is scarce due to low seismic activities. Thus, alternatively, the characteristics of ground motion at a site may be determined by utilizing established attenuation models. This entails the selection of appropriate attenuation models, which may best represent the seismicity of Malaysia. Section 3 shall discuss the process of selecting attenuation model(s) for Malaysia.

Another useful method of assessing possible ground motions in Malaysia is by predicting the maximum magnitude earthquakes from historical data. The maximum magnitude earthquakes can then be used to determine the maximum acceleration and displacement that are expected to occur within inland Malaysia.

3. Selection of Attenuation Models for Earthquakes

In determining the characteristics of ground motions, PGA has become the most widely used parameter, simply because strong motion seismometers record acceleration time-histories. Hence, PGA values can be instantly read off the accelerograms. In addition to using PGA, Chandler and Lam (2004) suggest that the characteristics of low frequency, long period seismic waves, resulting from large and distant earthquakes, as are typically recorded across Malaysia, may be better described using PGV. Thus, the selection of attenuation model for Malaysia depends on input parameters such as PGA and PGV derived from locally recorded accelerograms, distance, and magnitude. It is important to mention that the context of discussion within this paper is restricted to PGA and PGV values in reference to rock site conditions.

3.1 Dataset for Study

The Malaysian Meteorological Department (MMD) keeps records of earthquake event dated from more than a century ago. However, compilation of digital ground motion records has only started since 2004. Between May 2004 and July 2007, seismic stations in Malaysia recorded a number of 171 acceleration time-histories, triggered by 15 interplate earthquake events of magnitude $M_w \geq 5.0$ and hypocentral depth of $h_{hypo} \leq 40$ km. Figure 5 illustrates the epicenters of the 15 earthquake events chosen for this study, and their

profiles are briefly summarized in Table 2. Data distribution with respect to earthquake magnitudes and source-to-site distances is as demonstrated in Figure 6. It clearly shows that distant ground motions recorded in Malaysia have distances ranging from 450 to 2300 km.

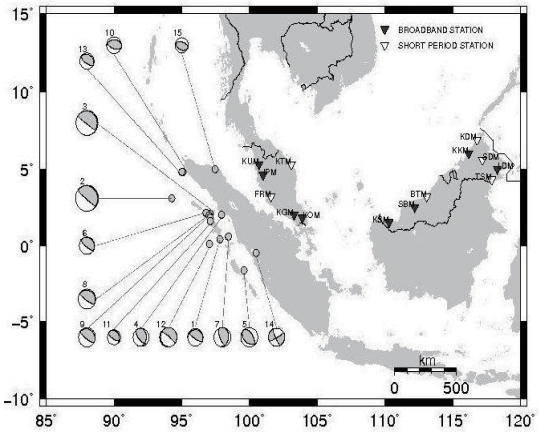


Figure 5 Seismic station network across Malaysia (as in 2007), which recorded 15 earthquake events selected for the study. Epicenters of earthquakes are shown as grey circles, while their focal mechanisms are displayed as black and white "beach ball" symbols.

Table 2 Profile of 15 earthquake events recorded between May 2004 and July 2007

Ref. Number	Date	M_w	Latitude (°)	Longitude (°)	Source Depth (km)	Number of Recordings
1	2004/05/11	6.1	0.415	97.8	21	4
2	2004/12/26	9.0	3.295	95.982	30	9
3	2005/03/28	8.6	2.085	97.108	30	8
4	2005/04/03	6.3	2.022	97.942	36	3
5	2005/04/10	6.7	-1.644	99.607	19	5
6	2005/04/28	6.2	2.132	96.799	22	1
7	2005/05/14	6.7	0.587	98.457	34	2
8	2005/05/19	6.9	1.989	97.041	30	1
9	2005/07/05	6.7	1.819	97.082	21	2
10	2005/10/11	5.9	4.82	95.098	30	2
11	2006/02/06	5.2	1.607	97.101	26	1
12	2006/05/16	6.8	0.093	97.05	12	2
13	2006/12/17	5.8	4.815	95.018	36	3
14	2007/03/06	6.4	-0.493	100.498	19	2
15	2005/07/21	5.2	5.003	97.456	30	1

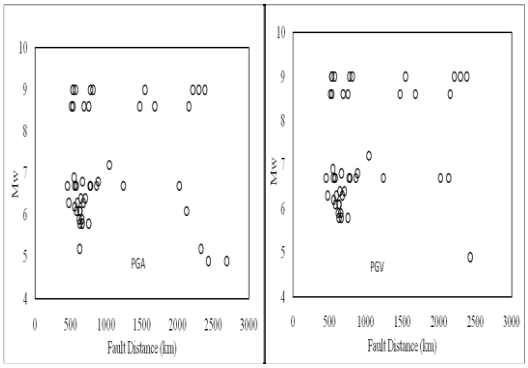


Figure 6 Distribution of data between May 2004 and July 2007. A total of 46 data was available for PGA analysis, whereas 44 data were incorporated in PGV analysis.

The available records were then reduced to 46 accelerograms due to the constraints posed by all four attenuation relationships selected for study.

In this study, only horizontal components of the accelerograms were considered for analysis, whereby recorded PGA and PGV values have been derived by taking the larger of the North-South (N-S) and East-West (E-W) components.

3.2 Selection of Attenuation Models

The selection of attenuation model(s), which best describes the seismicity of Malaysia, involves making the comparison between estimated PGA and PGV values with those recorded by the seismic stations. Estimated PGA and PGV values are obtained from attenuation functions, which are presented in an attenuation model. For this purpose, four existing attenuation models have been selected: the Atkinson and Boore (1995), Toro *et al*. (1997), Dahle *et al*. (1990), and Si and Midorikawa (1999). Their selections were based on the types of tectonic environment i.e. for shallow crustal earthquakes and subduction zone; and source-to-site distance.

The Atkinson and Boore (1995) attenuation relationship was developed using the stochastic method, for tectonically stable, low seismicity regions of Eastern North America (ENA). The model provides expressions to estimate PGA and PGV values and is intended for applications within r_{hypo} of 10 to 500 km, and for M_w ranging from 4.0

to 7.25. The attenuation function is represented by the following expression:

$$\ln Y = f_1 (M_w, r_{hypo}) + f_2 (S) \quad (1)$$

where Y is the horizontal component of PGA or PGV, and

$$f_1 (M_w, r_{hypo}) = c_1 + c_2 (M_w - 6) + c_3 (M_w - 6)^2 - \ln r_{hypo} + c_4 r_{hypo} \quad (2)$$

$$f_2 (S) = c_5 S_{Deep} \quad (3)$$

The values of regression coefficients c_1, c_2, c_3, c_4, c_5, and S_{Deep} are presented in Atkinson and Boore (1995).

Similarly, the Toro *et al.* (1997) attenuation relationship was derived to estimate strong ground motions for ENA. It only provides expressions to estimate PGA values, which are applicable for M_w between 4.5 and 8.0; and Joyner-Boore distance r_{jb} of up to 500 km. The representation of the model is as shown below:

$$\ln Y = c_1 + c_2 (M - 6) + c_3 (M - 6)^2 - c_4 \ln R + c_5 f (R) + c_6 R \quad (4)$$

where Y is the horizontal component of PGA, M = M_w or m_{Lg}, and

$$f (R) = \begin{cases} 0 \text{ for } R \le 100 \text{ km} \\ \ln (R/100) \text{ for } R > 100 \text{ km} \end{cases} \quad (5)$$

$$R = \sqrt{(r^2_{jb} + c^2_7)} \quad (6)$$

Regression coefficients c_1, c_2, c_3, c_4, c_5, c_6, and c_7 are as tabulated in Toro *et al.* (1997).

Due to the constraints posed by the Atkinson and Boore (1995) and the Toro *et al*. (1997) models, it is obvious that these models are able to represent only four percent of the field data. This is due to the fact that majority of the data used in this study are distant ground motions with epicenters exceeding 300 km.

Dahle *et al.* established an attenuation model in 1990 for the stable tectonic region of Europe. It incorporated worldwide database from 56 intraplate earthquakes in North America, Europe, China, and Australia. This model gives expressions to predict PGA values for earthquake magnitudes between 3.0 and 6.9 and is applicable for source-to-site distances of up to 1000 km. Thus, the Dahle *et al.* (1990) model can represent 71 percent of the observed data. Estimates of ground motion by this model are represented by the following expression:

$$\ln Y = c_1 + c_2 M_s + \ln R + c_3 r_{hypo} \quad (7)$$

where Y is the largest component of PGA, M_s is earthquake magnitude, and

$$R = \begin{cases} 1/r_{hypo} \text{ for } r_{hypo} \le 100 \text{ km} \\ (1/100)(100/ r_{hypo}) \text{ for } r_{hypo} > 100 \text{ km} \end{cases} \quad (8)$$

c_1, c_2, and c_3 are regression coefficients listed in Dahle *et al.* (1990).

Si and Midorikawa (1999) derived the attenuation relationship for Japan to predict PGA and PGV values. They treat earthquakes into three types of faulting: crustal, interplate, and intraplate. Attenuation expressions for Si and Midorikawa (1999) model are presented as follows:

$$\text{Log } A = b - \log (X + c) - k X \quad (9)$$

where A is maximum amplitude of PGA (cm/s^2), and PGV (cm/s), and M_w is earthquake magnitude.

$$b = a M_w + h D + \sum d_i S_i + e + \varepsilon \quad (10)$$

$$c = 0.0055 \times 10^{0.50 M_w} \quad \text{for PGA} \quad (11)$$

$$c = 0.0028 \times 10^{0.50 M_w} \quad \text{for PGV} \quad (12)$$

Some of the parameters used in the model are:

D= hypocentral depth (km)
X = shortest distance from hypocenter (km)
S_i = fault type
a, b, c, e, h, and k are regression coefficients

Si and Midorikawa (1999) suggested application of their model with a cutoff fault distance R of 300 km. Although, it is clear that ground motion records for Malaysia represent fault distances larger than 300 km, this model has been included in the analysis mainly to avoid deducing a 'biased' conclusion on PGV characteristics. This is because the comparison for PGV values is provided only by the Atkinson and Boore (1995) model.

The Si and Midorikawa (1999) model was also utilized to compare estimated PGA values with recorded ones. Table 3 lists important ground motion parameters of the selected attenuation models used in the present study.

Table 3 Summary of four attenuation models selected for study

Region	Types of Earthquake	M_w	Supporting range (km)	Literature Reference
Stable Continental Region	Shallow crustal earthquake in ENA	4.0-7.25	r_{hypo} 10-500	Atkinson & Boore (1995)
	Shallow crustal earthquake in ENA	4.5-8.0	r_{jb} 1-500	Toro *et al.* (1997)
Stable tectonic region of Europe	Intraplate worldwide	3.0 –6.9	r_{hypo} 6-1000	Dahle *et al.* (1990)
Active Tectonic Region of Japan	Crustal, intraplate and interplate	5.8 -8.2	R 0-300	Si & Midorikawa (1999)

3.3 Methodology

The first step in analysis is to determine PGA and PGV values of the 171 available accelerograms. For this purpose, horizontal components of ground motions were processed with a band-pass filter between 0.1 and 50 Hz for PGA. PGV values were obtained by integrating the accelerograms. At this stage, waveforms for all accelerograms were plotted, and insignificant ones were identified and excluded by introducing resolution values: 0.2 gal for PGA and 0.05 cm/s for PGV.

What follows next is the determination of estimated PGA and PGV values using expressions given by each attenuation model. However, prior to calculating these values, estimates of source-to-site distances, such as r_{hypo}, r_{jb}, and R were calculated. r_{hypo} is a term commonly used in both the Dahle *et al*. (1990), and Atkinson and Boore (1995) models. Toro *et al*. (1997) used r_{jb} in their model; while Si and Midorikawa (1999) used the term R to define source-to-site distance. The value of r_{hypo} is reasonably easy to estimate by using the familiar expression:

$$r_{hypo} = \sqrt{(r^2_{epi} + h^2_{hypo})} \quad (13)$$

where r_{epi} is the epicentral distance. Campbell (2003), however, suggested that r_{hypo} is a poor representation of distance for "earthquakes with large rupture areas". The distance measure r_{jb} i.e. the closest horizontal distance to the vertical projection of the rupture plane was introduced by Joyner and Boore (1981). Figure 7 shows the various distance measures, which are widely used in characterizing ground motions: r_{rup} or the closest distance to the rupture plane was introduced by Schnabel and Seed (1973), while r_{seis} or the closest distance to the seismogenic part of the rupture plane was first used by Campbell (1987, 2000b).

The distance R is defined as the closest distance from the station or site to the rupture plane. In this study, the values R were derived by considering the source rupture model of the December 26 2004, M_w 9.0 earthquake, proposed by Megawati and Pan (2009). This rupture model was considered because the M_w9.0 earthquake was the largest earthquake recorded in Sumatera in the modern age of ground motion recording.

Reference to Megawati and Pan (2009) has facilitated us to assume a rupture plane located between 2.1ºN and 6.1ºN. The rupture model measuring 410 x 170 km, has a strike of N329ºE and a dip angle of 8º. The rupture plane was subdivided into 6 x 8 grid system, and the shortest distance from the station to the rupture plane can be determined. The present study accounts for PGA and PGV values calculated for rock site conditions because all seismic stations in Peninsular Malaysia are sited on rock areas.

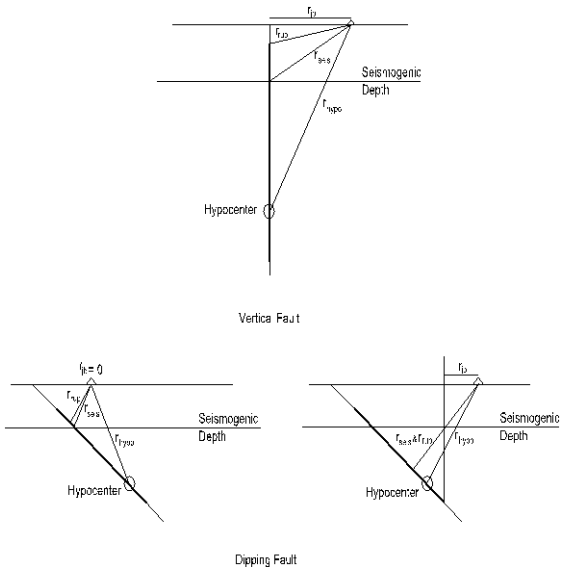


Figure 7 Comparison of distance measures (Abrahamson, N.A. and Shedlock, K.M. 1997. "Overview", Seismol. Res. Lett., 68, 9-23.).

The correlation between recorded and estimated PGA values is presented using all four attenuation models, while comparison of PGV values was examined using the Atkinson and Boore (1995), and the Si and Midorikawa (1999) models.

For analysis purposes, an attenuation model is assumed to give a good estimation of PGA and PGV values, if the observed values fall within the prediction ranges i.e. within the attenuation curve. Further verification of a good agreement between observed and estimated values is confirmed if both the observed and estimated values fall on or very close to the straight line making a 45-degree angle, which run through the axes of the plot.

3.4 Results and Discussion

Following seismic analysis on 15 earthquake events between May 2004 and July 2007, it was revealed that minimum value of PGA is approximately 0.3 gal corresponding to the March 6, 2007 M_w 6.4 earthquake, recorded in the E-W direction at station KUM. Minimum PGV value of 0.05 cm/s was recorded by the October 11, 2005 M_w 5.9 earthquake in the E-W direction at station IPM, 656 km from the epicenter. Maximum PGA and PGV values are 20 gal and 15 cm/s, respectively. These correspond to the March 28, 2005 M_w 8.6 earthquake recorded in the N-S direction at FRM station near Kuala Lumpur, located approximately 515 km away from the fault plane. Comparisons between recorded and estimated PGA and PGV values are as presented in Figures 8 through 15.

3.4.1 Peak Ground Acceleration (PGA)

Figure 8 shows the plots of observed PGA values on the Atkinson and Boore (1995) attenuation curves for magnitudes M_w 6.3 and 6.7. Observation indicates that the Atkinson and Boore (1995) attenuation model estimated the data well for both earthquakes since observed data fall within the prediction range.

Similarly, Figure 9 indicates that the Toro *et al*. (1997) model predicted earthquakes M_w 6.3 and 6.7 well as observed PGA values fall very close to the attenuation curves. The same trend can be seen in Figure 10, whereby most of the observed PGA values lie on or clustered around the Dahle *et al.* (1990) attenuation curves for earthquakes M_w 6.1, 6.7, 8.6 and 9.0. Observation on Figure 11 indicates that the Si and Midorikawa (1999) model estimated PGA values fairly well, within the first order, for earthquake magnitudes M_w 5.9, 6.1, 6.7, 8.6, and 9.0, up to a distance of 700 km.

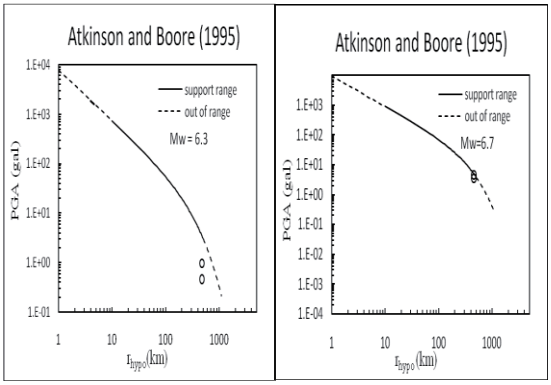


Figure 8 Comparison of recorded PGA with estimated PGA using the Atkinson and Boore (1995) model, for M_w 6.3 and 6.7.

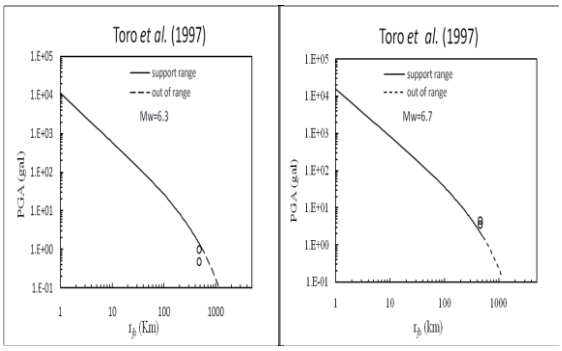


Figure 9 Comparison of recorded PGA with estimated PGA using the Toro *et al.* (1997) model for M_w 6.3 and 6.7.

As suggested by Figures 8 through 11, the selected attenuation models provide relatively good estimates of PGA values for distant ground motions originated in Sumatera. The analysis has shown that recorded PGA values, for earthquake magnitude between 5.9 and 9.0, seem to agree well with the values predicted using the Atkinson and Boore (1995), the Toro *et al.* (1997) and the Dahle *et al.* (1990) models. The results show that the Dahle *et al.* (1990) model estimates PGA values most accurately. Figure 14 shows that the majority of the data points, representing recorded and estimated PGA values, fall on or close to the 45-degree line through the axes. This further confirms that the Dahle *et al.* (1990) model would best represent the attenuation characteristic of ground motions in Peninsular Malaysia.

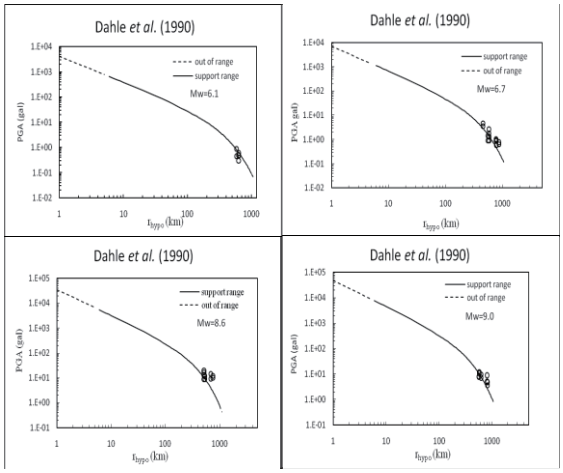


Figure 10 Comparison of recorded PGA with estimated PGA using the Dahle *et al.* (1990) model for M_w between 6.1 and 9.0.

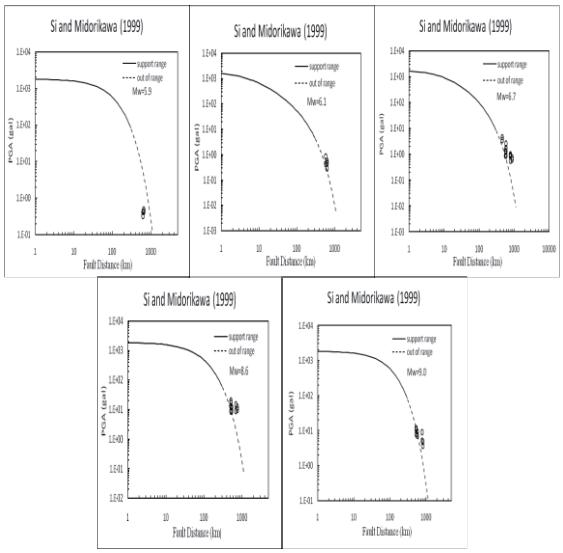


Figure 11 Comparison of recorded PGA with estimated PGA using Si and Midorikawa (1999) model for M_w between 5.9 and 9.0

The Si and Midorikawa (1999) model, on the other hand, only gave good PGA predictions for earthquake magnitudes Mw 5.9, 6.1, 6.7, 8.6, and 9.0, for distances up to 700 km. A possible explanation for this is that the Si and Midorikawa (1999) model was developed to predict ground motions for source-to-site distances up to 300 km and as such is out of range for estimating distant ground motions resulting from the Sumatran earthquakes.

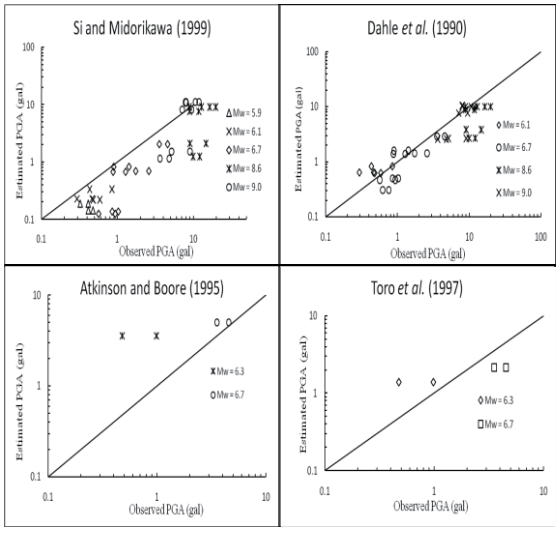


Figure 12 Comparison between estimated and observed PGA values.

3.4.2 Peak Ground Velocity (PGV)

Comparisons of recorded PGV with those estimated using attenuation models of Atkinson and Boore (1995), and Si and Midorikawa (1999) are as demonstrated in Figures 13 and 14, respectively. Results of comparison using the Atkinson and Boore (1995) model in Figure 13 show that the model predicted the Sumatran earthquakes well since recorded values fall very close or on the attenuation curves for both M_w 6.3 and 6.7 earthquakes.

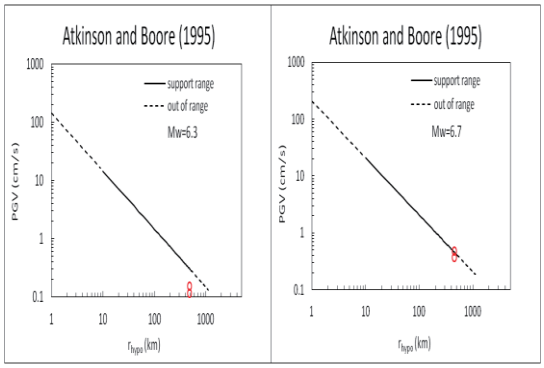


Figure 13 Comparison of recorded PGV with estimated PGV using the Atkinson and Boore (1995) model for M_w 6.3 and 6.7.

Comparison using the Si and Midorikawa (1999) model, as shown in Figure 14, illustrates that the model underestimated PGV values for all earthquake magnitudes under study. Again, as have been discussed earlier in section 3.4.1, a possible explanation for this is that, ground motions recorded by seismic stations in Peninsular Malaysia have source-to-site distances beyond 300 km and therefore, are out of range for this model. The Si and Midorikawa (1999) model was developed using near-field strong ground motions of the seismically active region of Japan and therefore, is not appropriate to represent distant ground motions of Sumatera. Figure 15 further supports the deduction whereby the observed and estimated PGV data points lie at the lower portion of the 45-degree line. On the other hand, the comparison of recorded PGV with those estimated using the Atkinson and Boore (1995) attenuation relationship suggested that the Atkinson and Boore (1995) model predicted PGV values well for earthquakes of magnitudes M_w 6.3 and 6.7.

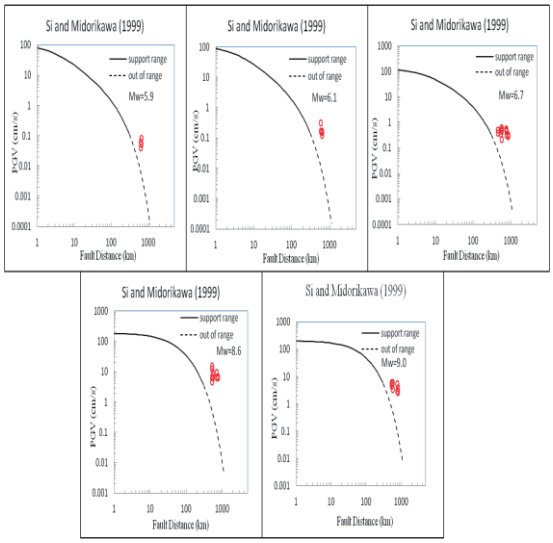


Figure 14 Comparison of recorded PGV with estimated PGV using the Si and Midorikawa (1999) model for Mw between 5.9 and 9.0

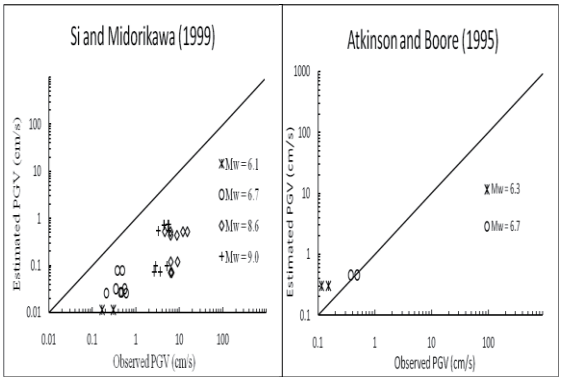


Figure 15 Comparison between estimated and observed PGV values.

4. Maximum Magnitude Earthquake within Inland Malaysia

It is important to assess the maximum magnitude earthquake for a seismic source, as this parameter may dominate the ground motion assessment in low seismicity regions (Bender, 1984). For a country with insufficient historical earthquake data; and a lack of information on geologic structures and recognizable earthquake faults, area sources may be employed to estimate maximum magnitude earthquake. For the case of low seismicity regions, it is assumed that the largest historical earthquake is the minimum value for a maximum earthquake estimate (Tenhaus *et al.*,

2003). This research regards that it is significant to estimate the maximum magnitude earthquake because this value may influence the design earthquake ground motion chosen for an engineering evaluation of structures including bridges.

From section 2.1, it can be identified that the maximum magnitude earthquake observed in Malaysia within a period of 136 years, beginning 1874, is 6.5 M_b, which was recorded in the state of Sabah. At an instance, one may assume a maximum magnitude earthquake as 6.5 M_b, however, to estimate a maximum magnitude earthquake with a return period of 1000 years, it is predicted that larger earthquakes may occur in Malaysia. This is considering the claim of reactivation of the Bukit Tinggi fault due to the occurrences of several earthquakes in Sumatera (Mustaffa Kamal Shuib, 2009). As such, it is assumed that the minimum earthquake magnitude expected in Malaysia is an earthquake, which will result in a surface rupture. Based on the knowledge that an earthquake of magnitude 6.5 and larger is capable of producing surface rupture, it is thus decided that the maximum magnitude earthquake expected for Malaysia shall be 6.5, with a recurrence interval of 1000 years. Note that, as the M6.5 earthquake may be associated with surface rupture, we cannot predict where the earthquake would occur.

It would be interesting to estimate the ground motion at a chosen site, some distance away from a seismic source, for seismic performance assessment. For this purpose, the Samudera Bridge, located 30 km away from the Bukit Tinggi fault, has been chosen for study. The Bukit Tinggi fault is selected on the capacity that it recorded 32 small magnitude earthquakes between November 2007 and December 2009. In section 3.2.4.1, it has been shown that the Dahle *et al.* (1990) attenuation model predicts PGA values in Malaysia most accurately, and thus, the ground acceleration at the Samudera Bridge is estimated using this model. Considering that the Bukit Tinggi fault would generate a 6.5 magnitude earthquake, and assuming a shallow earthquake of 5 km depth, the ground acceleration at the Samudera Bridge, which is sited on rock, is predicted as 135 gal. However, if the earthquake occurs at a nearer location its ground acceleration will be larger.

Another important parameter, which describes the characteristics of possible ground motions, is the peak ground displacement (PGD). This parameter can determine the maximum allowable displacement that a bridge may resist to avoid failure. PGD can be estimated from the peak ground velocity (PGV) attenuation models.

Considering the near fault scenario as described above, the PGV value may be best estimated by using the Si and Midorikawa (1999) model. This model is selected because it accounted for near source data, unlike other attenuation models discussed in this paper, which did not incorporate near source data well.

For these parameters: M=6.5, D=10 km, X=1 km, the PGV value is calculated, using the Si and Midorikawa (1999) model, to be approximately 60 cm/s. PGD can now be estimated as:

$$\omega = 2\pi f \tag{14}$$

where

ω = natural angular frequency (sec^{-1})
f = natural frequency = 1/T (Hz)
T = natural period of structure (sec)

Assume the worst case scenario, whereby the damage anticipated during the 6.5 magnitude earthquake, would occur during the predominant period in the range of 1.5 to 2.0 seconds, as with the case during the 1995 Kobe earthquake. Taking the predominant period as 1.5 seconds will result in ω equivalent to 4.2 sec^{-1}. With PGV of 60 cm/s, and ω = 4.2 sec^{-1}, the peak ground displacement is estimated at approximately 15 cm. Thus, it is safe to deduce that the allowable ultimate displacement for Malaysia is 150 mm.

5. Conclusions

Understanding the attenuation characteristics of ground motions is crucial for optimized seismic hazard assessment or design of seismic resistant structures. For this reason, researchers have heightened their efforts to gather information on earthquake motions over the decades. In earthquake engineering, PGA and PGV are two most important

strong motion parameters used in seismic hazard assessment, estimation of acceleration response spectra, and dynamic analysis. PGA has been widely used in studying the characteristics of any strong ground motion, whereas PGV has found its application in estimating possible damage. In addition, PGD is also important to evaluate allowable ultimate displacement to consider non-linear response.

Seismic activities in Malaysia are low, resulting in limited historical data for the development of an attenuation relationship. In addition, developing an attenuation model for Malaysia is a great challenge due to uncertainties in identifying seismic sources within the country. Therefore, an appropriate approach, which can be used to predict the characteristics of ground motions in Malaysia, is by selecting an attenuation model, from a list of established models, which would best describe its seismicity. Section 3.2 has described a methodology for selection of attenuation model(s) for Peninsular Malaysia.

Results of analysis show that attenuation characteristics of ground motions for Peninsular Malaysia can be appropriately represented by attenuation models established for stable tectonic region, used herein. As such, these models may be used to estimate or predict ground motion amplitudes across Peninsular Malaysia, for application in seismic hazard assessment, seismic design or engineering assessment of structures. In conclusion, the Dahle *et al.* (1990) model best represents the attenuation characteristics of ground motion in terms of PGA, while the Atkinson and Boore (1995) model may appropriately estimate ground motion in terms of PGV for distant earthquakes.

It is also worth noting that estimating a maximum magnitude earthquake within a near inland area is essential to help understand the seismic hazard in a low seismicity region. Engineering evaluation or structural design may refer to this value for future design of both bridges and buildings. In reference to the available historical earthquake data, it is proposed that the maximum magnitude earthquake for Peninsular Malaysia is 6.5. Based on this magnitude, the PGV is estimated at 60 cm/s, and the PGD is calculated as 150 mm.

In summary, it is proposed that the seismic design of structures in Malaysia should account for a maximum magnitude earthquake of 6.5, and that the allowable displacement in structures, due to ground motion, is 150 mm to ensure acceptable performance.

Acknowledgments

The authors are greatly indebted to Mr. Asmadi Abdul Wahab of the Malaysian Meteorological Department for providing data useful for interpretation and analysis of selected ground motions in Malaysia. We are also thankful to the Kyoto University Global Center for Education (GCOE) for giving us the opportunity to enroll in its program and providing us a platform and financial aid to carry out this study.

References

Abrahamson, N.A. and Shedlock, K.M. (1997). Overview*, Seismological. Research. Letters*, 68, pp. 9-23.

Adnan, A., Hendriyawan, A. Marto, and I. Masyhur (2005). Seismic hazard assessment for Peninsular Malaysia using Gumbel Distribution Method. *Jurnal Teknologi* 42(B) Jun 2005: pp. 57-73, Universiti Teknologi Malaysia.

Adnan, A., S. Suradi, P.N Selvanayagam, Z. Darus (2006). Vulnerability of public buildings subjected to earthquake by Finite Element Modelling. *Proceedings of the 6th Asia-Pacific Structural Engineering and Construction Conference (APSEC 2006)*, 5–6 September 2006, Kuala Lumpur, Malaysia.

Atkinson, G.M., and Boore, D.M. (1995). New ground motion relations for Eastern North America. *Bulletin of the Seismological Society of America* 85, pp. 17-30.

Bender, B. (1984). Incorporating Acceleration Variability into Seismic Hazard Analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America* 74, pp. 1451-1462.

Bendick, R., Bilham, Fielding, R. E., Gaur, V., Hough, S.E., Kier, G., Kulkarni, M., Martin, S. and Mukul, M. (2001). The January 26, 2001

Bhuj, India earthquake. *Seismological Research Letters*, 72, 3.

Campbell, K.W. (2003). Engineering models of strong ground motion. In *Earthquake Engineering Handbook.* Chen, W.F. and Scawthorn, C. (Eds), CRC Press, London, chap 5.

Chai, M.F., Zamuna Zainal, D. Ramachandran, Zaty Aktar Mokhtar, Asmadi Abdul Wahab, and Mohd Rosaidi Che Abas (2011). *Study on Hypocenter Relocation of the Local Earthquakes in Malay Peninsular Using the Modified Joint Hypocenter Determination and HYPOCENTER Programs*., Malaysian Meteorological Department, MOSTI, Research Publication 2/2011.

Chandler, A., and Lam, N. (2004). An attenuation model for distant earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 33, pp. 183-210.

Dahle, A., Bungum, H. and Dvamme, L.G. (1990). Attenuation models inferred from intraplate earthquake recordings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 19, pp. 1125-1141.

Megawati, K., and Pan, T-C. (2009). Regional seismic hazard posed by the Mentawai segment of the Sumatran Megathrust. *Bulletin of the Seismological Society of America* 99, pp. 566-584.

Minerals and Geoscience Department Malaysia (2006). *Study on the seismic and tsunami hazards and risks in Malaysia: Report on the geological and seismotectonic information of Malaysia*, Kuala Lumpur.

Ministry of Science, Technology and Innovation of Malaysia (2009). *Seismic and Tsunami Hazards and Risks Study in Malaysia: Final Report*, prepared by the Academy of Science Malaysia, Kuala Lumpur for the Inter Agency Committee and Tsunami Risk Management, Kuala Lumpur, Malaysia.

Mustaffa Kamal Shuib (2009). The Recent Bukit Tinggi Earthquakes and their Relationship to Major Geological Structures. *Geological Society of Malaysia*, Bulletin 55, Nov. 2009, pp. 67-72.

National Earthquake Information Center Database. USGS. http://neic.usgs.gov/.

Pan. T.C., and Sun, J. (1996). Historical earthquakes felt in Singapore. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 86, pp. 1173–1178.

Pan, T.C. (1997). Site-dependent building response in Singapore to long-distance Sumatra earthquakes. *Earthquake Spectra*, Vol. 13, pp. 475–488.

Pan, T.C., Megawati, K., Brownjohn, J.M.W. and Lee, C.L. (2001). The Bengkulu, Southern Sumatra, earthquakes of 4 June 2000 (M_w = 7.7) - Another warning to remote metropolitan areas. *Seismological Research Letters*, Vol. 72, pp. 171–185.

Petersen, M.D., Dewey, J., Hartzell, S., Mueller, C., Harmsen, S., Frankel, A.D. and Ruskstales, K. (2004). Probabilistic seismic hazard analysis for Sumatra, Indonesia and across the Southern Malaysian Peninsular. *Techtonophysics* 390, pp. 141-158.

Public Works Department of Malaysia (2006) (rev. 2008). *Terms of Reference for Bridges and Viaduct Structures*, Public Works Department of Malaysia, Kuala Lumpur.

Schnabel, P.B. and Seed, H.B. (1973). Accelerations in rock for earthquakes in the Western United States. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63, pp. 501-516.

Si, H., and Midorikawa, S. (1999). New attenuation relationships for peak ground acceleration and velocity considering effects of fault type and site condition. *Journal of Struct. Constr. Eng*., AIJ 523, pp. 63-67.

Taksiah Abdul Majid (2009). *Less Than One Per Cent Of Buildings In Malaysia Have Earthquake Preventive Measures*. http://www.bernama.com.my/bernama/v5/newsindex.

Tenhaus, P.C., and Campbell, K.W. (2003). Seismic Hazard Analysis. In *Earthquake Engineering Handbook.* Chen, W.F. and Scawthorn, C. (Eds), CRC Press, London, chap 8.

Toro, G.R., Abrahamson, N.A. and Schneider, J.F. (1997). Model of strong ground motions from earthquakes in Central and Eastern North America: Best estimates and uncertainties. *Seismological Research Letters* 68, pp. 41-57.

(Received June 8, 2012)

地震活動度を考慮したマレーシアの耐震設計に関する提案

Sherliza ZAINI SOORIA(1)・澤田純男・後藤浩之

(1)京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻

要　旨

耐震設計の高度化をはかるためには，地域の地震動に関する様々な情報が重要である。PGAやPGVのような具体的な観測値が対象地域で十分に得られていれば，統計的に処理をすることでハザードを定量的に的に評価できるが，マレーシアのように地震活動度の低い地域では観測値が不十分なために直接評価することは難しい。そこで、他の地域に対して構築されている距離減衰式のうち，適切なものを選定して援用することを試みる。また，マレーシア全域で過去に発生した最大規模のマグニチュードの地震を想定し，比較的地震活動度の低いマレー半島に対してもこれに対応するPGAやPGDなどを評価するものとする。

キーワード:低地震活動度，マレーシア，耐震設計

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

東北地方太平洋沖地震後に活発化した飛騨山脈脊梁部の地震活動について

大見士朗・和田博夫・濱田勇輝・三和佐知栄・高田陽一郎

要　旨

平成23（2011）年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の本震発生直後より，飛騨山脈南部の焼岳から乗鞍岳の周辺で顕著な地震活動の活発化がみられた。この活動は本震の発生後約10分以内に始まり，約一カ月間継続した。活動の初期には，焼岳北方と焼岳・乗鞍岳間の2か所に活動の中心があったが，後者は3月20日頃までに鎮静化し，前者の活動は4月初旬まで継続した。焼岳北方約3kmの地点で，3月11日14時57分にMjma4.7，3月21日13時15分にMjma4.8の地震が発生するなど，2個のM>4.5の地震を含む活発な地震活動がみられた。焼岳北方の地震の発震機構解は，本地域の広域応力場である北西―南東圧縮の場を示しており，過去の研究と整合的である。また，解析期間に限れば，マグマ貫入等があれば発現する可能性のある，応力場の局所的な擾乱による発震機構解の時間的な変化は見られなかった。

キーワード：焼岳火山，飛騨山脈，群発地震，東北地方太平洋沖地震

1. はじめに

飛騨山脈は，本州中央部を南北に富山・新潟県境から岐阜・長野県境に沿って延びる山脈である。この山脈には，北から，立山（弥陀ヶ原），焼岳，アカンダナ（赤棚）山，乗鞍岳の４つの活火山が認定されている。なお，飛騨山脈南方に位置する御嶽山を含め，いわゆる日本アルプス（飛騨山脈，木曽山脈，赤石山脈の総称）には，５つの活火山が認定されている（気象庁，2005）(Fig. 1)。

飛騨山脈では，従前より微小地震活動が活発であり，しばしば，群発地震活動が発生する（和田ら，1993, 1994 等）。たとえば，1998 年 8 月に上高地付近で始まった群発地震活動は約 1 年半にわたって継続し，その最大地震は M5.4 という活発なものであった（たとえば，和田ら，1999, 2000）。また，飛騨山脈の活火山では，焼岳や立山近傍などを中心に，深部低周波地震が観測される（大見ら，2001, 2003 など）。

2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震に際しては，その本震発生直後より，飛騨山脈脊梁部では後立山連峰から乗鞍岳にかけての広い範囲で地震活動の活発化が見られた。本報告では，それらのうち，とくに，飛騨山脈南部の焼岳から乗鞍岳周辺の活動に重点をおいて報告する。

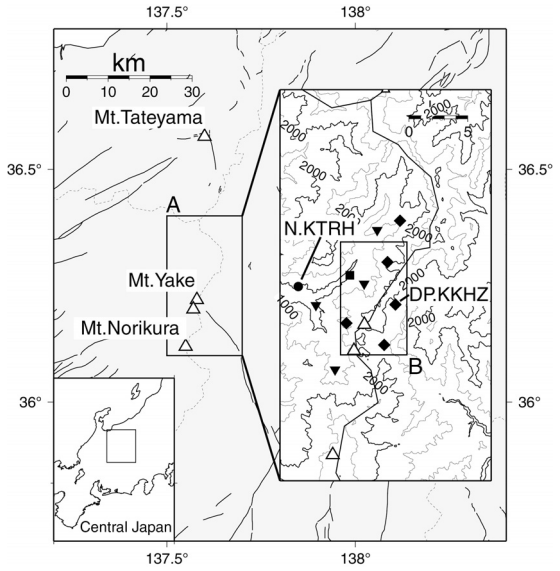


Fig. 1 Index map of the study area. Rectangle area in the inset at the lower-left is enlarged. Open triangles show the active volcanoes while solid lines denote the active faults. Enlarged map of the area A is also shown and solid square, diamonds, reverse triangles, and circle in it denote seismic stations operated by DPRI (permanent), DPRI (temporal), Jinzu Sabo office, and NIED, respectively.

2. 観測およびデータ処理

2.1 微小地震観測網

当地域は急峻な山岳地帯であり，通常の微小地震観測網の設置密度の低い地域であるが，大学，気象庁(JMA)，防災科学技術研究所（防災科研，NIED）等の定常観測点に加え，国土交通省北陸地方整備局神通川水系砂防事務所（神通砂防）による数点のテレメータ観測網が運用中であり，これらのデータは京都大学防災研究所（京大防災研，DPRI）に集約されている。これに加え，2010 年秋より，京大防災研による現地収録方式の臨時観測が進行中であったことから，これらのデータの併合処理により，今回の群発地震活動の消長を発生当初から詳細にとらえることができた（Fig.1 参照）。

今回の解析では，防災科研，気象庁，京大防災研の短周期微小地震定常観測点のデータのほか，神通砂防が焼岳山麓に維持する微弱地震計４台のデータ，および，京大防災研が焼岳火山を囲むように展開していた５点のオフライン臨時観測データを用いた。地震計は，神通砂防のものを除き固有周期1Hzのものであり，すべて３成分観測である。神通砂防の観測点の地震計は，固有周期5Hzの地震計にフィードバックをかけて，特性が1Hzまで平坦になるようにしたものである。なお，こちらも３成分観測である。Fig. 2 に今回使用した地震観測点の分布を示す。なお，震源決定には，Fig. 2に示した観測点を使用したが，後述の発震機構解の決定においては，これらのほかに，焼岳火山を中心とする半径100km以内の観測点の初動極性データを適宜用いた。

2.2 データ処理について

今回の飛騨山脈の地震活動は，東北地方太平洋沖地震の余震や，それに伴う各地の地震活動と同時進行的に発生した。そのため，地震波形データには，往々にして，対象とする飛騨山脈の地震以外の地震動が重畳しており，通常の地震判定方法である，地動信号レベルの長時間平均と短時間平均の比を使うSTA/LTA法を用いたのでは確実なイベント検出が困難であった。そのため，ここでは対象地域の地震の検出に特化した方法を採用し，さらに取りこぼしについては，手動でイベントを切りだした。内容については，付録1を参照されたい。

また，再検測による震源決定は，宇治地区と上宝観測所の双方で行われた。双方での検測結果を手動で集約する労を省くため，検測結果はインターネット接続を通じてリアルタイムで伝送され，宇治・上宝の双方の地震カタログを常に同一に保つようなシステムを採用した（付録2）。

震源決定には，上宝観測所の定常的な震源決定処理で用いられている，和田ら(1979)に基づく地震波速度構造モデル(Fig.3)を用い，Hirata and Matsu'ura (1987)の震源決定プログラムHYPOMHにより行った。なお，Vp/Vs=1.73を仮定している。

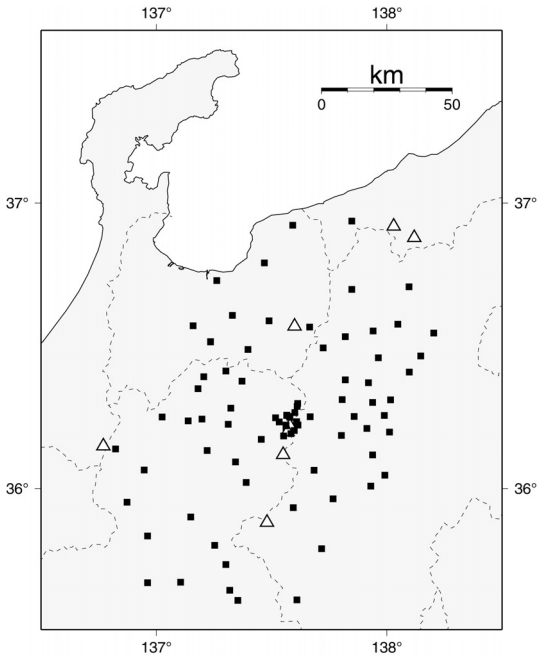


Fig. 2 Distribution of seismic stations used for the analysis. Solid squares represent seismic stations while open triangles show active volcanoes.

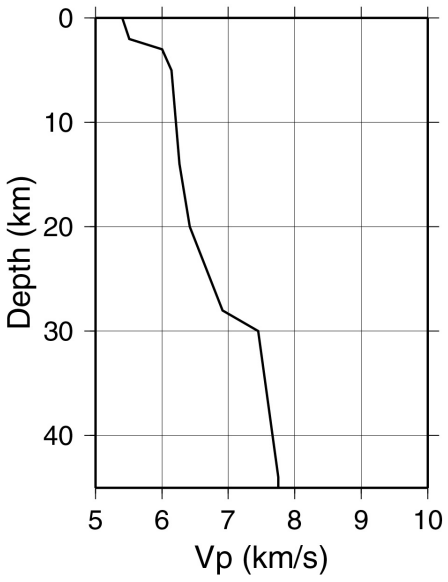


Fig.3 P-wave velocity model used for hypocenter determination, which is after Wada et al. (1979). Vp/Vs=1.73 assumed.

3. 地震活動

本稿では，2011年3月から2011年4月末までのカタログデータを使用して議論を行う。この中には，再検測が終了したM1.4以上の地震と，比較的精度よく震源決定されていると考えられるM0.0以上の自動決定震源が含まれている。震源データの選択は以下の基準によっている。PまたはSの検測数が合計10個以上，P波走時のRMS残差が0.75s以下，S波走時のRMS残差が1.50s以下。この条件で選別された，Fig.1のAの領域内に含まれる地震は約9500個である。

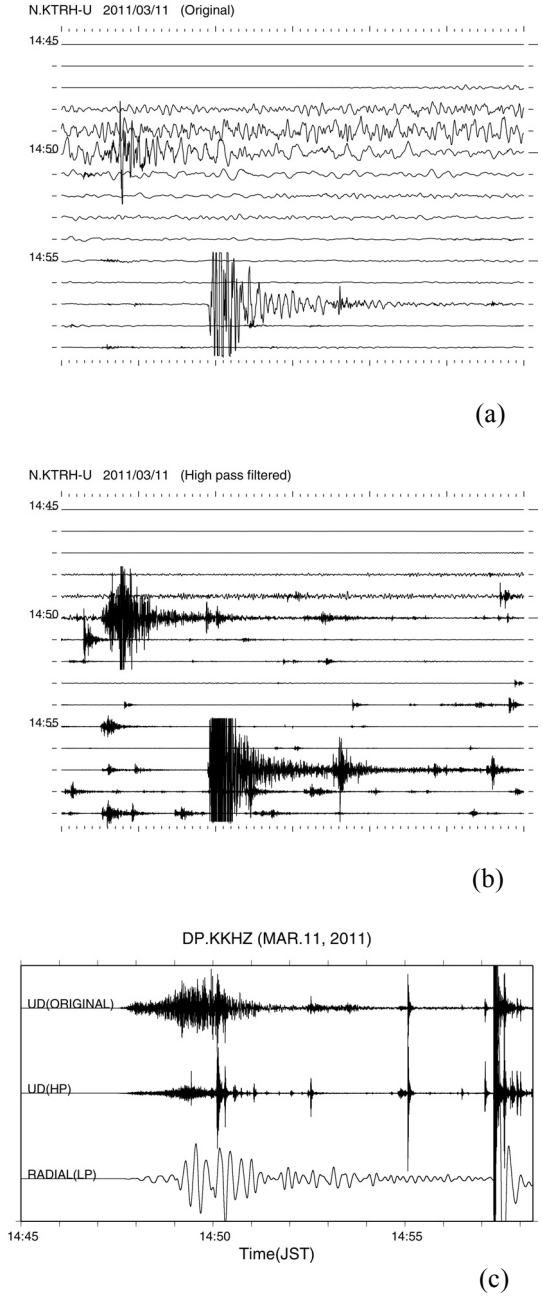


Fig. 4 Early post-earthquakes after the Tohoku-oki event along the Hida mountain range. (a) Continuous seismogram recorded at station N.KTRH from 14:45 JST to 15:00 JST on March 11, 2011. Vertical component seismogram is shown. For station location, see Fig. 1. (b) The same record with high pass filtered (10Hz). (c) Comparison with low pass filtered (0.02 – 0.1Hz) radial component at station DP.KKHZ.

3.1 群発地震活動の開始時期

東北地方太平洋沖地震の本震発生後約10分の3月11日14時57分に，今回の飛騨山脈焼岳周辺の地震活動で，最大震度を記録したM4.7（気象庁マグニチュード）の地震が発生した。なお，今回対象としている群発地震の震源域に最も近い震度観測点は，防災科研の上宝観測点（N.KTRH）に併設されたものであり，「高山市奥飛騨温泉郷栃尾」という地名で発表される（Fig. 1参照）。Fig.4は，14時45分から15分間の，N.KTRH観測点の記録である。Fig.4aはオリジナルの波形データ, Fig.4bは本震の大振幅波形の影響を小さくするため，10Hzのハイパスフィルタをかけたものである。 これをみると，本震発生後，14時57分よりも早い時期，たとえば14時49分55秒付近には，焼岳周辺を震源とすると考えられる，S-P時間の短い地震が観測されていることがわかる。なお、14時50分05秒前後に震動が開始しているイベントは，焼岳～乗鞍岳間に発生した，M4.2の地震（気象庁カタログ未掲載）である。Fig.4cは，これらに加え，さらに焼岳山頂に近く，良好な記録が取得できている，DP.KKHZ観測点の記録のradial成分に機器の特性の補正を施した後の，0.02Hz – 0.1Hzの帯域の波形を比較のために並べたものである。Rayleigh波と考えられる大振幅の波形の到着と相前後して，当地域の地震活動が始まっていることが見て取れる。

3.2 群発地震活動の時間的経過

Fig. 5a に，3 月 10 日から 4 月 30 日までの，地域 A（Fig. 1 参照）の震源分布，Fig. 5b に同地域の同期間の震源の時空間分布，Fig. 5c に同地域・期間の発生数積算グラフと M-T ダイアグラムを示す。 地震活動活発化直後の活動域は，焼岳北方と焼岳～乗鞍岳の中間付近よりやや南側の 2 か所に主たる中心があった。後者の焼岳～乗鞍岳中間付近の活動は， 3 月 20 日頃までにはほぼ鎮静化し，その後は焼岳近傍の活動が継続した。地震発生数は消長を繰り返しながら順調に減少していたが，3 月 21 日 13 時 15 分に，再び焼岳近傍で M4.8（気象庁マグニチュード）の地震が発生し，一時，地震発生数が増加したが，その後は地震発生数は順調に減少し，4 月上旬までにほぼ鎮静化するにいたった。

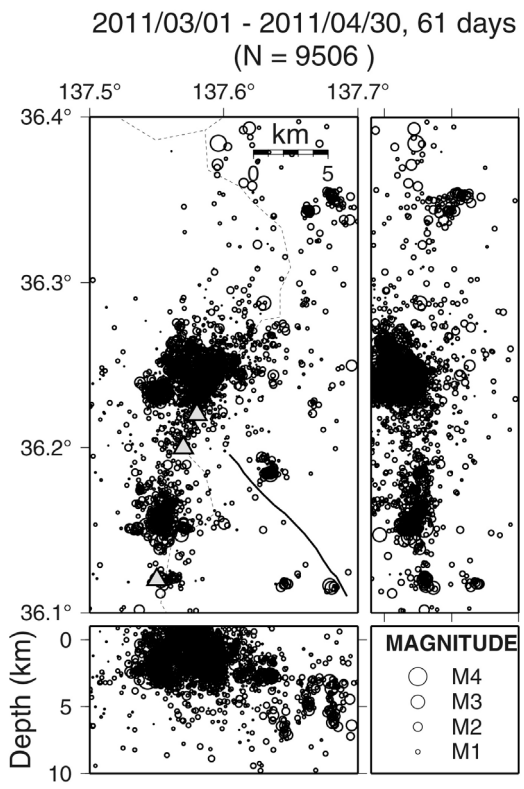


Fig. 5 (a) Seismicity along the Hida mountain range. Hypocenters in the area A denoted in Fig. 1 are shown. Earthquakes during the period from March 1 to April 30 are plotted. (a) Hypocenter distribution. Shaded triangles represent active volcanoes while solid lines show active faults.

3.3 焼岳近傍の地震活動の状況

Fig. 6a に焼岳近傍（Fig. 1 の枠 B の地域）の震源分布を拡大したものを，Fig. 6b に同地域の震源の時空間分布を示す。期間は，3 月 10 日から 3 月末までである。焼岳山頂の北 1km 付近からさらに北に向けて，南西～北東方向に長さ 4km 程度，幅 1km 程度に震央が分布している。また，震源は主として，飛騨山脈の稜線（岐阜・長野県境）に沿って，岐阜県側に分布していることが認められる。Fig. 6b によれば，3 月 20 日頃を境に，活動域が南北に分かれており，当初南側で活動し，その後 1km 程度北側に活動の中心が移動したことがわかる。 M>4.5 の 2 個のイベン

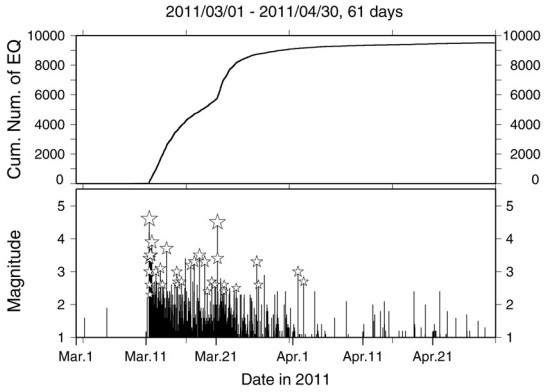


Fig. 5(cont.) (c) Magnitude-Time diagram (bottom) together with cumulative number of earthquakes (top). Stars denote felt earthquakes in the JMA catalogue.

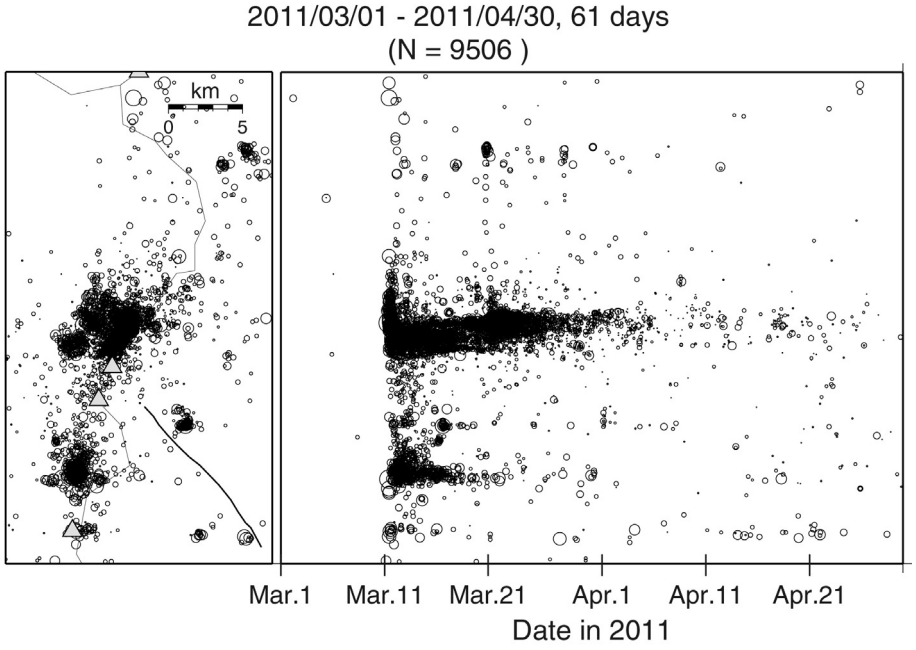


Fig. 5(cont.) (b) Spatio-temporal distribution of the earthquakes.

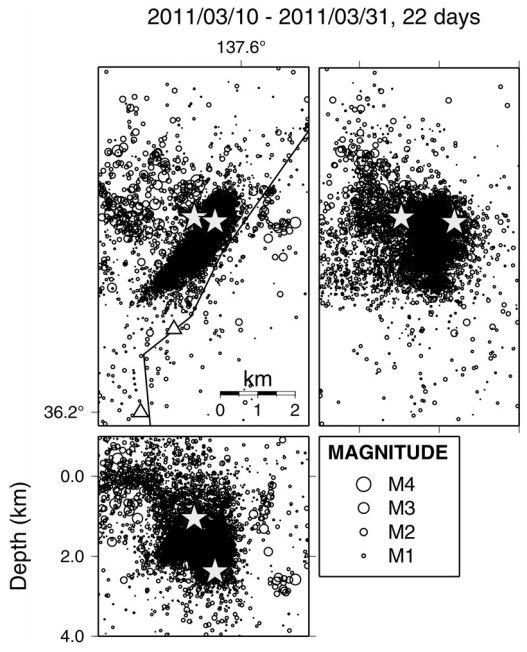


Fig. 6 Seismicity near the Yake-dake volcano. Hypocenters in the area B in Fig. 1 are shown. Earthquakes during the period from March 10 to March 31 are plotted. (a) Hypocenter distribution. Stars denote the M>4.5 earthquakes. Open triangle shows the Yake-dake volcano and solid line denotes the prefecture border.

トは，いずれも，北側のクラスタに含まれている。Fig. 7 には，気象庁により，奥飛騨温泉郷栃尾で有感と発表された地震を中心に，初動極性により求めた発震機構解を示す。期間を通じて，ほぼ北西～南東方向の圧縮軸を持つ発震機構解が求められた。

4. 議論

今回の地震活動が，東北地方太平洋沖地震の本震の発生から 10 分以内に始まったことは，本震による応力場の変化に加え，大振幅の表面波により，地震活動がトリガされた可能性がある（Miyazawa, 2011）。

今回の焼岳周辺の地震活動の特徴のひとつとして，震源が非常に浅く求まるイベントが多いことが挙げられる。Fig. 5c の MT ダイアグラム上で，☆印を付した地震は，気象庁により，奥飛騨温泉郷栃尾で有感とされた地震である。しかしながら，栃尾地区から直線距離で 5km 程度の場所にある，震源域直上にあたる奥飛騨温泉郷中尾地区の住民によると，気象庁が有感と発表しなかった地震でも揺れを感じた，という報告が少なからずあり（和田博夫，私信），震源が浅いことによる現地有感の地震がかなりあったことが推察される。

本群発地震の震源域は，焼岳火山の山麓であるということもあり，地震活動と火山活動の関連が懸念された。火山においてマグマの移動等が発生した場合には，それにより，局地的な応力場が乱され，地震の発震機構解に現れることがある（たとえば，Umakoshi et al. ,2001）。この観点から，焼岳周辺の主な地震の発震機構解の時間的変化を注視することが必要と考えられた。Fig. 7 は 3 月 10 日から 4 月末までの有感地震を中心とする地震の発震機構解である。これを見るかぎり，その発震機構に時間的な変化は見られず，この期間については，マグマの貫入イベント等はなかったものと考えられる。

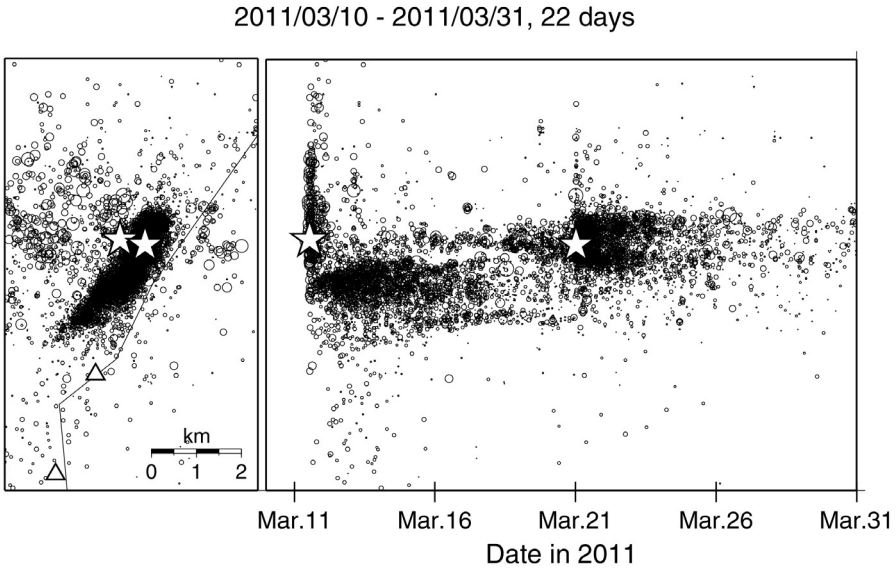


Fig.6 (cont.) (b) Spatio-temporal distribution of the earthquakes.

Fig. 7 の発震機構解で示される応力場は，当地域の広域応力場（たとえば，Kaneshima，1990）である，北西―南東方向に主圧縮軸を持つものであり，これまでの当地域の地震の発震機構の解析結果と調和的である。

5. まとめ

東北地方太平洋沖地震直後から活発化した飛騨山脈の焼岳火山周辺の地震活動について，主に 3 月から 4 月の 2 ヵ月間の活動について解析を行った。この活動は，2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震の本震発生後の約 10 分後から活動が始まり，4 月上旬に一応の終息をみた。活動の初期には，地震活動の中心は，焼岳北麓と焼岳～乗鞍岳の中間よりやや南側の 2 か所にあった。後者は，3 月 20 日ごろまでにほぼ活動が終息し，その後は前者が主として活動を続けた。この活動には，M>4.5 の地震が 2 個含まれており，一個は 3 月 11 日の活動開始直後，2 個目は 3 月 21 日に発生しており，いずれも焼岳北方 3km 程度の場所に震源がある。2 個目の地震の発生に伴い，地震活動の中心が北方に約 1km 程度移動した。2 ヵ月間に発生した主な地震の発震機構解は，当地域の広域応力場である，北西―南東の圧縮場を示しており，過去の研究と調和的である。また，この 2 ヵ月間には，発震機構解の時間変化は認められず，この期間に限れば焼岳火山のマグマ貫入等のイベントはなかったものと推察される。

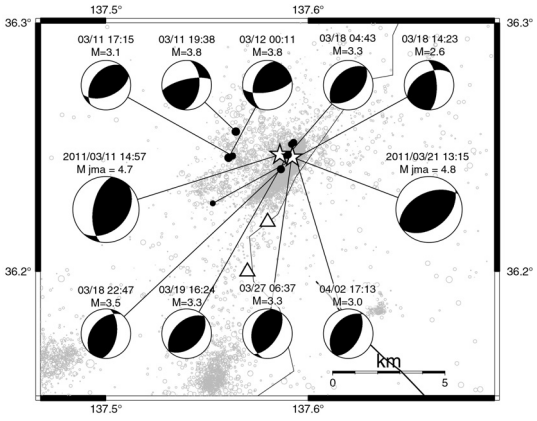


Fig.7 Focal mechanism solutions of the earthquakes near the Yake-dake volcano. Initial motion of P-waves are used for analysis. Lower hemisphere projection is used. Stars show the epicenters of the M>4.5 earthquakes. Magnitudes are based on relocated hypocenters except two M>4.5 events.

謝　辞

今回の解析では，各大学，気象庁，防災科学技術研究所，および国土交通省北陸地方整備局神通川水系砂防事務所の微小地震観測網の波形データを使用した。中部山岳国立公園内での臨時地震観測に際しては，以下の関係機関のご協力をいただいた。記して感謝する。国交省神通川水系砂防事務所，国交省富山河川国道事務所，環境省平湯自然保護管事務所，林野庁飛騨森林管理署，岐阜県飛騨振興局，岐阜県高山市役所危機管理室，名古屋鉄道株式会社，奥飛観光開発株式会社，国交省松本砂防事務所，環境省松本自然環境事務所，林野庁中信森林管理署，長野県松本地方事務所，長野県松本建設事務所，長野県松本市役所安曇支所，信州大学山岳科学総合研究所。

参考文献

卜部卓・東田進也 (1992)：WIN―微小地震観測網波形験測支援のためのワークステーション・プログラム (強化版), 地震学会講演予稿集 1992 年度秋季大会, p.331.

大見士朗・和田博夫・伊藤潔 (2003)：焼岳火山の深部地震活動，京都大学防災研究所年報，第 46 号 B，pp.691-700.

大見士朗・和田博夫・伊藤潔 (2001)：1998年飛騨山脈群発地震後の深部低周波地震群発活動，地震2，第54巻，pp.415-420.

気象庁 (2005)：日本活火山総覧（第 3 版），財団法人気象業務支援センター，東京，635 pp.

和田博夫・伊藤潔・梅田康弘・角野由夫 (1993)：焼岳火山付近の群発地震観測，京都大学防災研究所年報，第 36 号 B-1，pp.291-303.

和田博夫・伊藤潔・小泉誠 (1994)：飛騨山脈の地震活動―1993 年槍ヶ岳付近の活動―，京都大学防災研究所年報，第 37 号 B-1，pp.365-380.

和田博夫・伊藤潔・大見士朗 (2000)：飛騨山脈の群発地震（その２）―周辺活動域への影響―，京都大学防災研究所年報，第 43 号 B-1, pp. 115-121.

和田博夫・伊藤潔・大見士朗・岩岡圭美・池田直人・北田和幸 (1999)：1998 年飛騨山脈群発地震，京都大学防災研究所年報，第 42 号 B-1，pp. 81-96.

和田博夫・三雲健・小泉誠 (1979)：飛騨山脈北部特に跡津川断層付近の地震活動と発震機構，地震 2，第 32 巻，pp.281-296.

Hirata, N. and Matsu'ura, M. (1987) : Maximum-likelihood estimation of hypocenter with origin time eliminated using nonlinear inversion technique, Phys. Earth Planet. Interiors, Vol. 47, pp. 50-61.

Kaneshima, S. (1990) : Origin of crustal abisotropy: Shear wave splitting studies in Japan, J. Geophys. Res., Vol. 95, pp. 11121-11133.

Miyazawa, M. (2011) : Propagation of an earthquake triggering front from the 2011 Tohoku-Oki earthquake, Geophys. Res. Lett., Vol. 38, L23307, doi:10.1029/2011GL049795.

Umakoshi, K., Shimizu, H., and Matsuwo, N. (2001) : Volcano-tectonic seismicity at Unzen volcano, Japan, 1985-1999, J. Volcanol. Geotherm. Res., Vol. 112, pp. 117-131.

付　録 1

ここでは，2.2 節で触れた今回の解析における，地震判定方法の概要を述べる。今回の飛騨山脈の地震活動は，東北地方太平洋沖地震の余震や，それに伴う各地の地震活動と同時進行的に発生した。そのため，地震波形データには，対象としている飛騨山脈の地震以外の地震動が重畳しており，通常の地震判定方法，たとえば，地動信号レベルの長時間平均と短時間平均の比を使う STA/LTA 法を用いても確実な検出が困難であることが多かった。そのため，ここでは，飛騨山脈の地震の検出に特化した，次のような方法を採用した。まず，地震判定のための基準観測点として，防災科研の上宝観測点（N.KTRH）の上下動成分を使用することとした。この原波形に，10Hz のハイパスフィルタをかけ，飛騨山脈以外の遠方から入射する地動信号の影響を少なくするようにした。このハイパスフィルタをかけた波形に対し，STA/LTA 法を適用し，近地の地震イベント候補を切り出す。次に，対象地域にいくつかの震源位置候補を想定（実際には，地震の「巣」が認められる地域を代表した Fig.A1 の A から G の 7 か所の★の，深さ 2km の位置）し，地震イベント候補と震源位置候補に対して，各観測点の理論走時を計算する。たとえば，Fig.A1 の，立山の東側の A の★印には，6.488 という数字が付されているが，これは，A 点に震源がある場合に，Fig.3 の速度構造モデルを採用した際の，N.KTRH 観測点における P 波理論走時が 6.488s であることを示す。N.KTRH でイベントが検出された時刻と，この理論走時を使うことで，A 点に震源があるとした場合の理論的な震源時刻がわかり，これを元に，Fig.2 の各点での理論走時を計算することができる。すなわち，ひとつの地震イベント候補について，A から G の複数の震源位置候補に対する理論走時のセットが計算される。それぞれの震源位置候補に対して，各観測点の波形の理論走時付近の，ある時間幅のウインドウ内を，WIN システム（卜部・束田，1992）を用いた AIC に基づく検測を行って検測データを生成し，WIN システム組み込みの震源決定プログラム HYPOMH（Hirata and Matsu'ura , 1987）による震源決定を行う。実際の震源に最も近い位置に想定震源を置いた理論走時に基づく検測データが，設定した検測ウインドウ内に P 波の立ち上がり部分が含まれていることが予想される。そのため，この検測データが走時残差を最小にする震源決定結果をもたらすという仮定で，複数の検測ファイルのうち，震源決定において最小の走時残差を持つものを，本物の地震と判断する。いずれの想定震源位置にも該当しない位置に真の震源がある，またはミストリガの場合には，設定した検測ウインドウ内には P 波の立ち上がり部分は含まれないであろうから，AIC 検測が失敗し HYPOMH による震源計算の過程で走時残差が小さくならないことが予想され，識別が可能であると考えられた。

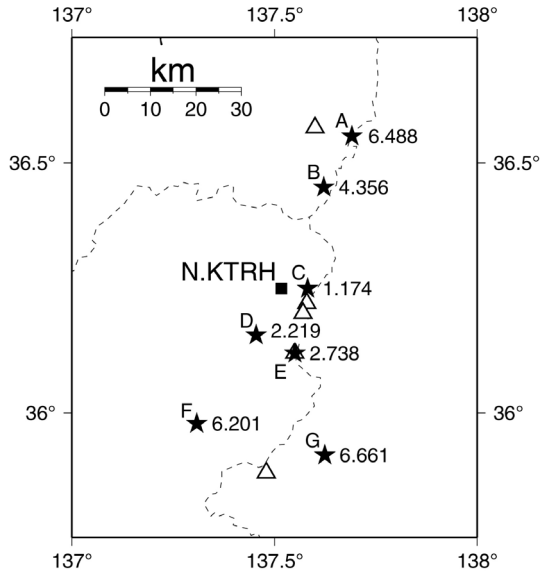


Fig.A1 Candidates of hypocenters used in the event detection procedure. Stars show hypocenter candidates. Attached numerals denote theoretical travel time of P-wave to station N.KTRH.

実際の運用においては，基準観測点で STA/LTA が基準値を下回らない限り，全体のトリガ判定が終了しないという簡便なロジックを使ったため，イベント検出の失敗は減少した。しかしながら，理論走時に対する，検測ウインドウの幅などのパラメタのチューニングが完全でない状態で試行したため，ミストリガ数が増え，トリガされたイベントの約半数がミストリガであるという結果となり課題を残した。今後，取りこぼしが少なく，かつミストリガも少ないという相反する条件をみたす判定方法の採用を検討する必要がある。

付　録 2

付録２では，2.2節で触れた，宇治地区と上宝観測所の双方に設置されたデータ処理サーバ上の地震検測ファイルを同一に保つ方法について概説する。通常，複数拠点で地震波形の検測作業を分担する場合，それぞれで作業を行った後にオフラインで双方の結果を統合してカタログを作成するという手法を取ることが多い。この手法は簡便であるが，拠点間の連絡を密にして双方での検測データ処理の分担を明確にしておく必要があることや，事後のオペレータの介入による統合作業が必須などの不便な点がある。ここでは，これらの点を解決するための，オンラインでの準実時間での検測ファイルの統合システムを構築・利用した。以下では，宇治と上宝で運用しているデータ処理サーバのOSはBSD系UNIXのひとつであるFreeBSDであることから，UNIX系OSのコマンド名等はBSD系のものを表記している。

宇治および上宝の地震観測データサーバで運用されている地震波形自動処理システムの基本部分は，WINシステムのプログラム群を使用して，Fig.A2のような構成になっている。ここに記されたトリガリストに従い，波形ファイルが切り出され，自動または手動による検測処理が行われる。WINシステムでは，地震イベント波形ファイルと，読み取り値を格納する検測ファイルは独立した別ファイルとして作成される。その際の，波形ファイルと検測ファイルを結びつけるキーになるのは，波形ファイル名であり，検測ファイル中での時刻の表記は，波形ファイルの先頭時刻からの相対時刻を使って記述されている。

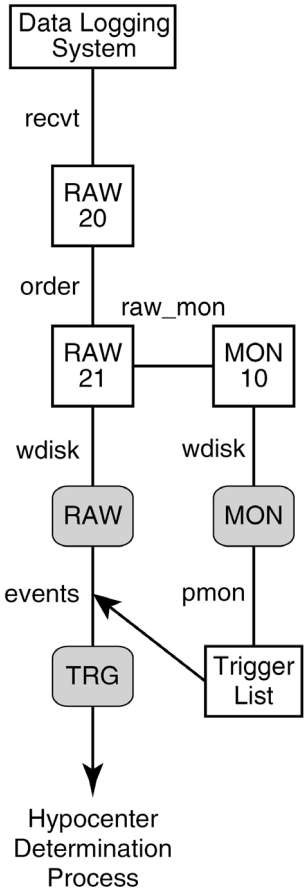


Fig.A2 Seismic network data processing system described using WIN system. Open squares show shared memory area that store temporal seismic wave data with their identifier numbers. Shaded squares represent seismic wave data on disk files. RAW, MON, and TRG denote the original continuous waveform data, degraded continuous waveform data, and event (earthquake) waveform data. ‘Order’, ‘raw_mon’, ‘wdisk’, ‘events’, and ‘pmon’ are program module name of the WIN system. ‘Trigger list’ generated by ‘pmon’ is an earthquake events list used to make event waveform data by ‘events’ program.

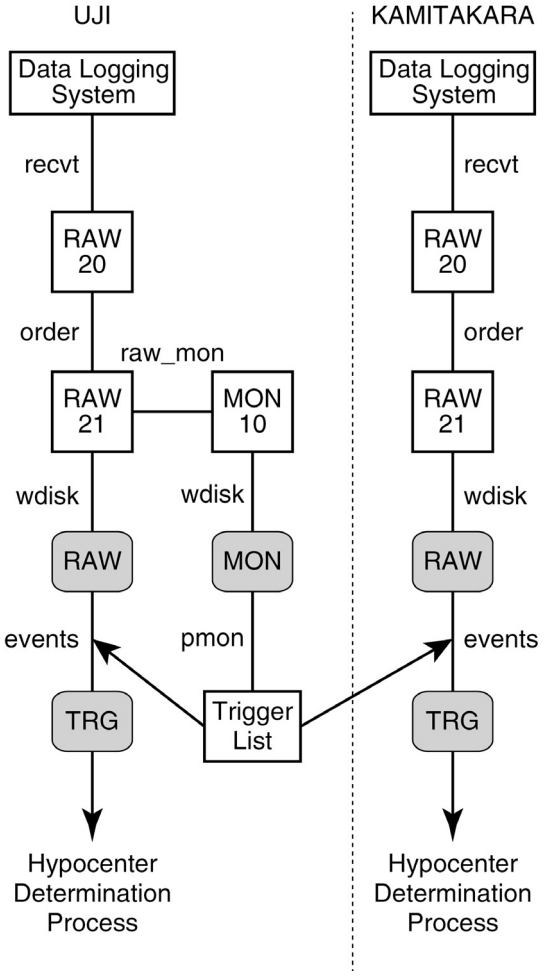


Fig.A3 Seismic network data processing systems operated in Uji data center and Kamitakara Observatory. In order to keep event waveform data in both sites identical, a trigger list generated in Uji center is used in both sites.

複数拠点で作業を行った検測結果のファイルを特定の波形ファイルに結びつけるためには，双方の拠点で波形ファイルと検測ファイルを結びつけるキーを同一にしておくと後の作業が容易になる。これを実現するためには，双方の拠点で波形ファイルを切り出すためのトリガリストを同一にして，波形ファイルを同一におくのが簡便な方法である。Fig.A2に示す手法では，地震判定のためのトリガロジックが同一，かつ使用する連続波形データが同一であれば，異なる拠点で作成されるトリガリストも同一になるはずであるが，実際には，複数拠点での連続波形ファイルは，通信回線のトラブルその他の運用上の理由により，必ずしも同一とはならず，これに伴いトリガリストも同一にならないことがある。ここでは，これを回避するために，トリガリストはいずれかの拠点で作製したものを双方の拠点で使用する形態にした。具体的には，宇治のサーバ上で地震判定を行ってトリガリストを作成し，定期的（ここでは1分ごと）にcronコマンドを用いて上宝に伝送し，これによって宇治・上宝の双方で同一の時刻情報を持つ波形ファイルを作成する。この状況を表したのがFig.A3である。

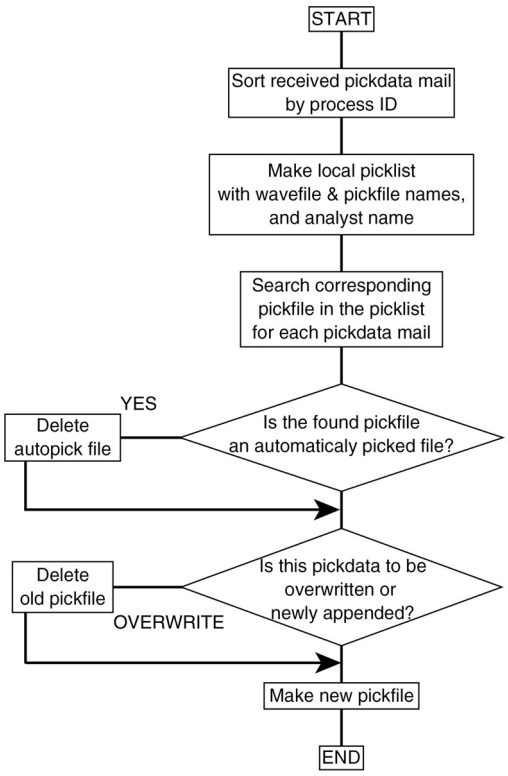


Fig.A4 Flow chart of pick data merge system operated in both Uji data center and Kamitakara Observatory. Pick data made by seismic analysts in one site is sent to the other site by E-mail automatically and merged into the seismic catalogue using this system.

その後，宇治，上宝の双方で，独立して検測作業が行われる。宇治，上宝の双方のサーバ上で，検測プログラムwinで個別に作製された検測情報は以下のように統合される。まず，検測を行ったサーバ上での検測ファイルは，通常のWINシステムの動作によりローカルのサーバ上で処理されるとともに，winに実装された，UNIX系OSのlprコマンドを使用した検測ファイル転送機能により，リモートのサーバに転送される。すなわち，宇治で検測された結果は上宝へ伝送され，上宝で検測された結果は宇治へ伝送される。ここでは，lprの入力フィルタ指定機能（BSD系UNIX OSの/etc/printcapでのifフィールド，または同等の機能）を使用し，処理順を明確にするためにプロセスID（PID）を付して，検測ファイル本体の内容をmailコマンドを使用してリモートサーバへ送出する。

以下は，mailコマンドによる検測ファイルを受け取った側のサーバでの処理である。Fig.A4には処理のフローチャートを示した。受信した検測ファイルは，受信と同時に一時的に保管された後，送信側で付されたPIDが一巡しない程度の時間間隔（ここでは30分間隔）で起動される処理プログラムに渡される。ちなみに，FreeBSDでは，PIDは5桁の正の整数値である。ここでは，最初に，受信したファイルを送信側で付したPIDによってソートする。これは，検測作業において，同一波形ファイルに対して複数の検測作業を行ったような場合に，その作業順序にしたがい，統合処理を行うためである。同時に，サーバ上に存在する検測ファイルの一覧表(picklist)を作成する。この表には，波形ファイル名，対応する検測ファイル名，検測者名等が記載されている。その後，受信した検測ファイルを，送信側PIDの順に処理していく。まず，受信した検測ファイルに記された波形ファイル名をキーにして，picklistを検索し，該当する波形ファイル名，既存の検測ファイル名等を抽出する。もしも，受信した検測ファイル中の指示が既存ファイルの消去のみであれば，これに従い，既存検測ファイルを消去して処理を終了する。受信した検測ファイル中の指示が新たな検測情報の上書きまたは追加であれば，新規の検測ファイルを作成して検測情報を書き込む。上書きの場合，送信側のwinシステムにより，必ず，事前に上書きされるべきファイルの消去の指示が出るので，PID順に処理する過程で該当ファイルは消去されるため，新規作成で対応する。これらの処理の際，自動検測による検測ファイルが存在するときには，併せてその自動検測結果のファイルを消去する。最後に，新規に作成された検測ファイルがある時には，そのファイルのオー

ナーとグループを，検測者のものに変更する。

このシステムの採用により，オペレータの介入なしに複数拠点の検測ファイルの統合が可能になり，作業効率が向上した。今後の改良点としては以下のような点がある。現在は，送信側での特定の波形ファイルの処理中に，PIDが最大値（99999）を越えて最小値に戻るケースは稀であるとして対処していない。この場合，特定の波形ファイルに対する処理の順番が前後することになるので，厳密には対応する必要があろう。また，それぞれのサーバでの統合処理の起動間隔を30分としていることから，この時間内に同一の波形ファイルをローカル・リモートの双方で検測処理した際には，双方で統合されたファイルに食い違いが発生することがある。これを防ぐためには，特定の波形ファイルを複数のオペレータが同時に処理できないようなロック機構を考える必要があるかもしれない。

（論文受理日：2012年6月8日）

Seismic Activity in the Hida Mountain Range after the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake

Shiro OHMI, Hiroo WADA, Yuki HAMADA, Sachie MIWA and Youichiro TAKADA

Synopsis

Seismic activity near the Yake-dake volcano in the Hida mountain range that took place immediate after the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake was investigated. It initiated about ten minutes after the mainshock of the Tohoku earthquake and lasted for about one month. At the beginning, two active swarms were observed. One is at the northern flank of the Yake-dake volcano and the other is located between Yake-dake and Mt. Norikura volcanoes. The latter activity decreased by March 20, and the former activity lasted until early April. It includes two M>4.5 earthquakes at about 3km north of the Yake-dake volcano. Focal mechanism solutions of these swarm earthquake show NW-SE compression stress field, which coincides with regional stress field indicated by previous studies. No temporal changes of focal mechanisms are shown during March and April, which probably indicates no magmatic activity related to the Yake-dake volcano took place in this time period.

Keywords: Yake-dake volcano, Hida mountain range, earthquake swarm, 2011 off the Pacific Coast of Tohoku earthquake

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

箱根地震活動域周辺でのAMT観測 ―序報―

吉村令慧・小川康雄(1)・行竹洋平(2)・山崎友也・加茂正人
神田径(1)・小森省吾(3)・後藤忠徳(4)・本多亮(2)・原田昌武(2)
安田陽二郎(5)・谷昌憲(4)

(1) 東京工業大学火山流体研究センター
(2) 神奈川県温泉地学研究所
(3) 京都大学大学院理学研究科（現, 中華民国中央研究院地球科学研究所）
(4) 京都大学大学院工学研究科
(5) 鳥取大学大学院工学研究科

要 旨

2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震の発生を受けて，誘発的地震活動の活発化の見られた箱根火山地域において，その発生域の構造的特徴を把握するために，2011年12月に計39観測点での Audio-frequency Magnetotelluric (AMT) 法探査を実施した。既存の広帯域MT法探査のデータも加え，位相テンソル楕円・インダクションベクトルを各周期で求めたところ，駒ヶ岳直下ならびに金時山南方に良導体の存在を示唆する結果が得られた。この領域は，東北地方太平洋沖地震に即時応答して活動度が高まった場所に対応する。

キーワード: 箱根，AMT観測，地震活動

1. はじめに

2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震の発生直後から，日本各地で誘発的な地震活動の活発化が見られた（例えば気象庁，2011）。活発化した地域を大別すると（１）地震動が到達したとほぼ同時に活発化した地域（たとえば，箱根火山周辺・焼岳周辺など）と（２）その活発化に数週間～ 1か月程度のタイムラグが見られた地域（福島県いわき・栃木群馬県境付近・秋田県内陸など）に二分できる。さらにそれぞれの地域で，誘発的地震活動の消長を詳しく確認すると，活動域の時間変化が見られる。本研究の対象とする箱根火山地域の2011年3月1日から4月30日までの地震活動を Fig. 1 に示す。同地域における活動は, Yukutake et al. (2011) により詳しく報告されているが，その特徴は以下のようであった。

[1] 3月11日～13日に，M_{JMA}4.6 の最大地震を含め，Fig. 1 中のA・B・C・Dの領域でクラスター的活動が見られた。

[2] B・Aの領域では，それぞれ3月20日，22日に地震活動が増加した。

[3] 3月21日，4月9日にE領域において，A・Bの間を埋めるように地震活動が活発化した。

今回の誘発的地震活動域の大部分は，同地域でたびたび観測される群発活動域（Yukutake et al., 2010）と重なっているが，これまで地震活動が低調であった丹那断層北端（Fig. 1 C領域）で前述の最大地震が発生しており，過去の群発活動と比較する際に注意が必要である。

このような箱根地域における誘発活動について，地下構造の不均質性と関係があるか否かを把握することは，今後の火山活動や箱根－丹那断層の評価を行う上で重要だと考えられる。誘発活動は，東北地方太平洋沖地震本震の表面波の到達に即時応答していることから，その活発化に流体の存在が大きく影響した可能性が想起される。そこで我々は，流体の存在・分布形態に感度の高い Magnetotelluric (MT) 法探査による比抵抗構造調査を計画した。

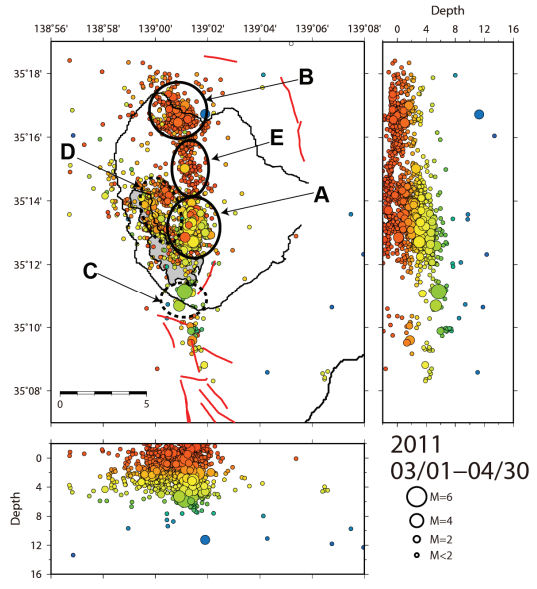


Fig. 1 Distribution of earthquake hypocenters occurred in the period from March 1 to April 30. These earthquakes were determined by Hot Springs Research Institute. Solid and dashed circles with labels show the remarkable regions in which the seismicity increased abruptly after the occurrence of the Tohoku Earthquake.

2. AMT観測の概要

箱根周辺では，2010 年から2011 年にかけて神縄・国府津－松田断層を対象とした広帯域MT観測（周波数帯域：320Hz～3,000sec）が実施されている（小川ら，2012）が，このデータを概観すると，箱根市街地の高ノイズ域であっても周期1秒までのMT応答が得られていることが分かる。周期1秒より長周期は，箱根火山周辺を走る直流電車起因のノイズが大きいため応答の推定が困難である。今回対象とする箱根地域では地震活動の下端深度が浅いことも考慮し，周波数帯域を可聴域（10,400～0.35Hz）に絞った Audio-frequency Magnetotelluric (AMT) 観測を計画・実施した。2011 年12 月に，箱根カルデラを包括する領域において，39 観測点で夜間の電磁場データを取得した。3 次元比抵抗構造を推定することを目的に，面的に観測点を配置している（Fig. 2）。観測点の位置情報ならびにデータ収録日を Table 1 に示す。観測にはカナダ Phoenix 社製 MTU5A システムを用いて，各観測点最大20時間（UTC 04:00-00:00）で電場2成分，磁場3成分のデータを測定した。

3. データ処理および解析

3.1 MT応答の推定

各観測点のデータ中，夜間4時間（UTC 15:00-19:00）を切り出し，MT応答の推定を行った。併せて，S/N の向上のためリモートリファレンス処理（Gamble et al., 1979）を行った。同日に測定したデータの内，良質な電磁場データが得られたサイトを2点選択し，調査領域内で相互参照を行った。Fig. 3 に得られた探査曲線の例を示す。全体的に各周期において，誤差の小さい応答が得られているが，長周期側（1Hz付近）で見かけ比抵抗が増加し，かつ位相差がゼロに漸近する典型的な人工ノイズの特徴が見られる。これは，調査領域全体にわたる広域共通ノイズが存在し，調査領域内の相互参照ではその影響を取り除けていない可能性を示唆している。吉村ら（2009）は，AMT観測においても遠距離相互参照が，1Hz付近の探査曲線の改善に有効であることを示している。岩手県において連続運用されている広帯域MT観測データを用いて，試験的に遠距離相互参照処理を行ったが劇的な改善は見られなかった。今後は，各観測点の時系列を精査し，ノイズの混入の少ない時間帯のみで推定を行うなど1Hz前後の応答の推定精度の向上を試みたい。観光・宿泊施設や送電線に近接する一部のサイトでは，限られた帯域でしか求まっていないが，大部分の観測点で，Fig. 3 で例示したように1.72Hzまで良質なMT応答が得られた。

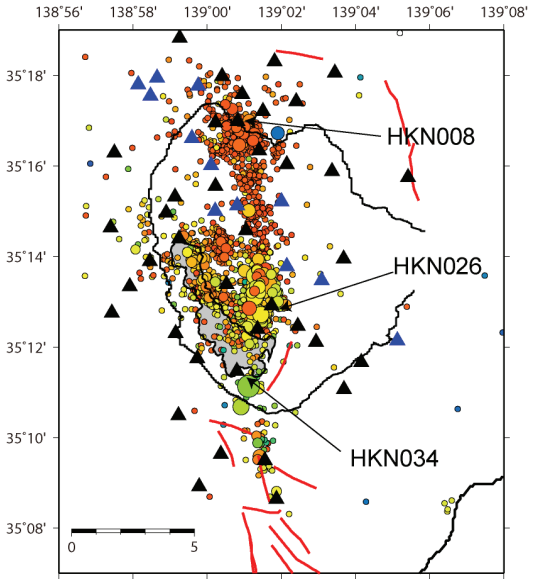


Fig. 2 Locations of AMT (this study) and previous wideband MT (Ogawa et al., 2012) sites are indicated as black and blue triangles, respectively.

Table 1 Summary of the measurement date and locations of the AMT sites.

Site ID	Latitude (dd:mm:ss.s)	Longitude (ddd:mm:ss.s)	Height (m)	Date of Observation (yyyy/mm/dd)
HKN001	N35:18:49.7	E138:59:15.7	473	2011/12/18
HKN002	N35:18:18.2	E139:01:49.0	588	2011/12/16
HKN003	N35:18:03.4	E139:03:26.3	600	2011/12/19
HKN004	N35:17:58.7	E139:00:24.1	931	2011/12/19
HKN005	N35:17:35.2	E139:00:56.6	715	2011/12/17
HKN006	N35:17:25.6	E139:02:24.1	822	2011/12/18
HKN007	N35:17:12.4	E139:01:30.2	802	2011/12/17
HKN008	N35:16:59.2	E139:00:49.0	849	2011/12/16
HKN009	N35:16:57.5	E139:00:13.3	780	2011/12/15
HKN010	N35:16:20.5	E139:01:23.9	741	2011/12/21
HKN011	N35:16:17.3	E138:57:29.9	757	2011/12/15
HKN012	N35:16:02.0	E139:02:08.6	735	2011/12/20
HKN014	N35:15:52.9	E139:03:21.9	676	2011/12/19
HKN015	N35:15:45.1	E139:05:24.7	372	2011/12/19, 20
HKN016	N35:15:33.3	E139:00:13.4	675	2011/12/20
HKN017	N35:14:57.8	E138:58:53.8	720	2011/12/20
HKN018	N35:14:34.6	E139:01:02.5	1012	2011/12/20
HKN019	N35:14:38.2	E138:57:23.9	598	2011/12/16
HKN020	N35:15:19.2	E138:59:08.0	692	2011/12/20
HKN021	N35:14:23.7	E138:59:14.6	731	2011/12/19
HKN022	N35:13:57.2	E139:03:40.8	769	2011/12/16
HKN023	N35:13:53.9	E138:58:27.4	835	2011/12/17
HKN024	N35:13:23.2	E139:00:31.5	929	2011/12/19
HKN025	N35:13:20.5	E138:57:54.9	636	2011/12/18
HKN026	N35:12:55.1	E139:01:44.5	961	2011/12/15
HKN027	N35:12:45.3	E138:57:25.9	522	2011/12/16, 17
HKN028	N35:12:28.0	E139:02:26.4	770	2011/12/18
HKN029	N35:12:23.6	E139:01:21.5	809	2011/12/17
HKN030	N35:12:18.4	E138:59:09.0	949	2011/12/15
HKN031	N35:12:06.6	E139:02:56.2	690	2011/12/19
HKN032	N35:11:44.9	E138:59:43.9	979	2011/12/16
HKN033	N35:11:40.0	E139:04:09.0	918	2011/12/16
HKN034	N35:11:28.3	E139:00:47.8	737	2011/12/18
HKN036	N35:11:04.1	E139:03:41.5	858	2011/12/15
HKN037	N35:10:29.6	E138:59:13.6	651	2011/12/17
HKN039	N35:09:38.0	E139:00:22.0	587	2011/12/21
HKN040	N35:09:29.6	E139:01:33.0	828	2011/12/17, 21
HKN041	N35:08:55.3	E138:59:47.2	358	2011/12/20
HKN042	N35:08:38.6	E139:01:52.1	779	2011/12/18, 21

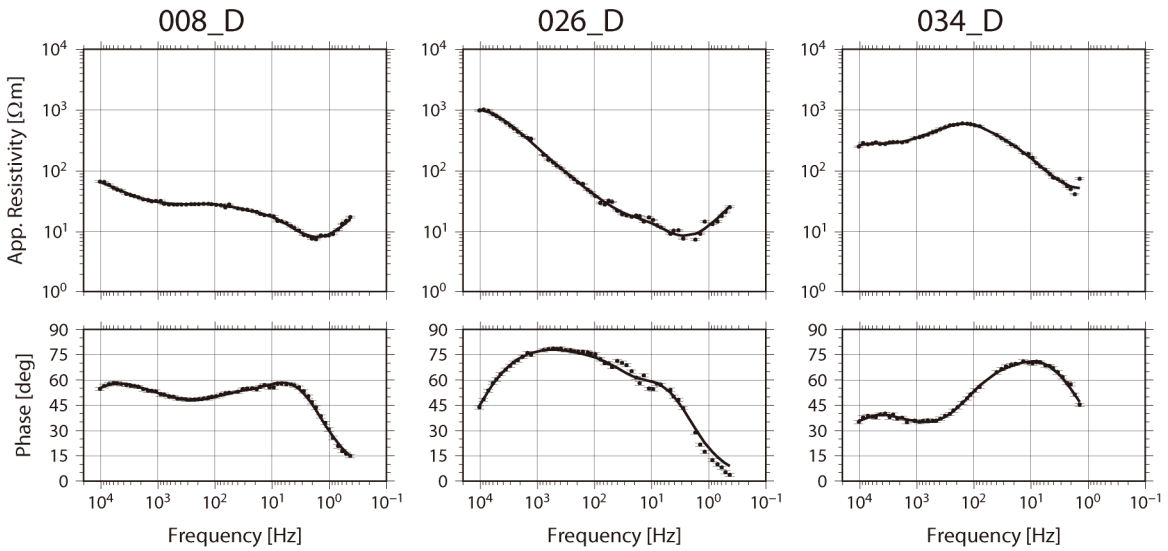


Fig. 3 Curves of obtained MT responses at sites HKN008, HKN026 and HKN034. These responses are calculated from the determinant average of the impedance tensor. Solid lines are the responses of one-dimensional models which are shown in Fig. 5.

3.2　位相テンソル楕円およびインダクションベクトル

MT応答の空間分布を把握するために，位相テンソル解析（Caldwell et al., 2004）を行った。インダクションベクトル（IV）と併せて，位相テンソル楕円（PTE）を代表的な3周期分について Fig. 4 に示す。比較的浅部の情報を含むと考えられる短周期側では，IV が誘発的地震活動領域A・B・Dを指し示す傾向が確認できる。周期が長くなるにつれ，IV の向きはA・B領域にローカライズするようになり，最終的には地震活動域の東部外縁に揃うように見える。同様に，PTE は領域A・B近傍で径が大きく（良導体の存在を示唆），地震活動域のすぐ外側で PTE の軸が傾く（構造境界の存在を示唆）傾向が確認できる。構造の3次元性の有無を意味する PTE のβ角は，それほど大きな値を示さないが，面的に PTE の大きさ・主軸の角度が変化していることから，3次元解析による構造の推定が必要であると考える。

3.3　1次元解析

前節で，3次元解析の必要性を指摘したが，PTE および IV の示す大局的な構造を予察的に確認するた

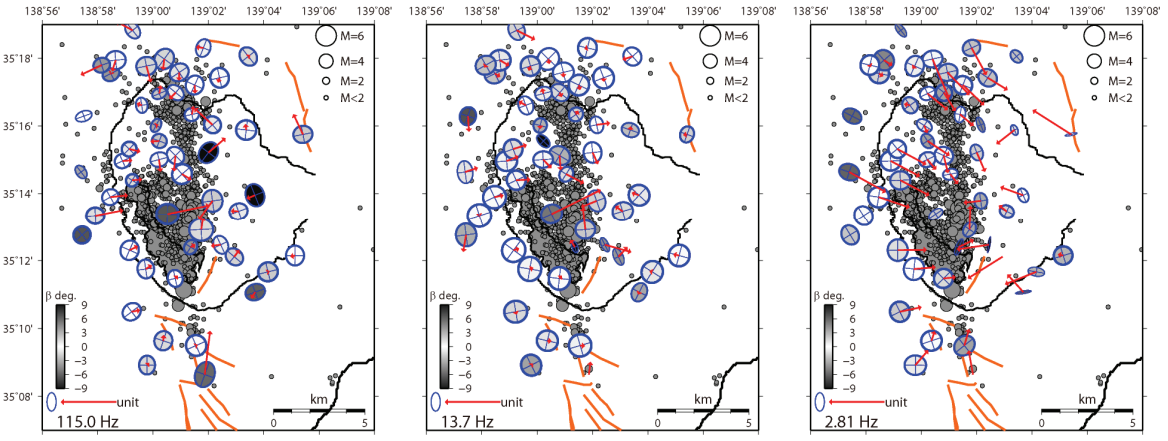


Fig. 4 Spatial distributions of the real induction vectors (red arrows) and the phase tensor ellipses for frequency bands of 115, 13.7 and 2.81 Hz are shown. The induction vectors point towards zones of conductors. Phase tensor ellipses are shown with their principal axes.

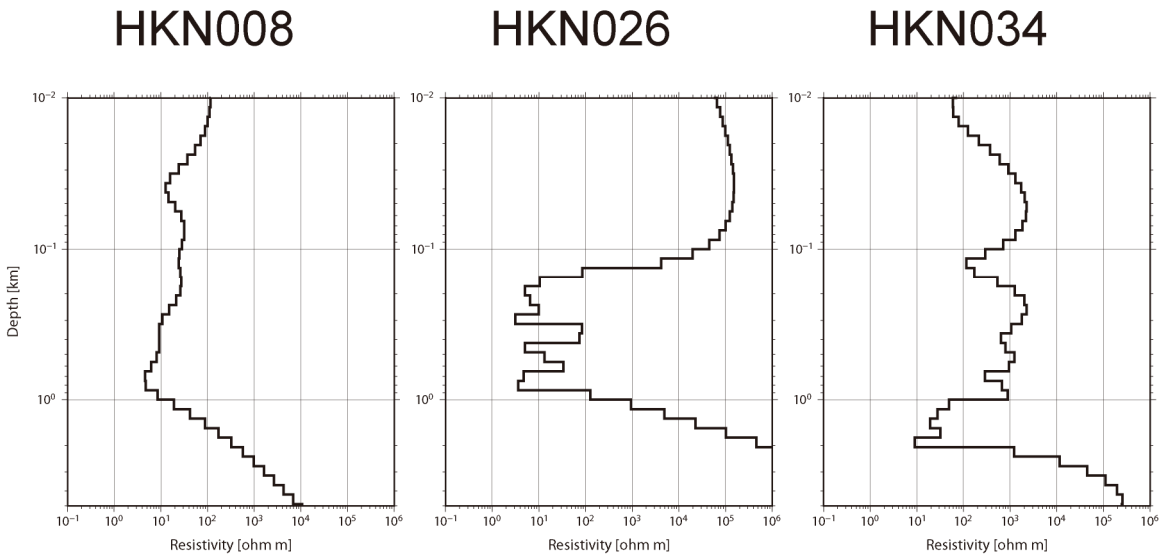


Fig. 5 One-dimensional models, which inverted from the determinant average of impedance tensor using Occam's inversion code, are shown for sites HKN008, HKN026 and HKN034. In Fig.3, model responses for these models are superimposed on the obtained responses as solid lines.

めに幾つかのサイトにおいて1次元解析を実施した。解析には，Constable et al. (1987) による OCCAM インバージョンコードを使用した。式（1）で与えられる determinant average から求められる見かけ比抵抗・位相を入力の応答とした。インピーダンスの determinant は水平の座標回転に対して不変である（たとえば，Simpson and Bahr, 2005）。

$$Z_{det} = (Z_{xx}Z_{yy} - Z_{xy}Z_{yx})^{1/2} \quad (1)$$

Fig. 2 に示した HKN008，HKN026，HKN034 の3点における1次元解析結果を Fig. 5 に示す。また求まった1次元構造モデルに対する理論応答は，Fig. 3 に実線で表しているが，観測値をよく説明するモデルが得られていることが分かる。しかしながら，3.1 節でも指摘したように，1Hz前後の帯域には広域な人工ノイズの混入が疑われるため，モデルにおける下層（各モデルで数km以深の層）の極端な高比抵抗層は信頼性が低いことに注意されたい。PTE 分布や IV に示唆される低比抵抗体の存在は，層厚を持った低比抵抗層として検出された。また，10Ωm程度の低比抵抗層の上面は，南部（HKN034）で深くなる傾向も確認できる。Fig. 1 のNS方向の震源分布の深さ断面と対比すると，地震発生層の上面が南部ほど深くなる様相と調和的である。

1次元解析は，得られたMT応答から平均的な成層構造を推定するため，観測点下の大局構造を把握することには有用であるものの，比抵抗の値や測点間の構造の違いを詳細に議論することには制限がある。特徴的な誘発活動域間での構造の差異を明らかにするために，今後の3次元解析・比抵抗構造モデルの構築に期待したい。

4. おわりに

箱根周辺における誘発的地震活動域の比抵抗構造を推定するために AMT観測を面的に実施した。取得されたAMTデータに加え既存の広帯域MTデータを統合して，位相テンソル楕円・インダクションベクトルの分布を概観したところ，（1）即時的に誘発活動が活発化した領域下に，低比抵抗体の存在を示唆する傾向，（2）地震活動域の外縁に比抵抗構造境界が位置する傾向が確認された。また，予察的な 1次元解析の結果，（3）地震発生層上面が南下がりに傾斜する分布に調和的な低比抵抗層が検出された。

今後の課題として，（i）低比抵抗領域の下限を把握するためにも，時系列の精査を進め1Hz前後の帯域でMT応答の推定精度を上げること，（ii）比抵抗構造と特徴的な誘発活動域の対応関係を詳細に議論するために，3次元構造解析を進めることを挙げておきたい。

謝　辞

本観測の実施において，土地所有者の方々および周辺自治体（箱根町役場・南足柄市役所・小田原市役所・御殿場市役所・裾野市深良支所・函南町役場）の関係各位のご協力は欠かせないものであった。また，環境省箱根自然環境事務所・静岡県には，国立公園内での観測申請・実際の調査に関して，丁寧なご指導をいただいた。調査器材は共同研究機関の器材に加え，大阪市立大学より借用した。「神縄・国府津－松田断層帯における重点的な調査観測」により取得された広帯域MTデータの一部を提供いただいた。参照磁場として，日鉄鉱コンサルタントより岩手県沢内の広帯域MTデータを提供していただいた。本観測は，防災研究所所長裁量経費「東日本大震災に関する緊急調査」，防災研究所地震予知研究センター・地震防災研究部門「独立研究」の各研究経費によって実施された。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

小川康雄・神田径・吉村令慧・上嶋誠（2012）：神縄断層西方延長の比抵抗構造探査, 神縄・国府津－松田断層帯における重点的な調査観測成果報告書, pp.118-124.

気象庁（2011）：平成23年3月地震・火山月報（防災編）, 321pp.

吉村令慧・大志万直人・笠谷貴史・飯尾能久・三浦勉・西村和浩・山崎友也・比嘉哲也・広瀬成章・平加奈子（2009）：1984年長野県西部地震震源域周辺でのAMT観測，京都大学防災研究所年報，第52号B, pp. 249-254.

Caldwell, T. G., Bibby, H. M. and Brown, C. (2004): The magnetotelluric phase tensor, Geophysical Journal International, Vol. 158, pp 457-469.

Constable, S. C., Parker, R. L. and Constable, C. G. (1987): Occam's inversion: A practical algorithm for generating smooth models from electromagnetic sounding data, Geophysics, Vol. 52, pp. 289-300.

Gamble, T. D., Goubau, W. M. and Clarke, J. (1979): Magnetotellurics with a remote magnetic reference, Geophysics, Vol. 44, pp. 53-68.

Simpson, F. and Bahr, K. (2005): Practical Magnetotellurics, Cambridge University Press, 254 pp.

Yukutake, Y., Honda, R., Harada, M, Aketagawa, T., Ito, H. and Yoshida, A. (2011): Remotely triggered seismicity in Hakone volcano following the 2011 OFF the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, Earth Planets Space, Vol. 63, pp. 737-740.

Yukutake, Y., Tanada, T., Honda, R., Harada, M., Ito, H. and Yoshida, A. (2010): Fine fracture structures in the geothermal region of Hakone volcano, revealed by well-resolved earthquake hypocenters and focal mechanisms, Tectonophysics, Vol. 489, pp. 104-118.

（論文受理日：2012年6月8日）

AMT Observations over the Seismic Active Region in Hakone Volcano –Preliminary Results

Ryokei YOSHIMURA, Yasuo OGAWA[(1)], Yohei YUKUTAKE[(2)], Tomoya YAMAZAKI, Masato KAMO, Wataru KANDA[(1)], Shogo KOMORI[(3)], Tada-nori GOTO[(4)], Ryou HONDA[(2)], Masatake HARADA[(2)], Yojiro YASUDA[(5)] and Masanori TANI[(4)]

(1) Volcanic Fluid Research Center, Tokyo Institute of Technology
(2) Hot Springs Research Institute, Kanagawa
(3) Graduate School of Science, Kyoto University
Now at Institute of Earth Sciences, Academia Sinica, Taiwan
(4) Graduate School of Engineering, Kyoto University
(5) Graduate School of Engineering, Tottori University

Synopsis

Seismicity around the Hakone volcano was activated just after the arrival of surface waves caused by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake. Most of these triggered earthquakes had similar distribution to prior occasional swarm activities. In order to image electrical properties around such seismic events, we carried out audio-frequency magnetotelluric (AMT) measurements at 39 sites in December 2011. As the result of remote-reference processing using local sites, we obtained fair sounding curves at most sites for frequencies higher than 1Hz. The spatial distribution of the induction vectors and the phase tensor ellipses suggests that conductive bodies may lie beneath the remarkable regions in which the seismicity increased abruptly just after the occurrence of the Tohoku Earthquake.

Keywords: Hakone Volcano, AMT observations, seismic activity

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

北陸域の最近の地震数と伸縮計記録

竹内文朗(1)・澁谷拓郎・大谷文夫(1)・
松村一男(1)・西上欽也・平野憲雄(1)・岡本拓夫(2)

(1) 京都大学防災研究所地震予知研究センター退職
(2) 福井工業高等専門学校

要 旨

北陸観測所は1970年にスタートし，1976年から7観測点での微小地震記録がテレメータ化され北陸観測所へオンラインデータが集まった。京都大学の他の観測所データも含め1990年代には宇治に集中され，1997年10月からは気象庁一元化データとしてまとめられた。一方，地殻変動観測機器として，2005年10月以後，北陸観測所至近距離の坑道に３成分の伸縮計が設置された。現在，6年余りの観測が続き，2007年末，2008年末の2度，伸縮記録に大きな変化が表れ，国土地理院の GPS 観測から得られた strain rate とも調和的である事がわかった。伸縮計出力の時間変化は，M≧6.5の起こった年と関連する様に見えた。

キーワード: 北陸域， 震源， b値， 伸縮計， GPS

1. はじめに

1970年に開始した北陸微小地震観測所は1990年に北陸観測所となり，現在に至る。当初はドラム式地震観測や近傍のトンネルでの地殻変動の諸観測がなされた。1976年からテレメータ式地震観測が始まり，北陸観測所を初め６衛星点からの微小地震観測データが，宇治へ送付される様になった。また，北陸観測所では，2005年10月に３成分の伸縮計を置き，地殻変動の観測を始めた。地震観測やｂ値については，（渡辺ら，1978；竹内・平野，1979；竹内，1983；竹内・平野，1985；竹内ら，2006；竹内ら，2009）等がある。今回は観測から6年を迎えた伸縮計記録の特徴について，地震数の変化と比べつつ記しておきたい。

2. データ

今回の主たる目的は北陸域での地震数の変化と，伸縮計変化の比較である。地震数については，1976年～1998年はTHANKSデータを用い，1999年～2012年04月は気象庁一元化データを利用した。THANKSは，京大防災研究所の4つの観測所である鳥取，北陸，阿武山，上宝が各観測データから求めた震源データをつなぎ合わせたものである。また，後半の1999年～2012年04月の気象庁一元化データについては，その震源データを利用した。いずれも緯度 35°～37°，経度 135.5°～137°，深さ0～30 ㎞，Mag≧1.5を用いた。この範囲で，THANKSからは18,500余個，気象庁一元化からは4,400余個の地震がえられ，以下に使用した。Fig.1 は，これらの条件下の地震分布をマグニチュードに合せて黒丸で描いた。また，松村によるｂ値の近傍との地震数の変化の相関が高い地域を選ぶ方法を用いた。更に，これに該当しなくとも，地震数の多い地域を目測で追加し，Fig.1 の橙色の5領域を選んだ。ｂ値に関しては今回も検討したが，地震データが36年間以上あるのに対し，伸縮計のそれが短い事から，単純に地震数を見るにとどめた。

伸縮計は2005年10月半ばに北陸観測所そばのトンネルにセットした，長さ7mの3成分を利用した。概要は（竹内ら，2006）に記した。それ以後の変更点は，データロガーがDATAMARK 社 LS3000から，RL4220に変わった事，各チャンネルにハイパスフィルターが加えられた事，等である。伸縮計感度は変らない，この他に，気圧，気温，雨量が使用されていて，特に雨量計は木の葉の多い所から移動させた。

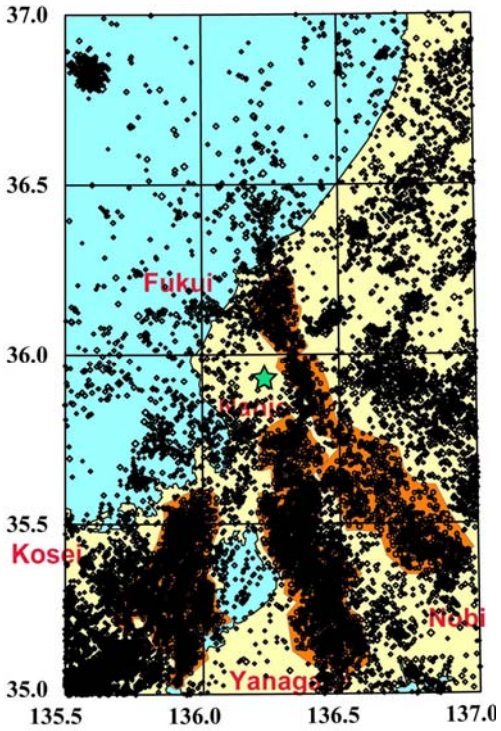


Fig.1 Map of epicenters, Jan., 1976 – Apr., 2012, M≧1.5, D≦30km (brack) Total number equals to 22, 95.☆ is the point of Hokuriku Observatory. Five orange regions show the studied areas.

3. 地震の数

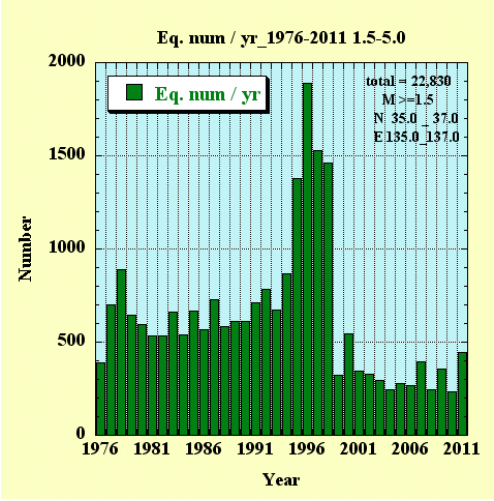


Fig.2 Yearly number of earthquakes M≧1.5 in all region shown in Fig.1. We used the THANKS data from 1976 to 1998, and Kishouchou Ichigenka data from Jan., 1999 to Apr., 2012.

Fig.2 は，2. のデータで述べた地震の一年分の合計数を示す。Mは≧1.5で，2011年までをプロットしている。地震数は特徴は，1981年から増え始め，兵庫県南部地震の1995から激しく増加し，翌1996年が最大である。更に1998年まで発生数は平年の2倍を超える。1999年以後は，気象庁一元化に方式が変わり，直接的比較はできないが，徐々に減少気味である。

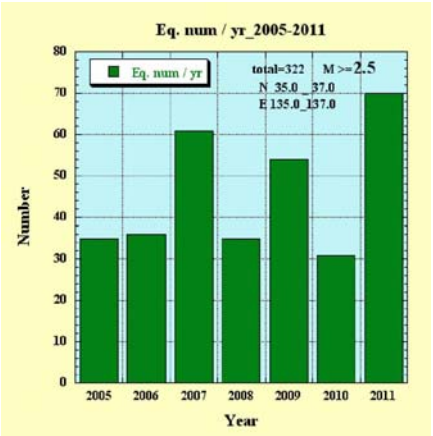


Fig.3 Yearly number of earthquakes M≧2.5 in the whole region shown in Fig.1. However, the plotted time is only after 2005, when the extensometers near the Hokuriku observatory started to work.

Fig.3 では 2005年以後のM≧2.5 の数を示した。以下に示す伸縮計等の図に合せて描いたものである。特徴として，2007年，2009年，2011年が多く見える。これはFig.2 のM≧1.5でも同様である。2005年～2011年には比較的浅いM≧6.5の地震として，2007年3月の能登半島（M6.9），同7月の新潟県中越沖地震(M6.8)，2009年8月の駿河湾（M6.5）がある。更にやや遠方ながらも 2011年3月には東北地方太平洋沖地震（M9.0）が発生した年である。

次に，Fig.1 で示した範囲のM≧2.5地震につき，時間-M 図を示す（Fig.4）。上述の5つの地域とtotal域での時間変化が見られる。領域により，地震数の多少がある。各域でそれぞれ2000年以降地震数が少なくなり，時おり年単位で地震が多く発生する様にも見える。Mを大きくとったため，THANKS と気象庁一元化の違いは少ないと思われるが。だとすれば，2000年以後は，どの域も以前より地震発生数が少ないと思われる。

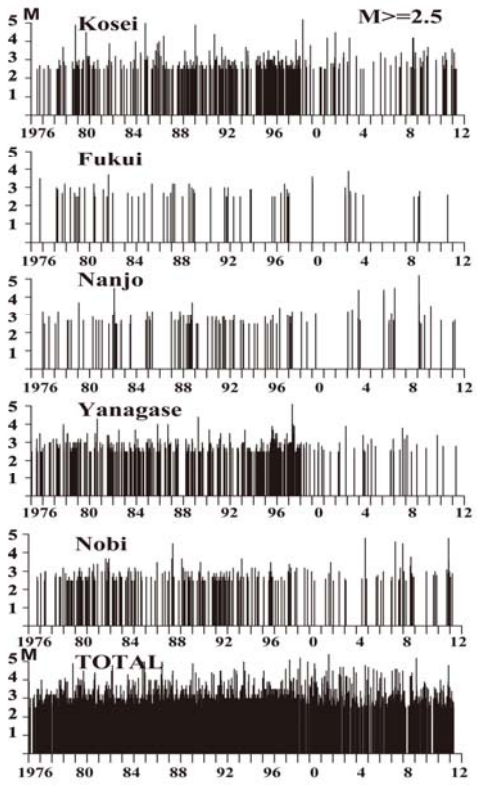


Fig.4 Time-magnitude distribution for M≧2.5 earthquakes in 5 regions and total area from 1976-Apr., 2012.

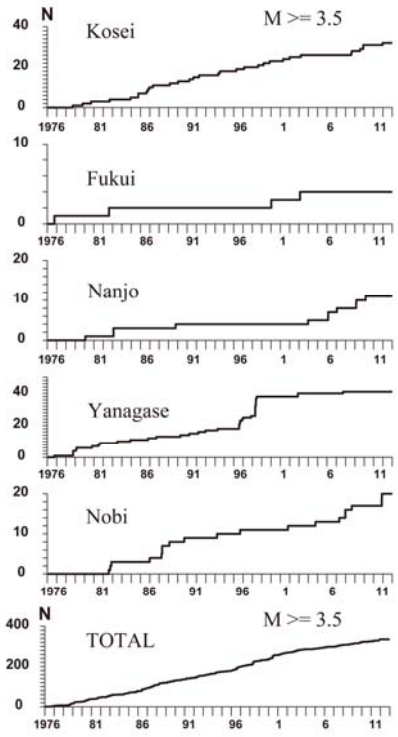


Fig.5 Cumulative nonber of earthquakes for M≧3.5 in 5 regions and total area from 1976-Apr., 2012.

Fig.5 は，1976年～2012年4月のM≧3.5について蓄積地震数を示したものである。Mの大きな地震に関しても地域によりトータルの地震数が異なる。M≧3.5と大きい地震を対象にしているので，観測精度は各域で均等と思われる。

Kosei：1976-2003 は，M≧3.5の地震については，ほぼ均等に発生している。2003年～2007年では特に発生はなく，ここ数年には再び以前のような発生を見せている。

Fukui：1948年6月に福井地震（M7.1）が発生した域である。M≧3.5の地震は全年を通じて4回しか起こっていない。現在も2003年以後は発生を見ていない。

Nanjo：南条は，濃尾地震断層の西方で柳ヶ瀬断層との中間部にあたり，小面積域である。しかし2003年以後，大きめの地震が幾度も発生している。Fig.4で見ると，2000年以後のこの域にはM３程度までの地震は，それ以前より少なめに見えた。しかし，M3.5程度以上は2003年末以後，目立って多発している。隣接のNobiとやや似ているが，同じく隣接のYanagase とは異なって見える。

Yanagase： 1996～1998年に大きめの地震が多発している。しかし，それ以後は，1976～1996における通常の発生率の1/2～1/3程度の発生率を示すにとどまっている。

Nobi: 1891年に発生した濃尾地震域の一部と考えられる。ここも2007年から最近まで，M≧3.5の地震はやや多く発生している様にみえる。

Total: 全域を見ると，1980年以後，ほぼ同率で増えて来たM≧3.5の地震が，1996年頃から発生率が増え，ここ数年で元の率に戻った感がある。なお，ここではM3.5 以上に注目したため，観測精度の変化は一定と考える。

以上から，兵庫県南部地震以後の各域のM≧3.5の地震数を見ると，Yanagase， Fukui， Nanjyo，Nobi の順に目立つ増加があった様に見える。

4. 地殻変動データ

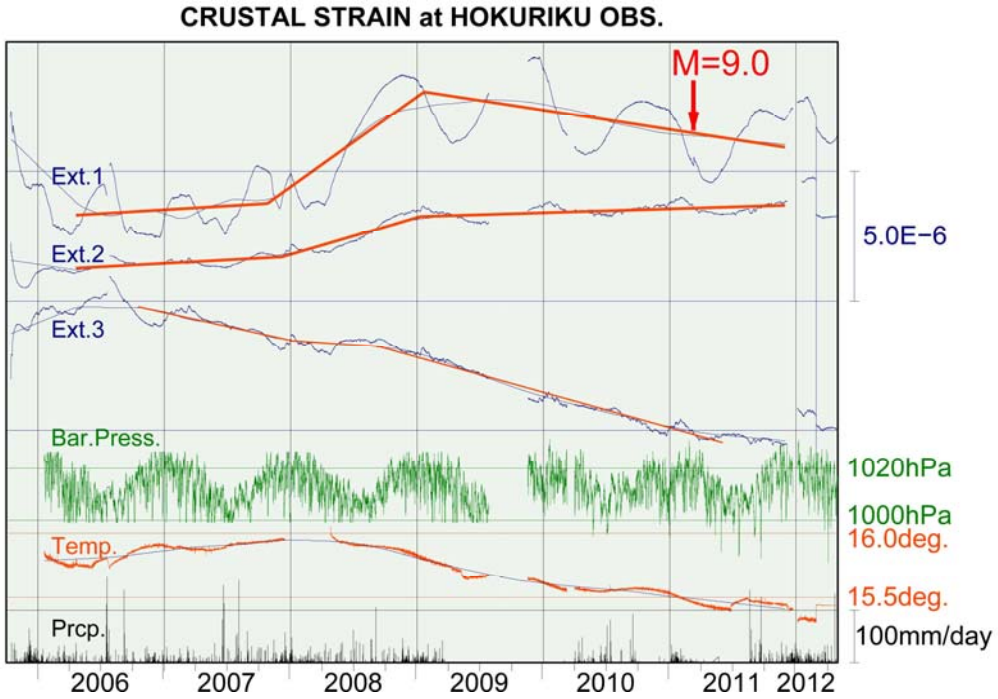


Fig.6 Ext.1, Ext.2, Ext.3 show the outputs of the extensometers.
Blue : original data. Thin blue : average from extents for ±0.5yr.
Red: least mean square.

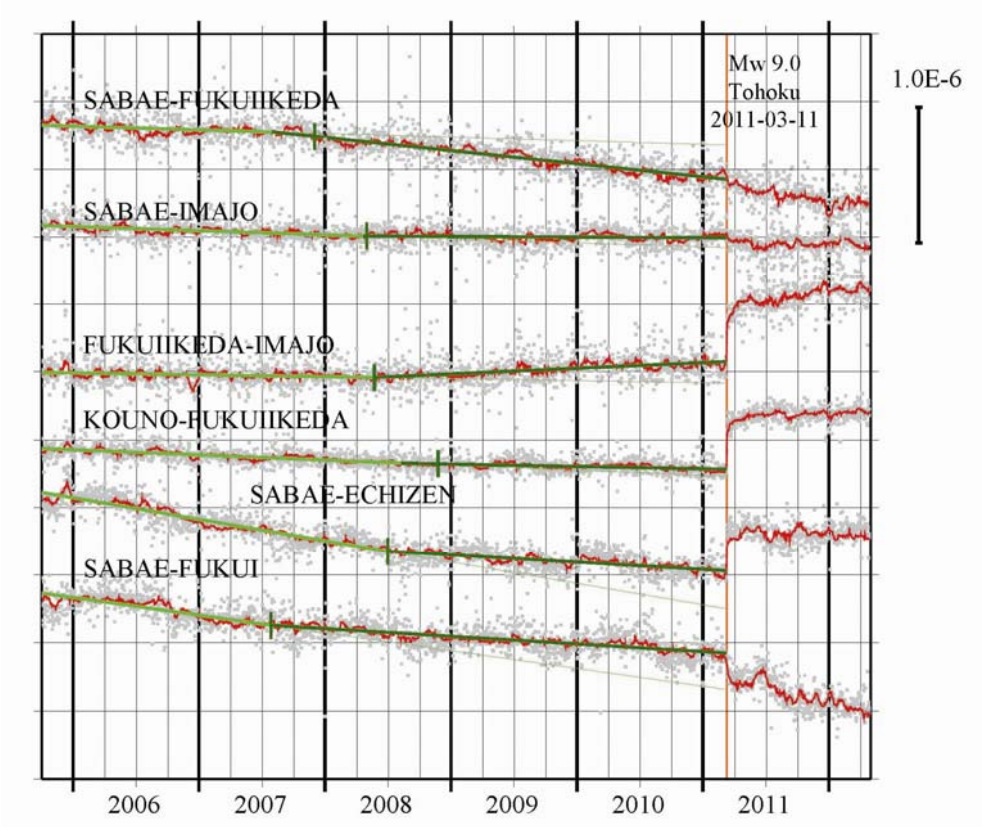


Fig.7 Baseline strain calculated from the GPS output data by the Geospatial Information Authority of Japan.

Fig.6 は2005年10月に北陸観測所坑道（Fig.1の★）内に設置した伸縮計（竹内ら，2006）の記録である。上から３成分が伸縮計の出力で，青色の振幅の大きいものが生波形，細い青が±0.5年の平均値，赤は，細い青線一成分を３直線で代表的に表示したものである。なお，３直線は最小2乗法で求めた。赤に注目すると，３成分とも，おおむね2006-2007，2008，2009-2011（年）に異なる傾きであらわされる。これは Fig.3 の地震数変化と深く関連する様に見える。

Bar. Press. は気圧計出力で，６年間を通じてほぼ1,000-1025 hPa に治まっている。

Temp は気温で，2008年から2010年まで0.25°/年程度下がっている。それ以後も下降気味であるが，率は小さくなっている。

最下部のPrcp.は雨量である。2009年の大半は欠測で，2010年後半からも観測機器の不調が続いた。

Fig.7 は国土地理院のGPSデータを用いて，必要な２点間の歪変化をプロットした。横軸は伸縮計に合せ，2005年10月-2012年4月とした。(測点位置はFig.8に示す。)

この図では，データのプロットは，淡い灰色が生データ，赤線は，当日と±10日の計21日データの中央値である。細い緑の直線は，各成分を2直線に近似したもので，作成方法は伸縮計と同様，最小二乗近似である。GPSの SABAE 電子基準点は伸縮計の置かれたトンネル（Fig.9 の■）から数kmにある。上部３記録は Fig.9 の太い赤△（ほぼ正三角形）で解る様に，北陸観測点の伸縮計を取り囲んでいる。下から３成分は参考に使用したが，内容には特に触れない。各成分に付けた縦緑線は，赤線のデータを代表２直線で表した区切り部分を表す。これらは伸縮計と同様，2008年内に変化が見られ，2009年以後には特に認められなかった。

2011年３月の東北地方太平洋沖地震（M9.0）による振幅は最大５×10^{-7}程度で伸縮計のそれと同程度である。

Photo 1 はSABAE 電子基準点を遠方から眺めたものである。この写真は基準点付近が安定した状況であることを示すもので，現地で目視確認した際，撮影したものである（2012年2月森井と細，撮影）。目視時，積雪があり細部は不明であるが，近傍には特段な異常もなく，結果は良好と判断した。赤い実線は，以下主ひずみ計算に用いたlineである。

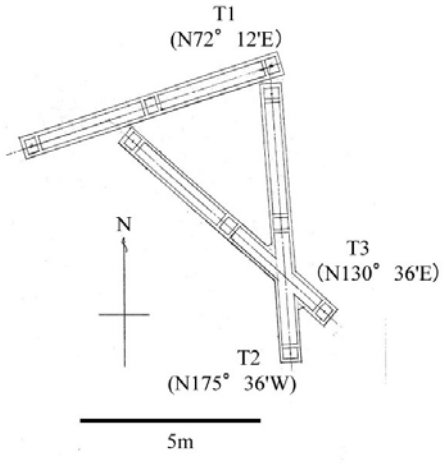


Fig.8 The extensometers set near the Hokuriku observatory. Their lengths are 7m. Observation directions of the instruments are shown in the figure.

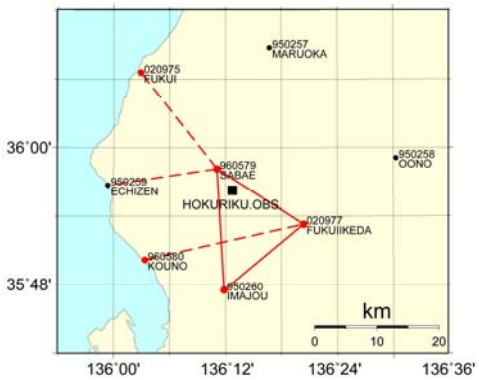


Fig.9 3 big red points : permanent GPS monuments that we used in this study.
Black square : Hokuriku observatory in whichi tunnel the extensometers are set.

Photo 1 SABAE permanent GPS monument.
See from North to South. (Photo by Morii and Hoso, 2012)

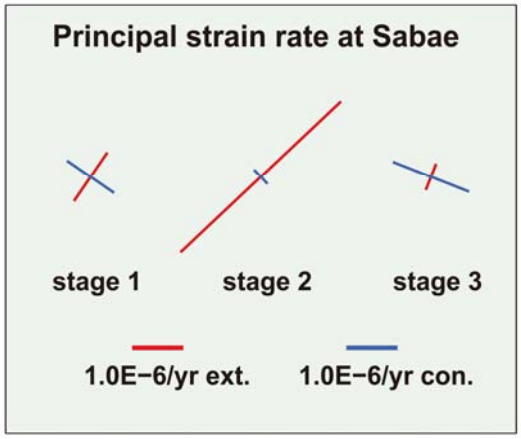


Fig.10 Maximum principal strain calculated from the extensometers in the Hokuriku Observatory tunnel, from Oct., 2005 to Apr., 2012.

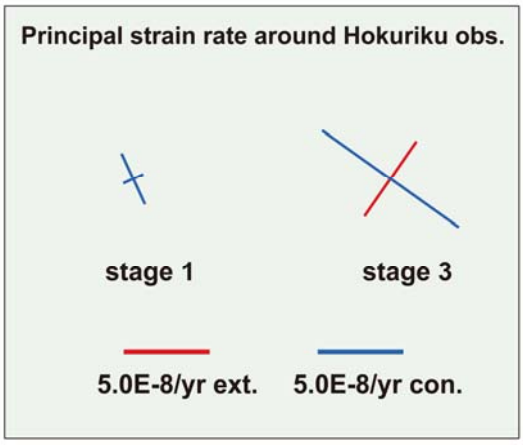


Fig.11 Maximum principal strain calculated from the GPS, named SABAE, FUKUIIKEDA, and IMAJOU, from Oct., 2005 to Apr., 2012.

Fig.10 は北陸観測所の伸縮計出力３成分から，Fig.6 に示した３期に分けて主歪２成分を計算したものである。 従って，stage1 とstage2 の区切りは2008年初め, stage2 と stage3 の区切りは2009年初めである。これに対し，Fig.11 は，Fig.7 で示した国土地理院のGPS 記録から得た２つの stage での主歪を示し，2008年前半とそれ以後に分けられている。Fig.10 における stage1 は Fig.11 での stage1 に対応し，Fig.10 の stage2 と stage3 は、併せて Fig.11 での stage3 が対応する。各 stage に於ける strain rate の増減は，図に大きな×印で表されている。strain rate の変化のプラスは赤，マイナスは青で表されている。

5. 検討

北陸観測所（鯖江）の年あたり歪をFig.6 で見ると，2008年1年間程度は大きな変化であった。2009年以後は，2008年以前と同程度に戻る。気温は補正無しであるが，2008年以後減少し，2008-2009 年が最もきつく0.3°程度低下した。そこで伸縮の参考のため，目視ながら stage2, stage3の合計をFig.11でGPSの同期stage3と比較すると，両者はよく似通う。

Fig.9 の SABAE-IMAJO, KOUNO-FUKUIIKEDA はほぼ直交し，いずれも主歪解の節線方向に近く，歪変化量が小さくなっている(Fig.7)。更に，KOUNO-FUKUIIKEDA は主歪計算に使用しておらず, Fig.11 の右方stage3とは独立量で, 調和的である。

＜SABAE＞点を含む測線では，2007年～2008年に，歪速度の不連続な変化が大きい。特に対向する FUKUI-SABAE-FUKUIIKEDA を見ると，FUKUI 側は歪速度減少, FUKUIIKEDA 側が増加となっており，<SABAE>点のローカルな不安定が懸念された。しかし幸い<SABAE> 点とは独立な測点を持つ FUKUIIKEDA-IMAJO でも明瞭な変化が見られ。よって数十km程度の範囲で歪速度変化が生じ，<SABAE> はその動きを示したと考えた。なお，<SABAE>の安定度は目視で確認した。（Photo 1）

6. まとめ

地震活動について，主な５域の時間変化をM≧2.5で見た。全般に地震数は2000年以降少ない。より均等と思われる M≧3.5 についても全域では同様に減少している。ただし，Nanjo，Nobi はここ数年多発している。

地殻変動では北陸観測所の伸縮計の動きが近傍のGPS 3点からの結果と似通っている事が示された。

謝辞

震源データは，京大防災研，及び気象庁一元化のものを使用させて頂きました。地殻変動に関しては，京大の伸縮計，国土地理院のGPSデータを利用させて頂きました。関係各位に感謝致します。

参考文献

竹内文朗・平野憲雄(1979) ：北陸地方南部の地殻構造について，京都大学防災研究所年報，第 22 号 B-1，pp.1-10 .

竹内文朗 (1983) 北陸地方の微小地震活動の特徴について（その２）: 京都大学防災研究所年報，第26号B-1，pp.145-151.

竹内文朗・平野憲(1985) ：北陸微小地震観測所の震源マップの概要について，京都大学防災研究所年報，第28号B-1，pp.157-170.

竹内文朗・大谷文夫・森井　亙・尾上謙介・細　善信・和田安男・園田保美(2006) ：北陸観測所トンネルの伸縮計設置，京都大学防災研究所年報，第49号B，pp.239-243.

竹内文朗・澁谷拓郎・松村一男・岡本拓夫(2009) : 北陸観測所30年間の地震観測(2) ―― b値の時間変化 ――, 京都大学防災研究所年報, 第52号B, pp.263-268.

渡辺邦彦・平野憲雄・岸本兆方(1978) ：北陸地方のサイスミシティ, 地震Ⅱ, 第31巻　第1号, pp.35-47.

（論文受理日：2012年6月8日）

Microearthquake number in these years in the Hokuriku area and the extensometer observation in the Hokuriku Observatory

Fumiaki TAKEUCHI(1), Takuo SHIBUTANI, Fumio OHYA(1), Kazuo MATSUMURA(1), Kin'ya NISHIGAMI, Norio HIRANO(1) and Takuo OKAMOTO(2)

(1) Retired
(2) Fukui National College of Technology

Synopsis

The Hokuriku Observatory started in 1970. After 1976, microearthquake data from each satellite station started to be sent to the observatory to by telemeters. After Oct., 1997, the Japan Meteorological Agency started the Ichigenka system, and our data also began to be used.

From Oct., 2005, we set 3 directional extensometers in the tunnel near to the Hokuriku Observatory. The maximum principal strains shown by the extensometers were similar to the GPS data of Geospatial Information Authority of Japan.

Keywords : Hokuriku region, epicenter, b-value, extensometer, GPS

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

稠密地震観測による近畿地方北部におけるメカニズム解と応力場

青木裕晃・片尾浩・飯尾能久・三浦勉・中尾愛子・米田格・澤田麻沙代・中尾節郎

要　旨

2008年11月以降，近畿地方北部に78点の臨時観測点を設置し，定常観測点を加えた150点のデータを解析した。同地域における一元化震源カタログの検知能力下限より大きい地震についてほぼ漏れなくメカニズム解を決定でき，解析の空間・時間分解能が大幅に向上できることがわかった。

丹波地域の応力逆解析結果には局地的な時間変化が見られるが，これは地震活動の偏りの影響であり，デクラスタ処理によりこれら「見かけ」の変化は除去される。逆に，M4級地震の余震などクラスター内部の詳細な解析が可能になった。琵琶湖西岸地域は逆断層型の応力場であるのに対して，丹波地域はσ2とσ3が分離できない場であり，両タイプの空間的境界は複雑な形状を呈する。丹波地域には小スケールの不均質構造が存在し，応力場推定に影響を与えていると考えられる。

キーワード: 応力場，微小地震，発震機構，丹波山地

1. はじめに

地震とは。地下の岩盤に応力が加わることで歪みが蓄積し，その歪みを断層のずれ運動で解放する現象である。現在の地震活動を理解し，将来の地震発生予測等の研究において地下の応力状態を把握するということが非常に重要である。しかし，地震が発生する深度は主に数kmから数百kmで，直接その場の絶対応力を知る手段はまだ確立されていない。自然地震はその地域の応力状態を反映して発生すると考えられ，微小地震のメカニズム解を正確に決定し詳細に調べること，さらにその地域の応力場を推定することは非常に重要である。

近畿地方北部の微小地震活動は極めて定常的に活発であり，広域かつ二次元的に広がっているため，通常活断層に沿って見られる過去の大地震の余震活動とは異なる。第四紀において火山が分布しない地域であり，日本列島の中でも特異な場所といえる。琵琶湖西岸地域から丹波地域にかけての領域は，近畿三角帯（藤田, 1968）の北西側の一辺を形成する位置にある。また，新潟神戸歪み集中帯（Sagiya et al., 2000）の一翼を担う場所でもあり，近畿地方や日本列島規模のテクトニクスを論じる上でも重要な地域であると考えられる。

近畿地方北部では，過去にもメカニズム解，応力場についての研究が行われている。小笠原・片尾（2006）は，丹波地域を対象に1992年から1998年のM2.5以上の地震約800個のメカニズム解を決定し，1995年の兵庫県南部地震により，同地域の応力場に擾乱が生じたことを示した。藤野・片尾（2009）は琵琶湖西岸地域を対象に1999年から2005年のM2.0以上の地震630個のメカニズム解を決定し，花折断層の西方を境に，東側は逆断層タイプ，西側は逆断層ではない応力場であることを示した。しかし彼らは，応力場は時間変化しないとの前提の下，時期の異なる小笠原・片尾（2006）のデータをマージして空間変化を求めている。片尾（2011）は丹波地域を対象に1976年から2001年の期間で，応力場の時空間的変化を概観している。この地域は逆断層タイプと横ずれ断層タイプの応力場が混在し，そのどちらが卓越するかは時間的，あるいは地域的に，刻々と変化しているように見えることを示した。しかし，過去の観測点12点のみから構成される，疎な観測網による押し引きのデータを用いた応力テンソルインバージョンによる結果のため，信頼性に欠け，精度の高い解析による再検証の必要性を指摘している。数年スケールで近畿地方北部の応力場に変化があるのなら，異なる時期のデータをマージして藤野・

片尾（2009）が示した空間変化は見かけ上のものにすぎない可能性がある。

近畿地方北部におけるこれまでの応力場の研究では，丹波地域と琵琶湖西岸地域を同条件かつ，一様に調べていない。メカニズム解が精度良く求まるのは，M2.0以上の地震に限られ，解析に十分な数のメカニズム解を得るためには，5年以上の期間が必要となり，時間的，空間的な解析の分解能は低かった。

本研究では，近畿地方北部において臨時の稠密地震観測を行うことで，より高精度のメカニズム解を大量に決定し，空間・時間分解能の高いメカニズム，応力場の解析を行った。

2.　データ・メカニズム決定

2.1　稠密地震観測網

本研究の大きな研究意義の1つは，臨時点を設置して観測点密度を上げ，解析の分解能を向上させたことである。2008年11月以降，文部科学省の委託業務「ひずみ集中帯の重点的調査観測・研究」の一環として，近畿地方中北部に稠密多点臨時観測網が設置された。この稠密観測では，最近開発された三成分一体型小型軽量地震計（KVS-300）と低消費電力収録装置（EDR-X7000）からなる新しい地震観測システム（以後，通称である「満点システム」と呼ぶ）を使用している。（三浦ほか，2010）。さらに2010年4月からは「地震及び火山噴火予知のための観測研究計画」における「近畿地方北部における地殻活動異常と地震先行現象の関係の解明」の一環として，33点の満点システムによる臨時観測点を追加設置した。

これらの臨時観測点に加えて，京都大学防災研究所付属地震予知研究センターの微小地震観測システムSATARN（大見ほか，1999）によるリアルタイムテレメータ定常観測網のデータを使用した。

SATARNには，京都大学および隣接する他大学や防災科学技術研究所の高感度地震観測網（Hi-net），気象庁の津波地震観測網，独立行政法人産業技術総合研究所管轄の観測網のデータが含まれている。

Fig. 1 に，本研究で用いた稠密地震観測網および定常観測点の配置を示す。臨時観測点全 78 点と定常観測点の内 33 点を示している。（緑色は京都大学防災研究所，黄色は防災科学研究所、白色は気象庁，紫色は独立行政法人産業技術総合研究所を示す（上図内に 33 点）。赤色の三角形は 2008 年以降，設置された臨時観測点（45 点），青色の三角形は 2010 年以降，設置された臨時観測点（33 点）を示す。）

丹波地域中央部において，これらの臨時観測点はおよそ5km間隔で設置されている。臨時観測ではオフライン現地収録式で観測を行い，約6ヶ月間の連続波形データが記録される。これを半年に一度回収してWIN形式に変換し，SATARNに収録されている定常観測データとマージし，気象庁の一元化震源カタログに従い，イベント波形データを作成している。

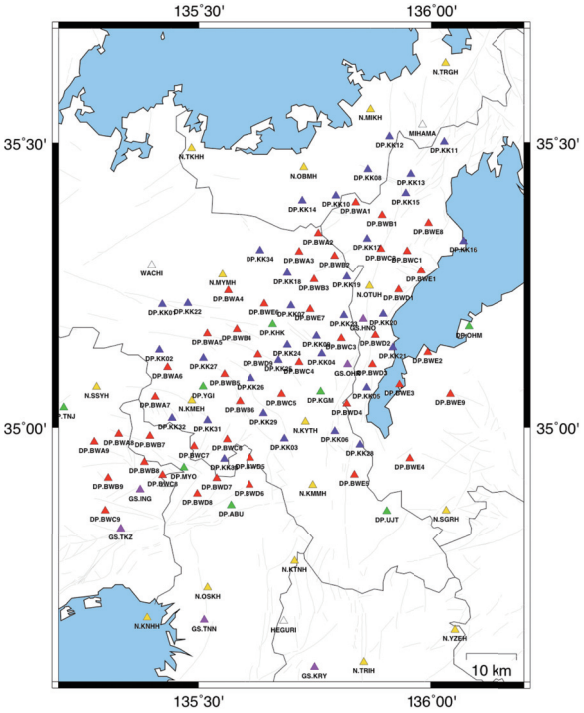


Fig. 1 Station distribution around the Northern Kinki district. Red ones and blue ones are the temporal station of the dense array observation.

2.2　メカニズム解の決定

本研究では，地震波形検測プログラムWIN（卜部・東田，1992）を用いて地震波形データに収録されたP波の初動極性の読み取りと震源再決定を行った。震源決定プログラムはhypomh（Hirate and Matsu'ura, 1987）を使用している。

微小地震のメカニズム解はP波初動の押し引きを用いて求める初動解が一般的である。本研究ではMaeda（1992）による方法を用い，観測された地震の初動押し引き分布を満足するメカニズム解をグリッドサーチで求めた。片尾（2004）により開発されたプログラムpick2mecを用いて，震源決定結果と初動の極性の読み取りデータを含むhypomhの出力（WINシステムにおけるpickファイル）から直接Maeda（1992）の方法でメカニズム解を計算した。

WINには自動処理機能が組み込まれており，走時や振幅だけでなく初動極性の読み取りも行われる。しかし，ノイズが大きい場合などP波の初動の立ち

上がりとは別の部分を読む例や，初動の極性を逆に読む例などが多数あり，現状では自動読み取りの結果をそのまま解析に利用することはできない。そのため本研究では全ての地震について，手動で再検測を行った。P波の初動極性，P波およびS波の到達時間を手動で読み取る場合，立ち上がりが不明瞭なものは積極的に除外した。少数の曖昧な読み取りデータが混入することにより，メカニズム解の決定精度が著しく低下する可能性があるためである。過去の研究では観測点が少なかったため，P波の初動極性が曖昧な場合でも，その観測点の情報がメカニズム解決定に必要になるため，無理な読み取りが行われていた可能性がある。しかし，本研究の稠密地震観測網では，観測点密度が格段に向上したことで，無理な初動極性の読み取りをする必要がなくなった。震源の再決定で用いる速度構造は震源再決定の際，震源の深さなどに大きく影響を与える。またメカニズム解決定においても震源からの射出角に影響を及ぼすため，解析精度向上のためには，できるだけ現実に近い速度構造を仮定する必要がある。本研究の速度構造モデルは，解析領域内である琵琶湖西岸地域で澁谷・竹内（2005）がJHD法により求めた，1次元速度構造モデルを使用した。

2.3　稠密地震観測によるメカニズム解決定精度の向上

稠密地震観測網により観測点の数が飛躍的に多くなったことで，メカニズム解の決定できるマグニチュードの下限が下がることが期待できる。Fig. 2に，M2.0，M1.0，M0.5の地震を例に，地震観測点数によるメカニズム解決定の精度の違いを例示する。

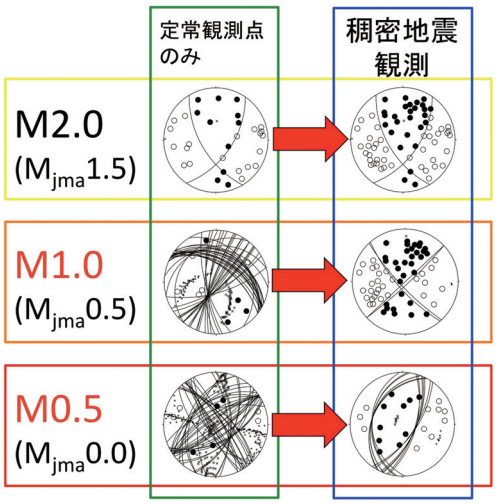


Fig.2 Examples for precise determination for the focalmechanisms using the dense array observation.

る。過去の研究と同様に定常観測網のみでメカニズム解を決めた場合，M2.0の地震では解を決めることができたが，M1.0，M0.5の地震については精度良く決めることはできなかった。これは地震の規模が小さく，P波の初動極性の読み取り可能な観測点が少ないため，押し引き分布を説明する解の候補が多数になり絞り込むことができないためである。稠密観測網を使用すると，M1.0やM0.5の地震であってもメカニズム解の候補を少数に限定することができた。臨時観測点を加えることで定常観測網に比べ観測点の数が増え，震央近くに初動極性の情報を持った観測点が在ることが大きく寄与していると考えられる。図にはマグニチュードが2つ（MとMjma）表記されている。Mは本研究の稠密地震観測で決められたマグニチュードで，Mjmaは気象庁で決められた一元化震源カタログにおけるマグニチュードである。両者間に，マグニチュードシフトが0.5程度確認されている。本研究では稠密地震観測で決めたマグニチュード（表記はM）を使用した。

2.4　メカニズム解決定精度の評価基準

P波初動の押し引きに基づくメカニズム解決定では，P波の初動極性を正確に読んだとしても，必ずしもメカニズム解が一意に決定出来るとは限らない。過去の研究では，各観測点の極性を説明できるメカニズム解の候補の数や押し引き分布が合致している割合である「score値」にある一定の基準を設け，その基準をクリアしたメカニズム解のみを解析に使用している。それらに加え本研究ではKagan角（Kagan, 1991）を導入し，解の決定精度の評価を行った。Kagan角は2つのダブルカップル解を重ねるためにはどれだけ，震源球上で回転させればよいかを示す角度である。複数の解の候補がある場合，解相互のKagan角を計算することで，解の候補のばらつきを定量的に表現できる。解の候補の数が少ないにも関わらず，1つの地震について逆断層と横ずれ断層のように，大きく異なった解が候補として求まっている場合，Kagan角の値は大きくなる。

本研究では，メカニズム解決定精度の評価基準を①観測点数が15以上，②score値が0.9以上，③解の数が10以下，④Kagan角の最大値が35°以下と定義し，全ての条件を満たしたものだけを解析に用いた。

2.5　解析領域とデータセット

本研究では稠密観測網を有効に活用するために，「研究対象地域」（34.800°~35.590° N，135.300°~136.095° E（Fig. 3の青色の矩形領域）を定義し，研究対象とする地震はこの領域の深さ30km以浅で発生したものとした。本研究では，後の解析に合わ

せて，「研究対象地域」の中に，以下のように3つの領域を定義した。
①「丹波地域」34.800° ~35.200° N，135.300° E~135.800° E（Fig. 3の赤色の矩形領域）
②「琵琶湖西岸地域」34.800° ~35.400° N, 135.790° ~136.095° E（Fig. 3の緑色の矩形領域）
③「丹波地域中央部」34.845° ~35.125° N, 135.400° ~135.700° E（Fig. 3の紫色の矩形領域）
本研究で用いる地震波形データから，時間，空間，マグニチュードなど様々なパラメータで区分できる2つのデータセットを作った。地震波形データ数は，データセット間で範囲，期間に重なりがあるので重複してカウントしている

「データセットA」
範囲：「研究対象地域」全域
期間：2008年12月20日~2009年3月31日の100日間および，2010年5月1日~6月30日と2010年8月1日~8月31日の92日間
一元化震源カタログの地震数：1460
メカニズム解の決定精度基準を満たした解の数：1195

「データセットA」は，「研究対象地域」（Fig. 3）における，メカニズム解と応力場の時空間変化を調べるために用いる基本のデータセットとして作成した。気象庁の一元化震源カタログに収録されているM0.5以上（Mは本研究で決めたマグニチュード）で，指定した領域，期間に発生した地震波形データで構成した。M2.0以上の地震についてはマグニチュードで分けて比較する際，この期間のみでは地震数が不足しているため，2009年4月1日から12月31日の期間の44個を追加している。メカニズム解決定を行い，定義した決定精度の評価基準に当てはめた結果，一元化震源カタログにある地震1460個の内，メカニズム解の決定精度基準を満たした解の数1195個であった。この1195個の地震のデータを「データセットA」とする。

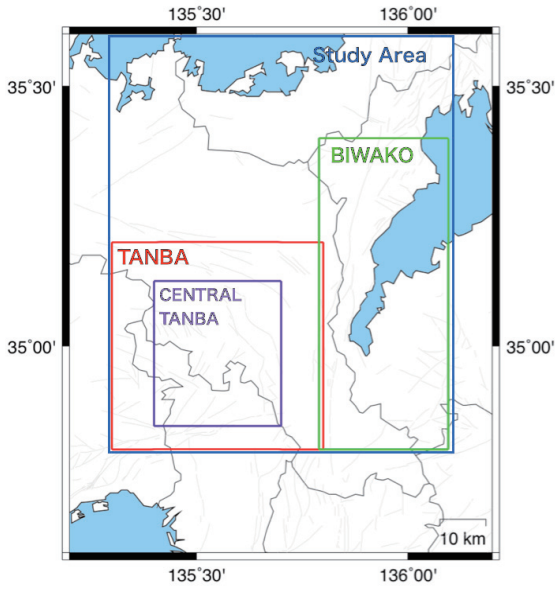


Fig.3 Spacial area corresponded to datasets for analyses.

「データセットB」
範囲：「丹波地方中央部」
期間：2009年9月1日~2010年8月31日の1年間
一元化震源カタログの地震数：783
メカニズム解の決定精度基準を満たした解の数：782

データセットBは，丹波地域で地震活動の活発な「丹波地域中央部」（Fig. 3）において，2009年9月1日~2010年8月31日の1年間のメカニズム解決定を行い，通年での詳細な応力場の時間変化を調べるために用いるデータセットとして作成した。気象庁の一元化震源カタログに収録されているMjma0.5以上で，指定した領域，期間に発生した地震波形データで構成した。メカニズム解決定を行い，定義した決定精度の評価基準に当てはめた結果，一元化震源カタログにある地震783個の内，メカニズム解の決定精度基準を満たした解の数782個であった。この782個の地震のデータを「データセットB」とする。

本研究で扱った一元化震源カタログ上の地震は

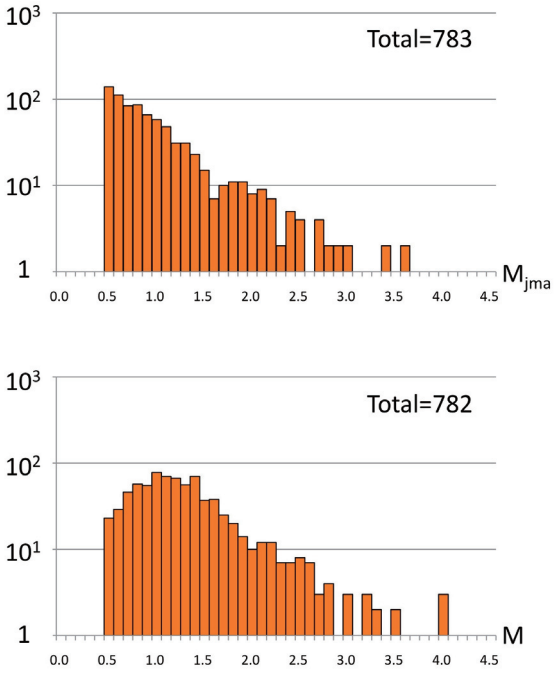


Fig.4 Magnitude – Frequency distributions for JMA Catalog (Upper) and the mechanism data by this study (Lower).

2094個であり，それらのP波の初動極性を手動で読み取った。メカニズム解決定を行った後，本研究で定義したメカニズム解の決定精度評価基準を満たしたもので，上記の「データセットA」と「データセットB」で重複した地震を除くと総数1762個であった。

近畿地方北部における，一元化震源カタログにおけるマグニチュード頻度分布から，Mjma0.5よりもマグニチュードが小さい範囲の地震数は，グーテンベルグ・リヒター則に従っておらず，規模が小さすぎるため全ての地震を検知できていないことを意味する。つまり，Mjma0.5は一元化震源カタログ上での検知能力の限界といえる。Mjma0.5はマグニチュードシフトを考慮すると，およそM1.0と換算できる。ちなみに従来定常観測網だけでメカニズム解が決定が可能なマグニチュードの下限M2.0は，気象庁のマグニチュードでは概ねMjma1.5に相当する。Fig. 4（上）に「データセットB」において，2009年9月1日から2010年8月31日の期間の一元化震源カタログにおけるマグニチュード頻度分布を示す。「データセットB」は近畿地方北部における一元化震源カタログ上での検知能力の限界であるMjma0.5以上の地震で構成した。Fig. 4（下）はメカニズム解の決定精度評価基準を満たしたもので，本研究で決定した

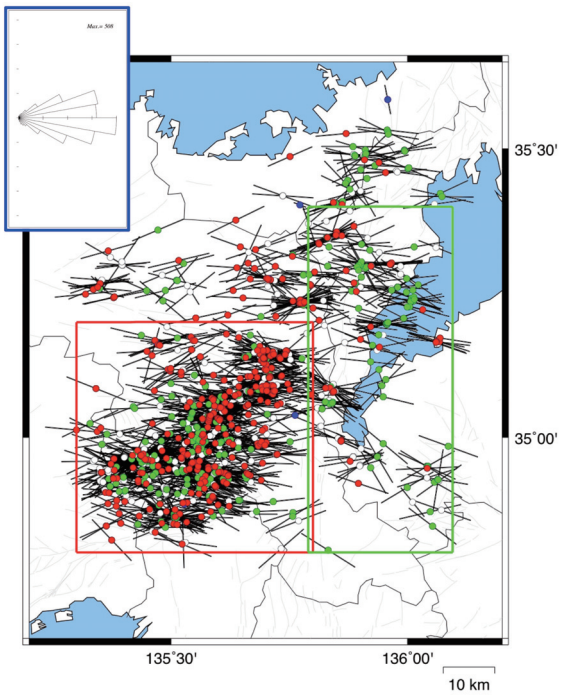


Fig.5 Epicenters, mechanism types and P-axis directions for the “Dataset A”.

マグニチュードによる頻度分布を示す。気象庁と本研究のマグニチュード頻度分布のピークの位置が異なるのは，0.5程度確認されているマグニチュードシフトによるものであると考えられる。このデータセットの783個の地震のうち，決定精度評価基準を満たした地震数は782個で，決まらなかったのは1個だけであった。つまり，「データセットB」の「丹波地域中央部」では本研究の稠密地震観測により，近畿地方北部における一元化震源カタログ上での検知能力の下限より大きい地震のメカニズム解をほぼ漏れなく，精度良く決定できることが分かった。

3. メカニズム解の特徴

「研究対象地域」で2008年12月20日~2009年3月31日の100日間および，2010年5月1日~6月30日および，2010年8月1日~31日の92日間に発生した地震のうち，メカニズム解決定の精度評価基準を満たした1195イベントによる「データセットA」を用いてメカニズム解の特徴を述べる。

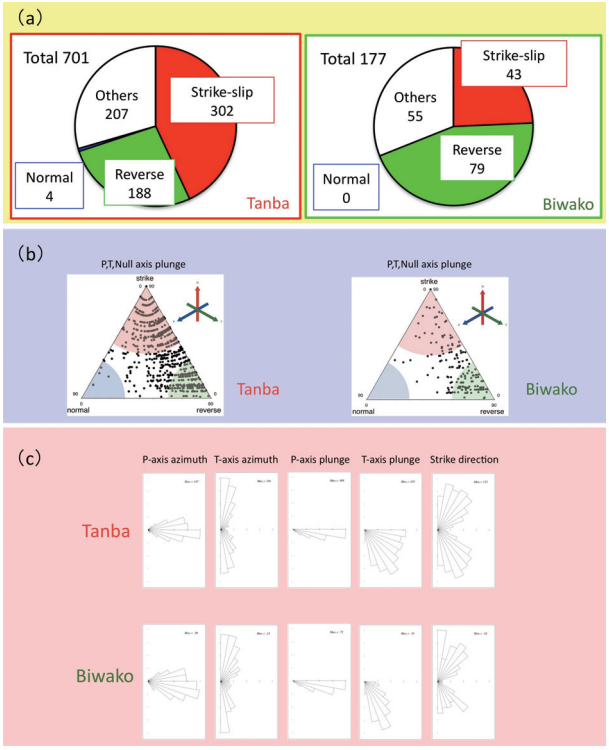


Fig.6 Comparison for “Tamba” area with “Biwako” area. (a) Proportions of the fault type. (b) Distributions of the fault types (c) Rose diagrams for P-axis directions and plunge of P, T-axes and the strike of faults.

3.1　丹波・琵琶湖西岸地域のメカニズム解

「データセットA」について，震央，P軸方位（azimuth），断層タイプをFig. 5に示す。断層タイプの分類には，Yamanaka et al. (2002)に従い，P軸の傾き（plunge）が60°以上のものを正断層タイプ，T軸のplungeが60°以上のものを逆断層タイプ，Null軸のplungeが45°以上のものを横ずれ断層タイプ，それ以外のものを中間タイプと定義している。断層タイプは震央の中塗り色で表し，正断層タイプを青色，逆断層タイプを緑色，横ずれ断層タイプを赤色，中間タイプを白色で描いている。解析領域全体のP軸の方位（azimuth）はほぼ東西方向に卓越している。これは過去の研究で指摘されている，近畿地方北部が東西方向の圧縮場であることに整合的である。正断層の地震は近畿地方北部では，極めて稀にしか起こらない。

藤野・片尾（2009）により，花折断層近傍を境に東側の琵琶湖西岸地域では逆断層タイプ，西側の丹波地域では逆断層タイプではない応力場が卓越していることが示されている。そこで，この境界の存在と地震の活動度を考慮し，「研究対象地域」を「丹波地域」（Fig. 3の赤色矩形領域）と「琵琶湖西岸地域」（Fig. 3の緑色矩形領域）に分け，メカニズム解を比較した。Fig. 6(a)に両地域の断層タイプの比率を円グラフで示す。

断層タイプの分布を見るのに適した図として，Frohlich（1992)は三角形のプロット図を提案している（以後，デルタプロット図と呼ぶ）。この図は，Null軸のazimuthを任意とし，1つのメカニズム解の各軸のplungeを点で示している。「丹波地域」「琵琶湖西岸地域」のぞれぞれで求めたデルタプロット図をFig. 6(b)に示す。

P，T軸のazimuth，P，T軸のplunge，節面の走向（strike）の分布を各々10°毎のヒストグラムで表す。azimuthは北から時計回りの角度を表わし，plungeは水平面から下向きの角度を表わしている。節面のstrikeは，1つのメカニズム解から求まる2つの節面の走向を重複してカウントしている。「丹波地域」「琵琶湖西岸地域」のぞれぞれで求めたヒストグラムをP，T軸のazimuth，P，T軸のplunge，節面のstrikeの順に，Fig. 6（c）に示す。

デルタプロット図や円グラフより，地域による卓越する断層タイプに相違点が見られる。「丹波地域」は横ずれ断層タイプが40%，逆断層タイプが30%存在し，2つの断層タイプが混在している。「琵琶湖西岸地域」は逆断層タイプが45%，横ずれ断層タイプが25%であった。この地域のT軸のplungeが高角に卓越していることからも，琵琶湖西岸地域は逆断層

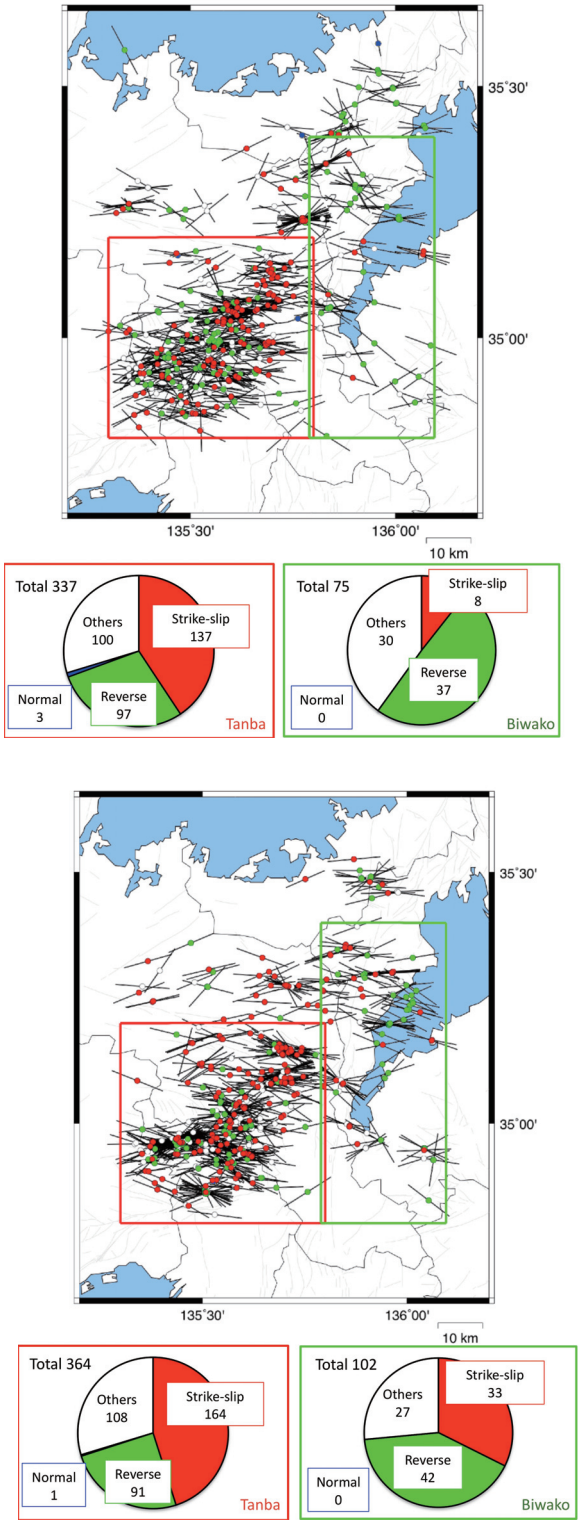


Fig.7 Comparison for the period “2009” (Upper) with “2010” (Lower). Distributions of epicenter and the fault type and proportions of the fault type.

タイプの地震が多いことが分かる。これは藤野・片尾（2009）が指摘した，丹波地域と琵琶湖西岸地域

での応力場の違いと整合的である。P軸のazimuthが東西方向に，P軸のplungeが低角に卓越していることについては2つの領域で違いは見られない。

3.2　メカニズム解の時間変化

「データセットA」を2008年12月20日~2009年3月31日の100日間（以後，「2009年」と呼ぶ）と，2010年5月1日~6月30日および2010年8月1日~31日の92日間（以後，「2010年」と呼ぶ）のサブセットに分けて，メカニズム解の時間変化を調べた。Fig. 7（上）に，「2009年」の震央，P軸のazimuth，断層タイプ，断層タイプの比率，「丹波地域」を赤の矩形領域，「琵琶湖西岸地域」を緑の矩形領域で示した。同様にFig. 7（下）に，「2010年」についての震央，P軸のazimuth，断層タイプ，断層タイプの比率，領域等を示した。また，両期間について各々P，T軸のazimuth，P，T軸のplunge，節面のstrikeのヒストグラム，デルタプロット等を作成し比較した。

「丹波地域」の結果には，次のような特徴がある。「2009年」は，横ずれ断層タイプが40%，逆断層タイプが30%存在した。「2010年」は，横ずれ断層タイプが45%，逆断層タイプが25%だった。2つの時期の結果を比較すると，「2010年」は「2009年」より，若干横ずれ断層の割合が増えているが，圧倒的に卓越しているとはいえず，時期によらず2つの断層タイプが混在している傾向が見られる。ヒストグラムをみると，こちらも時期に関係なくP軸のazimuthはほぼ東西で，plungeは水平に，またT軸のazimuthはほぼ南北方向に卓越することが分かった。T軸のplungeは様々な角度にまんべんなく分布し，「2009年」と「2010年」の分布は非常に良く似ている。さらに，節面のstrikeについても，2つの時期は良く似ていることが分かった。デルタプロット図にも明瞭な違いは見られなかった。

「琵琶湖西岸地域」についての結果は，以下のような特徴がある。「2009年」は，逆断層タイプが50%を占め，横ずれ断層タイプは10%程度だった。「2010年」は，逆断層タイプが40%，横ずれ断層タイプが30%であった。2つの時期の結果を比較すると，断層タイプの比率に変化が見られた。「2009年」と「2010年」でメカニズム解決定をした地震の震央，P軸のazimuth，断層タイプを示すFig. 7を見ると，「2010年」の「琵琶湖西岸地域」の北西の領域で，「2009年」にはほとんど見られない横ずれ断層タイプのメカニズム解が確認できる。これは，特定の時期に局所的に横ずれ断層タイプの地震活動が活発になったものと考えられる。2つの時期の結果を比較すると，「琵琶湖西岸地域」の断層タイプは逆断層タイプが卓越し，T軸のplungeは高角に卓越が見られる。これらから，「琵琶湖西岸地域」は逆断層タイプのメカニズム解が多く，時期による顕著な変化はないと考えられる。ヒストグラムにおいても，時期に関係なくP軸のazimuthはほぼ東西で，plungeは水平に卓越が見られた。

3.3　丹波地域のメカニズム解の詳細

「丹波地域」において，マグニチュードや深さの違いによるメカニズム解の変化を詳細に調べた。マグニチュードとメカニズム解の関係を調べるために，「データセットA」を「M2.0以上」，「M1.0以上M2.0未満」，「M1.0未満」の3つに区分し，解析を行った。「データセットA」は，2008年12月20日~2009年3月31日の100日間と2010年5月1日~6月30日と2010年8月1日~31日の92日間に「研究対象地域」で起こった地震で構成した。「M1.0以上M2.0未満」は358個，「M1.0未満」は318個のメカニズム解があ

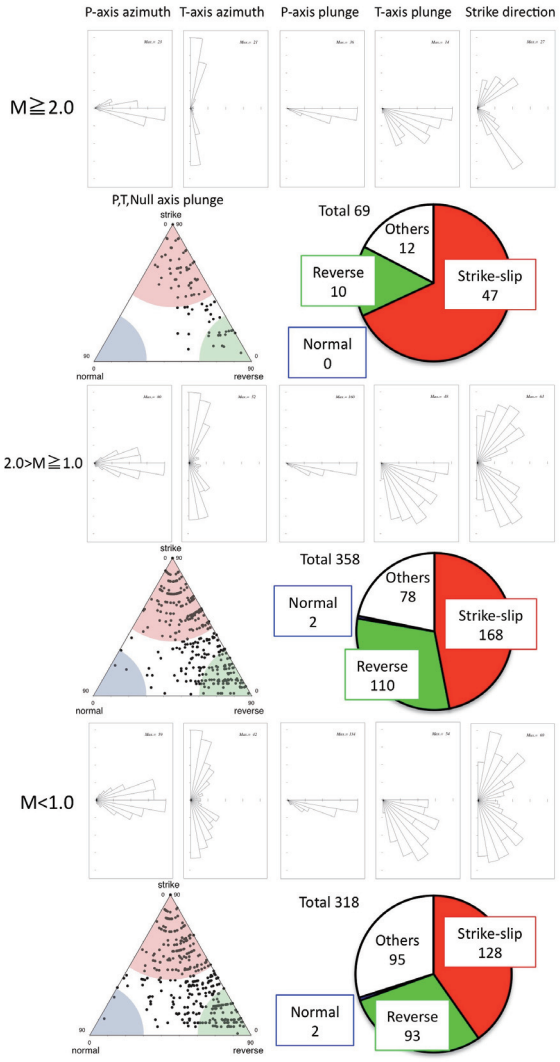


Fig.8 Comparison for the ranges of magnitude. Distribution and proportions of the fault types.

るが，「M2.0以上」は25個しかなく，この期間だけではM2.0以上の地震のメカニズム解を比較に用いることは難しい。そのため，2009年4月1日から12月31日の期間に起こったM2.0以上の地震44個を追加し，「M2.0以上」の区分として69個のメカニズム解を用いた。

Fig. 8に，それぞれの区分で起こった地震のメカニズム解のP，T軸のazimuth，P，T軸のplunge，節面のstrikeのヒストグラム，デルタプロット図を示す。どの範囲であっても，P軸のazimuthはほぼ東西で，plungeは水平方向に卓越が見られた。デルタプロット図の結果を比較すると，明瞭な違いは見られなかった。しかし，「M2.0以上」の地震の横ずれ断層の比率が68.1%で，「M1.0以上M2.0未満」の46.8%，「M1.0未満」の40.3%に比べて，多いようである。「M1.0以上M2.0未満」や「M1.0未満」の地震は横ずれ断層タイプと逆断層タイプが混在している。さらに，マグニチュードが小さくなるにつれて，中間タイプの地震が増えていくように見える。各範囲における中間タイプの割合を調べると，「M2.0以上」では17.4%だったが，「M1.0以上M2.0未満」は21.8%，「M1.0未満」は30.0%だった。T軸のplungeのヒストグラムでは，「M2.0以上」ではやや低角に卓越が見られるが，「M1.0以上M2.0未満」「M1.0未満」では広範囲にばらついている。中間タイプの増加はマグニチュードが小さいイベントのメカニズム解に見られたT軸のplungeのばらつきが反映されたものと考えられる。

マグニチュードが小さく，中間タイプに分類されるメカニズム解を持つ地震は，ある一定の領域に集中して起こっている可能性がある。そこで，マグニチュードが小さく，中間タイプのメカニズム解を持つ地震の震源分布を調べた結果，これらの地震は一定の場所や深さで局所的に発生しているような特徴は見られなかった。

本研究の稠密地震観測により，これまでに知り得なかったM2.0以下の地震のメカニズム解を知ることができた。「丹波地域」のメカニズム解は地震の発生した時期，地震の規模の大小で断層タイプが大きく変わることはない。しかし，マグニチュードが小さい地震のメカニズム解は，マグニチュードの大きい地震のメカニズム解に比べると，T軸のplungeが乱れる傾向があり，中間タイプのメカニズム解が多くなることが分かった。これらの結果は，決定精度評価基準を満たしたメカニズム解のみで解析を行っているため，マグニチュードの小さい地震の決定精度に問題があるというわけではない。また，中間タイプのメカニズム解をもつ地震が特定の地域や深さに集中している傾向は見られなかったので，局所的な特徴ではなく，一般的な性質であると考えられる。

「データセットA」を震源の深さ方向に分け，メカニズム解と震源の深さの関係性を調べた。「丹波地域」では，16kmより深い場所では地震が起こっていないため，深さ16kmまでを考える。震源の深さで0~7.5km，7.5~10km，10~12.5km，12.5~16kmの4つに分け，解析を行った。Fig. 9に，それぞれの区分で起こった地震のメカニズム解のP，T軸のazimuth，P，T軸のplunge，節面のstrikeのヒストグラム，デルタプロット図を示す。P軸のazimuthはほぼ東西への卓越が確認できた。P軸のplungeはほぼ水平方向に卓越しているが，0~7.5kmの範囲で若干のばらつきが見られる。Iio（1996）は丹波地域で起こる地震のメカニズム解を研究し，震源が深くなるとT軸のplungeが低角に卓越，つまり横ずれ断層タイプのメカニズム解が増加する傾向があると報告している。本研究の結果，12.5km以浅の3つの範囲は高角から低角までばらつきが見られ，12.5kmより深い範囲は，T軸のplungeが低角に卓越する傾向が見られた。これはIio（1996）に整合的である。

「データセットA」を，マグニチュードと震源の深さの両方で分けて，解析を行った。以下の通りに区分し，解析を行った。

① M1.0以上，深さ0~12km，② M1.0以上，深さ12~16km，③ M1.0未満，深さ0~12km，④ M1.0

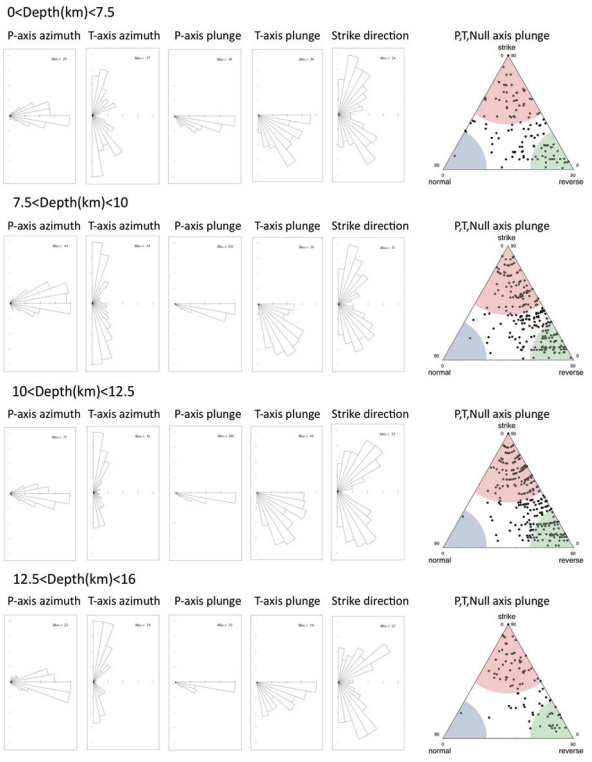


Fig.9 Comparison for the ranges of depth. Distribution of directions and the fault types.

未満，深さ12~16km

Fig. 10に，それぞれの区分のメカニズム解のP，T軸のazimuth，P，T軸のplunge，節面のstrikeのヒストグラムおよび，デルタプロット図を示す。P軸のazimuthはほぼ東西に卓越，P軸のplungeはほぼ水平への卓越が見られるが，④の範囲ではばらつきが確認できる。その原因として，マグニチュードが小さいことと震源が深いことが考えられるが，地震の数が少ないという統計的な要因も考えられる。さらに，丹波地域のメカニズム解で震源の深さが12kmより深い場合，T軸のplungeの角度が低角に卓越することと，マグニチュードの関係を調べた。その結果，②の範囲は整合的だったが，④の範囲ではT軸のplungeが高角の卓越が見られた。つまり，M1.0以上で震源の深さが12kmより深い所で起こる地震は横ずれ断層タイプが多いが，M1.0未満の地震は横ずれ断層タイプと逆断層タイプのメカニズム解が混在していることが分かった。

3.4　第3章のまとめ

「研究対象地域」において，2008年12月20日~2009年3月31日の100日間と2010年5月1日~6月30日と2010年8月1日~31日の92日間において，基準を満たしたメカニズム解1195個を用いて解析を行った。

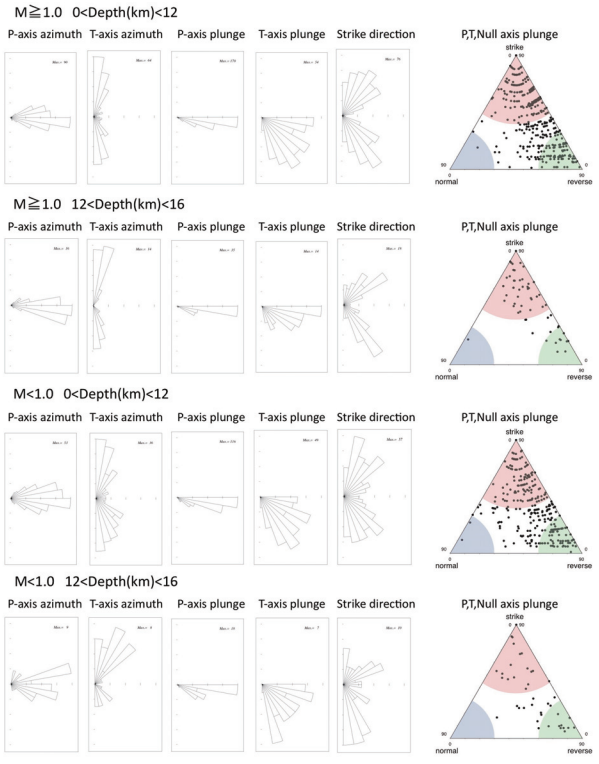


Fig.10　Comparison for the ranges of depth. Distribution of directions and the fault types.

1.　P軸のazimuthは東西方向への卓越が見られた。「研究対象地域」は東西圧縮により，地震が発生している。

2.　「研究対象地域」を「丹波地域」と「琵琶湖西岸地域」に分けて，メカニズム解の断層タイプを調べた。「丹波地域」は横ずれ断層タイプと逆断層タイプが混在し，「琵琶湖西岸地域」は逆断層タイプの卓越が見られた。

3.　「丹波地域」において，「2009年」と「2010年」の2つの期間について，有意なメカニズムの変化は見られなかった。

4.　マグニチュードが小さくなるにつれ，中間タイプのメカニズム解が多くなる傾向が見られた。中間タイプのメカニズム解は特定の地域や深さに集中せず，領域全体にまんべんなく発生していた。

5.　M1.0より大きい範囲で震源が深くなると，T軸のplungeが低角に卓越する傾向が見られ，Iio（1996）に整合的であった。M1.0未満の範囲では，必ずしもそのような傾向は見られなかった。

4.　応力テンソルインバージョン

4.1　応力テンソルインバージョンの方法

ある空間内で起こる微小地震のメカニズム解が全て同じであるとは限らない。つまり，単一の微小地震のメカニズム解のP軸およびT軸は，必ずしもその空間の応力場の主応力軸とは一致しない。空間の応力場を多数のメカニズム解より定量的に推定する方法として，応力テンソルインバージョン法がある。応力テンソルインバージョンは前提として，応力場は一様であること，断層の方向はランダムな分布であることを仮定している。

本研究ではHoriuchi et al.（1995）により開発されたインバージョン法を用いた。この方法では，P軸の初動の押し引きから直接，その押し引きを最も良く説明する応力パラメータをグリッドサーチにより求める。このことは，稠密地震観測網によりP軸の初動の押し引きの情報が正確で，豊富にある本研究のデータを用いて応力テンソルインバージョンを行うことに適していると考えられる。さらに，推定された最適な応力解から応力状態を厳密に議論するために，Gephart and Forthys(1984)にしたがって95%信頼区間を推定した。

4.2　解析空間と解析期間

近畿地方北部では，藤野・片尾（2009）により応力場の空間変化の可能性が示唆されている。本研究で示した震央分布と断層タイプをプロットした図でも，「丹波地域」と「琵琶湖西岸地域」のメカニ

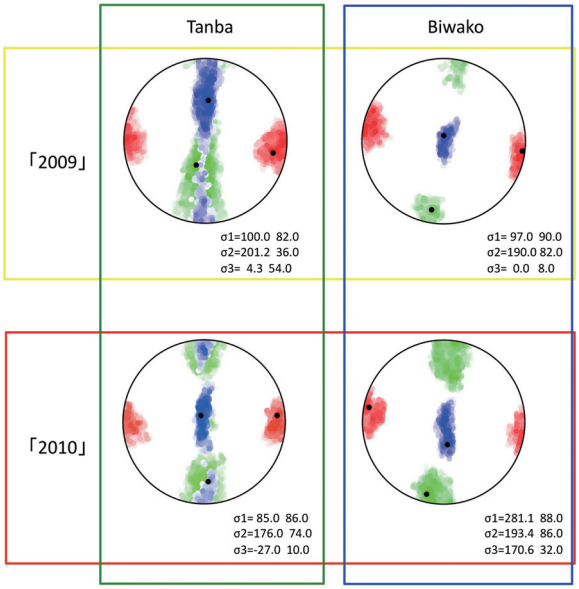


Fig.11 Results of the stress tensor inversion for 4 datasets:

ズムの違いが確認できる（Fig. 5，Fig. 6）。また，「丹波地域」は地震活動が活発であり，複数の断層タイプのメカニズム解が混在しているようにも見える。この地域は非常に広域なため，「研究対象地域」全域に全く同一の応力場が作用しているとは考えにくい。また，応力場が時間的に変化している可能性も考えられる。したがって，「2009年」と「2010年」の2つの期間において，「丹波地域」と「琵琶湖西岸地域」で応力テンソルインバージョンによる応力場の推定を行った結果をFig. 11に示す。推定された応力軸の分布は上半球ステレオ投影で表わし，赤はσ1，緑はσ2，青はσ3，Gephart and Forthys (1984)により推定される95%の信頼区間に入るものを，最適解に近ければ色を濃く，遠くなるに従い，徐々に淡く表現した。黒い円は最適解の主軸を表わしている。「丹波地域」の応力場を比較すると，「2009年」「2010年」ともに，σ2とσ3が明瞭に区別できない，逆断層とも横ずれ断層ともとれない結果であったが，σ2とσ3の主軸の位置に違いが見られた。「琵琶湖西岸地域」の応力場を比較すると，「2009年」「2010年」共に，σ2が南北方向，σ3が鉛直方向の逆断層タイプの応力場で大きな変化は見られなかった。つまり，「琵琶湖西岸地域」は応力場の時間的な変化は見られなかったが，「丹波地域」の応力場は時間変化している可能性がある。

4. 3　応力場の時間変化

解析領域を小領域に分け，それぞれの領域で応力テンソルインバージョンを行うことで，応力場の時空間変化を連続的かつ，詳細に調べることにした。

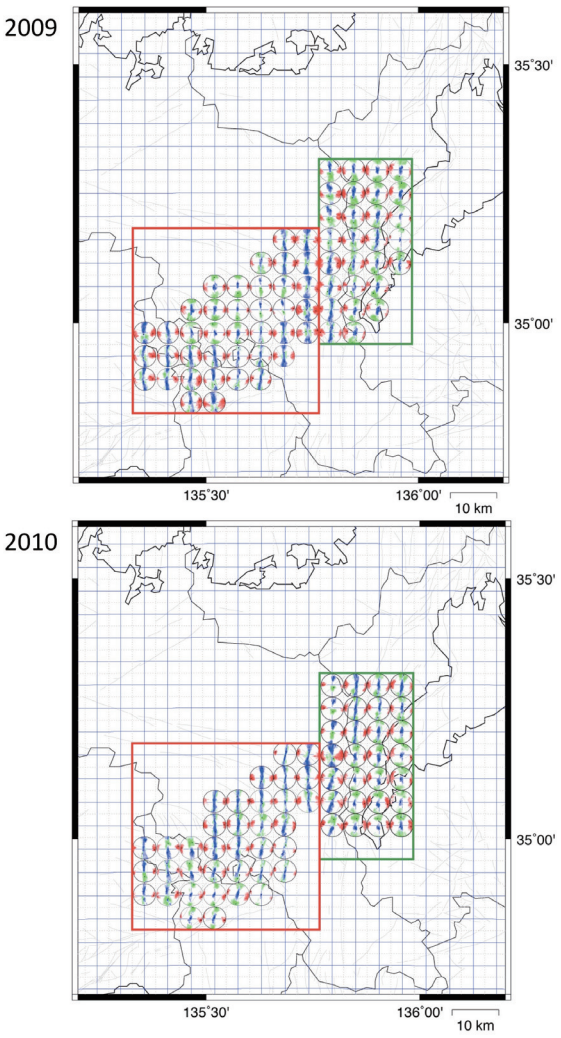


Fig.12 Results of the stress tensor inversion for the small areas based on the datasets “2009” and “2010”.

解析範囲を5kmのグリッドで覆い，各格子点を中心とした10km四方の小領域を定義し，各小領域内に含まれる地震メカニズムを用いて，インバージョンを行った。地震活動が低調で，地震数が10個以下で応力テンソルインバージョンを行えない領域が「琵琶湖西岸地域」に多く存在した。その領域に対しては15km四方に領域を拡大して，同様にインバージョンを行った。15km四方の小領域でも地震数が少ない領域は解析の対象外とした。

応力テンソルインバージョンを行うには，解析領域内に最低10個の地震のデータが必要であるとする。「研究対象地域」を10km 四方の小領域に分けるとすると，全体で500個以上の地震データが存在しなければならない。先行研究のメカニズム解決定ができる地震規模の下限はM2.0であった。解析対象領域内において， M2.0以上の地震全てのメカニズム解を決定できたとしても，応力場を推定するため

に必要な500個以上のメカニズム解を得るには，5年以上の期間が必要になる。本研究では，稠密地震観測によりM0.5の地震のメカニズム解まで決めることができた。同じ範囲で2年間にM0.5以上の地震は3312個起こっているため，約3ヶ月で500個以上のメカニズム解を決めることができる。すなわち稠密地震観測によって，時間の分解能が格段に向上したと言える。

片尾（2010）は，丹波地域は数年間隔で応力場が時空間的に変化している可能性が示唆している。本研究では片尾（2010）が対象とした丹波山地よりさらに範囲を広げ，「研究対象地域」における応力場の時空間変化を調べた。解析には「データセットA」を用いる（第2章参照）。解析期間は2008年12月20日~2009年3月31日の100日間（「2009年」と呼ぶ）の595イベントおよび，2010年5月1日~6月30日と2010年8月1日~31日の92日間（「2010年」と呼ぶ）の531イベントのサブセットに分ける。Fig. 12に「2009年」と「2010年」の解析領域の応力場の推定結果と「丹波地域」「琵琶湖西岸地域」を赤色と緑色の矩形領域を示した。これらの結果を比較すると，「琵琶湖西岸地域」では，σ1はほぼ東西，σ2はほぼ南北，σ3はほぼ鉛直方向の結果が得られた。この領域は「2009年」，「2010年」で逆断層タイプの応力場で，変化は見られなかった。しかし，「丹波地域」では異なる応力場を表わす結果が見られた。この領域の北側で，「2009年」は逆断層タイプの応力場を表わす結果が得られた。「2010年」はσ2とσ3が明瞭に区別できない，逆断層とも横ずれ断層ともとれない応力場が推定され，両期間の結果に相違点があった。さらにこの領域の南部は，「2009年」の応力場がσ2とσ3が区別できないタイプ，「2010年」の応力場は逆断層タイプの結果が得られた。「2009年」と「2010年」の「丹波地域」で異なる応力場を示す結果が得られたことは，この領域の応力場が時空間変化している可能性がある。

4.3.1　詳細な時間変化

「丹波地域」において「2009年」と「2010年」の応力場を推定した結果を比較すると，異なる応力場を示す領域が見られた。この地域の応力場の時間変化を詳細に調べるために，比較した期間の間の応力場の変化を調べた。解析には「データセットB」を用いた（第2章参照）。解析領域は「丹波地域」の中でも変化が著しく見られた「丹波地域中央部」（34.845°~35.125° N，東経135.400°~135.700° Eの矩形領域），期間は2009年9月1日~2010年8月31日の1年間とした。「丹波地域中央部」で，期間を3ヶ月間ごと，これを1.5ヶ月ずつずらし，1年間を7

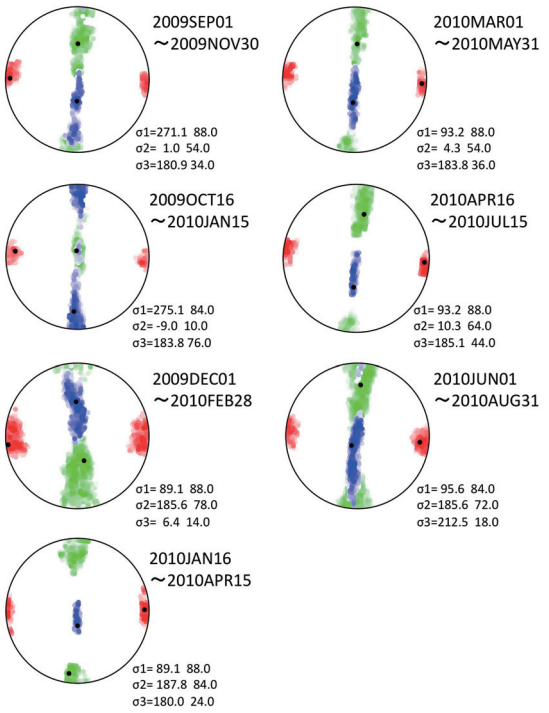


Fig.13 Time variation of the results of the stress tensor inversion for periods of 3 months.

つの期間に分け，応力テンソルインバージョンにより応力場の推定を行った。その結果をFig. 13に示す。解析期間を通じて逆断層タイプの応力場を表わす結果得られたが，2009年10月16日~2010年1月15日の期間の結果のσ2はほぼ鉛直方向，σ3はほぼ南北を表わす横ずれ断層タイプの応力場に変化しているように見える。さらに，2010年1月16日~4月15日の期間で，σ1，σ2，σ3がより明瞭に分離された逆断層タイプの応力場が確認できた。つまり，応力場は短期間で時間変化している可能性が考えられる。この領域をさらに細かく分割し，応力場の時空間変化を調べた。解析方法は前述の解析範囲を5kmのグリッドで覆い，各格子点を中心とした10km四方の小領域を定義し，各小領域内に含まれる地震メカニズムを用いて，インバージョンを行っていく方法を用いた。その結果，いくつかの小領域で応力場の推定結果に時間変化が見られた。例えば，領域東部のある小領域では，2009年9月~11月の期間はσ1，σ2，σ3がより明瞭に分離され，σ2が南北方向，σ3が鉛直方向を表わす逆断層タイプの応力場であったが，2009年10月16日~2010年1月15日や2009年12月~2010年2月の期間はσ2が鉛直方向，σ3が南北方向を表わす横ずれ断層タイプの応力場へ，その後σ2とσ3が重なり合って分離できない，応力場の断層タイプが定義できないような結果へと推移してい

る。

時間変化が見られない小領域もあることから，「丹波地域」における応力場の時間変化は局所的なものである可能性がある。しかし，応力場に変化が見られた小領域では，応力場が時間変化したという結果と同時に，良く似た断層タイプのメカニズム解のクラスターが見られた。つまり，狭い領域での集中的な地震活動によって，応力場が時間変化しているかの様に見えている可能性も考えられる。

4.3.2　時空間変化の再検証

応力場の変化とクラスターの存在の関係性を調べるため，クラスターが確認できる領域で，2009年10月16日から2010年1月15日と2010年1月16日から4月15日の応力場の推定結果を比較した例がFig. 14である。この領域と期間において，異なる応力場を示す小領域が見られる。同時に，異なる応力場の結果が見られた小領域で，2009年10月16日から2010年1月15日の期間にクラスターが存在している。このクラスターを仮に取り除く前と後の小領域内に存在したメカニズム解を調べた。クラスターを取り除く前は68イベントのメカニズム解が存在したのに対して，取り除いた後は18イベントのみしか残らなかった。つまり，小領域に対してクラスターに属するものが大半を占めていたことが分かった。クラスターを取り除く前の応力場の推定結果は，σ1，σ2，σ3がより明瞭に分かれ，σ2はほぼ鉛直方向，σ3はほぼ南北の横ずれ断層タイプの結果が得られていた。クラスターを取り除いた後の応力場は，σ2とσ3が重なり合って分離できない，応力場の断層タイプが定義できないような結果が得られた。応力場の推定結果の変化はクラスターの有無に大きく依存していることが分かった。

応力場の推定結果の変化とクラスターに関係が認められたため，「丹波地域」の応力場の時空間変化は再考する必要があることがわかった。クラスターを取り除くため，応力場の詳細な時間変化を調べるために使用した「データセットB」に対して，デクラスタ処理（Reasenberg, 1985）を行った。この処理の後，応力テンソルインバージョンにより応力場を推定し，応力場の時空間変化を調べた。解析領域全体で，期間を3ヶ月間，これを1.5ヶ月ずつずらし，1年間を7つの期間に分け，応力テンソルインバージョンにより応力場の推定を行った。その結果，解析期間を通じてσ2，σ3の95%信頼区間が若干の重なりを持った，おおよそ逆断層タイプの応力場が見られた。デクラスタ前の結果で見られた時期により断層タイプが異なるような明瞭な応力場の変化は，デクラスタ後には見られなくなった。この領域をさらに細かく分割し，5km間隔のグリッド点を中心とした10km四方の小領域を定義し，各小領域内でインバージョンを行ったところ，有意な時間変化が見られなくなった。

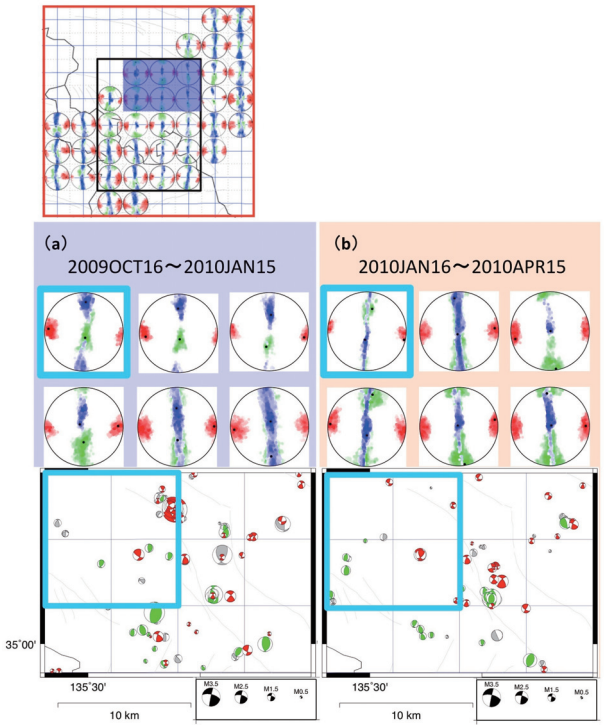


Fig.14 Example of the apparent emporal variation of the stress field.

定常観測網だけを用いた場合，M2.0以上の地震でしかメカニズム解を決定することができなかった。本研究は稠密地震観測により，マグニチュードがより小さい地震のメカニズム解を決めることができた。このことは，解析の分解能を格段に向上させることに繋がったが，定常観測網のみではあまり考える必要のなかった地震活動の偏りを考慮に入れる必要が生じてきた。本研究で当初見られた応力場の時間変化は，クラスターを取り除くことで見られなくなった。つまり，応力場が時間変化しているかの様に見えていたものは，領域内の集中的な地震活動が応力場の推定結果に大きく影響した「見かけ上の変化」であったと考えられる。

4.4　マグニチュード，深さと応力場の関係

本研究の第3章で，丹波地域のメカニズム解はマグニチュードや深さによって，断層タイプに違いがあることが分かった。そこで，マグニチュードや深さと応力場の関係性を調べた。

「データセットB」のデクラスタ前と後のデータに対して，「M1.0以上」，「M1.0以下」の2つに分

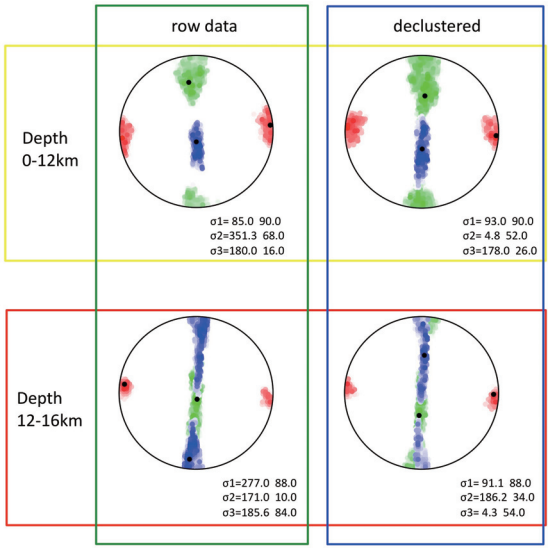


Fig.15 Example for depth variation of the stress field.

けて，応力テンソルインバージョンにより応力場の推定を行った。デクラスタ前の結果は，ともにσ2とσ3の95%信頼区間が若干重なりを持ち，「M1.0以上」は横ずれ断層タイプ，「M1.0以下」は逆断層タイプの応力場が見られた。デクラスタ後の「M1.0以上」と「M1.0以下」は，σ2とσ3の95%信頼区間が重なりを持つ，横ずれ断層タイプもしくは区別できないような結果が得られた。デクラスタ前の結果が異なるのは，クラスターによるものと考えられ，「見かけ上の変化」である可能性が考えられる。デクラスタ後のデータをマグニチュードで分けて，応力場を推定した結果に変化が見られなかったことより，マグニチュードと応力場の間の関係性は認められなかった。

「データセットB」のデクラスタ前と後のデータに対して，震源の深さで「0~12km」，「12~16km」の2つに分けて，応力テンソルインバージョンにより応力場の推定を行った。その結果をFig. 15に示す。デクラスタの有無に関わらず，震源の深さにより応力場の結果に違いが見られた。「0~12km」はσ2，σ3の95%信頼区間がそれぞれ分離した，逆断層タイプの応力場が見られた。「12~16km」はσ2，σ3の95%信頼区間が若干重なりを持つ，横ずれ断層タイプの結果が確認できた。つまり，深さによって応力場が異なる可能性が示された。

4.5　第4章のまとめ

1.　「データセットA」の「2009年」と「2010年」のデータより，「琵琶湖西岸地域」は時間的な変化が見られず，全域でσ1はほぼ東西，σ2はほぼ南北，σ3はほぼ鉛直方向を表わす逆断層タイプの応力場であった。

2.　「丹波地域」の「2009年」と「2010年」の結果を比較すると，応力場の推定結果に変化が見られた。「2009年」は，領域の北側に逆断層タイプの応力場，南側にσ2とσ3が明瞭に区別できない，逆断層とも横ずれ断層ともとれない結果で，「2010年」は，領域の北側で逆断層とも横ずれ断層ともとれない結果，南側に逆断層タイプの応力場が見られた。

3.　「データセットB」の「丹波地域中央部」，2009年9月1日~2010年8月31日の期間で応力場の時間変化が見られた。解析期間を通じて逆断層タイプの応力場を示す結果だったが，期間の中頃にσ2はほぼ鉛直上下方向，σ3はほぼ南北を示す横ずれ断層タイプの応力場が確認できた。

4.　「丹波地域中央部」を小領域に分けた応力テンソルインバージョンの結果，いくつかの小領域で応力場の時間変化が見られた。同時に，応力場の結果に変化が見られた小領域内にクラスターが見られた。

5.　デクラスタ処理を行い，「丹波地方中央部」の応力場の時間変化を再解析した結果，有意な変化は見られなかった。応力場の時間変化はクラスターによる「見かけ上の変化」である可能性が高いことが分かった。

6.　マグニチュードと応力場の推定結果に有意な変化は見られなかった。深さ「0~12km」は逆断層タイプ，「12~16km」は横ずれ断層タイプの応力場の推定結果が得られ，深さにより応力場が異なる可能性が高いことが分かった。

5.　クラスター内部のメカニズム解の詳細

前章では，地域の応力場推定にバイアスを与えるとしてクラスター的な地震活動を除去してする必要があることがわかった。逆に本章では，除去される側のクラスター内でのメカニズムにも注目し，丹波地域で発生した2つのM4クラスの地震の余震系列について詳しく解析を行った。

5.1　2009年10月25日M4.2の余震

2009年10月25日に京都西山断層系の亀岡断層近傍でM4.2（Mjma3.9）の地震が発生した。本研究では，10月25日から12月19日までの余震を解析した。定常観測網だけでは，このイベントのM2.0以上の余震のメカニズム解を8つしか決定することができず，決定精度もあまり良くなかった。一方，稠密地震観測網によりM0.5程度の余震まで，全体で64個のメカニズム解を精度良く決定できた（Fig. 16）。本震の震源の深さ12.85kmに対し，余震はおおよそ

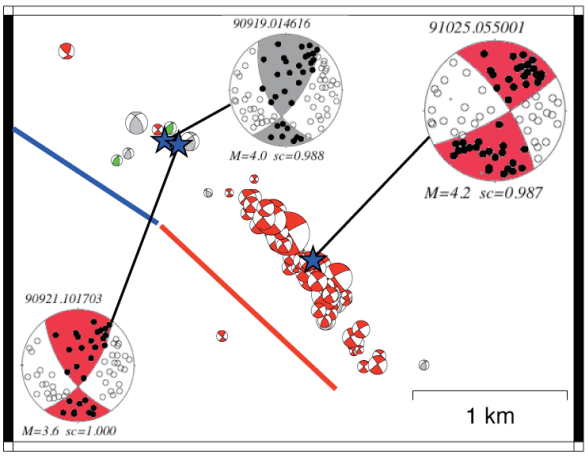


Fig.16 Machanisms for the aftershock sequence following the M4.2 earthquake on Oct.25, 2009.

12~13kmで起こっている。本震とほとんどの余震のメカニズム解は横ずれ断層タイプで，互いに良く似ている。これらの余震の節面を調べると，2つの方向への卓越が見られた。1つのメカニズム解から求まる2つの節面の走向を重複してカウントしているため，断層面の方向は分からないが，北西-南東方向の節面の走向と余震系列の並びがほぼ一致している。P軸の方位は東西方向，ほとんど全ての余震でほぼ同じ方向であった。

この地震は亀岡断層の近傍で起こっている。亀岡断層の走向はN60° W，高角の北東傾斜の左横ずれ断層である（地震調査研究推進本部地震調査委員会，2005b）。余震分布の走向と亀岡断層の地表トレースの走向はほぼ一致しているように見える。地表の断層のトレースと深さ12kmの余震系列の位置関係を考え，1枚の平面で結ぶとするなら，その面は北東傾斜になる。しかし，実際の余震分布は南西傾斜であった。断層面を深さ方向に延長していくと，地表で確認された傾斜とは異なる傾斜になっているなどの可能性が考えられる。地表で確認されている亀岡断層と余震系列の震央は約500mしか離れておらず，余震の震源の深さが12km~13kmであることから，これらの本震および余震は亀岡断層深部で起こったものと考えられる。

余震は幅1km程度の1枚の面状に分布しているようで，その面を小さい余震が埋め尽くしているように見える。ここで震源の決定精度が良くないため，余震が集中しているように見えている可能性が考えられる。しかし，従来の定常観測網による震源決定精度の誤差は水平方向が100m程度，深さ方向が200m程度であったのに対し，本研究の稠密地震観測観測では水平方向が40m程度，深さ方向が100m程度と精度も向上している。一度地震を起こした断層が短期間の内に再度動くことはないとすると，本震の断層（M4クラスなので，およその震源断層の差し渡しの長さは1km程度）が，余震の面状分布内に入る余地がないように見える。本震と余震の位置関係を上手く説明するには，本震断層と余震断層は近接して平行に並んだ別の断層であることが考えられる。または，メカニズム解から得られる2つの節面の内，真の断層は余震の並びとほぼ一致する北西-南東方向ではなく，共役の関係にある北東-南西方向の可能性も考えられる。余震系列全体のメカニズム解が類似していることは，この領域には元々亀岡断層に平行する方向に配向したクラックが存在していることを示しているのかもしれない。

2009年10月25日M4.2の近傍で，2009年9月19日にM4.0（Mjma3.6），21日にM3.6（Mjma3.4）の地震が起こっている（Fig. 16）。これら2つの地震はほぼ同規模で，ほぼ同じ場所と深さで起こっている。メカニズム解の断層タイプは中間タイプと横ずれ断層タイプの別のタイプに分類されたが，非常に良く似ている。これらの地震と10月25日M4.2の地震を比較すると，マグニチュード，震源の深さはほぼ同じであが，メカニズム解に違いが見られる。10月25日のM4.2の地震には多くの余震があったが，北西側に1kmほどしか離れていない場所で発生した9月19日M4.0と21日M3.6の地震には目立った余震は確認できない。10月25日M4.2の地震と9月19日M4.0の地震は近接しているが両者の間で亀岡断層の地表トレースに屈曲が見られることから，別の断層系で起こったと考えられ，この違いが余震の起こり方にも差異を生んだ可能性がある。

5.2 2010年1月21日M4.0の余震

2010年1月21日に京都府と大阪府の府境付近で，M4.0（Mjma3.7）の地震が発生した。本研究では，1月21日から4月4日までの余震を解析した。定常観測網では，メカニズム解決定ができるM2.0以上の余震は12個しかなかった。しかし，稠密地震観測網によりM0.5程度の余震のメカニズム解109個を精度良く決定できた。本震の震源の深さが9.61kmに対し，余震のほとんどは約8.5~10kmで起こっているが，余震分布の下端は11km付近までで確認できる。本震のメカニズム解は横ずれ断層タイプで，2つの節面の内の1つと余震の並びは，ほぼ一致しているように見える。この余震系列は本震をほぼ中心に，北西方向と南東方向に延びているように見える。そして，その両側で異なる断層タイプのメカニズム解が見られた。本震の北西側では横ずれ断層タイプ，南東側では逆断層タイプや中間タイプのメカニズム解が卓越している。メカニズム解から得られたP軸の

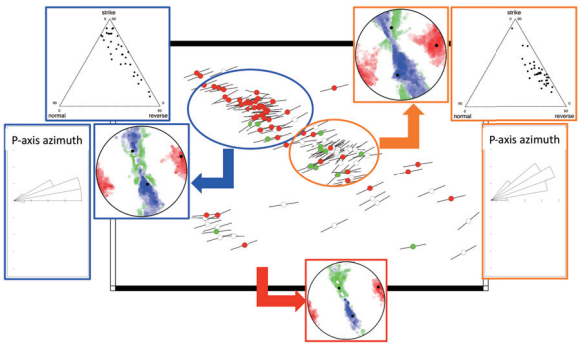


Fig.17 Machanism types and P-axis directions for the aftershock sequence following the M4.0 on Jan.21, 2010.

azimuthを調べた。余震系列のメカニズム解の断層タイプに違いがあることから，本震を境に北西側と南東側に分けて，P軸のazimuthをヒストグラムに，断層タイプを詳細に見るため，デルタプロット図を示した（Fig. 17）。P軸のazimuthを比較すると，南東側は北西側に対して約10~20° 反時計回りに回転しているように見える。デルタプロット図からも，南東側と北西側は異なる断層タイプのメカニズムの地震が起こっていることが分かった。本震を挟んだ南東側と北西側の余震系列は単一の断層系で起こっているものとは考えにくい。

本震を挟んだ余震系列で北西側は横ずれ断層タイプ，南東側は逆断層タイプや中間タイプのメカニズム解の卓越が見られ，それぞれが別々の断層の可能性を考えた。このメカニズムの違いは空間的な要因以外に，それぞれの地震が起こった時期の違いによる可能性もある。しかし，北西側と南東側の余震系列は，ほぼ同時期に起こっていることが分かった。さらに，余震系列から南西側に約700m離れた位置に余震系列の並びと平行に位置するクラスターが見られ，この近接した異なる断層は本震断層付近で余震が起こっている間に発生していることが分かった。つまり， 1月21日のM4.0の地震は，隣接する異なる複数の断層の運動を誘発した可能性が考えられる。

このようにM4クラスを本震とする余震系列でも，M7クラスの余震活動の縮小版のように，余震域内でも複雑な特徴を持っていることは非常に興味深い。観測する機会の多いこれら中規模地震の余震を詳しく解析することで，大地震の余震活動や本震破壊過程の研究に関連する重要な知見が得られるかもしれない。

5.3 第5章のまとめ

1. 余震のメカニズム解の断層タイプやP軸の方向の分布は余震系列ごとに変化に富んでいることが分かった。2009年10月25日M4.2の余震系列は，本震と余震のメカニズム解，断層タイプやP軸の方向がほぼ一致していた。2010年1月21日M4.0の余震系列は，1km程度の余震系列の中でメカニズム解の断層タイプやP軸の方向に違いが見られた。
2. 非常に近接したM4クラスの地震においても，余震を多く伴うものと余震がほとんど発生しないものがあることを確認した。

6. 近畿地方北部における応力の空間変化

藤野・片尾（2009）は，近畿地方北部の応力場が空間変化していることを報告している。彼らは花折断層の西約10kmを境に，東側は逆断層タイプの応力場，西側は逆断層ではない応力場であることを示した。しかし，彼らは領域，時期の両方で異なるデータをマージしている。花折断層帯，琵琶湖西岸断層帯付近のデータは彼らが用意した主に2000年以降のもので，その西に位置する丹波山地付近のデータは小笠原・片尾（2006）による1998 年以前のものである。もし応力場が時間変化するならば，時期の異なるデータをつなぎ合わせることによって得られた応力場の空間変化は「見かけ上」のものにすぎない可能性がある。本研究は，近畿地方北部として「丹波地域」と「琵琶湖西岸地域」を含む広域を研究対象地域としている。そのため，「丹波地域」と「琵琶湖西岸地域」を同条件かつ，一様に応力場を調べ，空間変化について調べた。

6.1 データ

第 4 章で述べたようにデクラスタ処理を行い，再度「2009年」と「2010年」の応力場を推定した結果，大きな変化は見られなかった。つまり，「2009年」と「2010年」の応力場の推定結果の違いはデクラスタ処理によって取り除かれたクラスターによるものと考えられる。「データセットA」で確認された応力場の変化は時間変化ではなく，地震活動による「見かけの変化」であるとし，デクラスタ処理を施した「データセットA」を用いて「研究対象地域」の空間変化を調べる。

6.2 解析方法

解析領域を小領域に分け，それぞれの領域で応力テンソルインバージョンを行うことで，応力場の時空間変化を連続的かつ，詳細に調べることにした。解析範囲を5km間隔のグリッドで覆い，さらに各グリッドを東西，南北に2.5kmずつずらしたグリッドを定義し，各格子点を中心とした10km四方の小領

域に含まれる地震メカニズムを用いて，インバージョンを行っていく方法をとった。「琵琶湖西岸地域」では，「丹波地域」に比べると，地震活動が低調で，地震数が10個以下で応力テンソルインバージョンを行うことができない領域が存在した。そこで，その領域に対しては15km四方のグリッドを定義し，範囲を拡げることで地震数を増やし，同様にインバージョンを行った。地震がほとんど起こっていないなど，インバージョンを行うために必要な地震数を下回るような小領域は解析から除外した。

6.3　応力場の空間変化

解析領域全体で，最大主応力軸はほぼ東西方向を向いている。解析領域全体で全て同じ断層タイプの応力場ではなく，地域的な違いが見られる。この違いを明瞭にするために，応力場を断層タイプごとに色分けした円で表わした（Fig. 18）。全ての応力テンソルインバージョンの結果でσ1は東西方向であった。よって，σ2が南北方向，σ3が鉛直上下方向を向いている逆断層タイプの応力場は緑色，σ2が鉛直上下方向，σ3が南北方向を向いている横ずれ断層タイプの応力場は赤色，σ2とσ3の信頼区間が重なり合って分離できない，応力場の断層タイプが特定できないような領域は灰色で表している。

「琵琶湖西岸地域」はσ2が南北方向，σ3が鉛直上下方向を向いている逆断層タイプの応力場が見られた。「丹波地域」はσ2とσ3が明瞭に区別できない，逆断層とも横ずれ断層ともとれない結果が多くの小領域で確認できた。「琵琶湖西岸地域」から「丹波地域」にかけて，σ2がほぼ鉛直方向から南北方向へ，σ3がほぼ南北方向から鉛直方向へ変化していると考えられる。これらは，藤野・片尾（2009）の報告に整合的である。しかし，「丹波地域」は一様に断層タイプが特定できないような応力場ではなく，特に地震活動が活発な亀岡市付近は逆断層タイプ，旧京北町付近は横ずれ断層タイプの応力場が見られるなど，「丹波地域」の中にも断層タイプの局所的な違いが見られた。藤野・片尾（2009）では応力場の空間変化の境界が花折断層の西方約10kmで，断層にほぼ平行に見えることを報告している。本研究では応力場の断層タイプの境界は複雑な形状で，この境界の南部はおおよそ琵琶湖西岸断層の地表トレースとほぼ一致しているが，北部は花折断層から大きく西側に張り出している様に見える。

第4章で，応力場の推定結果と震源の深さに関係性があることが分かった。近畿地方北部の震源分布を見ると，丹波地域から琵琶湖西岸地域へ東にいくにつれ，地震発生帯が深くなっている。つまり，近畿地方北部の空間変化は震源の深さ分布に依存し

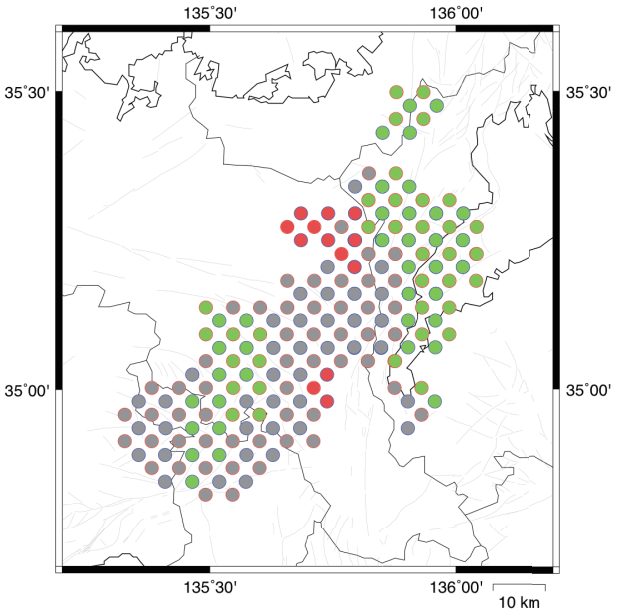


Fig.18 Distribution of the type of stress field at the northern Kinki district. Green circles means the reverse fault type field; red are strike-slip type; gray means “not specified”.

ている可能性が考えら，深さ分布による影響を排除するために，深さ範囲を限定して応力場の空間変化を調べた。6km以浅と13kmより深い領域の地震を除いて，応力場を推定した結果，「琵琶湖西岸地域」は逆断層タイプ，「丹波地域」はσ2とσ3が明瞭に区別できない結果を多くの小領域で確認した。「丹波地域」と「琵琶湖西岸地域」の応力場の空間変化には，震源の深さ分布は大きく影響していないといえる。

小笠原・片尾（2006）の結果は横ずれ断層タイプか，どちらともとれないような結果しか見られない。しかし，本研究の結果では横ずれ断層タイプ，どちらともとれないような結果の他に，「丹波地域中央部」で逆断層タイプの応力場が見られる。藤野・片尾（2009）の丹波地域の応力場は小笠原・片尾（2006）による，1998 年以前の兵庫県南部地震前後のデータから求められている。片尾（2010）によると，兵庫県南部地震以降の丹波地域の応力場は横ずれ断層タイプの応力場の卓越が見られる。その後，地震活動がそれ以前の数倍に活発化しており，兵庫県南部地震が丹波地域の応力場に影響を与えた可能性を挙げている。その後，徐々に横ずれ断層タイプの応力場の卓越性が薄れていく傾向があり，数年スケールで近畿地方北部の応力場が変化している可能性を報告している。本研究における「2009年」と「2010年」の1年程度の時間スケールでは，「丹波地域」の応力場に時間変化は見られなかった。しか

し，本研究と小笠原・片尾（2006）の応力場の推定結果に違いが見られることは，1998~2010年の約10年のスケールで丹波地域の応力場が時間変化していることを否定することはできない。

6.4 第6章のまとめ

「研究対象地域」を10km四方の小領域に分け，それぞれの応力場を求め，解析領域の応力場の空間変化を連続的かつ，詳細に調べた。

1. 「研究対象地域」において，応力場の地域的な違いが見られた。「琵琶湖西岸地域」は逆断層タイプの応力場である。「丹波地域」は主に，σ2とσ3が明瞭に区別できない，逆断層とも横ずれ断層ともとれないような結果が得られる領域が卓越している。
2. 「丹波地域」の中でも，小領域によって逆断層タイプや横ずれ断層タイプの応力場も見られ，応力場の局所的な違いが見られた。
3. 応力場の断層タイプの境界は複雑で，主要活断層との関係性は見られなかった。応力場の空間変化と震源の深さに関係性は見出せなかった。

7. 考察

「丹波地域」の応力場の推定結果はσ1が明瞭に東西方向を示すが，精度良く決まったメカニズム解を用い，デクラスタ処理を行ったにもかかわらず，σ2とσ3の95%信頼区間が重なり合って分離できないすなわち応力場の断層タイプが定義できない場合がほとんどであるという結果が得られた。その原因としては構造や岩質の不均質との関係を考えられる。丹波地域の微小地震活動域と表層地質の丹波帯（ジュラ紀のアクリーション堆積岩層）の分布がほぼ一致していることが報告されている（片尾・安藤，1996）。表層地質と地震発生深度における岩質が必ずしも同じものであるとは限らないが，丹波帯の分布域と横ずれ断層と逆断層タイプのメカニズム解が混在している領域がほぼ一致している。さらに，本研究の解析領域の直下には流体の存在が示唆されている。丹波帯に流体を供給する源の1つの可能性として，直下のS波反射面の存在が報告されている（片尾，1994）。本研究の「丹波地域」の応力場で，断層タイプが定義できないような結果が得られた領域が，この反射面が確認された領域とほぼ一致していることは非常に興味深い。吉村ほか（2005）は，花折断層を横切る測線で電気比抵抗構造探査を行い，花折断層を境とした東西で顕著な比抵抗コントラストがあり，丹波地域では地殻上部まで低比抵抗であることを示した。「大都市大震災軽減化特別プロジェクト」の一環として行われた自然地震を用いた三次元地殻構造解析では，有馬・高槻構造線から，花折・琵琶湖西岸断層に至る地域，京都府中部の三峠・西山断層系に至る地域の深さ5km~15kmに低速度領域があることが報告されている（文部科学省研究開発局ほか，2007）。低速度領域と微小地震が活発な地域が対応しており，反射面の直上の地殻上部，つまり微小地震が活発に起こっている地震帯まで流体が存在している可能性がある。

本研究の余震系列の詳細な解析から，丹波地域には1kmも離れていないにも関わらず，節面の走向の方向が異なるメカニズム解が見られる領域が隣接して存在していることが分かった。これらから丹波地域では，局所的にクラックの特定方向への配向があり，小スケールで配向の方向が変化しているなどの構造の不均質が存在する可能性がある。応力場は一様であること，断層の方向はランダムな分布であることを前提として行う応力テンソルインバージョンを10km四方の小領域で行ったとしても，応力場を正確に求めることは難しいのかもしれない。

また，「丹波地域」でσ2とσ3の95%信頼区間が重なり合って分離できない領域が多いことより，σ2とσ3の大きさが同じであることが考えられる。σ2とσ3の大きさが近ければ，高い値の応力比が得られるはずであるが，このような領域では応力比もうまく得られていないことが分かり，応力比からσ2とσ3の大きさの関係を知ることはできなかった。メカニズム解の分布とデルタプロット図より，「丹波地域」のメカニズム解は逆断層，横ずれ断層，中間型がまんべんなく存在していることが分かる。この領域の応力場はσ2とσ3の大きさがほぼ同じであり，σ2とσ3の95%信頼区間が重なり合って分離できなかった可能性がある。「丹波地域」で応力場について明瞭な結果が得られなかったのは，単に解析の精度が低い，あるいは時間・空間分解能の不足が原因ではなく，小スケールでの構造的な不均質によるものやσ2とσ3の大きさがほぼ同じ応力場であることに起因するものと考えられる。同じ解析方法により琵琶湖西岸地域では明瞭な逆断層タイプの結果が得られていることからも，これらは丹波地域特有の事象であると言える。

8. 結論

本研究では，近畿地方北部において2008年12月以降，従来にない高密度の稠密地震観測を行った。稠密地震観測網ではM0.5の地震でもメカニズム解を決めることができ，解析の時間的および空間的な分解能を上げ，詳細なメカニズム解や応力場を知るこ

とができるようになった。本研究ではメカニズム決定精度評価基準を満たした1762個を解析することで，以下のようなことが分かった。

１．「研究対象地域」のメカニズム解は，P軸のazimuthはほぼ東西方向，plungeはほぼ水平に卓越していた。T軸のplungeは深部で低角に卓越するが，M1.0以下のものでは，深部でも低角のplungeの卓越は見られなかった。M1.0以下の断層タイプはM1.0以上のものに比べて，中間タイプが多い傾向があった。

２．「研究対象地域」の「2009年」と「2010年」の応力場を比較した結果，「琵琶湖西岸地域」は一貫して逆断層タイプの応力場だった。「丹波地域」は時期による変化が見られた。しかし，それらは主にクラスターによる「見かけ」の変化であることが分かった。

３．　クラスター（例えば，M4クラスの地震の余震系列）内部のメカニズムを詳細に知ることができた。1km程度の余震域内でも，余震のメカニズム解の断層タイプやP軸のazimuthの分布は余変化に富んでいる。

４．「琵琶湖西岸地域」は逆断層タイプの応力場が卓越している。「丹波地域」は一様に同じ断層タイプの応力場ではなく，局所的に断層タイプの異なる応力場の卓越が見られた。応力場の断層タイプの境界は複雑な形状であり，主要活断層との関係性は見られなかった。

５．「丹波地域」では$\sigma 2$と$\sigma 3$はほぼ同じ大きさであり，かつ1km以下の空間スケールの構造の不均質が存在する可能性がある。

謝　辞

本研究では，文部科学省の委託業務「ひずみ集中帯の重点的調査観測・研究」及び，「地震及び火山噴火予知のための観測研究計画」における「近畿地方北部における地殻活動異常と地震先行現象の関係の解明」による臨時地震観測点のデータを使用しています。さらに，京都大学防災研究所地震予知センターの微小地震観測システム（SATARN）に収録されている同センター，東京大学地震研究所，名古屋大学，産業技術総合研究所，気象庁，防災科学研究所の定常観測点のデータも使用しています。

一部の図の作成にはWessel and Smith（1998）のGeneric Mapping Toolsを使用しました。

参考文献

飯尾能久（2010）：内陸地震の発生過程の解明，自然災害科学, J. JSNDS, 28-4, 284-298.

卜部卓・束田信也（1992）：win−微小地震観測網波形験測支援のためのワークステーション・プログラム（強化版），地震学会講演予稿集，No.1, C22-P18.

大見士郎・渡辺邦彦・平野憲雄・中川渥・竹内文朗・片尾浩・竹内晴子・浅田照行・小泉誠・伊藤潔・和田博夫・澁谷拓郎・中尾節郎・松村一男・許斐直・近藤和男・渡辺晃（1999）＊微小地震観測網SATARNシステムの現状と概要，京都大学防災研究所年報, 42, B-1, 45-60.

小笠原知彦・片尾浩・飯尾能久（2006）：丹波山地における微小地震のメカニズム解決定と応力場の推定，京都大学防災研究所年報, 49, B, 331-338.

片尾浩（1994）：近畿地方微小地震活動域直下に存在する顕著な地殻内反射面，地球惑星科学関連学会1994年合同大会予稿集, E12-05.

片尾浩・安藤雅孝（1996）：兵庫県南部地震前後の地殻活動，科学66（2）, 78-85.

片尾浩（2002）：丹波山地の地震活動，月刊地球，号外38, 42-49.

片尾浩（2005）：丹波山地における最近の微小地震活動の静穏化，京都大学防災研究所年報，48，B, 167-174.

片尾浩（2005）：陸の上の水っぽい話-特に近畿地方内陸部における深部流体について-，月刊地球, No.51, 286-292.

片尾浩（2011）：四半世紀にわたる近畿地方北部の応力空間分布とその時間変化，京都大学防災研究所年報, 54, B, 165-170, 2011.

片尾浩・伊藤潔・中尾節郎・廣瀬一聖・西村和浩・福島麻沙代（2007,）：丹波山地直下の地殻深部反射面の探査−大大特による人工・自然地震観測−，京都大学防災研究所年報, 50, B, 297-302.

地震調査研究推進本部地震調査委員会，2009，琵琶湖西岸断層帯の評価（一部改訂），http://www.jishin.go.jp/main/chousa/09aug_biwako/index.htm

澁谷拓郎・竹内文朗（2005）：活断層帯の微小地震の活動特性，大都市大震災軽減化特別プロジェクト報告書, 512-529.

藤田和夫,（1968）：六甲変動，その発生前後-西南日本の交差構造と第四紀地殻変動，第四紀研究, 7, 248-260.

藤野宏興・片尾浩（2009）：琵琶湖西岸地域における微小地震のメカニズム解と応力場，京都大学防災研究所年報, 52, B, 275-284.

前田直樹（1988）：地震群の発震機構の決定法−1987年5月28日京都大阪府境に発生した地震（M4.9）の

余震について−, 地震, 2, 41, 323-333.
三浦勉・飯尾能久・片尾浩・中尾節郎・米田格・藤田安良・近藤和男・西村和浩・澤田麻沙代・多田光弘・平野憲雄・山崎友也・冨阪和秀・辰己賢一・加茂正人・澁谷拓郎・大見士郎・加納靖之（2010）：近畿地方中北部における臨時地震観測, 京都大学防災研究所年報, 53, B, 203-212.
文部科学省研究開発局・東京大学地震研究所・京都大学防災研究所・独立行政法人防災科学技術研究所（2007）：大都市圏大震災軽減化特別プロジェクトI地震動(強い揺れ)の予測「大都市圏地殻構造調査研究」（平成18年度）成果報告書.
吉村令慧・宇都智史・大志万直人（2005）：花折・琵琶湖西岸断層系周辺の電気比抵抗構造, 京都大学防災研究所年報, 48, B, 143-148.
Frohlich, C.(1992): Triangle diagrams : ternary graphs to display similarity and diversity of earthquake focal mechanisms, Phys. Earth Planet. Interiors, 75, 193-198.
Gephart, W. J. and D. W. Forthys (1984): An Improved method for determining the regional stress tensor using earthquake forcal mechanism data : Application to the San Fernando Earthquake Sequence, J. Geophys. Res., 89, No.11, 9305-9320.
Hirata, N. and M. Matsu'ura, (1987) : Maximum-likelihood estimation of hypocenter with origin time estimated using nonlinear inversion technique, Phys. Earth Planet. Interiors, 47, 50-61.
Horiuchi, S., G. Rocco and A. Hasegawa (1995): Discrimination of fault planes from auxiliary planes based on simultaneous determination of stress tensor and a large number of a fault plane solutions, J. Geophys. Res., 100, No.5, 8327-8338.
Iio, Y. (1996): Depth-dependent change in the focal mechanism of shallow earthquakes : Implications for brittle-plastic transition in a seismogenic region, J. Geophys. Res., 101, B5, 11, 209-11, 216.
Kagan Y. Y., (1991): 3-D rotation of double-couple earthquake sources, Geophys. J. Int., 106, 709-716.
Maeda, N. (1992): A method of determining focal mechanisms and quantifying the uncertainty of the determined focal mechanisms for microearthquakes, Bull. Seism. Soc. Am., 82, 2410-2429.
Reasenberg, P., (1985): Second-Order moment of Central California seismicity, 1969-1982, J. Geophys. Res., 90, B7, 5479-5495.
Sagiya, T., S. Miyazaki, and T. Tada (2000): Continuous GPS array and present-day crustal determined of Japan, Pure Appl. Geophys., 157, 2303-2322.
Wessel, P. and W. H. F. Smith (1998): New Version of the Generic Mapping Tools Released, EOS Trans. Am. Geophys. Union, 76, 329.
Yamanaka, H., Y. Hiramatsu, and H. Katao (2002): Spatial distribution of atypical aftershocks of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, Earth Planets Space, 54, 933-945.

（論文受理日：2012年6月8日）

Focal Mechanisms and Regional Stress Field in the Northern Kinki District Using the Dense Seismic Array

Hiroaki AOKI, Hiroshi KATAO, Yoshihisa IIO, Tsutomu MIURA, Aiko NAKAO, Itaru YONEDA, Masayo SAWADA and Setsuro NAKAO

Synopsis

In the northern Kinki district, we have done seismic observations using the dense seismic array stations since 2008. Total 150 temporal and permanent stations are used, and the average interval between the stations is about 5km. We got numerous mechanism data in a short time period, and the spacial and temporal resolution of the focal mechanism analyses are improved. Based on these data, we discuss about the feature of focal mechanisms, space and time variation of the regional stress field, and the detail of the mechanism distribution within the aftershock sequence following the M4 class earthquakes.

Keywords: stress field, focal mechanism, micro-earthquake, Tamba region

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

山崎断層におけるトラフィックノイズを用いた地震波干渉法の適用

宮澤理稔

要　旨

地震波干渉法はノイズ記録を用いて，２観測点間を伝播する地震波を取り出すことができる手法である。本研究ではこの手法を山崎断層（兵庫県）に適用し，地下構造調査への利用可能性を調べた。山崎断層帯は長さが約80 km，走向が西北西−東南東であり，５つの左横ずれの断層セグメントからなる。断層の走向に沿って走る中国自動車道の地下約6 mの観測坑道等に地震計を配置した。約10 Hzに卓越周期をもつ地表からのトラフィックノイズ等が，一日を通じて安定して観測され，地震波干渉法を利用して構造をモニターし調査するに理想的であるように思える。実際，任意の２観測点間の相互相関関数を求めたところ，２観測点間を両方向に伝わる波が現れ，グリーン関数のRayleigh波成分の推定に利用することができると考えられる。この結果を踏まえ，通常は表面波に隠れて取り出すことの難しい実体波を抽出するための観測を開始した。

キーワード: 山崎断層，地震波干渉法，トラフィックノイズ

1. はじめに

地震波干渉法(seismic interferometry)は２観測点で観測されたノイズ記録のみを用いることで，一方の点を疑似震源とした時のもう一点でのグリーン関数を抽出することができる手法である。このことは，ノイズを観測することにより地下構造探査が可能であることを意味している。自然地震や人工震源を用いず安価に地下構造探査を行えるばかりでなく，ノイズが観測される限り行える時間的に連続した解析により，構造の時間変化を追跡できる可能性もある。本研究では，通常観測や調査には適さないトラフィックノイズの大きい場所で，そのノイズを逆手に取り地下構造解析の可能性を検証した。

調査したのは，山崎断層帯（兵庫県西部）を構成する５つの左横ずれの断層セグメントの一つである安富断層である。1923年以降の気象庁及び一元化震源カタログによると，山崎断層帯とその近傍では約11-14年毎にM5以上の地震が発生していた。しかし1990年を最後に過去20年間余り，M4以上の地震が発生していない。これには1995年兵庫県南部地震(M7.2)の影響がないとは言えないが，ポアソン過程に基づく地震の活動度を考慮すれば，近い将来中規模地震が発生する可能性が高い地域である。安富断層の一部では左横ずれ伴う地表断層が約15 kmにわたり直線状に現れており，その直上を中国自動車道が走っている。ここでは常に車の通行によるトラフィックノイズが期待され，地震波干渉法を適用し浅部地下構造を調査するために適した場所であると考えられる。

本稿では，安富断層沿いにおける地震波干渉法の適用の試みとして，トラフィックノイズから表面波の伝播が検出できる事を示し，それを踏まえた上で同じ地震波干渉法を利用した発展的な調査のために連続観測を開始したことを報告する。

2. 安富観測抗とその周辺における観測

兵庫県姫路市安富町にある京都大学防災研究所山崎断層観測室付近に，深さ約6 m，総延長約90 mのL字型の観測坑道（横穴）が掘られており，その直上を中国自動車道が通っている。この坑道内やその他付近の自動車道の下をくぐるトンネルに，３成分2 Hz 速度型地震計を設置し，ノイズの観測を行った。

Fig.1に連続観測を行った長距離測線の模式図を示す。西北西 - 東南東に走る山崎（安富）断層と中国自動車道に沿った断面図である。東南東の距離0 mと~40 mの地点は，安富観測坑道内の観測点である。

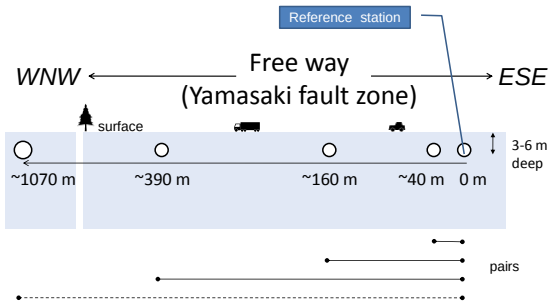


Fig. 1 Schematic illustration of seismic stations along the Yamasaki (Yasutomi) fault.

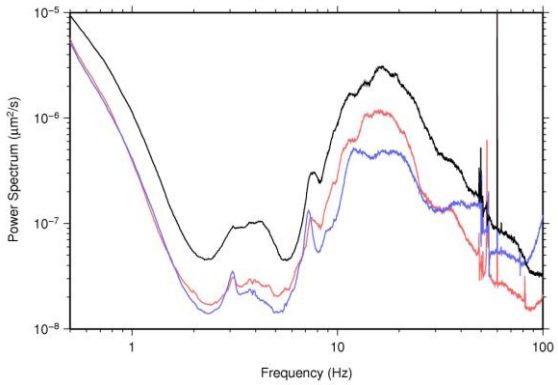


Fig. 2 Power spectra of noise data for a day at the Yamasaki fault after removing the instrument response. Curves indicate the spectra of vertical component in black and two horizontal components in blue and red.

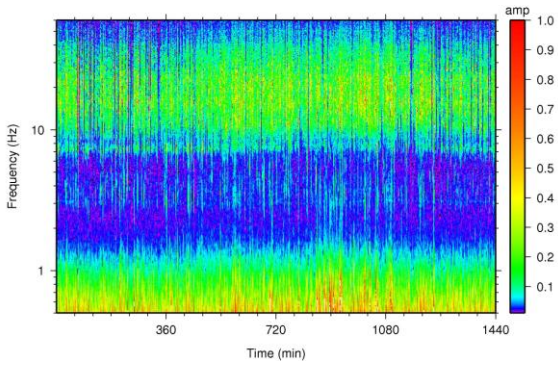


Fig. 3 Running spectra of the noise data for a day at the Yamasaki fault.

~160 m及び~390 mの観測点は，中国自動車道をくぐる通路であるが，舗装されておらず交通はない。また~1070 mの観測点は，中国自動車道の高架下をくぐる道路である。

3. 地震波干渉法とその適用

解析に用いる地震波干渉法について簡単に説明をし，実際の観測結果を紹介する。

3.1 Correlationとdeconvolution

地震波干渉法においては，２観測点で記録されたノイズ波形のcorrelationをとることで，それらの観測点間を伝わる弾性波を抽出することが出来る。これ以外にも，ノイズ波形のdeconvolutionを利用する方法もある．この場合，ノイズの震源関数を知らなくてもグリーン関数を得ることが出来るというメリットがある。また，地震波の減衰等の現象を含んだ散逸系に対してもグリーン関数の抽出が有効であり，構造の時間変化をモニターするに適していると考えられる．その一方で，解析方法がcorrelationの場合に比べて不安定になるという欠点も存在する（Snieder et al., 2009）。

ここでdeconvolutionを利用した解析の際に気を付けるべき重要事項を紹介しておく。例えば同一観測点のノイズ波形のcorrelation（実際はauto-correlation）からは，疑似反射面からのシグナルを検出することが出来るのに対し，同一観測点におけるノイズ波形のdeconvolutionはδ-関数に他ならず，ラグタイム 0 秒以外ではシグナルが観測されず，correlationを用いた方法とは明らかに結果が異なる。これは単にノイズ波形記録のdeconvolutionをとるだけではclamped boundary conditionを満たしていないために，グリーン関数の散乱波部分が正しく抽出されないためである（Vasconcelos and Snieder, 2008）。従って地震波干渉法においてdeconvolutionを利用する場合に，ノイズ波形を前処理なしに解析に利用することは，十分注意が必要である．本稿では，次節で不適当な一例を紹介するに留める。

3.2 長距離測線における観測・解析結果

長距離測線において，地震計を中国自動車道下のトンネル内５ヶ所に設置し（Fig. 1），約１日間連続観測を行った．測線は断層の走行あるいは自動車道に平行であり，測線長は約1 kmである．観測坑道内で観測されたノイズは，10 - 30 Hzにエネルギーが卓越していた（Fig. 2）．またこのシグナルを含めてノイズの振幅は，夜間交通量の減少に伴い弱くなるものの，一日を通じて安定して観測された（Fig. 3）。観測坑道からもっとも離れた観測点の記録は質が悪かったために利用していない。

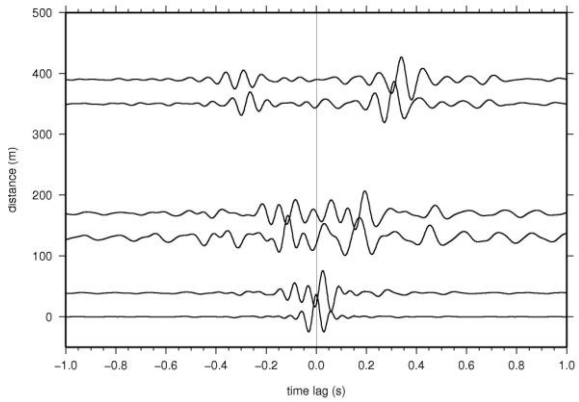


Fig. 4 Correlations of noise data in vertical component for two reference stations. Waveform at the distance zero indicates auto-correlation.

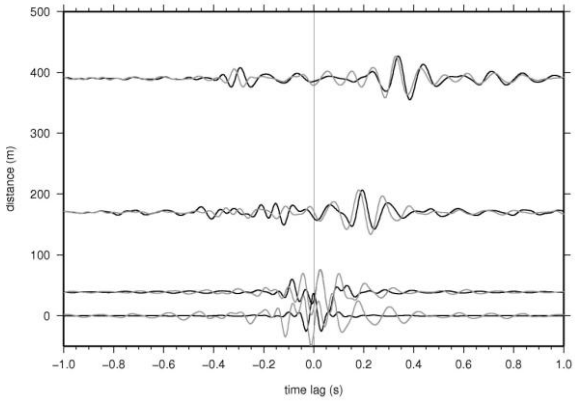


Fig. 5 Correlations of noise data for the reference station. V-V in black and V-R in gray.

２観測点のノイズ波形のvertical成分(V)のみを利用したcorrelation (V-V)の結果をFig. 4に示す。基準とした観測点は，Fig. 1中の東南東端に示している観測坑道内の２点のいずれかである。距離0 kmの波形はauto-correlationに相当する。時間軸の両方向ともに，秒速約1 kmで伝播していくシグナルが確認された。正の時間軸方向に伝播する波は，基準とした観測点からみて，それ以外の観測点の方向，即ち西北西方向に伝播する波を意味しており，また負の時間軸方向に伝播する波は，基準とした観測点に向かって東南東方向に伝播する波を意味している。

同様にvertical成分のみを用いて得た結果(V-V)と，２観測点でそれぞれvertical成分(V)とradial成分(R)を利用したcorrelation (V-R)の結果をFig. 5に示す。いずれもFig. 1の東南東端にある観測坑道内の点を基準とした。Fig. 4と同様に，それぞれの観測点間を伝播する波が確認された。V-VとV-Rとの間には$\pi/2$の位相のずれが見られることから，Rayleigh波の伝播を表していることが分かる。

Transverse成分を利用したcorrelationからLove波伝播の検出も試みたが，Rayleigh波ほどシグナルの伝播が明瞭に見えなかった。これはノイズの生成源の特徴によるものと考えられる。

次にcorrelationを用いた結果とdeconvolutionを用いた結果とを比べる。いずれもvertical成分のみを用いた結果をFig. 6 に示す。Deconvolutionによる解析からも，２観測点間を伝播する直達Rayleigh波を検出することができた．しかし，特に前処理をしていないため，前節で説明したように特に距離が長くなるほど，後続波部分の位相は一致していないことが確認された。

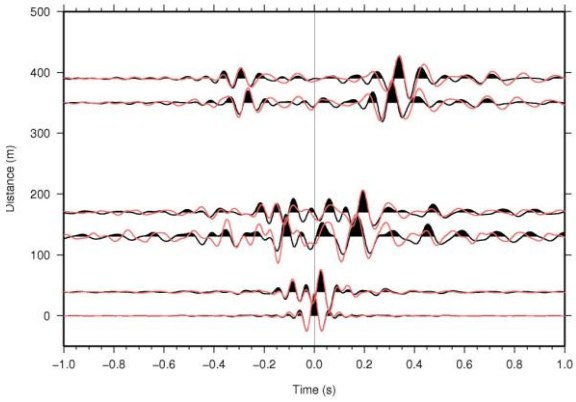


Fig. 6 Correlations (black) and deconvolutions (red) of noise data in vertical component for two reference stations.

4. まとめ

本研究では，安富断層沿いの長距離測線におけるノイズ観測から，表面波（主にRayleigh波）の伝播を検出することに成功し，トラフィックノイズを用いて地震波干渉法が適用できることを明らかにした。

これまでの地震波干渉法を利用した多くの研究では，地表付近に設置された地震計で観測されたノイズ記録を解析することで，表面波の伝播を検出することができているが，実体波を検出した例は少ない。地震波干渉法により実体波を検出した研究からは，例えば地震波速度構造の非常に小さな異方性をも抽出することに成功している（Miyazawa et al., 2008）。周期の長い表面波に比べて実体波の方が，詳細な地下構造を調査するためには有用性が高いと考えられるため，実体波を検出することに大きな意義がある

と考えられる。

そこで上の結果を踏まえて，安富観測抗において実体波の検出を試みるための観測を開始した。観測抗内に短距離測線として直線上に6 m間隔で6点の地震計を設置し，連続してトラフィックノイズの観測を行っている。このような観測点配置により得られた記録に対し，適切な処理をし，時空間フィルタ等をかけることで，表面波のみを取り除き，観測される可能性のある実体波を検出することを試みる。また検出された実体波を利用することで，断層の地表付近の地下構造を推定する予定である。

謝　辞

本研究の一部は，科学研究費補金（若手研究(B)課題番号23740331）の助成を受けしました。

参考文献

Miyazawa, M., Snieder, R. and Venkataraman, A. (2008): Application of seismic interferometry to extract P-and S-wave propagation and observation of shear-wave splitting from noise data at Cold Lake, Alberta, Canada, Geophysics, Vol. 73, No. 4, D35

Snieder, R., Miyazawa, M., Slob, E., Vasconcelos, I. and Wapenaar, K. (2009): A comparison of strategies for seismic interferometry, Surv. Geophys., Vol. 30, No. 4-5, pp. 503-523.

Vasconcelos, I. and Snieder, R. (2008): Interferometry by deconvolution: Part 2 — Theory for elastic waves and application to drill-bit seismic imaging, Geophysics, Vol. 73, No. 3, pp. S129–S141.

（論文受理日：2012年6月8日）

Application of Seismic Interferometry Using Traffic Noise at the Yamasaki Fault

Masatoshi MIYAZAWA

Synopsis

Seismic interferometry is a powerful method for retrieving seismic waves propagating between two seismic stations by using only noise data. I apply this method to noise data observed at the Yamasaki Fault in Hyogo prefecture to see if it is useful to investigate the subsurface structure. The Yamasaki Fault is about 80 km long, strikes WNW-ESE, and consists of five left-lateral fault segments. Seismometers are deployed at a ~6 m-deep vault across the fault zone, above which the freeway goes along a strike of the fault. The stable noise including traffic noise with a dominant frequency of ~10 Hz observed throughout a day from the surface, is likely ideal to monitor and investigate the structure by using seismic interferometry. I take the cross-correlation of waveforms at two seismometers installed. The result shows the propagation of signals between two stations in both directions that can be used to extract estimates of the Rayleigh wave component of the Green's function. I also started observations to try to extract estimates of body waves, whish are usually masked by larger amplitude surface waves, from the traffic noise.

Keywords: Yamasaki Fault, seismic interferometry, traffic noise

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

巨大地震に際して歪地震計で記録された各種の信号
―東北地方太平洋沖地震の記録を例として―

森井　亙・加納靖之・寺石眞弘・竹内文朗・細　善信
藤田安良・尾上謙介

要　旨

本稿は，2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の記録を例として，巨大地震に際して記録される各種の信号を紹介する。例示する記録は，京都大学防災研究所附属地震予知研究センターに所属する各地の地殻変動連続観測室に設置された伸縮計（歪地震計）によって得られたものである。

キーワード: 歪地震計，巨大地震，地球自由振動，再帰波，歪ステップ

1. はじめに

歪地震計（伸縮計）は，広い動帯域と周波数帯域を持つことから，振子式の地震計では記録が難しい各種の信号記録することが出来る。特に広い周波数帯域に亙る波動を励起する巨大地震に際しては，極めて稀な現象を記録することが出来る。その様な記録と，その解析結果の一部をここに紹介する。

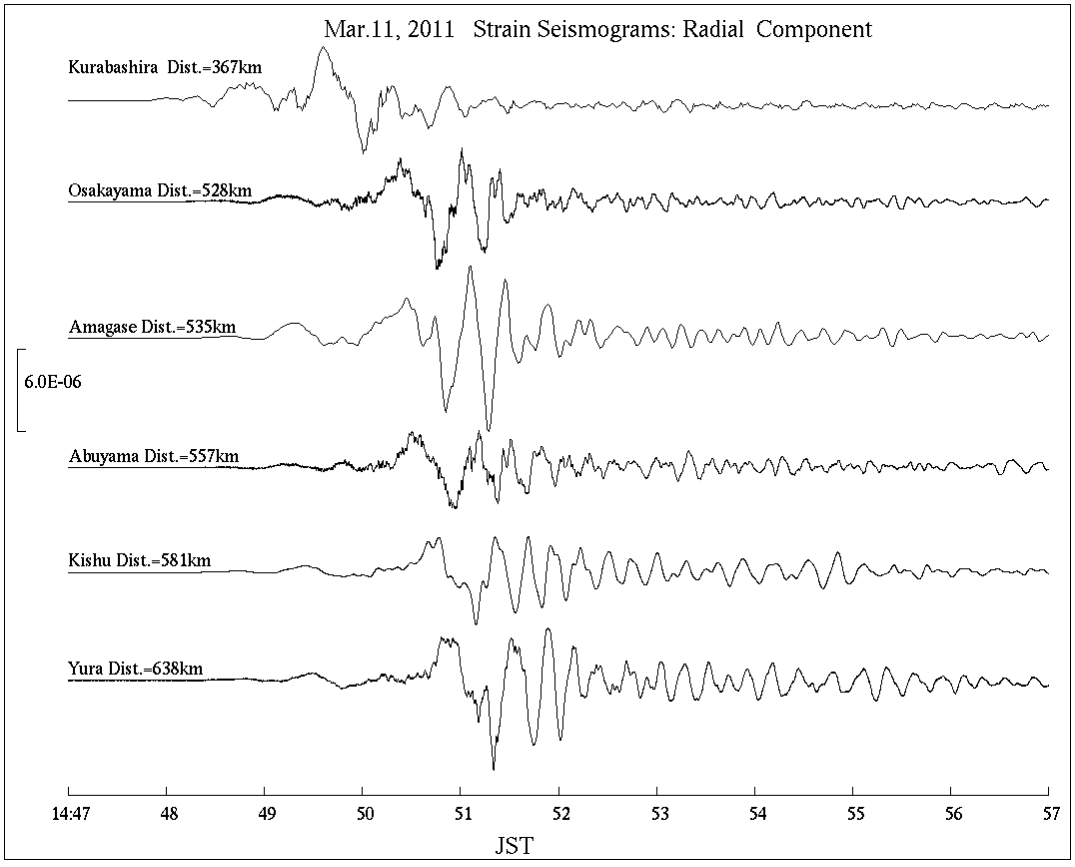


Fig.1 Strain seismograms generated by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake.

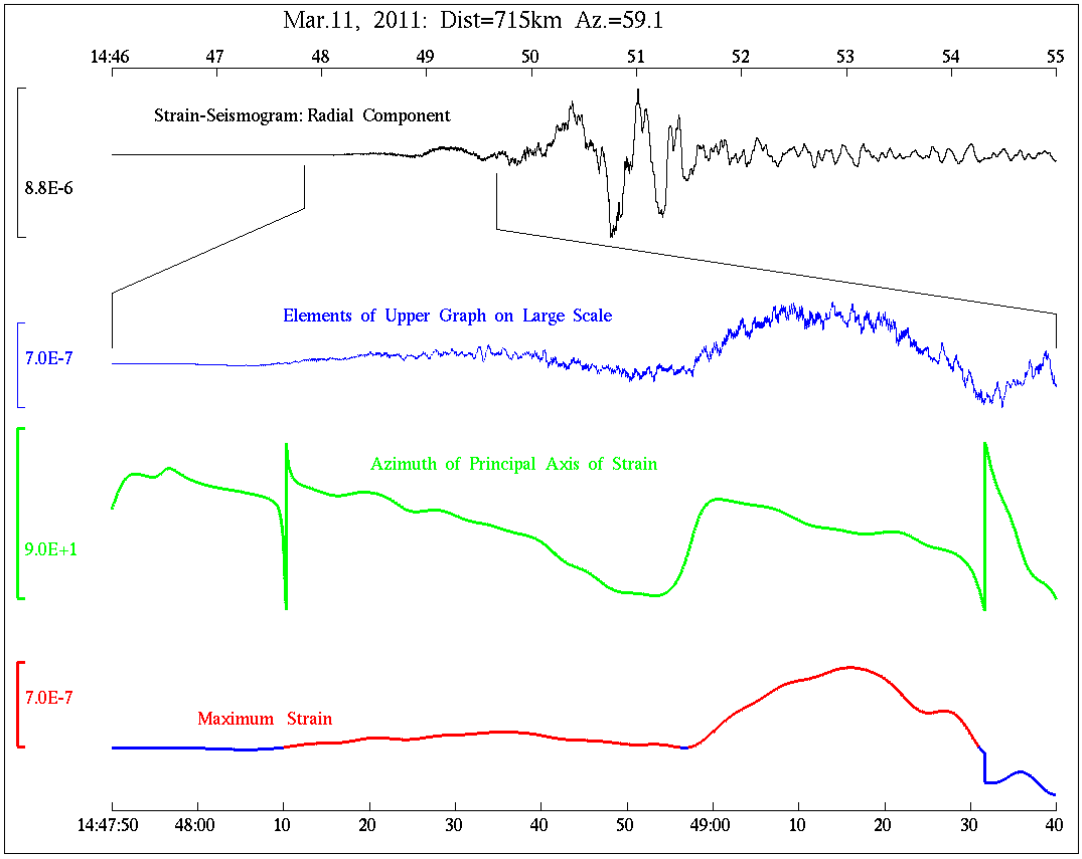


Fig.2 Time variation of the principal axis (exhibited by the green line) and maximum value (showed at the lowest part:blue lines indicate the extension; red lines - compression) of the strain generated by the seismic waves in the vicinity of the Osakayama observatory.

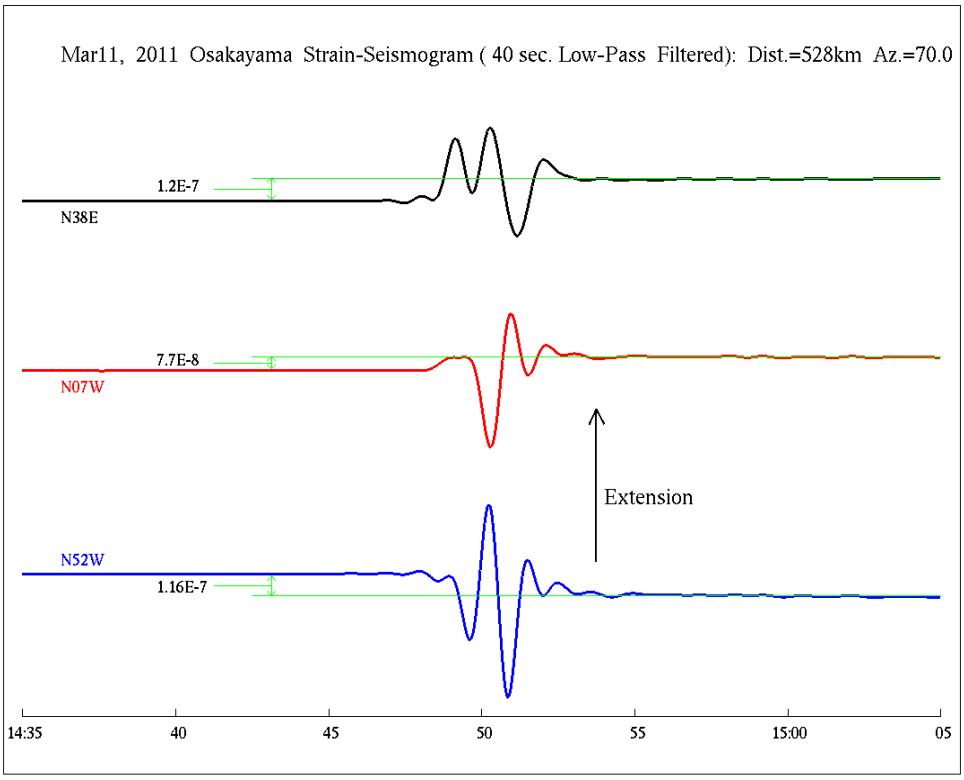


Fig.3 Strain step recorded with extensometers being in operation at the Osakayama observatory.

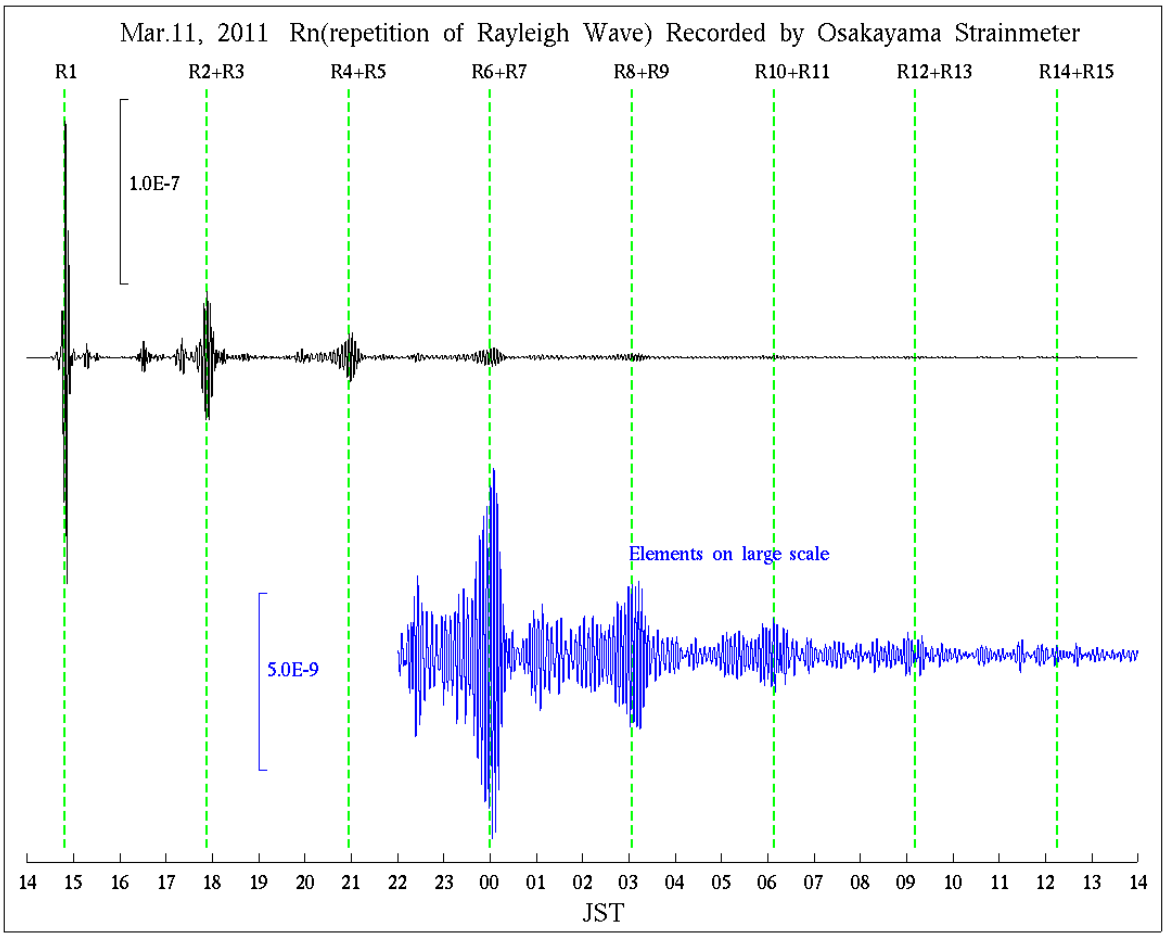


Fig.4 Repetitions of Rayleigh wave recorded with the extensometer being in operation at the Osakayama observatory.

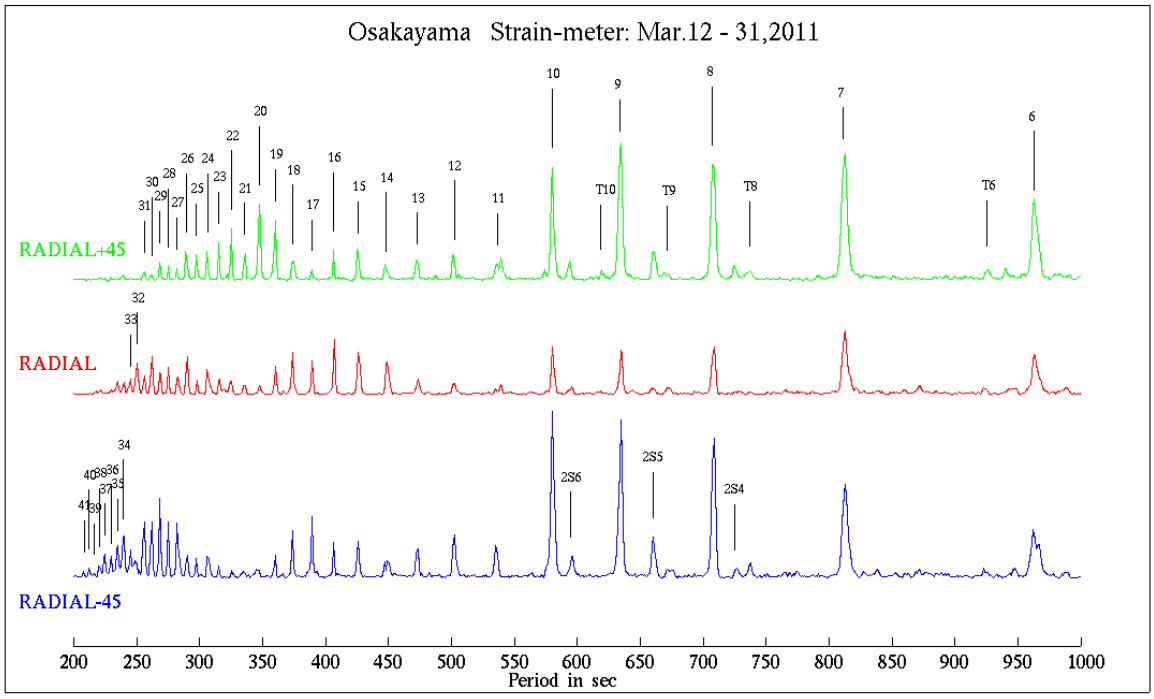


Fig.5 Spectra of the Earth's free oscillation estimated from the strain seismograms recorded at Osakayama observatory. Numbers placed at spectral peaks indicate modes of Earth's free oscillation.

2. 記録と解析結果

Fig.1は，東北地方太平洋沖地震に際して，地震予知研究センターに所属する各地の地殻変動連続観測点に設置された伸縮計（歪地震計）で記録された歪地震記録である。歪の最大値は10^{-5}近くに達し，地動の変位に換算すると，数10cmに相当する。

Fig.2は，逢坂山観測所の歪記録から求めた，地震波動による歪の主軸方向と主歪の値の時間変化である。歪の主軸方向の変化は，震源における破壊の進行に関係していると考えられる。

Fig.3は、逢坂山観測所で記録された歪ステップである。これは，逢坂山観測所から500km以上離れた震源域の断層変位が逢坂山観測所近傍の地殻を歪ませた結果生じたものである。値は10^{-7}に達した。尚この記録では，歪ステップを際立たせるために，短周期成分は数値フィルタによって落としている。

Fig.4は、逢坂山観測所で記録されたレイリー波の再帰波である。震央距離が地球一周距離の100分の1程度であるため，R_nとR_{n+1}が殆んど同時に到来している。地球を7周した再帰波が充分に確認できた。尚，振幅が減衰した再帰波を見やすくするために、R_6以降については縮尺を50倍に変更したものを添付した。

Fig.5は，逢坂山観測所で記録された歪記録から共振法（森井，2000）によって求めた地球自由振動のスペクトルを示している。中央のグラフは観測点から震央へ向かう方向の歪について求めたスペクトルである。上段と下段のグラフは、夫々震央方向から水平に時計回りと反時計回りに45度回転した方向の歪について求めたスペクトルである。何れのグラフも，200秒から1000秒の周期帯で，基本モードに一致する明瞭なピークを示している。特筆すべきは2S4,2S5,2S6と言った高次モードに対応するピークがはっきりと見られることである。また，各ピークの振幅が歪の方向によって夫々異なっていることが確認できる。これは，地球自由振動の各モードの腹と節の地球上での分布の仕方に関係していると考えられる。

３． おわりに

東北地方太平洋沖地震はマグニチュード９の巨大地震であり，震源断層の規模と変位量は稀に見る巨大なものであった。歪地震計（伸縮計）の広い動帯域と周波数帯域を生かして，貴重な記録を高品位で得ることが出来た。今後の研究に生かして行きたい。

参考文献

森井　亙(2000)：共振型応答関数を使用したスペクトル推定法開発の試み，地震２，53，pp.107-113.

（論文受理日：2012年6月7日）

Geophysical Signals Generated by The Large Earthquake and Recorded with Strain Seismometers

Wataru MORII, Yasuyuki KANO, Masahiro TERAISHI, Fumiaki TAKEUCHI, Yoshinobu HOSO, Yasuyoshi FUJITA and Kensuke ONOUE

Synopsis

This manuscript present geophysical signals generated by the large earthquake such as the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake. All the data presented in this manuscript were recorded with the extensometers being in operation at crustal movement observatories belonging to Research Center of Earthquake Prediction.

Keywords: Extensometer, Large earthquake, Earth’s free oscillation, Repetition, Strain step

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

世紀の難問「経度問題」とのアナロジーから地震予知の将来について考える

深畑幸俊

要　旨

地震予知は，19世紀末の地震学の成立以来その実現が模索されてきたが，いまだ展望は開けない。解決にはおそらく数百年の年月を要する世紀の難問と呼ぶことができる。経度問題は，大航海時代の幕開け以降数百年にわたってヨーロッパ人を悩ませた世紀の難問であり，人間の生命・財産と直結するなど地震予知の問題と共通する点を持つ。本稿では，経度問題とはどのようなもので，如何にして解決に至ったかを紹介することにより，今後の地震予知への取り組みを考える際の一助としたい。

キーワード: 経度問題，地震予知，世紀の難問，グリニッジ

1. はじめに

地震予知は，地震学の黎明期より研究者の念頭にある問題だった。地震学会の設立に主導的役割を果たしたジョン・ミルンや，東京大学に設けられた世界最初の地震学講座教授（大森房吉の前任者）である関谷清景もその頃既に地震予知に関する論文等を残している（泊，2008）。1960年代には地震予知研究計画がスタートし，1995年兵庫県南部地震（阪神大震災）後には地震予知のための新たな観測研究計画等に衣替えをした。この100年以上の間に，地震学は間違いなく大いに進歩・発展したと言える。しかし，地震予知は未だに実現への展望が見出せない大問題として残っている。

学問的課題として認識されて以降，解決に非常に長い時間を要した問題としては，高次方程式の解の公式やフェルマーの定理の証明，永久機関の発明などが知られている。これらは否定的に証明されたものも含め，いずれもその解決に数百年以上を要した「世紀の難問」と呼ぶことができる。地震予知は，現代における世紀の難問であり，フェルマーの定理などと肩を並べる超難問として認識する必要がある。そのような超難問へのアプローチを考える際に，過去の歴史に学ぶことは意味があることだろう。

地震予知の特徴として，人間の生命・財産に直結する社会的な問題でもあるという点がある。そこで，本稿では，地震予知と同じく人間の生命・財産と直結する世紀の難問であった経度問題について紹介し，地震予知を考える上での一助としたい。なお，本稿で述べる経度問題についての私の知識は，その多くないしはほとんどをデーヴァ・ソベル（1997）「経度への挑戦 － 一秒にかけた四百年」(原題:Longitude)に依っていることをあらかじめお断りしておきたい。

2. 経度問題

2.1 経度と緯度

経度問題とは，当該地点の経度をどのようにして知るかという問題である。現代では，小型のGPS受信機が一台あれば誰でも簡単に自分がいる場所の経度を知ることができるが，大航海時代が始まって以降数百年にわたって，経度問題は船乗りのみならず，為政者や科学者，技術者を悩ます世紀の難問だった。

地球儀や世界地図には緯線と経線が描かれる。このうち緯線の基準は昔から赤道と決まっている。古代のプトレマイオスの地図でも緯度０度は赤道となっていた。緯度の基準が赤道に定まっているのは，単純に天文学的な要請によるものである。その一方，経度には絶対的な基準が存在しない。もちろん現在では，ほとんど全ての地図で英国ロンドン郊外のグリニッジ天文台を通るように経度０度の線が引かれている。しかし，経度の基準が現在の位置に国際的に定まったのは1884年のことに過ぎない。それまでは，アゾレス諸島やローマ，パリ，エルサレムなどを転々としたという。

ここに経度と緯度との絶対的な違いがある。つま

り，緯度は基準があらかじめ定まっているので，その地点で観測を行えば知ることができる。例えば，北極星の仰角を測ったりするように。一方，経度はある人為的に定めた基準に対する相対的な位置関係を把握することにより初めて決まる量である。島影一つない大洋で基準となる地点からの経度差を知ることは，大航海時代が到来した15 - 17世紀の科学・技術・知識では不可能なことだった。

船上で経度が分からなくなるというのは，自分の現在位置が分からなくなるということであり，それがために，船が暗礁に乗り上げてしまったり目的の島に辿り着けなかったりという遭難が多発した。また，経度が分からなくても安全に航行できる大洋航路というのは限られてくるので，そこは海賊の狙うところとなった。かくして，海上で正確な経度を知る方法というのはヨーロッパ各国において重大な社会問題となり懸賞金までかけられる事態となった。例えば英国では，1707年シリー諸島で軍艦４隻が座礁，死者2000名の大惨事が発生し，これをきっかけに，経度測定法を発見した者に莫大な賞金を与えるとした経度法が1714年制定された。

経度問題は，日本ではなじみが薄いがヨーロッパでは未だにその残滓を見ることができる。例えば，Photo 1は，英国スコットランド・エディンバラ城での１コマである。午後１時きっかりに海に向けて号砲を鳴らす。これは今では観光客向けのセレモニーに過ぎないが，元々は天文台が観測して求めた正確な時刻を港に停泊中の船舶に伝えるという実用的な目的から始まったものである。Photo 2は経度の基準となっているグリニッジ天文台だが，そこではオレンジ色の球がやはり午後１時ちょうどに風見マストの上からするするっと落とされる。後述するように，経度問題では正確な時間や時計が鍵を握る。天文台では最も精度良く観測のできる正午に時計合わせをして，その１時間後に正確な時刻を伝えていたのである。

2.2　天の時計とハリソンの時計

経度問題は，問題としては簡単に理解できる一方，長い間解かれなかったため，いくつもの怪しげな解決法が提案された。例えば，１kmおきに船を停泊させておき定時になるとリレー式に大砲を鳴らして周囲に正確な時刻を知らせる，あるいは共感の粉と呼ばれるある種魔術的なものを用いる方法などである。特に経度法制定以降は，賞金に目がくらんだ連中から，様々なアイデアが持ち込まれたらしい。このように専門家から見て怪しげな解決法が多数提案されるのは，「世紀の難問」の重要な特徴と考えられる（深畑，2012）。この点は，現代の地震予知も全く同様である。

Photo 1 Gun fire exactly at 1 pm at the Edinburgh castle. Now, the gun fire is just a ceremony for tourists. But it had originally a practical purpose: to convey accurate time to people on the ships at the Edinburgh port.

Photo 2 Greenwich Observatory. The orange ball falls down from the wind indicator exactly at 1 pm.

経度測定の解決法の本命と考えられていたのは，天文学的方法によるものである。天体の運行を極めて精密に予測することができれば，経度を割り出せる。例えば，ロンドンの午前零時における天体の状況が完璧に予測できれば，その状況が現在いる場所の時刻（現地時刻）でいつ起きたかを観測することにより経度が分かる。

この分野で最初に顕著な業績を挙げたのは，ガリレオ・ガリレイである。彼は，1610年ガリレオ衛星と呼ばれる木星の衛星を発見してひたすら観測し，年1000回も衛星の食が起こることを見出した。この衛星の食の起こるタイミングを天の時計として利用することにより，経度が分かるという寸法である。経度測定に道を拓いたとしてガリレオはオランダ政府から金鎖を送られている。このガリレオの提案した方法は，海上での経度測定には利用できなかった

が（船は揺れるため，衛星を望遠鏡の視野に収め続けることができなかった），陸上の経度を正しく求める上で非常に役立ち，地図作成の分野で大きな成果を収めた。当時の地図は，経度が正確に求められなかったため，それなりにゆがんでいたのである。

船上からも昼夜を問わず観測できる天の時計として月は早くから注目されていた。月の出は毎日50分ほどずつ遅くなるので，経度差１度に対しては約８秒，角距離にしておよそ２分のずれとなる。しかし，月の軌道は18.6年周期で変化するなど，月の運行の正確な予測は難題であり，フランスは1667年パリに，イギリスは1675年グリニッジにそれぞれ天文台を建設し，国家事業として天体観測を推進した。グリニッジの二代目の天文台長（1720~1742）が，彗星で有名なエドモンド・ハレーである。こうして，経度測定のための天文学的データの蓄積が，より組織的かつ継続的に進むようになった。当時，天文学は極めて実用的な意義を有する学問だったのである。

この間，４分儀や６分儀などに代表される観測機器の進歩も見逃してはならない。16世紀末まで天体の高度測定にはもっぱら直角器という道具が使われ，太陽の観測をする際には，視界にまともに太陽が入らざるを得なかった。そのために片眼を失明する船乗りも多かったという。海賊というと片目に眼帯をしているのが定番だが，海賊達にとっても天体観測は必須だったはずなので，おそらくはそういった事情を反映していると推測される。しかし，６分儀等の発明により，目を痛めることもなく，簡便に天体間の角度が測れるようになった。

17世紀後半にはアイザック・ニュートンが万有引力の法則を確立する。太陽-地球-月系の運動は３体問題のため解くのは決して容易でないが，レオンハルト・オイラーが高い精度を持つ簡潔な公式として表すことに成功し，彼の協力を得た地図制作者トビアス・マイヤーが1750年代に角距離1.5分以内の精度を持つ月の運行表を作成するに至った。マイヤー，オイラー共にイギリスの経度評議員会から賞金を一部贈られている。マイヤーの成果を受け，1766年に「航海暦と天体暦」第一版が当時のグリニッジ天文台長ネビル・マスケリンの監修で出版され，月の運行予測は基本的に決着した。その後，月の天体暦は1907年まで，航海暦は現在でも出版が続いているという。「航海暦」は当然のことながらグリニッジを経度の基準としており，世界中の船乗りがその「航海暦」を用いることにより，グリニッジを通る経線が本初子午線として採用されることとなった。

一方，天の時計ではなく本物の時計を用いて経度を知ることも可能である。例えば，ロンドン時刻に合わせた正確な時計があれば，南中高度などから知られる現地の時刻と付き合わせることにより，その場所の経度が分かる。正確な時計があれば経度問題が解決できることは初期の頃より知られていたが，これも実用化が難題だった。何しろ，数ヶ月に及ぶ航海の後に，時計が２分ずれたら経度1/2度の誤差（経度法の一等賞に必要な精度）になってしまうのである。当時の時計は一日に何分もずれるのが普通であり，船上という極めて悪い条件下で２桁以上精度を上げるという途方もない技術革新が要求された。

この問題にも先鞭をつけたのはガリレオである。彼は振り子の等時性の原理を発見し，それを時計に応用することを考えた。しかし，実際に時計を製作するには，動力や脱進機などいくつかの機構が要る。振子時計を実現したのはクリスティアン・ホイヘンスで，1658年に論文「時計」を著し，海上での経度測定に適していると主張した。彼の作った時計は，試験航海で有用性を証明したが，天候が良い場合に限られた。振子時計の宿命として，船が激しく揺れると全くタイミングが取れなくなってしまうのである。振り子の欠点を解決するために，ロバート・フックとホイヘンスはそれぞれひげぜんまいを考案したが，結局実用的な海上時計の完成には至らなかった。18世紀初め，経度法の制定にあたり意見を求められたニュートンは以下のように答えている。「正確な時計を使うという方法がある。しかし船の揺れ，暑さ寒さや湿度の変化，経度が異なる場所での重力差といった理由から，そのような時計はいままで作られたことがないし，これからも出現する可能性は低い」。

そのように否定的見通しが支配的であった中，実用的な海上時計を世界で初めて完成させたのが，英国ヨークシャー出身の大工，ジョン・ハリソンである。ハリソンがH-1と呼ばれる最初の精巧な海上時計を作ったのが1735年，その後改良を加え彼が決定版として世に送り出したH-4が作られたのが1759年である。彼は，様々な革新的な工夫をすることにより，当時では想像も付かない精巧な時計を作り上げた。例えば，種類の違う金属片を組み合わせることによって温度変化の影響を少なくした。自然に油がしみ出る特殊な木を用いることにより，注油を不要にした。これにより，温度変化によって潤滑油の粘度が変わり時計のペースに影響を与えることを防いだ。摩擦を少なくするために，ケージに入れたボールベアリングを初めて実用化したのもハリソンである。その後，ハリソンの時計がコピー，改良，簡素化され，時計製作はイギリスの重要産業に急成長した。19世紀前半には大量の海上時計が出回るようになり，経度問題は完全に解決された。

3. 地震予知への教訓

経度問題は，長年にわたる天文学的データの蓄積，ニュートンやオイラー，ガリレオやホイヘンスらによる天体運行および振子時計の理論の進歩，天体観測や時計製作の技術的革新によって解決された。世紀の難問の解決には，このように幅広い領域の総合的な進歩が必要となることが普通である。

経度問題は一気に解決された訳ではなく，陸上の経度がガリレオ衛星の食の予測値から正確に求められるようになるなど，部分的成功と呼べる成果がまずあった。地震予知を進める上でもたいへん心強いことである。極めて限定的な条件下ではあるが，釜石沖の繰り返し地震（Matsuzawa, et al., 2002）や伊豆東方沖の群発地震（Morita, et al., 2006）のように，現在既に地震予知実現の萌芽を見ることができる。

また，経度問題に促されて，世界初の光速の測定や地球自転速度の増加の発見など第一級の科学的成果が生み出された。光速の測定は，木星の食の予測値のずれから，地球自転速度の増加は古文書の調査により明らかになったものである。地磁気永年変化の豊富なデータが現代に残されているのも，ハレーらが経度問題の解決を目指して精力的に測定を行ってくれたことに起因している。高次方程式の解の公式のように否定的に解決される場合も含め，世紀の難問への取り組みは，このように実りある科学的成果をもたらしてくれる。

経度問題でもそうであったように，地震予知でも技術的進展は重要な役割を果たすであろう。それは，現在の地震学における，GPSやSARといった宇宙測地技術，あるいは大規模数値計算の重要性を見れば明らかである。これらの革新的技術は一朝一夕にもたらされたものではない。米ソによって開発された宇宙技術や西側諸国によるエレクトロニクス技術の長足の進歩が波及してきたものである。現在発展著しい科学技術分野としては，生命科学，ナノテクノロジー，ロボット，人工知能といったものが挙げられる。そういった科学技術の革新を地震学の分野に積極的に取り入れていく取り組みが今後重要となるだろう。例えば私は，極微少の断層モニタリングロボットなどというものを夢想する。1日に10 m動くことができれば，3年で10 kmの深さに到達できる。もちろん，動力や通信を初めとして課題は多い。しかし，わずか半世紀前にはGPSやラップトップ・コンピュータは夢物語だった。逆に，このようにSFじみたことが実現しないならば，地震予知実現は依然として遠いだろう。

経度問題の解決には歴史に名を残す一流の科学者達が参加し，国家も観測所の設置や奨励金の支給などで後押しをした。各国の利害や駆け引きにより決まることの多かった本初子午線が，現在グリニッジを通るように引かれていることは，経度問題の解決に中心的役割を果たしたグリニッジ天文台及び英国への深い敬意の表れと読める。地震予知をすぐに実現することはできないが，観測データを着実に積み上げ，理論の進歩を図るとともに，技術的進展も積極的に行っていくことが現代の地震学者の責務であり，比類なき国際貢献でもある。

参考文献

デーヴァ・ソベル（藤井留美訳）（1997）：経度への挑戦 － 一秒にかけた四百年，翔泳社，205pp.

泊次郎（2008）：明治初期の地震予知研究 － ミルンと関谷清景，日本地震学会2008年度秋季大会講演要旨，p. 44.

深畑幸俊（2012）：世紀の難問「地震予知」に挑む，地震学の今を問う，pp. 76-80.

Matsuzawa, T., Igarashi, T. and Hasegawa, A. (2002): Characteristic small-earthquake sequence off Sanriku, northeastern Honshu, Japan, Geophys. Res. Lett., Vol. 29, doi:10.1029/2001GL014632.

Morita, Y., Nakao, S. and Hayashi, Y. (2006): A quantitative approach to the dike intrusion process inferred from a joint analysis of geodetic and seismological data for the 1998 earthquake swarm off the east coast of Izu Peninsula, central Japan, J. Geophys. Res., Vol. 111, doi:10.1029/2005JB003860.

（論文受理日：2012年6月8日）

Future of Earthquake Prediction Analogously Considered from the Longitudinal Problem

Yukitoshi FUKAHATA

Synopsis

Seismologists has challenged the problem of earthquake prediction since the late nineteenth century, but this problem is remained to be unsolved yet. The longitudinal problem, which had annoyed European people more than a few hundred years since the beginning of the Exploration Age, has some similarities with the earthquake prediction problem. Here, I introduce the longitudinal problem: what was the problem, how people and nations made efforts, and how the problem was finally solved? By studying the longitudinal problem, we can learn useful lessons for earthquake prediction.

Keywords: longitudinal problem, earthquake prediction, problems for centuries, Greenwich

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

水準測量による桜島火山の地盤上下変動（2010年11月～2011年11月）

山本圭吾・園田忠臣・高山鐵朗・市川信夫・大倉敬宏(1)
横尾亮彦(1)・吉川慎(1)・井上寛之(1)・堀田耕平(1)・松島健(2)
内田和也(2)・中元真美(2)

(1) 京都大学大学院理学研究科
(2) 九州大学大学院理学研究院

要　旨

桜島火山において，2011年11月に一等水準測量の繰返し観測を実施した。この結果を2010年11月に行われた測量結果と比較することで，2010年11月から2011年11月の期間における地盤上下変動量を求めた。この期間の桜島北部における地盤上下変動量は3 ㎜以内であった。桜島北部の地盤においては，1991年以降，山頂噴火活動静穏化に伴い，姶良カルデラ地下のマグマ溜りにおけるマグマの貯留を反映すると推定される地盤隆起が観測されてきたが，2010年4月～11月の期間に続きその地盤隆起がほぼ停滞していることが確認された。一方，桜島中央部に近い水準点においては，最大で約13 ㎜におよぶ地盤の沈降が確認された。これは，桜島中央部直下のマグマ溜りにおける減圧，すなわちマグマの放出量が供給量を上まったことを示唆しており，昭和火口における活発な噴火活動を反映しているものと考えられる。

キーワード：桜島火山，姶良カルデラ，精密水準測量，地盤上下変動

1. はじめに

桜島火山周辺においては，1955年から始まった山頂噴火活動活発化以降，桜島の火山活動に伴う地盤の上下変動を測定するための水準測量が繰り返されてきた（Yoshikawa, 1961；江頭，1967，1971；石原・江頭，1978；江頭ら，1997）。それらの結果から，噴火活動に伴う地盤上下変動は，桜島北方の姶良カルデラ地下の深さ約10 kmに推定される主マグマ溜りと桜島中央部直下約3 kmの深さに推定される副マグマ溜り内のマグマの貯留と放出に伴う現象として説明されている（江頭，1989）。

1990年代以降においては，山頂噴火活動の静穏化に伴ってマグマの放出量が減り，主マグマ溜りの増圧によって桜島北部の地盤変動がそれまでの沈降から隆起に転じたことが1991年から1996年の水準測量により確認された(江頭・他，1997)。この桜島北部の地盤隆起傾向は，1996年以降も最近まで継続している（山本ら，2008, 2010, 2011）。姶良カルデラ地下のマグマ溜りにおける増圧は，GPS観測による水平変動においても姶良カルデラ・桜島北部の地盤の膨張として検出されている（井口ら，2008）。一方で，噴火活動としては， 2006年6月から始まった昭和火口における噴火活動が近年激化する傾向が見られ（井口ら，2011），2010年，2011年と年間に1000回を超える爆発的噴火が発生した。

平成21年度より開始された「地震及び火山噴火予知のための観測研究計画」における課題「桜島火山における多項目観測に基づく火山噴火準備過程解明のための研究」の一環として，2009年11月および2010年4月（山本ら，2010），2010年11月（山本ら，2011）と水準測量を行ってきたが，これらに引き続き2011年11月に桜島火山の水準測量路線において一等水準測量の繰返し観測を実施した。本稿では，この測量の概要および結果を示し，前回の測量である2010年11月の測量以降の期間の桜島火山における地盤の上下変動量について報告する。

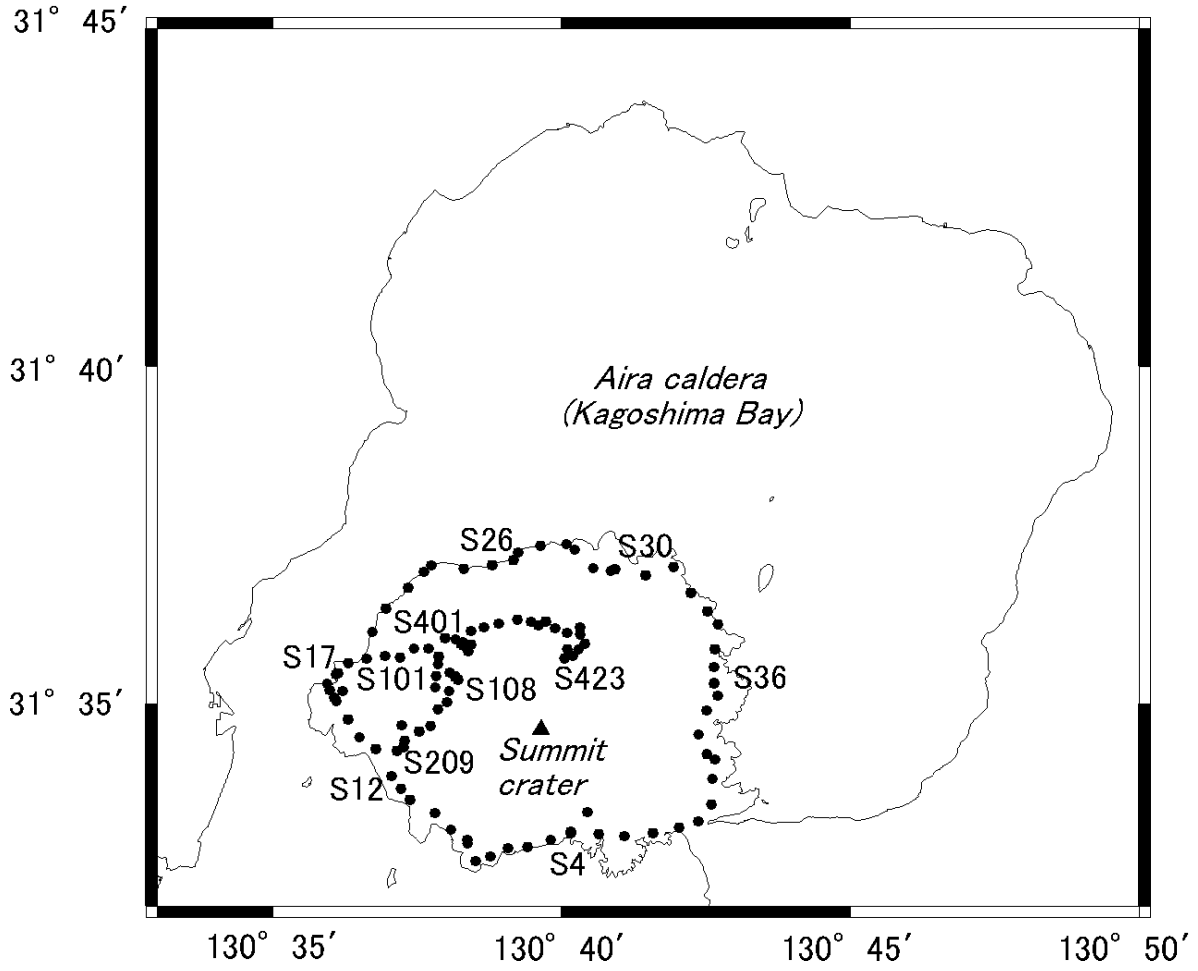


Fig. 1 Leveling bench marks measured in the November 2011 survey (solid circles). Solid triangle indicates the location of the summit crater of Sakurajima volcano.

2. 水準測量

2011年11月に水準測量を実施した路線をFig. 1に示す。2010年11月の前回測量と同様に，桜島一周道路ルート（BM.S.17～BM.S.26～BM.S.36～BM.S.4～BM.S.17），桜島内西部山腹のハルタ山登山ルート（BM.S.101～BM.S.108～BM.S.209）および桜島北部山腹の北岳ルート（BM.S.401～BM.S.423）において水準測量を実施し，その測量ルートの総延長は56 kmであった。

これらの路線を，大学合同で3測量班を構成し，2011年11月7日～21日の日程で測量に当たった。測量に使用した機材は，自動読み取りディジタルレベル(Wild NA3003, NA3000，ソキアSDL1X)およびインバールバーコード標尺 (Wild GPCL3，ソキアGS1)である。測量方法は，各水準点間の往復測量で，その往復差は水準点間距離をL kmとしたときの一等水準測量の許容誤差である2.5×√L mm以内を，また水準環を形成する路線においては水準環閉塞誤差が水準環路線距離をS kmとしたときの一等水準測量の許容誤差である2.0×√S mm以内を満たすようにした。実際の測量における誤差は，1km当りの平均自乗誤差が桜島一周道路ルート，ハルタ山登山ルートおよび北岳ルートにおいてそれぞれ±0.39 mm/km，±0.39 mm/km，±0.52 mm/km，水準環閉塞誤差は桜島一周道路ルートおよびハルタ山登山ルートにおいて時計回りにそれぞれ2.2 mm（一周約36 km），2.3 mm（一周約15 km）であり高精度の一等水準測量と言える。

3. 測量結果

これまで桜島火山周辺で行われてきた水準測量（例えば，山本ら，2008，2010, 2011）と同様に桜島西岸の水準点BM.S.17（袴腰検潮室）を不動点（基準）

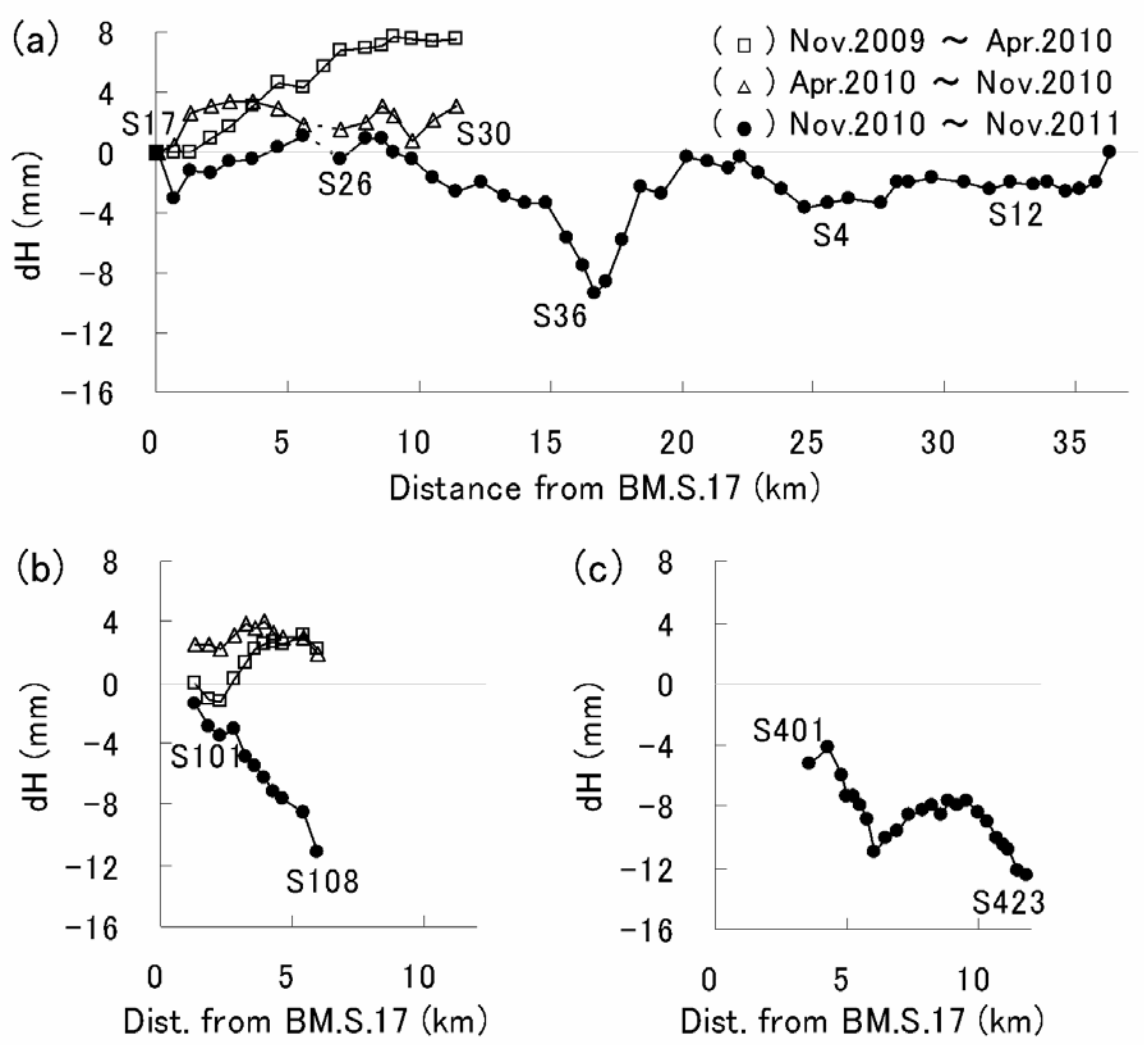


Fig. 2 Vertical displacements of bench marks in Sakurajima volcano referred to BM.S.17 which is located at the western coast of Sakurajima. (a): Sakurajima coast route, (b): Sakurajima western flank (Harutayama) route, (c): Sakurajima northern flank (Kitadake) route.

とし，計算された各水準点の比高値を前回の2010年11月に行われた水準測量結果と比較した。なお，北岳ルートはこの2010年11月の測量の際に新設された測量路線であり，今回の測量によって初めてその地盤上下変動量が求められた。Fig. 2に，その結果求められた各水準点における2010年11月から2011年11月の期間の上下変動量を水準点BM.S.17からの路線距離に対してプロットして示した（黒丸）。なお，ハルタ山登山ルートの2010年11月の測量結果については，水準環閉塞誤差が大きかったため（山本ら，2011）水準環としての誤差配分処理を行わず，2010年11月，2011年11月の両測量時に同一の標尺を使用しデータの高精度な比較が可能と考えられるBM.S.101からBM.S.108の区間の上下変動量のみをプロットし表示した。また，同図には比較のために，2009年11月から2010年4月（白四角）および2010年4月から2010年11月（白三角）の期間の上下変動量（山本ら，2010, 2011）も併せて示した。

2010年11月から2011年11月の期間における桜島一周道路ルートの上下変動量（Fig. 2a）からは，桜島北部付近の地盤上下変動量は3 mm以内であったことが確認される。なお，これまでの水準測量で確認されてきたBM.S.36（東部，黒神）およびBM.S.4（南部，有村）付近で認められる局所的な地盤沈降（江頭ら，1997）は，この期間の測量結果においても認められる。桜島北部の地盤においては，1993年頃からの山頂噴火活動の静穏化に伴い再開した姶良カルデラ地下の主マグマ溜りにおけるマグマの貯留（江

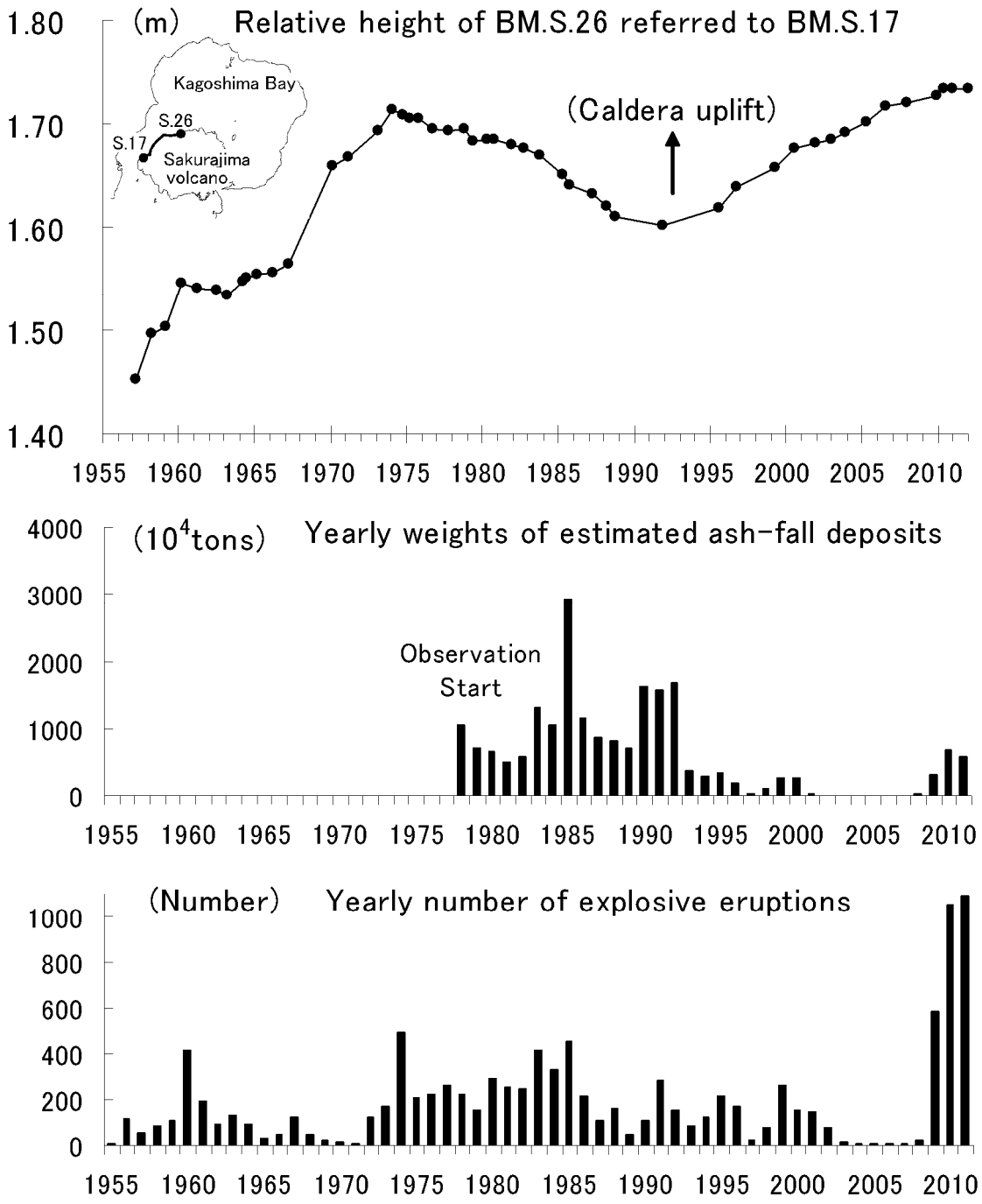


Fig. 3 Relation among secular change of relative heights of BM.S.26 referred to BM.S.17, yearly weights of estimated volcanic ash-fall deposits and yearly number of explosive eruptions at the active summit and Showa craters of Sakurajima volcano.

頭ら，1997）を反映すると考えられる地盤隆起が最近まで継続して観測されてきたが，2010年4月～11月の期間（Fig. 2a中の白三角）に続きその地盤隆起がほぼ停滞していることが確認された。一方で，桜島中央部に近いハルタ山登山ルートおよび北岳ルートの水準点においては，この期間，最大で約13 mmにおよぶ地盤の沈降が確認された（Figs. 2b and 2c）。これは，桜島中央部直下の副マグマ溜りにおける減圧，すなわちマグマの放出量が供給量を上まったことを示唆しているものと考えられ，昭和火口における活発な噴火活動を反映しているのではないかと思われる。

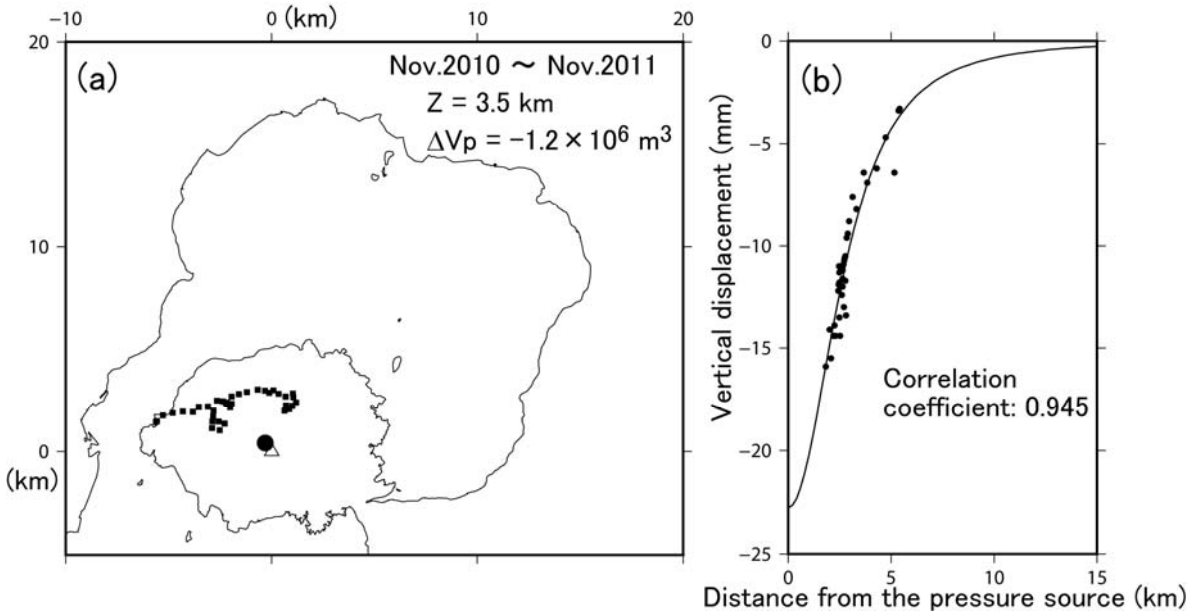


Fig. 4 (a) Horizontal location of the calculated pressure source (solid circle) by using the relative vertical displacement data during the period from November 2010 to November 2011. Z and ΔVp represent the depth and the deformation volume at the pressure source, respectively. Solid rectangles denote the bench marks used for the calculation. Open triangle indicates the location of the summit crater. (b) Comparison between measured vertical displacements (solid circles) and theoretical vertical displacements (solid line) versus radial distance from the pressure source.

4. 地盤上下変動の経年変化

Fig. 3に，BM.S.17を基準にした桜島北部のBM.S.26（松浦神社）の1957年以降の比高変化，山頂火口および昭和火口から放出された降下火山灰の推定年間総量および山頂火口および昭和火口における年間の爆発的噴火回数を示した。桜島火山の噴火活動の盛衰に伴う桜島北部の地盤上下変動が観測されてきたが（例えば，江頭ら（1997）参照），最近においては1991年以降の山頂噴火活動静穏化に伴った桜島の北部の地盤の再隆起現象が明瞭に確認される。BM.S.26の隆起状態は，2006年に1973・74年頃の隆起状態をほぼ回復した後も更に隆起が継続した状態となっている。山本ら（2010）で指摘されている通り，現在は，1970年代以降に生じた活発な山頂噴火活動と同様な活動を起こすポテンシャルをすでに持っている状態であると推測される。

2009年以降，昭和火口における噴火活動が特に活発化し，それに伴い降下火山灰量の推定年間総量（マグマの放出量）も増加傾向であることがFig. 3から見て取れる。一方で，前述の通り桜島北部の地盤は，2010年4月以降の期間においてそれまでの隆起傾向がほぼ停滞しており，また桜島中央部付近の地盤は2010年11月～2011年11月の期間において沈降が観測された。桜島内に設置されている傾斜計や伸縮計の連続観測データによると，昭和火口における噴火活動の盛衰に伴って，数日から数ヶ月といった水準測量の間隔より更に短い時間間隔で中央火口丘を中心とした地盤変動が生じていることも確認されている（井口，2011）。桜島火山の噴火ポテンシャルの評価においても今後の噴火活動の変化に伴う地盤変動の推移に細心の注意を払っていく必要があると考えられる。

5. 圧力源解析

Mogi (1958) による球状圧力源モデルを適用し，江頭ら（1997）と同様な方法で2010年11月～2011年11月の期間の上下変動量データから圧力源の位置と体積変化を求めた。

この期間に確認された顕著な地盤上下変動は，桜島中央部に近いハルタ山登山ルートおよび北岳ルートの水準点において観測された地盤沈降（Fig. 2）であることから，計算にはこれらの水準点におけるデータを用い解析を行った。Fig. 4に，計算された圧力

源の位置と上下変動量の測定値と理論値の比較を図示した。桜島中央部地下約3.5 kmの深さに減圧源が求められ，圧力源における容積変動量（ΔVp）は，約120万立方メートルの容積減少と推定された（Fig. 4a）。計算された圧力源モデルによって，観測された上下変動量はよく説明されていることが分かる（Fig. 4b）。鹿児島県が実施している桜島の降下火山灰の観測資料から降下火砕堆積物総量を推定する方法（Eto, 1988）を用いると，2010年11月～2011年11月の期間中の降下火砕堆積物量を密度2.5 g/cm^{3}のDense Rock Equivalent（マグマ相当の岩石）に換算すると，約190万立方メートルのマグマ放出量となる。この期間，桜島中央部直下のマグマ溜りにおける容積減少量とほぼ同量（あるいはそれに若干の地下深部からのマグマの供給を加えた量）のマグマが噴火活動によって地表に放出されたものと考えられる。

6. おわりに

「地震及び火山噴火予知のための観測研究計画」における課題「桜島火山における多項目観測に基づく火山噴火準備過程解明のための研究」の一環として2011年11月に一等水準測量の繰返し観測を実施した。2010年11月の前回測量の際に桜島北部山腹に新設した桜島北岳ルートでは，今回の測量によって初めて地盤上下変動量が求められた。測量結果の検討から得られた知見は次の通りである。

[1] 桜島北部における地盤上下変動量は，2010年11月～2011年11月の期間において3 mm以内であった。1991年以降桜島北部では，山頂噴火活動静穏化に伴い，姶良カルデラ地下の主マグマ溜りにおけるマグマの貯留を反映すると考えられる地盤隆起が観測されてきたが，2010年4月～11月の期間に引き続きその地盤隆起がほぼ停滞していることが確認された。

[2] 桜島中央部に近い水準点では，2010年11月～2011年11月の期間，最大で約13 mmにおよぶ地盤沈降が確認された。桜島中央部直下のマグマ溜りにおける減圧，すなわちマグマの放出量が供給量を上まったことを示唆しており，昭和火口における活発な噴火活動を反映しているものと考えられる。

[3] 茂木モデルを適用し，圧力源の位置を求めると，桜島中央部地下約3.5 kmの深さに減圧源が推定された。圧力源における容積変動量と降下火山灰量との比較検討から，桜島中央部直下のマグマ溜りにおける容積減少量とほぼ同量かそれに若干の地下深部からのマグマの供給を加えた量のマグマが噴火活動によって地表に放出されたものと考えられる。

謝　辞

水準測量の実施に際しては，防災研究所附属火山活動研究センターのスタッフ諸氏にお世話になった。ここに厚く感謝の意を表します。本研究は文部科学省による「地震及び火山噴火予知のための観測研究計画」の支援を受けました。

参考文献

井口正人（2011）：桜島火山の噴火活動－2010年6月～2011年7月－，「桜島火山における多項目観測に基づく火山噴火準備過程解明のための研究」平成22年度報告書，pp. 1-8.

井口正人・太田雄策・植木貞人・為栗健・園田忠臣・高山鐵朗・市川信夫（2011）：2010年桜島火山活動を考える，京都大学防災研究所年報，第54号B，pp. 171-183.

井口正人・高山鐵朗・山崎友也・多田光宏・鈴木敦生・植木貞人・太田雄策・中尾茂・前野直・長尾潤・馬場幸二・大重吉輝・放生会正美（2008）：桜島および姶良カルデラ周辺におけるGPS観測，第10回桜島火山の集中総合観測, pp. 53-62.

石原和弘・江頭庸夫（1978）：桜島火山近傍の垂直地盤変動と山頂噴火活動の関係について，京都大学防災研究所年報，第21号B-1, pp. 153-162.

江頭庸夫（1967）：火山性地盤変動（III）姶良カルデラ周辺の地盤変動と桜島の火山活動，火山, 12, pp. 80-88.

江頭庸夫（1971）：火山性地盤変動（V）桜島火山における地殻変動観測，京都大学防災研究所年報，第14号A, pp. 97-106.

江頭庸夫（1989）：噴火活動に伴う桜島火山および姶良カルデラ周辺の地盤変動，京都大学防災研究所年報，第32号B-1, pp. 29-39.

江頭庸夫・高山鐵朗・山本圭吾・Muhamad Hendrasto・味喜大介・園田忠臣・松島健・内田和也・八木原寛・王彦賓・木股文昭・宮島力雄・小林和典（1997）：姶良カルデラの地盤の再隆起―1991年12月～1996年10月―，京都大学防災研究所年報，第40号B-1, pp. 49-60.

山本圭吾・園田忠臣・高山鐵朗・市川信夫・大倉敬宏・吉川　慎・井上寛之・松島　健・内田和也（2010）：桜島火山周辺における水準測量（2009年11月および2010年4月），京都大学防災研究所年報，第53号B, pp. 227-232.

山本圭吾・園田忠臣・高山鐵朗・市川信夫・大倉敬宏・吉川　慎・井上寛之・横尾亮彦・松島　健・内

田和也・中元真美（2011）：桜島火山周辺における水準測量（2010年11月），「桜島火山における多項目観測に基づく火山噴火準備過程解明のための研究」平成22年度報告書, pp. 29-34.
山本圭吾・高山鉄朗・山崎友也・多田光宏・大倉敬宏・吉川　慎・松島　健・内田和也・中元真美・平岡喜文・塩谷俊治・根本盛行（2008）：水準測量による桜島火山および姶良カルデラ周辺の地盤上下変動―1996年10月から2007年10月－12月まで―, 京都大学防災研究所年報, 第51号B, pp. 247-252.
Eto, T. (1988): An estimation of the amount and the dispersal of volcanic ash-falls ejected by summit eruptions at Sakurajima volcano, Kagoshima International Conference on Volcanoes Proceedings, pp. 448-451.
Mogi, K. (1958): Relations between the eruption of various volcanoes and deformations of the ground surfaces around them, Bull. Earthq. Res. Inst., 36, pp. 99-134.
Yoshikawa, K. (1961): On the crustal movement accompanying with the recent activity of the Volcano Sakurajima (part 1), Bull. Dis. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., 48.

（論文受理日：2012年6月8日）

Vertical Ground Deformation in Sakurajima Volcano Measured by Precise Leveling Surveys (during November 2010 - November 2011)

Keigo YAMAMOTO, Tadaomi SONODA, Tetsuro TAKAYAMA, Nobuo ICHIKAWA, Takahiro OHKURA[(1)], Akihiko YOKOO[(1)], Shin YOSHIKAWA[(1)], Hiroyuki INOUE[(1)], Kohei HOTTA[(1)], Takeshi MATSUSHIMA[(2)], Kazunari UCHIDA[(2)], and Manami NAKAMOTO[(2)]

(1) Graduate School of Science, Kyoto University
(2) Faculty of Sciences, Kyushu University

Synopsis

We conducted the precise leveling survey in Sakurajima volcano in November 2011, in order to evaluate the vertical ground deformation associated with the recent eruptive activity of this volcano. The measured survey data are compared with those of the previous survey conducted in November 2010, resulting in the relative vertical displacements of the bench marks during November 2010 - November 2011. No remarkable vertical displacements are obtained during this period at bench marks around the northern part of Sakurajima, where the ground uplifts which reflect the inflation of the magma reservoir beneath Aira caldera have been observed since 1991. On the other hand, the resultant displacements indicate the ground subsidence near the central part of this volcano. This subsidence is thought to reflect the deflation of the magma reservoir located beneath the summit crater, caused by the recent increase of the volume of ejected magma associated with the eruptive activity at Showa crater.

Keywords: Sakurajima volcano, Aira caldera, precise leveling survey, vertical ground deformation

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

桜島における空振アレイ観測

横尾亮彦(1)・鈴木雄治郎(2)・井口正人

(1) 京都大学大学院理学研究科
(2) 東京大学地震研究所

要 旨

桜島昭和火口の噴火を対象とした空振観測を行った。観測された昭和火口噴火の空振は2Hzと0.5Hzにピークを持っており，前者は火口内の地形構造が，後者は噴出噴煙そのものに起因して励起されたものでと考えられる。また，爆発的噴火の観測波形は，噴火開始期に放射される爆発波の位相が，桜島山体や姶良カルデラ地形で回折・反射し，1分以上にわたって断続的に多方向から到来したものであった。

キーワード: **桜島昭和火口**，火山噴火，空気振動，アレイ観測

1. はじめに

2010年のEyjafjallajökull火山（アイスランド）や2011年のGrímsvötn火山（アイスランド），Puyehue火山群（チリ）の噴火のように，大量の火山灰がひとたび噴煙として放出されると，火山近傍のみならず，広範囲にわたる地域において，航空機の飛行制限などに起因した多大な社会的影響が発生する。そのため，火山噴火発生の有無，噴火規模の判定，噴煙の追跡などに対する要請が火山観測研究に求められてきており，空振観測はその一部に対して貢献をしている（例えばFee et al., 2010）。

近年では，ブルカノ式〜プリニー式噴火に伴う空振記録の周波数特性が，大規模実験的な乱流ジェットによる振動周波数構造と類似していると認識され始め（Matoza et al., 2009），そのような観点から空振現象についての比較研究を進めることで，将来的に，空振観測によって，噴煙ジェットの半径や速度，体積フラックスや流体特性などに迫れる可能性があることが指摘されている。もしこれが実現されれば，噴火活動モニタリング手法のひとつとして，空振観測のもつ重要性がよりいっそう高まるものと考えられる。

しかしながら，現在のところ，噴煙運動そのものによる空振励起や噴煙放出過程と空振放射の具体的メカニズム，特徴との関係性について，きちんと理解されているわけではない。噴火活動に伴う空振活動の特性や，噴煙のどの部分から放射されているのかといった正確な波源，またそれらの時間推移などを明らかにすることが先決であろう。

我々は，火山噴煙の噴出，拡大，上昇過程に伴う空気振動現象について，その特徴と放射過程の詳細を定量的に理解することを目的とした空振観測を桜島において実施した。本稿では，この結果について報告する。

2. 桜島における空振観測

桜島の噴火活動度は日本屈指である。特に，2006年に南岳南東斜面に開口した昭和火口では，2012年6月現在も散発的な噴火活動が繰り返されている。気象庁によれば，2011年には，「爆発的噴火」と称される，ある基準以上の規模の噴火回数が1000回近くに及んだ。昭和火口の噴火活動の大半は噴煙高度1km程度の極小規模なブルカノ式噴火であり，噴火回数にカウントされないような灰放出はほぼ日常的に発生している。また，表面的には目立った噴火活動が認められない時間でも，現地では大きな鳴動音が聞こえる場合もあり，その表面現象の多様性と活動定常性は，空振現象の観測研究を実施するフィールドに適していることを示す。

空振観測は，2011年7月末から12月にかけての半年弱，昭和火口から約3.3 km東に位置する京大防災研黒神観測室近傍で行った。観測には，当初，5台の低

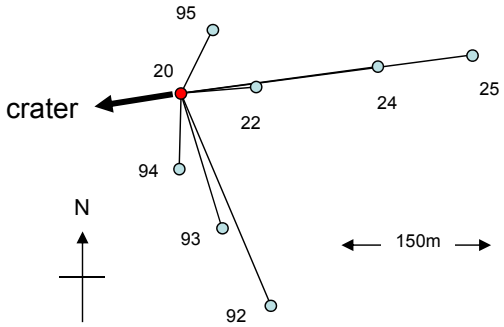


Fig. 1 Array configuration of infrasound observation at Kurokami area in Sakurajima. Mic 23 did not work well.

周波マイクロホン（Datamark SI102）を使用していたが，観測終了直前の2011年12月の数日間は，さらに4台の同型マイクロホンを追加し，全部で9台のマイクを用いた。観測点配列は，各マイクの間隔がおよそ50～100 mで火口方向に直線状に配置したが，追加観測時には，全体として十字型のアレイ形状になるよう，これに直行する方向に80～100 m間隔でマイクロホンを配置した（Fig. 1）。5台のマイクデータは3台の近計EDR-X7000を使用して収録した（1kHzサンプリング），追加観測時のデータ収録には，これらに加えて，Datamark LS8800を4台使用した（200Hzサンプリング）。

3. 観測結果とその意味

3.1 周波数特性

本観測期間中も昭和火口は活発な噴火活動を行っており，明瞭な爆発型の空振（～200 Pa）や，2Hz弱の周波数だけにピークをもつ0.1 Pa程度の微弱な微動型空振など，さまざまなタイプのものが観測された。

Fig. 2は2011年7月25日13時49分，11月16日18時06分から3分間の空振波形とランニングスペクトル，および大隈河川国道工事事務所によって撮影されたその時の噴火活動の様子である。前者のイベントは，片振幅がおよそ10 Pa程度の小規模な噴火であるものの，それなりに立派な噴煙が噴出している様子が見て取れる。この噴火による空振の主たる振動は1分半ほど続いており，0.5～0.7Hzあたりの強いピークと2Hz弱の微弱なピークを持つことが特徴である。一方，後者は，わずかに灰の混じった火山ガスが火口から噴出している現象に対応したものであり，もう一桁小さな振幅のシグナルである。このときは，先のイベントで1Hz以下にあった強いピークは見られず，2Hz弱のところのピークだけが目立つ。

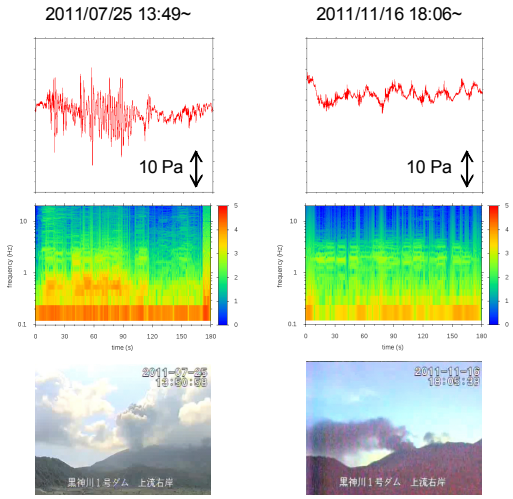


Fig. 2 Three minutes waveforms of infrasound and their spectrograms on 25 July (13:49) and 16 Nov. (18:06), respectively. Eruption images are also displayed.

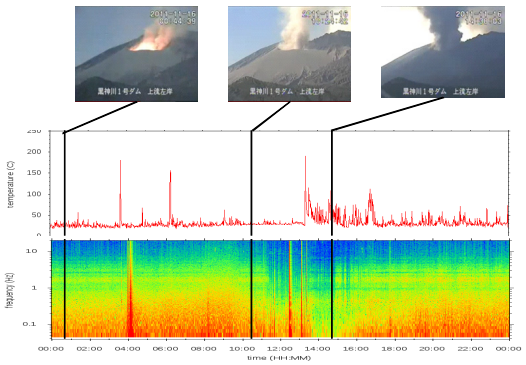


Fig. 3 One-day change of apparent temperatures at the crater region observed by an infrared camera (upper) and spectrogram of infrasound (lower) on 16 Nov, 2011. Activities of Showa crater at 00:44, 10:29, and 14:38 are shown.

二つのピーク周波数のうち，高周波側（2Hz弱）のものは噴火発生の有無と関係なく，ほぼ定常的に発生している（Fig. 3）。11月16日の例でいえば，昭和火口で明瞭な火映が観察される午前1時前，灰をあまり含まない火山ガスが勢いよく噴出している10時半，これらとは対照的に，噴煙が噴出している最中であり，また，火口部の温度も高い15時前，などといった異なった表面現象を示す3つの時間帯のいずれにおいても，2Hz弱のピークが観察される。

7月25日の噴火のように，火口から相当量の火山灰が放出されるときになると，この2Hz弱の周波数帯に加えて，0.5Hzあたりのやや低周波帯域にもパワーが集中する（Fig. 1）。2Hzと0.5Hzのピークそれぞれが，なにかしらの火山学的な意味を持っていることが想

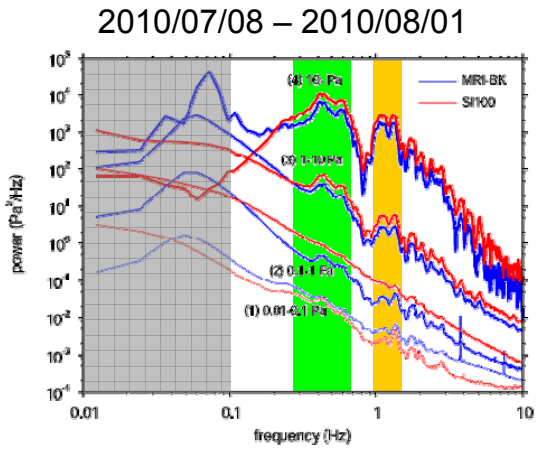


Fig. 4 Power spectrums of Sakurajima infrasound records with RMS amplitudes observed at the Seto station of JMA.

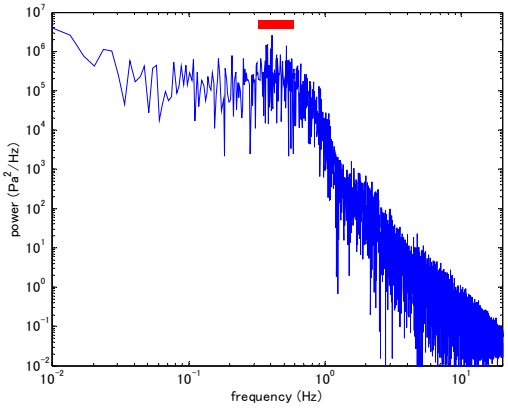


Fig. 5 Power spectrum of pressure change at the 2 km distant location calculated by the 3D numerical simulation of volcanic clouds.

像される。

著者らがこれまで桜島で実施してきた空振観測においても（例えば横尾, 2011），これらのふたつの周波数帯（0.5Hzあたりと1～2Hz）でパワーが大きかった（Fig. 4）。二つのピーク周波数をもつという特徴は，Kilauea火山（アメリカ），St. Helens火山（アメリカ），Tungurahua火山（エクアドル）などの空振記録にも確認される。ただし，Matoza et al. (2009)はこの特徴については触れておらず，ふたつのピークそれぞれが持つ意味について，きちんと検討されたことはほとんどない。

0.5Hzあたりに見えるピークは何が原因で発生しているのであろうか。実際の空振観測結果だけに限らず，噴煙数値計算結果にも同じような周波数帯域にピークが見られる。Suzuki et al. (2005)の噴煙3次元計算によって，Table 1に示す条件で噴煙が形成された場合には，火口から2 km地点での圧力変動の周波数構造はFig. 5に示されるものとなり，0.3～0.6Hzあたりにパワーが集中する。数値計算には，火口や火道の情報は含まれず，純粋に大気中での噴煙挙動だけが再現されていることから，この周波数帯の空振シグナルは噴煙そのものから放射されているものと考えられる。

一方，卓越周波数2Hz弱のシグナルは，数値計算に含まれていなかった効果，すなわち，火口や火道の形状やサイズなどとの対応性があるのかもしれない。実際，この周波数帯のシグナルは，噴火発生の有無とはあまり関係なく恒常的に観測されることから，火口や火道部分を，ガスや噴煙などのある種の流れ場となることで，通り道の固有振動数が強められるのではないだろうか。室内実験や数値計算の実施によって，上記の仮定の妥当性を検討するべきである。

Table 1 Condition of numerical simulation

mass charge rate	10^6 kg/s
exit velocity	133.67 m/s
temperature	1373.15 K
vent diameter	20.37

3.2　到来方向

次に空振アレイの観測結果を使用した空振到来方向解析について記す。以下では，特に多点観測を実施していた12月16日，17日の噴火イベントの波形を例にとって説明する。

Fig. 6は12月16日8時41分の噴火の空振波形である。波形全体を概観すると，噴火開始時には200 Pa弱の大振幅の空振が到着し，最初の10秒ほどは片振幅10 Pa以上の振動が減衰しながら繰り返され，その後は数Paからもう一桁小さな振動が数分にわたって継続する。空振波形は火口に近い観測点（No.20やNo.94；Fig. 1）に先に到着し，その後，火口から離れる方向に順次移動していく。しかし，その約50秒後の微小振動時の位相を見てみると，波形先頭部の到来順とは異なることから，火口とは異なる方向から波が到来していることが強く示唆される。噴火直後から続く微小振動は，噴煙放出によって励起されるシグナルであると単純に考えるわけにはいかない。

各時刻における空振位相の到来方位を決定するため，火口に一番近い観測点（No.20）の空振記録（ウィンドウ幅4秒）を基準として，ほかの観測点記録との相関を求めた。相関が強くなる時間差は一定でなく，時間の経過と共に逐次変化している様子が分かる。これらの観測点ごとの時間差を，空振伝播速度を大気音速340 m/sと仮定して，到来方位に変換し，

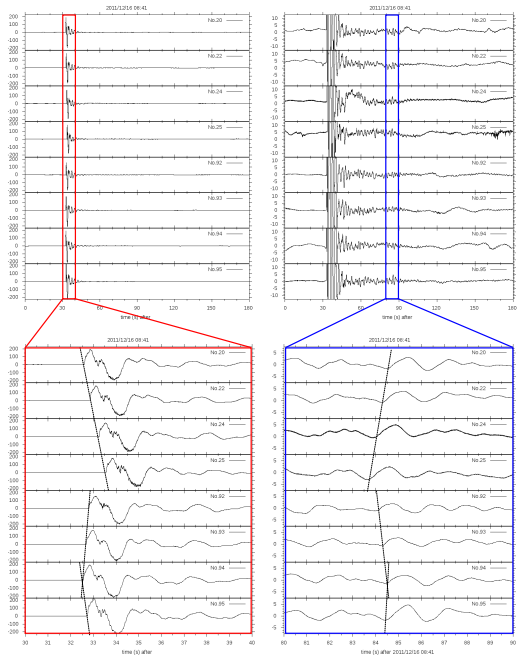


Fig. 6 Observed infrasound waveforms for the 08:41 eruption on 16 Dec., 2011. All diagrams shows the same data but with different ranges of the axes.

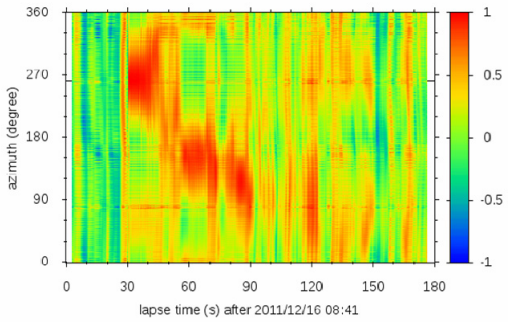


Fig. 7 Time variation of the back azimuth of the Showa crater eruption calculated using infrasound array record

全部の観測点間の相関の平均を求めることで，空振到来方位の時間変化とみなした（Fig. 7）。その結果，観測波形そのものから想像されていたように，噴火開始当初（8時41分30秒過ぎ）はおおむね270度に近い方位から波が到来していたが（昭和火口は261.2度），その後，時間経過とともに到来方位は変化していくことが明らかになった。

2011年12月16日，17日に発生した爆発7イベントに対して同様の解析を行い，初動到着以降の時間に対して，相関が0.7以上の到来方位だけをプロットした（Fig. 8）。解析結果は，噴火開始後のおよそ10秒弱は，火口方向から空振が到来していることを明瞭に示す。その後の数秒間で到来する位相は，空振観測

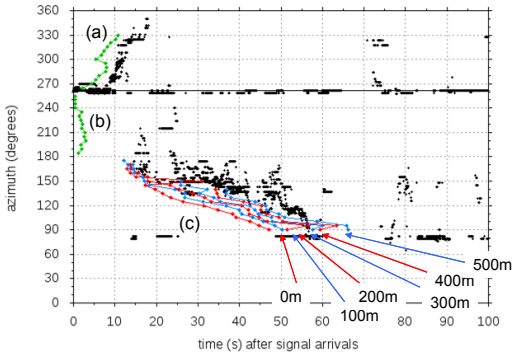


Fig. 8 Time variations of the back azimuths for 7 events on 16 and 17 Dec, 2011. Only data with CCF>0.7 are plotted. Expected arrival time of the diffraction/reflection waves from (a) NE flank of Sakurajima volcano, (b) topography around Nabeyama, and (c) wall-like topography with different altitudes of the Aira caldera, are also shown.

点の北西側からくるが，時間経過とともに北側へ遠ざかる。桜島山体北東稜線部からの回折波だと考えて到来時刻を計算すると，その時間経過のパターンは解析結果と似た傾向を示す。その後は，観測点からの方位角180度～90度の方向からの波が卓越する。姶良カルデラリムの一部からの反射波が支配的であることを意味し，時間経過とともに反射位置はカルデラ地形の南から東方向へ移動していることを表している。観測波形のエンベロープを考えれば，この反射によって，空振振幅はおおむね1/50～1/150ほどに減衰しているものと計算される。

噴煙噴出が続いていたとしても，噴火開始から少なくとも1分以上にわたって，噴火最初期の爆発空振の位相の影響が強く残る。すなわち，爆発の主位相が回折波，反射波として観測点の北西側，南～東側から到来し続ける。そのため，噴煙放出現象によって放射され続けていると考えられる空振位相を認識することは難しい。噴煙挙動と空振特性との詳細な対応性は明らかにするためには，このような空振波形記録からでも，本来の火口方向起源のシグナルを抽出する方法をきちんと構築する必要があると考えられる。

4. まとめ

2011年7月から12月にかけて，桜島昭和火口の噴火を対象とした空振観測を実施した。その結果，昭和火口噴火の空振は，2Hzと0.5Hzにピークを持つことがわかった。前者は噴火発生の有無とは関係なく観測されることから，火口内の地形構造が影響して放

射されるものであると考えられる。また，3次元噴煙数値計算との比較から，後者は噴出噴煙そのものに起因した特徴であると考えられる。爆発的噴火の観測波形は，噴火開始期に放射される爆発波が，桜島山体や姶良カルデラ地形で回折・反射するものが1分以上にわたって断続的に観測点へ到来していることを明瞭に示す。噴煙運動によって放射される空振シグナルを抽出するためには，そのような観測記録からでも火口方向からの位相を正確に抽出することが必要である。

謝　辞

本研究の一部は，科学研究費補助金（23654157），東京大学地震研究所一般共同研究（2011-G-03），京都大学防災研究所萌芽的共同研究（23H-01）による補助の下実施した。

参考文献

横尾亮彦 (2011) 火山噴火による低周波音．サウンド, 26, 11-14.

Fee, D., M. Garcés, and A. Steffke (2010a) Infrasound from Tungurahua Volcano 2006-2008: Strombolian to Plinian eruptive activity. J. Volcanol. Geotherm. Res., 193, 67-81, doi:10.1016/j.jovolgeores.2010.03.006

Fletcher, N.H., and T.D. Rossing (1988) The Physics of Musical Instruments, 2nd ed., Springer, New York

Goto, A., and J.B. Johnson (2011) Monotonic infrasound and Helmholtz resonance at Volcano Villarrica (Chile). Geophys. Res. Lett., 38, L06301, doi: 10.1029/2011GL046858

Matoza, R.S., D. Fee, M.A. Garcés, J.M. Seiner, P.A. Ramón, and M.A.H. Hedlin (2009) Infrasonic jet noise from volcanic eruptions. Geophys. Res. Lett., 36, L08303, doi: 10.1029/2008GL036486

Suzuki, Y.J., T. Koyaguchi, M., Ogawa, and I. Hachisu (2005) A numerical study of turbulent mixing in eruption clouds using a three-dimensional fluid dynamics model. J. Geophys. Res., 110, B08201, doi: 10.1029/2004JB003460

（論文受理日：2012年6月8日）

Infrasound Array Observation at Sakurajima Volcano

Akihiko YOKOO[(1)], Yujiro J. SUZUKI[(2)] and Masato IGUCHI

(1) Graduate School of Science, Kyoto University
(2) Earth Research Institute, The University of Tokyo

Synopsis

Results of the 2011 infrasound observations at Sakurajima volcano revealed several basic but suggestive facts for the future study of volcanic infrasound. Two peaks, around 2Hz and 0.5Hz, in power spectrum of the infrasound are identified; the former peak would be related to the eigen frequency of the vent of Showa crater, but the latter would be related to dynamics of eruption clouds. The first 10 s duration of the infrasound signal is made by explosion itself. However, after that time, diffraction and reflection waves from characteristic topography around Sakurajima volcano, like a wall-like topography of the Aira caldera, are dominant.

Keywords: Sakurajima volcano, Showa Crater, infrasound, array observation

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

桜島における火山灰放出量予測に関する研究

井口正人

要　旨

桜島火山の昭和火口から放出される火山灰放出量を観測坑道内に設置された伸縮計の爆発直後のひずみ変化を用いて予測することを試みた。爆発的噴火直後には火口直下浅部の圧力源の収縮に伴うひずみが観測される。収縮体積量と放出火山灰量はおおよそ比例することが昭和火口噴火においても確かめられたので，マグマ溜まり－火道のマグマ供給系を理想気体が占めているとするモデル（Nishimura，1998）を用いて初期ひずみ変化から最終ひずみを予測した。収縮継続時間の1/6のデータを用いて，10%の誤差で予測ができた。

キーワード：桜島火山，火山灰，地盤変動，マグマ溜まり，火道

1. はじめに

火山灰の降下は様々な災害を引き起こす。農業，畜産業，漁業などにおける生産停止，生産量の低下や人間への健康被害（Hillman et al., 2012）を引き起こす。また，多量の火山灰の山麓への堆積は，降雨時にしばしば土石流を引き起こす。交通網への影響も大きく，高速道路の通行禁止や鉄道事故などを引き起こす。最も火山灰の影響が深刻な交通手段は航空機であり，1982年に発生したインドネシアのガルングン火山の噴火では，火山灰雲に突入した英国航空のジャンボジェット機のエンジンが4基とも停止した。桜島から25km北に位置する鹿児島空港および周辺では，1970年代から1990年代初めの南岳爆発期に，噴火により放出された火山灰によって航空機のウィンドシールドが損傷する事故が多発した（小野寺・他，1997）。

桜島火山では2000年以降，徐々に南岳山頂火口における噴火活動が低下したが，2006年6月に南岳東山腹の昭和火口における噴火活動が58年ぶりに再開し，2009年以降，爆発回数が急激に増加し，活発な噴火活動が続いている。それに伴い，火山灰の放出量も増加し，2003年から2005年までの年間火山灰放出量は10万トン以下であったが，2009年以降，400万トン～600万トンで推移している。1985年の年間火山灰放出量2900万トンをピークとする南岳活動期の火山灰放出量1000万トン～2000万トンのレベルには及ばないが，増加の傾向にあり，今後，火山灰による災害が増えることが懸念される。

火山灰による災害の大きさはその放出量に依存するので，放出量を見積もることが災害を軽減するためには最も重要である。規模の大きい噴火では，多点における単位面積当たりの降灰重量分布から火山灰放出量が見積もられてきた。火山灰などの噴出物の総量はVEI（Volcanic Explosivity Index; Newhall and Self, 1982）と呼ばれる火山噴火強度指標の基礎データとしてしばしば用いられる。規模の大きい噴火であれば，個々の噴火について現地調査による火山灰重量密度の空間的分布から降灰量を推定することには意味があるが，噴火の規模が大きくなれば，調査不能となる区域が拡大するだけでなく，調査を必要とする範囲も拡大し，調査に時間を要し，迅速な見積りは期待できない。また，桜島のように頻繁に噴火する火山において個々の噴火について現地調査を行うことは現実的ではない。さらに航空機の火山灰雲の回避や運航ルートの決定には火山灰粒子の空間密度が最も重要な情報となる。火山灰の大気中における移流は，火山灰の放出過程，火山灰の上昇過程，気象要素に依存する拡散過程に分けられるが，火山灰粒子の大気中における浮遊の原因は火山噴火にある以上，大気中での火山灰粒子の密度はまず，火山灰放出率の時間関数が決めることになる。したがって，噴火開始後，災害評価を迅速に行うためには，現地調査によらない火山灰放出量の見積もり方法を新たに開発する必要がある。

常時得られ，リアルタイム性に優れている地球物理学的観測から得られるデータは火山灰放出率とその時間積分である放出量を決定することができる可

能性がある。火山爆発はマグマの火道への貫入と，爆発によるマグマ物質の火山体外への放出過程と考えられ，このマグマの貫入および放出の過程は，桜島火山の山腹にある観測坑道内に設置された傾斜計および伸縮計により，個々の爆発について爆発前の地盤の隆起・伸張と爆発後の地盤の沈降・収縮として捉えられるようになった（Ishihara, 1990）。鹿児島県は1978年以降，桜島周辺の58点の観測点において降灰量を観測している。Ishihara (1990)は石川・他（1981）の方法に基づき，月毎の火山灰放出量を見積もり，1ヶ月間の圧力源の体積収縮積算量は火山灰放出量におおよそ比例することを見出した。このことは爆発に伴う収縮地盤変動量から火山灰放出量を見積もることが可能であることを意味する。

このような噴火に伴う収縮は多くの火山で観測されている。諏訪之瀬島では小規模な爆発が繰り返されるが，広帯域地震計によって得られた変位記録の解析から，爆発前の50～100秒前には火口周辺の地盤が隆起し，爆発が発生すると下降に転じ，20～30秒間継続する。インドネシアのスメル火山でも小規模爆発に伴う火口側沈降の傾斜が観測される（Iguchi et al., 2008）。いずれも体積収縮量は10^2m^3のオーダーと小さい。規模の大きい噴火では2011年1月霧島新燃岳噴火があげられ，1月26日以降の一連の噴火に伴う山体の収縮がGPSにより観測されており，収縮体積量は$1～1.2×10^7m^3$と見積もられている（今給黎・大脇，2011）。このように地盤変動観測に基づく収縮体積量は広いダイナミックレンジにおいて求められるので，様々なスケールの火山灰放出についてその量を見積もられる可能性がある。

本研究では，2009年以降，爆発的噴火が頻繁に発生する桜島の昭和火口の活動を対象に，個々の爆発的噴火の収縮体積量と火山灰放出量に相関があることを確かめたうえで，収縮体積量を求めるための最終的なひずみ変化量を噴火直後のひずみ変化から予測することを試みた。

2. 昭和火口の噴火活動

2006年6月4日に昭和火口において58年ぶりに噴火活動が再開した。2006年6月の噴火活動は約2週間で終息し，その後約11カ月の休止期を経て2007年5月から約3週間噴火活動が続いた。2006年と2007年の噴火は顕著な噴火地震や火山性微動を伴わず空気振動の振幅は3Pa以下（有村，昭和火口から2.4km）と小さかった（井口・他，2008）。昭和火口における噴火活動が爆発的になったのは，2008年2月3日10時17分の噴火以降である。この爆発に引き続き，同日の16時54分，2月6日の11時25分にも爆発的噴火が発生し，

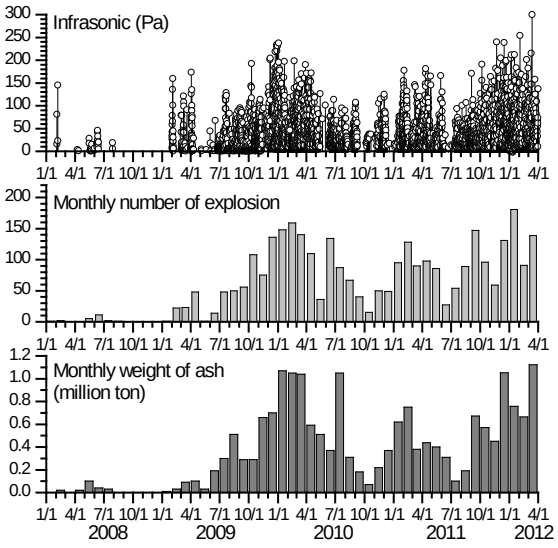


Fig.1 Temporal change of eruptive activity after 2008. Top: amplitude of infrasonic wave generated by explosive eruption. Middle: Monthly number of explosive eruption. Bottom: Monthly weight of volcanic ash ejected from Showa crater.

5月から7月にかけても爆発的噴火が繰り返された。2008年には合計18回の爆発が発生した（Fig. 1）。ここでは井口・他（2010）の定義にしたがい，空気振動振幅が有村において10Pa以上の噴火を爆発的噴火，10Pa未満の噴火を比爆発的噴火と呼ぶことにする。2008年7月29日以降，火山灰はほとんど放出されず，爆発的噴火は発生しなかったが，2009年2月1日から再び爆発的噴火が頻繁に発生するようになった。2月～4月は2週間程度の爆発的噴火の頻発期と2週間程度の静穏期を繰り返したが，爆発的噴火の発生頻度は2009年7月から増加し始め，特に10月以降が活動的となった。10月3日16時45分には南岳において爆発的噴火が発生し，噴煙は火口上3000mまで達した。2009年10月～2010年4月までは月別の爆発発生回数が多く，100回を超えた。その中でも2009年12月～2010年3月は特に多く，12月に136回，1月には148回，2月には159回，3月には140回の爆発が発生し，さらに，火山灰放出量は100万トン/月を超えた。

2010年4月以降，爆発回数と火山灰放出量は6～7月の一時的な増加を除いて，10月まで徐々に低下し，10月は15回の爆発しか発生せず，火山灰放出量は7万トンにとどまった。2010年11月末ごろから再び，爆発の発生頻度が増加し，火山灰放出量も増加した。2010年11月からの噴火活動のピークは2011年2月であり，爆発回数は128回，火山灰放出量は75万トンに達した。

その後，2011年6～7月まで爆発回数，火山灰放出量とも減少したが，8月ごろから再び噴火活動が活発

化し，9月には147回，2012年1月には181回の爆発が発生し，2011年12月と2012年3月には火山灰放出量が100万トンを超えた。

3. 地盤変動量と火山灰放出量の関係

桜島火山の昭和火口において発生する爆発の前に地盤の伸張，爆発後に地盤の収縮が観測される。地盤の収縮は有村観測坑道（昭和火口から2.1㎞）に設置した伸縮計の火口方向の成分において伸び，直交方向の成分において縮みのひずみとして観測される。茂木モデルを仮定してひずみ変化から地盤変動を励起した圧力源の深さを求めると火口直下の深さ1.5km以浅に得られる。また，体積変化量は最大で1-2×$10^4$$m^3$程度である（井口・他，2010）。

1980年代後半の南岳噴火期の爆発についてIshihara (1990)は圧力源の深さを2-6km，体積変化量を2×10^3～2×$10^5$$m^3$と見積もり，月毎の圧力源の収縮体積総量と火山灰放出量の間に以下の関係があることを示した。

$$\frac{M}{V}=1.5 \qquad (1)$$

ここでMは放出された火山灰の重量（トン），Vは圧力源の収縮体積（m^3）である。Ishihara (1990)にならい，昭和火口の爆発的噴火に伴う月毎の火山灰重量と圧力源の収縮体積総量の関係を調べた（Fig. 2）。8月，11月，12月を除いてM/V比は約5で近似できる。M/V比が南岳活動期の値に比べ大きくなっているのは，火山灰放出量はすべての種類の噴火活動による火山灰放出量総量であるのに対し，圧力源の収縮体積総量は爆発的噴火に伴う地盤変動量から見積もっており，昭和火口期の噴火活動では非爆発的噴火による火山灰放出の寄与が大きいことによるのかもしれない。大隅河川国道事務所による降灰量データに基づく放出量の見積もりでは，2010年12月6日～20日に28万トンの火山灰が放出されているが，そのうち爆発的噴火による火山灰放出量は30%程度であり，残り70%は空気振動の振幅が10Pa以下の非爆発的な噴火や連続噴煙活動によるものである。

そこで，個々の噴火について，放出火山灰重量と圧力源の収縮体積量の関係を調べた。大隅河川国道事務所により個々の噴火の火山灰放出量が見積もられている2010年12月6日～20日の期間について両者の関係を爆発的噴火と非爆発的噴火に分けてFig. 3に示す。爆発的噴火と非爆発的噴火の間に差異は認められず，放出火山灰重量と圧力源の収縮体積量の間に相関が認められる。M/V比は4.2になる。M/V比の物理学的意味については検討が必要であるが，地盤変動観測から求められる圧力源の収縮体積量と火山灰放出重量の間に相関があることは，地盤変動観測量から火山灰放出量を経験的に見積ることが可能であることを意味する。

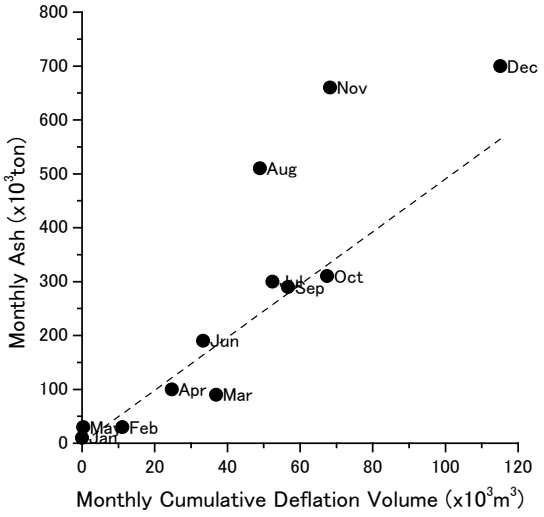


Fig. 2 Relation of monthly amount of deflation volume associated with volcanic explosions in 2009 and monthly weights of volcanic ash ejected from Showa crater.

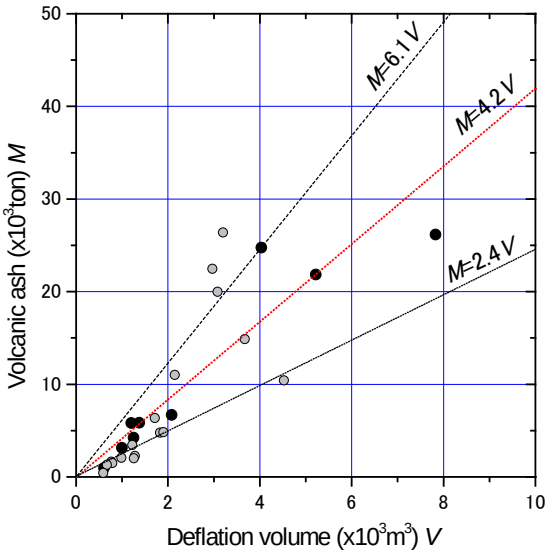


Fig. 3. Relation of deflation volume associated with volcanic eruption and weights of volcanic ash ejected from Showa crater by the eruptions. Dots and gray circles indicate explosive and non-explosive eruptions, respectively.

4. ひずみの時間変化

昭和火口の爆発的噴火に伴って顕著な変化を示すひずみの変化について述べる。Fig. 4に有村観測坑道

において得られた伸縮計と広帯域地震計の記録を比較して，また，ひずみ変化の2時間の記録をFig. 5に示す。この例では爆発地震は2009年11月17日の21:14:00に始まっており，爆発に伴う地盤変動は爆発地震の発生とほぼ同時に始まることがわかる。広帯域地震計の記録は速度であるので0レベルを中心とした振動であるが，変位の空間的微分量であるひずみは振動しながら減少しており，収縮を示すことが分かる。Fig. 5に示すように，爆発発生と同時に火口と直交方向のひずみは急激な収縮を，火口方向のひずみは伸長を示す。約4分後に火口方向のひずみは伸長からゆるやかな収縮に転じる。また，4分後に急激に収縮した直交方向のひずみは緩やかな収縮となる。

火口方向のひずみに伸長が観測される爆発的噴火発生直後の2分間の記録をFig. 6に示す。Fig. 4に示した200Hzでサンプリングした記録にLow passフィルターを施し1Hzでリサンプリングしたものである。爆発的噴火発生直後の変動は，南岳の爆発期では打点記録によりひずみステップとして認識されたものであるが（Ishihara, 1990），十分な時間分解能で観測すれば，時間経過とともに変化率が徐々に減少する変動であることが分かる。

Fig. 5に示したように火口方向のひずみが伸長から収縮に反転することは，火口と直交方向のひずみが収縮を続けていることから，ひずみ変化を引き起こす圧力源の深さが時間とともに変化していると考えられる。茂木モデル（Mogi, 1958）を仮定すると，火口方向（ε_r）および直交方向（ε_t）のひずみは以下のように記述できる。

$$\varepsilon_r = k\frac{D^2-2r^2}{(D^2+r^2)^{5/2}},$$
$$\varepsilon_t = k\frac{1}{(D^2+r^2)^{3/2}} \qquad (2)$$

ここで，Dは圧力源の深さ，rは圧力源の直上から観測点までの水平距離であり，kは圧力源の半径aと圧力変化ΔP，ラメの定数λ，μにより以下のように表わされる。

$$k = \frac{(\lambda+2\mu)a^3\Delta p}{2\mu(\lambda+\mu)} \qquad (3)$$

また，傾斜変化量（δ）については以下のように記述される。

$$\delta = k\frac{3Dr}{(D^2+r^2)^{5/2}}, \qquad (4)$$

式(2)によれば，火口と直交方向の歪は，地表面に圧力源があるときが最大となり，圧力源が深くなると減少するが，極性は変わらない。一方，火口方向の歪は，深さが水平距離の$\sqrt{2}$倍であるときに0となり，それよりも圧力源が浅い場合と深い場合ではひずみの極性が反転する。地表に圧力源があるときに

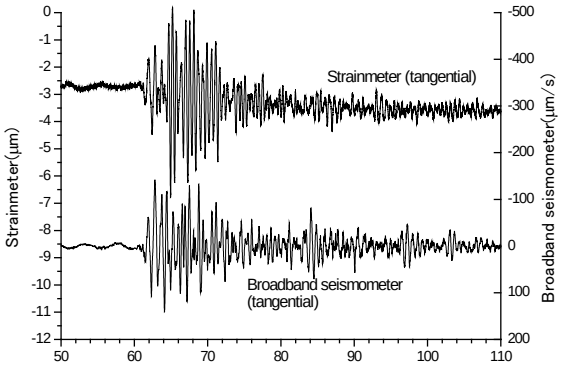


Fig. 4 Records of strainmeter and broadband seismometer. The signals are sampled at 200 Hz.

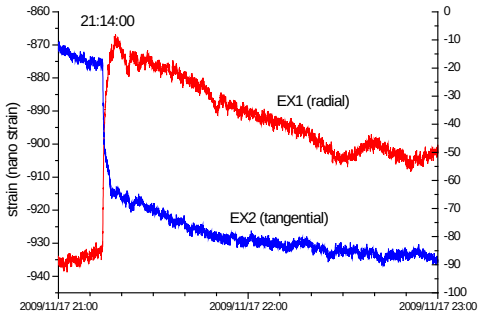


Fig. 5 Records of strainmeters. Explosive eruption occurred at 21:14 on November 17, 2009

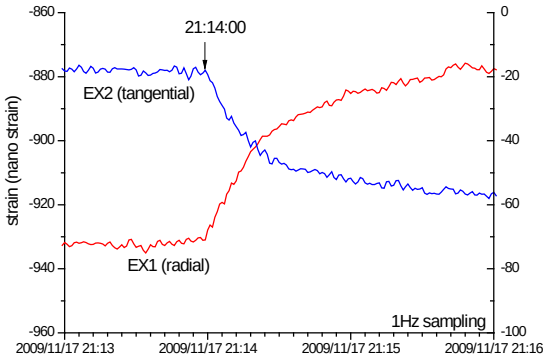


Fig. 6. Enlargement of Fig. 5

最大値をとり，火口と直交方向の歪の-2倍となる。つまり，昭和火口の爆発に伴う地盤変動は浅い圧力源の収縮で始まり，その後，深い圧力源の収縮が卓越することが推定される。

そこで，火口方向と火口と直交方向のひずみの比をもちいて，圧力源の深さを見積もった。火口方向と火口と直交方向のひずみの比（β）は，次のようになり，

$$\beta \equiv \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_t} = \frac{D^2-2r^2}{D^2+r^2}, \qquad (5)$$

深さDは次にように求められる。

$$D=\sqrt{\frac{2+\beta}{1-\beta}}r \qquad (6)$$

10秒間のウィンドウ内でのひずみ変化量から求められた火口方向と火口と直交方向のひずみの比（β）の時間変化をFig. 7に示す。ひずみ比は爆発的噴火開始直後は-1であったが，徐々に減少し，60秒後には-2に達した。その後は，増加することが分かる。ひずみ比-1は深さ約1.5km，-2は深さ0kmであり，また0は深さ約3kmに相当する．爆発的噴火開始直後から1分程度は1.5kmより浅い場所にあることがわかる。式(6)の方法は圧力源が浅く，火口方向と直交方向のひずみの極性が異なるときや，値が大きく違う時は有効な方法であるが，両者の値の差がなくβが1に近づくにつれ得られた結果が不安定となる。

Fig. 5に示したように4分後以降は火口方向および直交方向とも緩やかに収縮を示しており，21:50頃までは両者の収縮率はほぼ同じである。式(6)の方法ではβが1に近いときは極めて大きな深さを与えることになるので，Ishihara (1990)にならい，面積ひずみと傾斜変化の比から圧力源を求めると4km程度の深さが得られた。少なくとも爆発的噴火開始から4分後までは深さ1km前後の浅い力源の収縮が卓越している。

5. 最終ひずみの予測

このように昭和火口の噴火に伴う圧力源は深さ1km前後と4kmの2つの圧力源の収縮により近似できるが，ここでは，爆発的噴火開始から4分後に火口方向のひずみが伸長から収縮へ反転，直交方向のひずみ変化がほぼ停止したので，4分後までを浅い圧力源の収縮によりひずみ変化が引き起こされたものとし，浅い力源の収縮に対応する4分後のひずみ変化量を最終ひずみとして，ひずみ変化の初期パターンから最終的な変動量を推定することを試みた。

Nishimura (1998)は爆発直前に火山体内のマグマ溜まりに蓄積されたマグマが火道を通って開放されるときの圧力変化を定式化し，マグマが理想気体としたときと非圧縮性流体としたときの2つのモデルについて議論している。Nishimura (1998)によると，蓄積されたマグマが理想気体としたとき，マグマ溜まり内の圧力の時間変化は以下のように記述できる。

$$P(t)=\Delta P_0\left[1+\frac{\gamma-1}{2}\left(\frac{2}{\gamma+1}\right)^{\frac{\gamma+1}{2(\gamma-1)}}v_0\frac{S}{V}t\right]^{\frac{-2\gamma}{\gamma-1}} \qquad (7)$$

ここで，v_0は噴出速度，ΔP_0はマグマ溜まりの初期圧力であり，γは比熱比である。また，Sは火道の断面積，Vはマグマ溜まりの体積である。比熱比γは1.01から1.4の範囲にあり，冪乗数$-2\gamma/(\gamma-1)$は負の値をとるので，圧力は時間の経過とともに減少することになる。

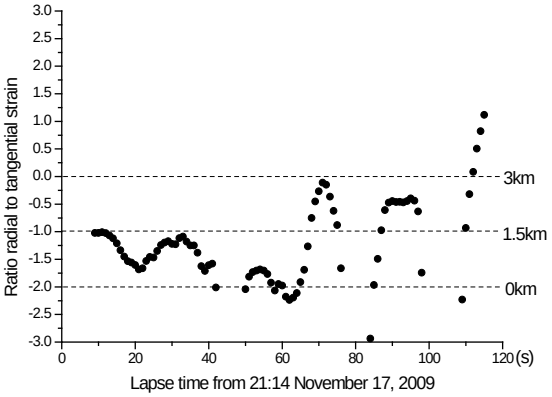


Fig. 7 Temporal change of pressure source inducing ground deformation

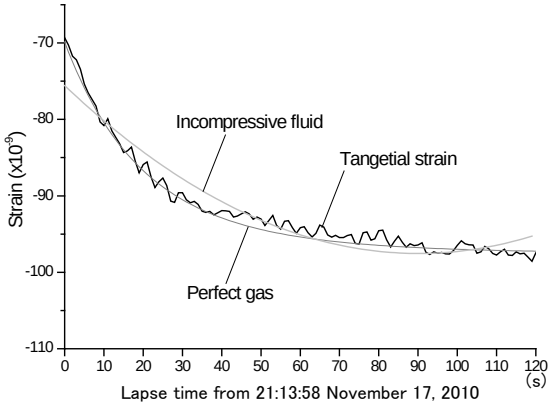


Fig. 8 Comparison of fitness of perfect gas model and incompressive fluid to tangential strain record associated with explosive eruption

また，マグマが非圧縮性流体で近似できるときは，

$$P(t)=\frac{\rho_f}{2}\left[u_0-\frac{KS}{\rho_f V}t\right]^2 \qquad 0\le t\le\tau_i$$
$$P(t)=0 \qquad t<0,\ t>\tau_i \qquad (8)$$

ここで，

$$\tau_i=\frac{\rho_f u_0 V}{KS}$$
$$u_0=\sqrt{\frac{2\Delta P_0}{\rho_f}}$$

であり，ρ_fはマグマの密度，Kはマグマの体積弾性率である。

Fig.7に示すように変化率が大きく，得られた深さの信頼性が高い120秒までは圧力源の深さは1km前後にある。式(2)および(3)に示すように，深さに変化がなく，圧力源の大きさに変化がないとすれば，ひずみ変化は圧力変化をそのまま表すことになる。

ひずみの時間変化に対して式(7)または(8)を適用した。爆発開始から120秒までの火口と直交方向のひずみ変化に対して式(7)と(8)をフィッティングさせた結果をFig. 8に示す。非圧縮性流体を仮定した場合，ひずみの急速な収縮に対してフィッティングできず，理想気体とした場合の方がひずみ変化をよく説明できることが分かる。マグマを非圧縮性流体と仮定する(8)式の場合，マグマの圧力は時間の2次関数となり，時間が0からτ_i（圧力の極小値を与える時刻）の範囲にあるときにときに有効となる。ところが本研究では，τ_iそのものを変動パターンから予測しようとしているので，2次関数を適用した場合，圧力が極小となる時間τ_iが適用するデータの時間範囲において残差が最小となり，τ_iを対象とするデータの時間よりも後の時刻に得ることができない。τ_iを固定するとさらに観測されるひずみとの食い違いが大きくなる。

そこで，式(7)のマグマが理想気体であると仮定するモデルを適用することにする。 ここで，比熱比は1.4とした。収縮ひずみ開始からのデータ数Nに式(7)を適用し，時間tを十分大きくしたときの最終ひずみの予測値をTable 1に示す。ここで，予測ひずみ変化の実ひずみ変化からの残差は以下の式から評価した。

$$\mathrm{Re}\,s = \frac{1}{N}\sqrt{\sum_{i=0}^{N-1}(\alpha P(i\Delta t) - \varepsilon(i\Delta t))^2}$$

ここで$\varepsilon(t)$は観測されたひずみ変化で，Δtはサンプリング間隔（1秒）である，αはマグマ溜まりの圧力変化とそれに起因するひずみ変化の比例係数である。

予測されるひずみの時間変化をFig. 9に示す。この例では10サンプル（10秒）のデータからでも予測される最終ひずみは実ひずみ変化量の122%であり，22%の誤差で最終ひずみを予測できた。30サンプルを用いた場合は，最終ひずみの90%のひずみを予測し，誤差は10%となった。データ量が増えれば，予測精度は向上する。収縮ひずみ開始から約180秒後に収縮はほぼ停止しており，収縮継続時間の1/6のデータを用いて，10%の誤差の予測ができたことになる。比熱比は1.4としたが，比熱比を1.01-1.4の間（Nishimura, 1998）で変化させても結果に大きな相違はなかった。

6. まとめ

爆発的噴火直後には火口方向のひずみに伸長，直交方向のひずみに収縮が観測され，火口直下浅部の圧力源の収縮が認められる。収縮体積量と放出火山灰量はおおよそ比例することが昭和火口噴火においても確かめられたので，マグマ溜まり－火道のマグマ供給系を理想気体が占めているとするモデル（Nishimura, 1998）を用いて初期ひずみ変化から最終ひずみを予測した。収縮継続時間の1/6のデータを用いて，10%の誤差の予測ができた。

Table 1 Prediction of final strain

N	Residual	$\alpha\,\Delta P_0$	v_0S/V	Final strain ($\times10^{-9}$)
10	3.14	950	0.045	-109.4
20	3.14	650	0.07	-96.6
30	3.03	700	0.06	-99.0
40	2.37	650	0.07	-96.6
50	2.19	650	0.075	-96.0
60	1.99	650	0.075	-95.9
70	1.80	650	0.075	-95.9
80	1.69	650	0.075	-96.0
90	1.63	650	0.07	-96.4
100	1.76	650	0.065	-96.9
110	1.64	650	0.065	-96.9
120	1.65	650	0.065	-97.0
130	1.65	650	0.06	-97.5
140	2.00	650	0.055	-98.1
150	2.31	650	0.05	-98.8
160	2.76	650	0.045	-99.5
170	3.00	650	0.035	-101.1
180	3.07	650	0.035	-101.3
190	2.99	650	0.03	-102.3
200	2.87	650	0.03	-102.3

N: Data number（1s sampling interval）

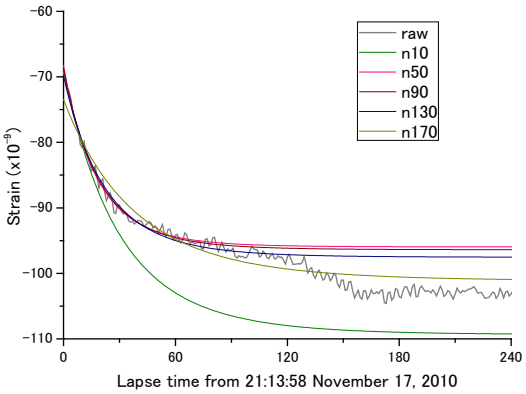


Fig.9 Prediction of temporal change of strain by using 10, 50, 90, 130 and 170 data. “n10” indicates temporal change of strain using 10s strain data from the beginning of explosion.

謝　辞

降灰量データは鹿児島県及び国道交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所よりいただいた。本研究は大隅河川国道事務所からの受託研究「桜島火山の高精度傾斜計・伸縮計記録を用いた噴火及び噴出火

山灰量予測精度の向上に関する委託」と「地震及び火山噴火予知のための観測研究計画」の研究課題「桜島火山における多項目観測に基づく火山噴火準備過程解明のための研究（課題番号1809）」，「機動的多項目観測による火山爆発機構の研究（課題番号1213）」を用いた。東北大学大学院理学研究科西村太志教授からモデルの適用について貴重なご意見をいただいた。

参考文献

井口正人・為栗健・横尾亮彦（2008）：火山活動の経過—1997～2007年—, 第10回桜島火山の集中総合観測，pp.1-18.

井口正人・横尾亮彦・為栗健（2010）：桜島昭和火口噴火の規模について，京都大学防災研究所年報，第53号B，pp.233-240.

石川秀雄・江頭庸夫・田中良和・植木貞人（1981）：桜島火山の噴火活動史, 自然災害特別研究　研究成果No.A-56-1，pp.153-179.

小野寺三朗・井口正人・石原和弘（1997）：火山噴火による航空機災害の防止と軽減, 京都大学防災研究所年報，No.40，pp.73-81.

今給黎哲郎・大脇温子（2011）：火山GPS統合解析データに基づく霧島山の変動源モデル, 国土地理院時報，121，pp.183-188.

Hillman, S. E., Horwell, C. J., Densmore, A. L., Damby, D. E., Fubini, B., Ishimine, Y. and Tomatis, M. (2012): Sakurajima volcano: a physico-chemical study of the health consequences of long-term exposure to volcanic ash, Bull. Volcanol., Vol. 74, pp.913-930.

Iguchi, M., Yakiwara, H., Tameguri, T., Hendrasto, M. and Hirabayashi, J. (2008): Mechanism of explosive eruption revealed by geophysical observations at the Sakurajima, Suwanosejima and Semeru volcanoes, Jour. Volcanol. Geotherm. Res., Vol. 178, pp.1-9.

Ishihara, K. (1990): Pressure Sources and Induced Ground Deformation associated with Explosive Eruptions at an Andesitic Volcano: Sakurajima Volcano, Japan, Magma Transport and Storage (Ed. M.P.Ryan), John Wiley and Sons, pp. 335-356.

Newhall, C. C. and Self, S. (1982): Volcanic explosivity index (VEI): an estimate of explosive magnitude for historical volcanism, J. Geophys. Res., Vol. 87, C2, pp.1231-1238.

Nishimura, T. (1998): Source mechanisms of volcanic explosion earthquakes: single force and implosive sources, Jour. Volcanol. Geotherm. Res., Vol. 86, pp.97-106.

（論文受理日：2012年6月8日）

Prediction of Volume of Volcanic Ash Ejected from Showa Crater of Sakurajima Volcano, Japan

Masato IGUCHI

Synopsis

Amount of volcanic ash ejected by explosive eruption at Showa crater of Sakurajima volcano is estimated by using initial strain record immediately after the beginning of the explosion. Extensometers record extension strain in radial component from the crater and contraction strain in tangential one induced by deflation of a shallow part beneath the crater. Deflation volume of the pressure source is proportional to weight of volcanic ash ejected by the eruption. Final strain change is predicted by short-term strain change after the beginning of the explosion by fitting a model of magma reservoir-conduit (Nishimura, 1998) to the strain record. The magma reservoir is filled with perfect gas, which is ejected through a conduit after failure of a cap-rock at the top of the conduit. The final strain is predicted with an error of 10% by using 1/6 data of the whole contraction strain record.

Keywords: Sakurajima volcano, volcanic ash, ground deformation, magma reservoir, volcanic conduit

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

古地磁気と全岩化学組成から見た桜島火山南岳南西斜面に分布する溶岩流の噴出年代

味喜大介・宇都浩三(1)・Nguyen HOANG(1)・石原和弘

(1) 産業技術総合研究所

要 旨

桜島火山南岳南西斜面の持木川河岸に分布する溶岩流について古地磁気測定および全岩化学組成分析を行った。その結果，9世紀後半から11世紀前半の古地磁気学的推定年代を得た。このことはこれまで知られていなかった歴史時代の溶岩流出を伴う噴火があったことを示す。また研究地域の一部には文明溶岩と考えられる溶岩が小規模に分布しているが，研究地域南側の海岸に達する文明溶岩の岩体とは連続していないことがわかった。

キーワード：桜島火山，古地磁気学的年代推定，全岩化学組成，歴史時代の噴火

1. はじめに

桜島火山は，姶良カルデラの後カルデラ火山であり，主に北岳と南岳からなる複合成層火山である。桜島火山の活動史研究においては,降下軽石堆積物についてはその噴出年代が放射炭素年代測定などにより比較的よく知られているが（例えば奥野, 2002）, 昭和･大正・文明・安永のいわゆる歴史溶岩以外の溶岩類については一部を除いて年代がよくわかっていない。味喜（1999）は，既知の地磁気永年変化を年代示準として用いることで溶岩の古地磁気方位・強度測定から年代を推定できることを示した。また，宇都ら（2005）は，桜島火山の有史時代の噴出物の化学組成はそれ以前の噴出物と有意に異なることを示した。著者らは今回，同様の方法で桜島南西部斜面に分布する溶岩の古地磁気測定と全岩化学組成分析を行い，有史時代の噴出を示唆する推定年代を得たので報告する。

2. 試料

現在活動的な桜島南岳はおよそ5千年前に活動を開始し成層火山体を形成している（小林，1986）。福山（1978）は，南岳成層火山を構成する時代未詳溶岩および火山砕屑物を下位からM1-M4，桜島東部の鍋山付近から流出したと考えられる溶岩をM5として区分した。これらのうち，M1およびM2溶岩については，M1が4ka頃，M2が2または3ka頃という古地磁気学的推定年代が得られている（味喜，1999）。また，M5溶岩の年代については降下火砕物層との被覆関係や史料の解釈からAD764年と推定されており（小林，1982），古地磁気学的推定年代もこれを支持する（味喜，1999）。

今回古地磁気測定を行ったのは,福山（1978）がM4溶岩として区分したものの一部で，桜島南西斜面の持木川（Fig. 1の破線）河岸に分布する溶岩流である。

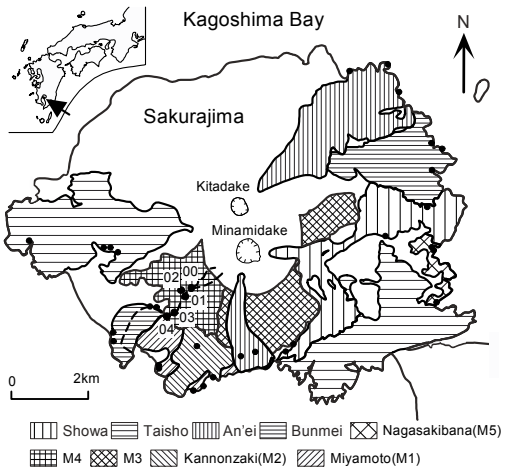


Fig. 1 Distribution of historic and Minamidake lava flows (hatched area, simplified from Fukuyama, 1978), and sampling sites (dots). Dots without numbers are sampling sites of Miki (1999)

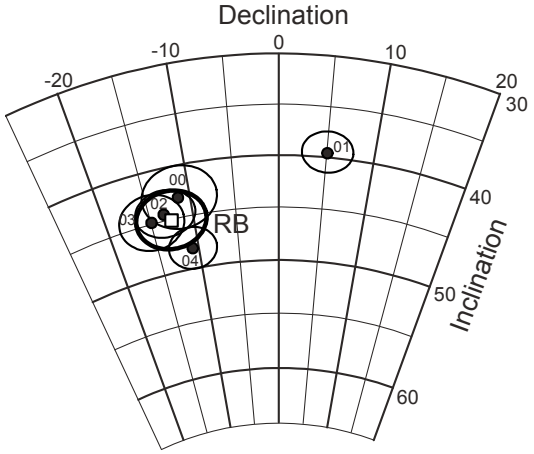


Fig. 2 Site Mean NRM directions of studied lava flows, plotted on equal area projection (lower hemisphere)

Table 1 Site Mean NRM directions of studied lava

Site	M	n	D	I	α_{95}	k
			°E	°down	°	
RB						
00	pAFD	11	-11.3	43.0	3.1	217
02	pThD	7	-13.4	44.4	2.4	626
03	pAFD	5	-15.1	44.8	2.7	817
04	pAFD	9	-10.9	48.0	2.0	694
	mean		**-12.7**	**45.1**	**2.9**	**1033**
01	pAFD	6	5.1	39.4	2.1	1003

M:demagnetization method; n: number of samples; D, I: site-mean declination and inclination; α_{95}, k: 95% confidence angle and precision parameter (Fisher, 1953)

M4溶岩は，新鮮な地形を呈するSiO_2含量が64%程度の複数のフローユニットからなる溶岩流である（福山，1978；福山・小野，1981）。Fig. 1に歴史溶岩および上述の南岳溶岩の分布と試料採取地点を示す。

試料採取地点は、Fig. 1の00-04の5地点である。このうち，地点00と02は，持木川右岸に分布するフローユニットに属し，地点03はそれより下位，また地点04は03と同じかさらに下位のフローユニットに属する。地点01の溶岩は，厚さ数mの溶岩流であり，地点00の溶岩との間に土石流堆積物を挟むことからこれより上位であると考えられる。

古地磁気測定用の定方位試料は，上述の各地点で1地点あたり5-11個をエンジンドリルによって採取した。試料の方位付けは磁気コンパスを用い，コンパスの読みを補正する現在の地磁気偏角はすべての地点で西偏5.8°とした。

3. 古地磁気測定

採取した試料から複数個の試料片を整形して，段階消磁実験や古地磁気強度測定を行った。測定方法は味喜（1999）と同様である。

段階消磁実験の結果，すべての地点の試料で，自然残留磁化（NRM）に，交流消磁と熱消磁のいずれに対してもごく初期の消磁段階で消去される不安定な磁化成分が認められた。地点02を除く4地点では，不安定な磁化成分が消去された後は方位を変えず，ほぼ単一の安定な磁化成分からなることがわかった。

Table 2 Results of absolute paleointensity determination

Site	n	range	f	g	q	F_L	F_E	Note
		°C				μT	μT	
RB								
02	7	RT-320	0.39	0.82	6.6	50.0	48.4 ± 2.3	
	6	RT-280	0.37	0.77	5.1	50.0	49.9 ± 2.8	
03	7	200-440	0.46	0.82	16.6	50.0	50.2 ± 1.1	
	5	200-360	0.40	0.73	31.9	50.0	49.3 ± 0.4	
04	6	160-360	0.30	0.79	9.4	50.0	48.3 ± 1.2	
	7	120-360	0.45	0.82	14.9	50.0	48.4 ± 1.2	
					weighted mean		**49.3 ± 0.3**	
01	-	-	-	-	-	50.0	-	no linear segment
	-	-	-	-	-	50.0	-	no linear segment

n; range: number of data point and range of heating temperature (RT: room temperature), used to the peleointensity determination; f, g and q: NRM fraction, gap factor and quality index, respectively, defined by Coe et al. (1978); F_L: applied field strength at laboratory; F_E : paleointensity value. The weighting factor $(q/F_E)^2$ are used for computing mean paleointensities.

Table 3 Chemical compositions of studied lava

Site	SiO_2	TiO_2	Al_2O_3	FeO	MnO	MgO	CaO	Na_2O	K_2O	P_2O_5	Sum
00	64.71	0.77	16.33	5.31	0.13	1.41	5.20	3.92	2.02	0.20	100.00
01	67.38	0.77	15.06	4.84	0.13	1.17	3.96	4.16	2.34	0.19	100.00
02	64.75	0.77	16.27	5.25	0.13	1.46	5.18	3.95	2.04	0.20	100.00
03	64.73	0.77	16.25	5.30	0.13	1.45	5.21	3.94	2.03	0.20	100.00
04	64.73	0.78	16.21	5.33	0.13	1.48	5.15	3.94	2.03	0.20	100.00

他方，地点02ではNRMは熱消磁によって複数の磁化成分が認められ，そのうちおよそ300°C以下で見られる磁化成分の方位が地点内で一致したが，交流消磁では，熱消磁で見られた複数の磁化成分を十分分離できなかった。このことは，地点02では試料の磁化は熱残留磁化起源であるが溶岩が定置した時の温度が300°C程度であったことを示すと考えられる。そこで，地点02については段階熱消磁の約300°C以下でみられる磁化成分，その他の地点については段階交流消磁に対して安定な磁化成分の方位を試料ごとに求め（Kirschvink，1980），地点ごとに平均した。

こうして得られた地点平均磁化方位をFig. 2およびTable 1に示す。いずれの地点も精密度係数が200以上とNRM方位の集中がよく，95%信頼角は2-3°である（Table 1）。地点00および02-04の4地点から得られた平均NRM方位は，西偏約11-15°，伏角約43-48°で，互いに誤差の範囲で一致する（Fig. 2）。一方，地点01の平均磁化方位は東偏約5°，伏角約40°であり，

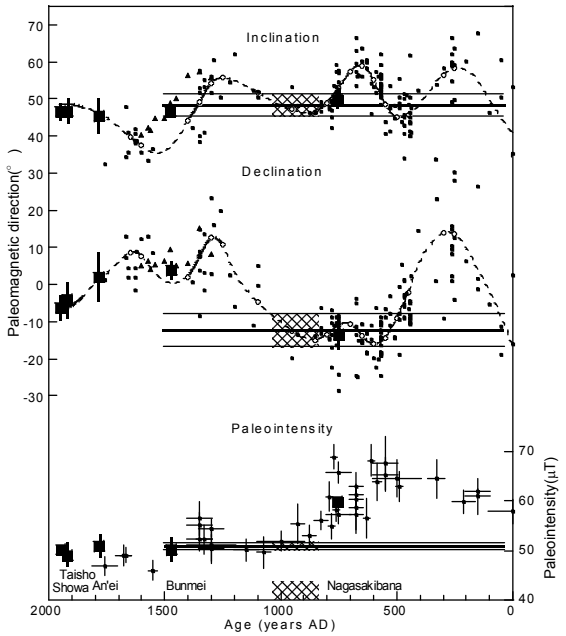


Fig 3 Comparison between paleomagnetic results from RB lava (bold lines) and geomagnetic secular variation in Southwest Japan (after Hirooka, 1971; Fujisawa, 1996; Sakai and Hirooka,1986).

他の4地点とは大きく異なる（Fig. 2）。

古地磁気強度測定は，地点00を除く4地点から各2個の試料について，改良Thellier法（Thellier and Thellier, 1959；Coe，1967）を用いて行った。測定データの選択や統計的処理には，Coe et al.（1978）の手順に段階消磁実験や初帯磁率測定の結果を加味した方法を用いた（味喜，1999）。

Table 2に示すように，地点02-04の3地点6試料から得られた古地磁気強度は互いによく一致した。地点01の2試料は自然残留磁化と熱残留磁化の直線性がよくなかったため，古地磁気強度を求めることができなかった。

地点00および02-04のNRM方位および古地磁気強度が互いによく一致することから，これらの属する溶岩はほぼ同時期の一連の噴火活動で噴出した可能性が高い。以下ではこれらを一連のものと考え，便宜的に持木川右岸溶岩と呼ぶ。持木川右岸溶岩の古地磁気方位・強度は，4地点の平均，西偏12.7°，伏角45.1°，95%信頼角2.9°および49.3±0.3μTである。

4. 全岩化学組成分析

全ての試料採取地点から各1個の段階交流消磁実験を終えた試料片について，蛍光X線法による全岩化学組成分析を行った（Table 3）。その結果，地点01を除く4地点の試料はSiO_2が64.7重量%前後のほぼ一様な組成を示したが，地点01ではSiO_2が約67重量%と文明溶岩の組成に似る。また，今回の試料は全てP_2O_5やTiO_2に富むなど宇都ら（2005）が見出した有史時代の噴出物に共通する特徴を示す。

5. 古地磁気学的年代推定

上で求めた古地磁気方位・強度から年代推定を行う際には味喜（1999）と同様の方法によった。すなわち，年代示準として考古遺物試料から求められた地磁気方位の永年変化（Hirooka, 1971; 藤澤，1996）および地磁気強度の永年変化（Sakai and Hirooka，1986）を用い，基準地を京都として地心双極子磁場を仮定して地理的補正を行った。

過去2000年間の地磁気永年変化と持木川右岸溶岩の古地磁気方位・強度の比較をFig. 3に示す。京都での値に換算した持木川右岸溶岩の古地磁気方位・強度は，西偏12.5°，伏角47.9°，50.7μTである。

Fig. 3からわかるように，持木川右岸溶岩の古地磁気方位・強度が共に地磁気永年変化と一致するのは9世紀後半から11世紀前半であり。堆積物試料から得られた2000年以前の地磁気方位（Hyodo et al., 1993）をみても，下位のM2溶岩の噴出時期と考えられる3ka頃まで持木川右岸溶岩の古地磁気方位と一致する時期は認められない。これらのことから，持木川右岸溶岩の古地磁気学的推定年代は9世紀後半から11世紀前半である。地点01の溶岩については1地点のNRM方位が得られたのみであるが，この方位は文明溶岩の古地磁気方位（味喜，1999）と一致する。

6. 考察

今回得られた持木川右岸溶岩の古地磁気学的推定年代は9世紀後半から11世紀前半であった。化学組成の特徴もP_2O_5やTiO_2に富むなどこの溶岩の年代が有史時代であることを支持する。桜島火山では，9世紀から15世紀前半まで噴火を示唆する史料は確認されておらず，持木川右岸溶岩は，これまで知られていなかった歴史時代の噴火によると考えられる。

南岳南西斜面のM4溶岩に区分されている地域では，異なる場所で採取された多くの試料の化学組成が64重量％程度のSiO_2含量を示す（福山・小野，1981；宇都ら，2005など）ことから，これらは本稿の持木川右岸溶岩と同時期の噴出物である可能性が高い。なお，宇都ら（2005）ではM4溶岩の噴出時期を仮に約2000年前としていたが，本稿で明らかになったように約1000年前とするべきである。

地点01の溶岩は古地磁気方位・化学組成ともに文明溶岩に類似しており，これが文明溶岩である可能性が高い。桜島火山地質図（福山・小野，1981）では南岳南西斜面には文明溶岩の分布は記載されていない。一方，1：15,000火山土地条件図「桜島」（国土地理院，1990）では，桜島南西部に分布する文明溶岩を，持木川中流部東方の火口列から現在の持木川の位置を流下して海岸に至ったものと考え，本稿の地点02-04に露出する溶岩をその一部とした。しかし，これまで見てきたように，地点02-04の溶岩の古地磁気方位・強度や化学組成は文明溶岩とは明確に異なっている。したがって，持木川中流部東方の火口列と海岸に至る文明溶岩流は連続していないことは明らかである。文明期の溶岩は存在するが火口列周辺に小規模に分布するのみで，地点01はその一部であると考えられる。

7. まとめ

これまで述べてきたことをまとめると以下のようになる。

桜島火山南岳南西斜面の持木川流域に分布する溶岩の古地磁気測定を行い，9世紀後半から11世紀前半の古地磁気学的推定年代を得た。また，持木川中流部東方の火口列周辺には文明期の溶岩流が小規模に分布する。

謝　辞

本研究を進めるにあたり，京都大学防災研究所附属火山活動研究センターのスタッフ諸氏には重要な示唆を頂き，また，試料採取や測定・実験に協力を頂きました。鹿児島大学の小林哲夫教授との議論は有益でした。ここに記して，深く感謝いたします。

参考文献

宇都浩三・味喜大介・Hoang, Nguen・周藤正史・福島大輔・石原和弘（2005）：桜島火山マグマ化学組成の時間変化，京都大学防災研究所年報，第48号B, pp. 341-347.

奥野充（2002）：南九州に分布する最近約3万年間のテフラの年代学的研究，第四紀研究，第41巻，pp. 225-236.

国土地理院（1990）：1:15,000火山土地条件図「桜島」

小林哲夫（1982）：桜島火山－これまでの研究成果と今後の課題，火山，第27巻, PP. 277-292.

小林哲夫（1986）：桜島火山の形成史と火砕流，文部省科学研究費自然災害特別研究，計画研究「火山噴火に伴う乾燥粉体流（火砕流等）の特質と災害」報告書, pp. 137-163.

福山博之(1978) : 桜島火山の地質，地質学雑誌，第81巻, pp. 309-316.

福山博之・小野晃司(1981) : 桜島火山地質図 1:25000, 地質調査所.

藤澤良祐(1996) : 考古地磁気推定年代の検討－瀬戸・東濃（美濃）窯を中心に－，月間地球，第18巻，pp. 339-343.

味喜大介（1999）：古地磁気方位・強度測定による桜島の溶岩流の年代推定，火山，第44巻，PP. 111-122.

Coe, R. S. (1967): Paleo-intensities of the Earth's magnetic field determined from Tertiary and Quaternary rocks, J. Geophys. Res., Vol. 72, pp. 3247-3262.

Coe, R. S., Grommé, S., and Mankinen, E. A. (1978): Geomagnetic paleointensities from radio-carbon dated lava flows on Hawaii and the question of the Pacific nondipole low, J. Geophys. Res., Vol. 83, pp. 3247-3262.

Fisher, R. A. (1953): Dispersion on a sphere, Proc. R. Soc. London, Vol. 217A, pp. 295-305.

Hirooka, K. (1971): Archaeomagnetic study for the past 2000 years in southwest Japan, Mem. Fac. Sci., Kyoto Univ., Ser Geol. Mineral., Vol. 38, pp. 167-207

Hyodo, M., Itota, C., and Yaskawa, K. (1993): Geomagnetic secular variation from magnetizations of wide-diameter cores of Holocene sediments in Japan, J. Geomag. Geoelectr., Vol. 45, pp. 669-696.

Kirschvink, J. L. (1980): The least-squares line and plane and the analysis of paleomagnetic data, Geophys. J. Roy. Astro. Soc., Vol. 62, pp. 699-718.

Sakai, H. and Hirooka, K. (1986): Archaeointensity determinations from western Japan, J. Geomag. Geoelectr., Vol. 38, pp. 1323-1329.

Thellier, E. and Thellier, O. (1959): Sur l'intensité du champ magnétique terrestre dans le passé historique et géologique, Ann. Géophys., Vol. 15, pp. 285-376.

（論文受理日：2012年6月8日）

Age of Lava Flows in Southwestern Slope of Minamidake, Sakurajima Volcano, Inferred from Paleomagnetic and Chemical Features

Daisuke MIKI, Kozo UTO[(1)], Nguyen HOANG[(1)] and Kazuhiro ISHIHARA

(1) National Institute of Advanced Industrial Science and Technology, Japan

Synopsis

Paleomagnetic measurements and chemical composition analysis were carried out on lava flows, distributed around southwestern slope of Minamidake, Sakurajima volcano. A paleomagnetic age from most of studied lava flows is estimated as late 9c to early 11c AD. This may show that there is an unknown ‘historic’ eruption accompanied with lava flow. A lava flow considerable to be Bunmei lava is also found, but distribution of this lava flow may be small and not connected to larger body of Bunmei lava lied at coast area.

Keywords: Sakurajima volcano, paleomagnetical age estimate, chemical composition, historic eruption

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

ひずみ空間多重せん断モデルによる粘土地盤の圧密解析

井合 進

要 旨

砂の力学モデルとしてのひずみ空間多重せん断モデルは，これまで，地盤の液状化を含む地震時の地盤構造物系の解析や被害程度予測に広く用いられてきている。これに対して，本研究では，粘土地盤の圧密解析を対象として，同モデルの適用性を検討した。地盤材料の構成モデルにおいては，砂と粘土の力学挙動における基本的な相違は，体積弾性係数の拘束圧依存性の指数，および，限界状態（砂の場合のSteady State）の定式化，の２点である。本研究では，これらの点を考慮した上で，同モデルにより粘土地盤の圧密解析を行い，その基本的な適用性を確認した。

キーワード: 圧密解析，構成式，多重せん断モデル，砂，粘土

1. はじめに

ひずみ空間多重せん断モデル (Iai et al, 2011) は，地震時の液状化を含む地盤・構造物系の動的解析に広く利用されている。本研究では，このモデルの粘土地盤の圧密解析への適用性について，検討することとした。

ひずみ空間多重せん断モデルの構成式の観点から砂と粘土との相違点を眺めると，両者間で本質的な相違は皆無であり，指定するモデルパラメタが相互に異なるだけである。具体的には，接線剛性の拘束圧依存性を規定する指数を，砂の場合には0.5，粘土の場合には1.0とすること，および，限界状態（砂の場合のSteady state）の指定方法が異なること，の２点が，主な相違点となる。また，砂の液状化解析をより高精度で行うために指定するパラメタ類は，ほぼ，ゼロまたは１という基本値（デフォルト値）にクリアすることで，粘土地盤の圧密に関する基本的な解析が可能となる。

以下においては，これらの点を反映した具体的な定式化を行うとともに，同モデルにより粘土地盤の圧密解析を行い，その適用性について検討する。

2. 積分形の構成式（基本形）

ひずみ空間多重せん断モデルでは，２次元解析の場合，応力，ひずみベクトルを以下で与える。

$$\hat{\boldsymbol{\sigma}}'^{\mathrm{T}} = \left\{ \sigma_x' \quad \sigma_y' \quad \tau_{xy} \right\} \tag{1}$$

$$\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\mathrm{T}} = \left\{ \varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \gamma_{xy} \right\} \tag{2}$$

多重せん断モデルの積分形の基本形を，以下で与える。

$$\hat{\boldsymbol{\sigma}}' = -p\hat{\mathbf{n}}^{(0)} + \sum_{i=1}^{I} q^{(i)} \hat{\mathbf{n}}^{(i)} \Delta\omega \tag{3}$$

ここに，

$$\hat{\mathbf{n}}^{(0)\mathrm{T}} = \left\{ 1 \quad 1 \quad 0 \right\} \tag{4}$$

$$\hat{\mathbf{n}}^{(i)\mathrm{T}} = \left\{ \cos\omega_i \quad -\cos\omega_i \quad \sin\omega_i \right\} \quad (\text{for } i = 1, ..., I) \tag{5}$$

$$\omega_i = (i-1)\Delta\omega \tag{6}$$

$$\Delta\omega = \pi / I \tag{7}$$

式(3)の等方成分 p および仮想単純せん断応力 $q^{(i)}$ は，有効体積ひずみ ε' および仮想単純せん断ひずみ $\gamma^{(i)}$ の関数として，以下で与える。

$$p = p(\varepsilon') \tag{8}$$

$$q^{(i)} = q^{(i)}(\gamma^{(i)},\ \varepsilon',\ \varepsilon'') \tag{9}$$

なお，式(9)において，仮想単純せん断ひずみ $\gamma^{(i)}$ のみの関数とせず，有効体積ひずみ ε'，仮想有効体積

ひずみ ε'' を含む関数としている理由は，「４．積分形の構成式（粘性土解析）」で記述するとおり，仮想単純せん断機構の拘束圧力依存性および液状化状態依存性を考慮するためである。

さて，式(8)(9)における有効体積ひずみ ε' は，体積ひずみからダイレイタンシーによる体積ひずみ成分を除去したものであり，以下で与える。

$$\varepsilon' = \hat{\mathbf{n}}^{(0)\mathrm{T}}\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}' = \hat{\mathbf{n}}^{(0)\mathrm{T}}\left(\hat{\boldsymbol{\varepsilon}} - \hat{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\mathrm{d}}\right) \tag{10}$$

$$\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\mathrm{d}} = \frac{\varepsilon_{\mathrm{d}}}{2}\hat{\mathbf{n}}^{(0)} \tag{11}$$

式(11)におけるダイレイタンシー成分は，以下のように収縮的成分 ε_d^c および膨張的成分 ε_d^d よりなる。

$$\varepsilon_{\mathrm{d}} = \varepsilon_{\mathrm{d}}^{\mathrm{c}} + \varepsilon_{\mathrm{d}}^{\mathrm{d}} \tag{12}$$

すなわち，

$$\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\mathrm{d}} = \hat{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\mathrm{d}}^{\mathrm{c}} + \hat{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\mathrm{d}}^{\mathrm{d}} \tag{13}$$

ここに，

$$\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\mathrm{d}}^{\mathrm{c}} = \frac{\varepsilon_{\mathrm{d}}^{\mathrm{c}}}{2}\hat{\mathbf{n}}^{(0)} \tag{14}$$

$$\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\mathrm{d}}^{\mathrm{d}} = \frac{\varepsilon_{\mathrm{d}}^{\mathrm{d}}}{2}\hat{\mathbf{n}}^{(0)} \tag{15}$$

また，収縮的ダイレイタンシー増分の液状化状態依存性を表現するため，仮想有効体積ひずみ ε'' を導入する。これは，有効体積ひずみから膨張的ダイレイタンシー成分を除去したもので，ひずみ空間多重せん断モデル (Iai and Ozutsumi, 2005) の液状化フロントパラメタ S_0 に対応する有効体積ひずみであり，以下で与える。

$$\varepsilon'' = \hat{\mathbf{n}}^{(0)\mathrm{T}}\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}'' = \hat{\mathbf{n}}^{(0)\mathrm{T}}\left(\hat{\boldsymbol{\varepsilon}} - \hat{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\mathrm{d}}^{\mathrm{c}}\right) \tag{16}$$

仮想単純せん断ひずみ $\gamma^{(i)}$ は，以下で与える。

$$\gamma^{(i)} = \hat{\mathbf{n}}^{(i)\mathrm{T}}(\hat{\boldsymbol{\varepsilon}} - \hat{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\mathrm{d}}) = \hat{\mathbf{n}}^{(i)\mathrm{T}}\hat{\boldsymbol{\varepsilon}} \tag{17}$$

ダイレイタンシー成分の増分は，ひずみ増分の線形変換で与えられるものと仮定し，これを以下のとおり書く。

$$\mathrm{d}\varepsilon_{\mathrm{d}} = \hat{\mathbf{n}}_{\mathrm{d}}{}^{\mathrm{T}}\mathrm{d}\hat{\boldsymbol{\varepsilon}} \tag{18}$$

$$\mathrm{d}\varepsilon_{\mathrm{d}}^{\mathrm{c}} = \hat{\mathbf{n}}_{\mathrm{d}}^{\mathrm{cT}}\mathrm{d}\hat{\boldsymbol{\varepsilon}} \tag{19}$$

$$\mathrm{d}\varepsilon_{\mathrm{d}}^{\mathrm{d}} = \hat{\mathbf{n}}_{\mathrm{d}}^{\mathrm{dT}}\mathrm{d}\hat{\boldsymbol{\varepsilon}} \tag{20}$$

よって，式(12)より，

$$\hat{\mathbf{n}}_{\mathrm{d}} = \hat{\mathbf{n}}_{\mathrm{d}}^{\mathrm{c}} + \hat{\mathbf{n}}_{\mathrm{d}}^{\mathrm{d}} \tag{21}$$

3. 増分形（基本形）

増分形の構成式は，式(3)の両辺の微分をとれば，以下で与えられる。

$$\mathrm{d}\hat{\boldsymbol{\sigma}}' = -\mathrm{d}p\hat{\mathbf{n}}^{(0)} + \sum_{i=1}^{I}\mathrm{d}q^{(i)}\hat{\mathbf{n}}^{(i)}\Delta\omega \tag{22}$$

$$\mathrm{d}p = \frac{\mathrm{d}p}{\mathrm{d}\varepsilon'}\mathrm{d}\varepsilon' \tag{23}$$

$$\mathrm{d}q^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial\gamma^{(i)}}\mathrm{d}\gamma^{(i)} + \frac{\partial q^{(i)}}{\partial\varepsilon'}\mathrm{d}\varepsilon' + \frac{\partial q^{(i)}}{\partial\varepsilon''}\mathrm{d}\varepsilon'' \tag{24}$$

式(23)(24)に，式(10)(16)(17)を代入すると，

$$\mathrm{d}p = \frac{\mathrm{d}p}{\mathrm{d}\varepsilon'}\hat{\mathbf{n}}^{(0)\mathrm{T}}\mathrm{d}\left(\hat{\boldsymbol{\varepsilon}} - \hat{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\mathrm{d}}\right) \tag{25}$$

$$\begin{aligned}\mathrm{d}q^{(i)} = {} & \frac{\partial q^{(i)}}{\partial\gamma^{(i)}}\hat{\mathbf{n}}^{(i)\mathrm{T}}\mathrm{d}\hat{\boldsymbol{\varepsilon}} + \frac{\partial q^{(i)}}{\partial\varepsilon'}\hat{\mathbf{n}}^{(0)\mathrm{T}}\mathrm{d}\left(\hat{\boldsymbol{\varepsilon}} - \hat{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\mathrm{d}}\right) \\ & + \frac{\partial q^{(i)}}{\partial\varepsilon''}\hat{\mathbf{n}}^{(0)\mathrm{T}}\mathrm{d}\left(\hat{\boldsymbol{\varepsilon}} - \hat{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\mathrm{d}}^{\mathrm{c}}\right)\end{aligned} \tag{26}$$

式(25)(26)および式(18)～(20)を式(22)に代入すれば，増分形の構成式が以下のとおり与えられる。

$$\mathrm{d}\hat{\boldsymbol{\sigma}}' = \mathbf{D}\mathrm{d}\hat{\boldsymbol{\varepsilon}} \tag{27}$$

$$\begin{aligned}\mathbf{D} = {} & K_{\mathrm{L/U}}\hat{\mathbf{n}}^{(0)}\hat{\mathbf{n}}^{(0)\mathrm{T}} + \sum_{i=1}^{I}G_{\mathrm{L/U}}^{(i)}\hat{\mathbf{n}}^{(i)}\hat{\mathbf{n}}^{(i)\mathrm{T}}\Delta\omega \\ & - K_{\mathrm{L/U}}\hat{\mathbf{n}}^{(0)}\hat{\mathbf{n}}_{\mathrm{d}}{}^{\mathrm{T}} + \sum_{i=1}^{I}\left(H^{(i)} + L^{(i)}\right)\hat{\mathbf{n}}^{(i)}\hat{\mathbf{n}}^{(0)\mathrm{T}}\Delta\omega \\ & - \sum_{i=1}^{I}\left(H^{(i)}\hat{\mathbf{n}}^{(i)}\hat{\mathbf{n}}_{\mathrm{d}}{}^{\mathrm{T}} + L^{(i)}\hat{\mathbf{n}}^{(i)}\hat{\mathbf{n}}_{\mathrm{d}}^{\mathrm{cT}}\right)\Delta\omega\end{aligned} \tag{28}$$

ここに，

$$K_{\mathrm{L/U}} = -\frac{\mathrm{d}p}{\mathrm{d}\varepsilon'} \tag{29}$$

$$G_{\mathrm{L/U}}^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial\gamma^{(i)}} \tag{30}$$

$$H^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial\varepsilon'} \tag{31}$$

$$L^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial\varepsilon''} \tag{32}$$

式(28)の右辺の第１項，第２項は，それぞれ圧縮伸張およびせん断に関する増分形を表し，対称マトリクスである。第３項は圧縮伸張へのダイレイタンシーの影響，第４項はせん断機構の拘束圧依存性および液状化状態依存性，第５項はせん断機構に与えるダイレイタンシーの影響を表すものである。これら第３～５項は，いずれも圧縮伸張の機構とせん断に

関する機構のカップリングの３種類の機構を示すもので，非対称マトリクスとなる。

4.　積分形の構成式（粘性土系）

4.1 状態変数の定義

(1)正規圧密の場合

まず，初期応力ベクトル（解析立上げ時）の方向と横軸（$\left(\sigma_x'-\sigma_y'\right)/2p$ 方向）のなす角度を以下で定義する。

$$\cos\omega_0=\left(\frac{\sigma_x'-\sigma_y'}{2p}\right)_0/\eta_0 \tag{33}$$

$$\sin\omega_0=\left(\frac{\tau_{xy}}{p}\right)_0/\eta_0 \tag{34}$$

ここに，

$$\eta_0=\sqrt{\left(\frac{\sigma_x'-\sigma_y'}{2p}\right)_0^2+\left(\frac{\tau_{xy}}{p}\right)_0^2} \tag{35}$$

次に，現在の応力ベクトルの方向（初期応力点 A を起点とする相対的な応力ベクトルの方向）を以下で求める。

$$\cos\omega^*=\left[\left(\frac{\sigma_x'-\sigma_y'}{2p}\right)-\left(\frac{\sigma_x'-\sigma_y'}{2p}\right)_0\right]/\eta^* \tag{36}$$

$$\sin\omega^*=\left[\left(\frac{\tau_{xy}}{p}\right)-\left(\frac{\tau_{xy}}{p}\right)_0\right]/\eta^* \tag{37}$$

ここに，

$$\eta^*=\sqrt{\left(\left(\frac{\sigma_x'-\sigma_y'}{2p}\right)-\left(\frac{\sigma_x'-\sigma_y'}{2p}\right)_0\right)^2+\left(\left(\frac{\tau_{xy}}{p}\right)-\left(\frac{\tau_{xy}}{p}\right)_0\right)^2} \tag{38}$$

これを用いて，初期応力ベクトルの方向（式(33)(34)）との相対的な角度（Fig.1）を以下で求める。

$$\omega^{*}{}'=\omega^*-\omega_0 \tag{39}$$

これを，限界状態における応力ベクトルの方向の当面の予測値とし，以下により，限界状態でのベクトルの方向（原点を起点とする初期応力ベクトルの方向に対する相対的な方向）の予測値を求める。

$$\mathrm{M}\cos\omega'=\eta_0+\eta^*_{\mathrm{us}}\cos\omega^{*}{}' \tag{40}$$

$$\mathrm{M}\sin\omega'=\eta^*_{\mathrm{us}}\sin\omega^{*}{}' \tag{41}$$

ここに，２次元解析においては，

$$\mathrm{M}=\sin\phi_{\mathrm{f}} \tag{42}$$

これを用いて，限界状態（B 点）での η^*_{us} の予測値

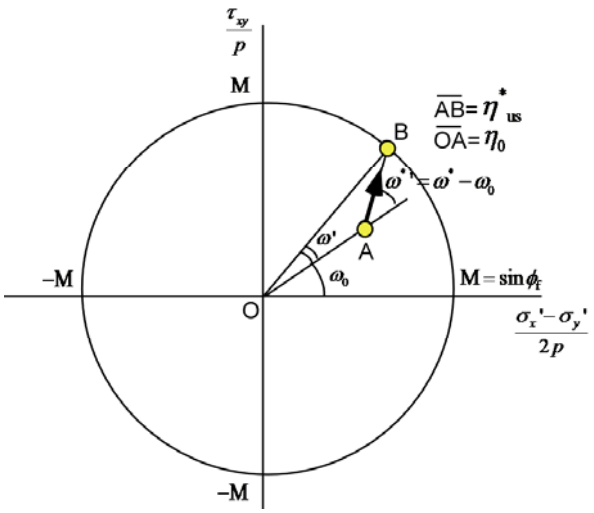


Fig.1 Initial stress vector and the stress vector expected at the steady state

を以下で与える。

$$\mathrm{M}^2=\left[\eta_0+\eta^*_{\mathrm{us}}\cos\omega^{*}{}'\right]^2+\left(\eta^*_{\mathrm{us}}\sin\omega^{*}{}'\right)^2 \tag{43}$$

これを η^*_{us} について解いて，

$$\eta^*_{\mathrm{us}}\left(\omega^{*}{}'\right)=-\eta_0\cos\omega^{*}{}'+\sqrt{\left(\eta_0\cos\omega^{*}{}'\right)^2+\mathrm{M}^2-\eta_0{}^2} \tag{44}$$

これを用いて，粘性土のせん断応力比系の状態変数として，以下を定義する。

$$S_\eta=\max\left[\left(\frac{\eta^*}{\eta^*_{\mathrm{us}}}\right)^{n_{\mathrm{E}}}\right] \tag{45}$$

$$S_\eta{}^*=S_\eta\left(\frac{\eta^*_{\mathrm{us}}}{\mathrm{M}}\right)^{n_{\mathrm{E}}} \tag{46}$$

これらの状態変数は，式(45)における max の導入により，塑性的（非可逆的）な状態を記述するもので，代表的な状態は，以下のとおりである。

$S_\eta=0$ ：初期状態

$S_\eta=1$ ：終局状態

$0<S_\eta<1$ ：途中

また，式(46)の $\left(\eta^*_{\mathrm{us}}/\mathrm{M}\right)^{n_{\mathrm{E}}}$ の項により，初期の誘導異方性が保持される（Fig.2）。

以上のとおり，正規圧密においては，状態変数として，有効圧力 p，せん断応力比系の状態変数 S_η および S_η^* の 3 つの状態変数によりモデルの状態を表現する。

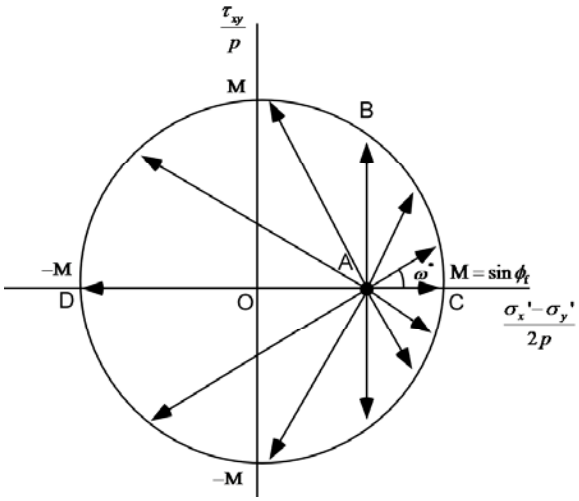


Fig.2 Initial anisotropic stress state (A) and the stress point expected at the steady state (B)

(2)過圧密の場合

過圧密の場合には，Hvorslev 角を ϕ_e として，せん断強度を，以下で与える（Fig.3）。

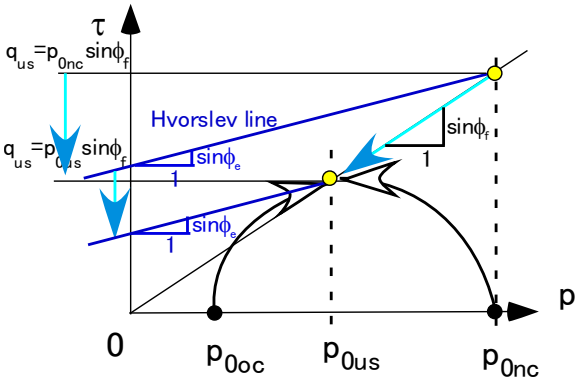


Fig.3 Limit state for overconsolidated condition

$p \le p_{us}$ の時

$$\tau_m = p_{us}\sin\phi_f - (p_{us} - p)\sin\phi_e^* \tag{47}$$

ここに，

$$\sin\phi_e^* = (1 - S_\eta)\sin\phi_f + S_\eta \sin\phi_e \tag{48}$$

$p > p_{us}$ の時

$$\tau_m = p\sin\phi_f \tag{49}$$

これに伴い，式(45)(46)でのせん断応力比 η^* の定義を，式(38)に代えて，以下のとおり一般化する。

$$\eta^* = \sqrt{\left(\left(\frac{\sigma_x' - \sigma_y'}{2\tau_m}\right) - \left(\frac{\sigma_x' - \sigma_y'}{2\tau_m}\right)_0\right)^2 + \left(\left(\frac{\tau_{xy}}{\tau_m}\right) - \left(\frac{\tau_{xy}}{\tau_m}\right)_0\right)^2}\ \mathrm{M} \tag{50}$$

これを用いて，式(44)により，終局状態での η^*_{us} などを求める。

なお，正規圧密でのせん断強度は，式(49)で与えられるので，式(50)は，正規圧密におけるせん断応力比の定義式(38)に還元されることとなり，正規圧密，過圧密の両状態において，式(50)を共通して，せん断応力比の定義式として用いることができる。

過圧密におけるせん断応力比系の状態変数は，正規圧密の場合と同じく，式(45)(46)で定義する。

また，過圧密においては，せん断応力比系の状態変数に加えて，過圧密比系（有効圧力比系）の状態変数を，以下のように導入しておく。

$$S = p / p_0 \tag{51}$$

$$S_0 = \min\left(p''/p_0\right) \tag{52}$$

ただし，S, S_0 の下限値を S_1（小さな正の値）とする。

ここに，p_0 は解析立上げ時の圧力，p'' は仮想有効圧力で，仮想有効体積ひずみ ε''（式(16)）の関数として，「4.3 圧縮伸張成分 p の定式化」に準じて，以下のとおり与える。まず，体積弾性係数の低減パラメタ r_K に準じて，新たなパラメタ r_K'' を導入して，体積ひずみに関する仮想基準ひずみ ε_{m0}'' を以下のとおり定義する。

$$\varepsilon_{m0}'' = p_0 / \left(r_K'' K_{U0}\right) \tag{53}$$

これを用いて，

a) $l_K > 1$ の場合

$$\varepsilon^{*}'' = -(1 - l_K)\left(\varepsilon'' - \varepsilon_0''\right) / \varepsilon_{m0}'' \tag{54}$$

$$p'' = p_0\left(\varepsilon^{*}'' + 1\right)^{\frac{1}{1-l_K}} \tag{55}$$

b) $l_K = 1$ の場合：

$$\varepsilon^{*}'' = -\left(\varepsilon'' - \varepsilon_0''\right) / \varepsilon_{m0}'' \tag{56}$$

$$p'' = p_0 \exp\left(\varepsilon^{*}''\right) \tag{57}$$

式(51)(52)の状態変数は，カクテルグラスモデルでは，

それぞれ，状態変数 S，液状化フロントパラメタ S_0 と呼ばれていたものに相当する。式(52)における min の導入により，液状化フロントパラメタ S_0 は，塑性的（非可逆的）な状態を記述する。

これらの状態変数に加え，液状化フロントパラメタに類似の以下の状態変数を導入しておく。

$$S_0^* = p''/p_0 \tag{58}$$

ただし，$S_0^* \geq S_1$ とする。

このパラメタは，過剰間隙水圧消散に伴う状態の復帰の程度（再液状化現象などを含む）など可逆性がある液状化の状態を表現するものである。

以上のとおり，過圧密においては，状態変数として，過圧密比系状態変数 S，S_0，S_0^* および，せん断応力比系の状態変数 S_η，S_η^* の合計５つの状態変数によりモデルの状態を表現する。

なお，後述のとおり，解析途中において，正規圧密から過圧密にはじめて反転する場合には，式(50)～(58)類において，初期値 p_0，ε_0'，ε_0'' 類を，反転した時点での値 p_r，ε_r'，ε_r'' に更新し，それ以降の（過圧密領域での）解析を続ける。

なお，状態変数 S_η，S_η^* 類による定式化は，Sekiguchi, Ohta (1977)および Ohta et al (2011)によるモデルに準じて，これを，ひずみ空間多重せん断モデルに適した変数類へと一般化したものに相当する。

4.2 限界状態の定式化

(1)限界状態線の定義

粘性土の限界状態は，Fig.4 に破線で示すとおりモデル化する。この限界状態線の勾配（上段の図）λ^* を，せん断応力比系の状態変数 S_η に応じて，以下のとおり与える。

$$\lambda^* = (1-r_\lambda)\kappa + r_\lambda \lambda \tag{59}$$

ここに，

$$r_\lambda = S_\eta^{\,q_6} \tag{60}$$

$q_6 > 0$ であれば，限界状態線の勾配は，せん断応力比系の状態変数に応じて，以下のとおり変化していく。

$S_\eta = 0$ ：初期状態： $\lambda^* = \kappa$

$S_\eta = 1$ ：終局状態： $\lambda^* = \lambda$

$0 < S_\eta < 1$ ：途中： $\kappa < \lambda^* < \lambda$

なお，「4.3 圧縮伸張成分の定式化」で述べるとおり，過圧密曲線の勾配も，限界状態線の勾配と同じとする。

デフォルト $q_6 = 0$ では，過圧密点からの解析における e-lnp 曲線は，常に λ の傾きを持つようになる。この場合には，過圧密点を求めるための事前の過圧密解析においては，その際の e-lnp 曲線の傾きが通常の κ となるようにする。

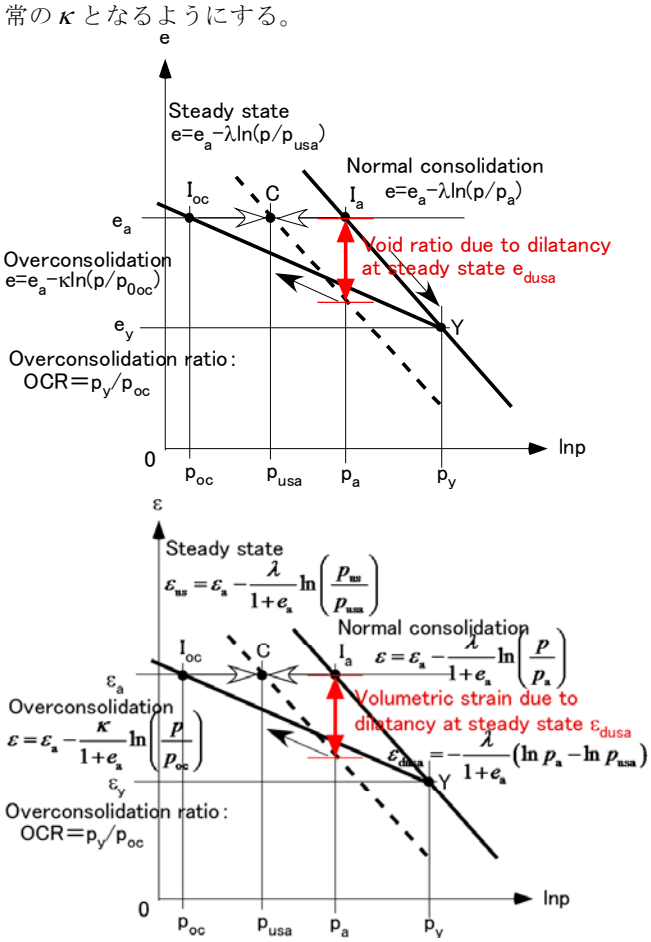


Fig.4 Steady state line (e-lnp relationship (upper figure), ε -lnp relationship (lower figure))

なお，正規圧密からの繰返しせん断の解析では，デフォルト $q_6 = 0$ を用い，正規圧密から過圧密領域へ連続して引継ぐダイレイタンシーに対応する平均有効応力の連続性を確保する。

さて，この勾配に応じて，基準とする間隙比 e_{usa} における限界状態での基準有効圧力 p_{usa} を以下で与える。

$$\begin{aligned} p_{usa} &= p_a \exp\left(-r_{\varepsilon_{dus}} \frac{1}{n_E} \frac{\lambda^* - \kappa}{\lambda^*} S_\eta^*\right) \\ &= p_a \exp\left(-r_{\varepsilon_{dus}} \frac{1 - r_K^*}{n_E} S_\eta^*\right) \end{aligned} \tag{61}$$

ここに，

$$r_K{}^* = \frac{\kappa}{\lambda^*} \tag{62}$$

これをもとに，間隙比 e_{us} における限界状態での有効圧力を以下で与える。

$n_{K_{\mathrm{us}}} \neq 1$ の場合

$$p_{\mathrm{us}} = p_{\mathrm{usa}} \left(\varepsilon^* + 1\right)^{\frac{1}{1-n_{K\mathrm{us}}}} \tag{63}$$

$$\varepsilon^* = -\left(1-n_{K\mathrm{us}}\right)\ln\left(\frac{1+e_{\mathrm{us}}}{1+e_{\mathrm{usa}}}\right) / \varepsilon_{\mathrm{mus}} \tag{64}$$

また，$n_{K_{\mathrm{us}}} = 1$ の場合

$$p_{\mathrm{us}} = p_{\mathrm{usa}} \exp\varepsilon^* \tag{65}$$

$$\varepsilon^* = -\ln\left(\frac{1+e_{\mathrm{us}}}{1+e_{\mathrm{usa}}}\right) / \varepsilon_{\mathrm{mus}} \tag{66}$$

ここに，

$$\varepsilon_{\mathrm{mus}} = p_{\mathrm{usa}} / K_{\mathrm{usa}} \tag{67}$$

なお，式(64)(66)の間隙比は，以下のように，限界状態での体積ひずみに関連づけることができる。

$$\dot{\varepsilon}_{\mathrm{us}} = \frac{\dot{e}_{\mathrm{us}}}{1+e_{\mathrm{us}}} \tag{68}$$

すなわち，

$$\varepsilon_{\mathrm{us}} - \varepsilon_{\mathrm{usa}} = \ln\left(\frac{1+e_{\mathrm{us}}}{1+e_{\mathrm{usa}}}\right) \tag{69}$$

(2)正規圧密，過圧密の判定基準

正規圧密，過圧密の判定を以下にて行う。

まず，式(63)(65)で与えられる正規圧密の状態曲面を，変数 p, η^* により規定される空間での状態曲面であるとみなし，以下のとおり与える。

$n_{K_{\mathrm{us}}} \neq 1$ の場合

$$f(p_{\mathrm{c}}, \eta^*) = \ln\left(\frac{p_{\mathrm{c}}}{p_{\mathrm{a}}}\left(\varepsilon^* + 1\right)^{-\frac{1}{1-n_{K\mathrm{us}}}}\right) + \frac{r_{\varepsilon_{\mathrm{dus}}}}{n_{\mathrm{E}}}\left(1-r_K{}^*\right)\left(\frac{\eta^*}{\mathrm{M}}\right)^{n_{\mathrm{E}}} = 0 \tag{70}$$

ここに，ε^* は式(64)で与えられる。

また，$n_{K_{\mathrm{us}}} = 1$ の場合

$$f(p_{\mathrm{c}}, \eta^*) = \ln\left(\frac{p_{\mathrm{c}}\exp\left(-\varepsilon^*\right)}{p_{\mathrm{a}}}\right) + \frac{r_{\varepsilon_{\mathrm{dus}}}}{n_{\mathrm{E}}}\left(1-r_K{}^*\right)\left(\frac{\eta^*}{\mathrm{M}}\right)^{n_{\mathrm{E}}}$$
$$= \ln\left(\frac{p_{\mathrm{c}}}{p_{\mathrm{a}}}\right) - \varepsilon^* + \frac{r_{\varepsilon_{\mathrm{dus}}}}{n_{\mathrm{E}}}\left(1-r_K{}^*\right)\left(\frac{\eta^*}{\mathrm{M}}\right)^{n_{\mathrm{E}}} = 0 \tag{71}$$

ここに，ε^* は式(66)で与えられる。

式(71)の限界状態は，Sekiguchi-Ohta モデル(1977)における降伏曲面に他ならない。

この曲面の外側（p_{c} が増加する側，すなわち正規圧密領域側）に向く垂直ベクトル $\mathbf{n}_S$ は，これの微分（ただし，間隙比の変化（すなわち ε^* の変化）および $r_K{}^*$ の変化の影響を無視）をとって，以下で与えられる。

$$\mathbf{n}_S = \begin{pmatrix} \dfrac{\partial f}{\partial p_{\mathrm{c}}} \\ \dfrac{\partial f}{\partial \eta^*} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \dfrac{1}{p_{\mathrm{c}}} \\ \dfrac{r_{\varepsilon_{\mathrm{dus}}}}{n_{\mathrm{E}}}\left(1-r_K{}^*\right)\dfrac{1}{\mathrm{M}}\left(\dfrac{\eta^*}{\mathrm{M}}\right)^{n_{\mathrm{E}}-1} \end{pmatrix} \tag{72}$$

また，状態変数ベクトル $\mathbf{p}_S$ を以下であたえる。

$$\mathbf{p}_S = \begin{pmatrix} p \\ \eta^* \end{pmatrix} \tag{73}$$

以上を用いて，正規圧密上の状態曲面上の点 $p = p_{\mathrm{c}}$ からの過圧密状態への移行などの判定を，以下で定義される $\mathrm{d}f$ を用いて，$\mathrm{d}f > 0$ なら正規圧密，$\mathrm{d}f \leq 0$ なら過圧密とする。

$$\mathrm{d}f = \mathbf{n}_S \mathrm{d}\mathbf{p}_S \tag{74}$$

なお，

$n_{K_{\mathrm{us}}} \neq 1$ の場合

$$p_{\mathrm{c}} = p_{\mathrm{a}}\left(\varepsilon^* + 1\right)^{\frac{1}{1-n_{K\mathrm{us}}}} \exp\left[-\frac{r_{\varepsilon_{\mathrm{dus}}}}{n_{\mathrm{E}}}\left(1-r_K{}^*\right)\left(\frac{\eta^*}{\mathrm{M}}\right)^{n_{\mathrm{E}}}\right] \tag{75}$$

ここに，ε^* は式(64)で与えられる。

また，$n_{K_{\mathrm{us}}} = 1$ の場合

$$p_{\mathrm{c}} = p_{\mathrm{a}}\exp\left(\varepsilon^*\right)\exp\left[-\frac{r_{\varepsilon_{\mathrm{dus}}}}{n_{\mathrm{E}}}\left(1-r_K{}^*\right)\left(\frac{\eta^*}{\mathrm{M}}\right)^{n_{\mathrm{E}}}\right] \tag{76}$$

ここに，ε^* は式(66)で与えられる。

4.3 圧縮伸張成分 p の定式化

(1)正規圧密の場合

自重解析後の正規圧密の場合の定式化を示す。

a) $l_K > 1$ の場合：

$$\varepsilon^{*}{}' = -(1-l_K)(\varepsilon' - \varepsilon_0{}') / \varepsilon_{\mathrm{Lm0}} \tag{77}$$

（ただし，$l_K > 1$）。ここに，$\varepsilon_{\mathrm{Lm0}}$ は，体積ひずみに関する規準ひずみ（規準体積ひずみ）であり，正規圧密過程開始時（初期）の圧力を p_0，体積弾性係数 K_{L0} により，以下で与える。

$$\varepsilon_{\mathrm{Lm0}} = p_0 / K_{\mathrm{L0}} \tag{78}$$

これを用いて，以下のとおり圧力 p を与える。

$$p = p_0 \left(\varepsilon^{*}{}' + 1\right)^{\frac{1}{1-l_K}} \tag{79}$$

b) $l_K = 1$ の場合：

$$\varepsilon^{*}{}' = -\left(\varepsilon' - \varepsilon_0{}'\right) / \varepsilon_{\mathrm{Lm0}} \tag{80}$$

$$p = p_0 \exp\left(\varepsilon^{*}{}'\right) \tag{81}$$

(2)過圧密の場合

a) $l_K > 1$ の場合：

$$\varepsilon^{*}{}' = -(1-l_K)(\varepsilon' - \varepsilon_0{}') / \varepsilon_{\mathrm{m0}} \tag{82}$$

（ただし，$l_K > 1$）。ここに，$\varepsilon_{\mathrm{m0}}$ は，体積ひずみに関する規準ひずみ（規準体積ひずみ）であり，過圧密過程開始時の圧力を p_0，体積弾性係数 K_{U0} および低減パラメタ $r_K{}^{*}$ により，以下で与える。

$$\varepsilon_{\mathrm{m0}} = p_0 / \left(r_K{}^{*} K_{\mathrm{U0}}\right) \tag{83}$$

これを用いて，以下のとおり圧力 p を与える。

$$p = p_0 \left(\varepsilon^{*}{}' + 1\right)^{\frac{1}{1-l_K}} \tag{84}$$

b) $l_K = 1$ の場合：

$$\varepsilon^{*}{}' = -\left(\varepsilon' - \varepsilon_0{}'\right) / \varepsilon_{\mathrm{m0}} \tag{85}$$

$$p = p_0 \exp\left(\varepsilon^{*}{}'\right) \tag{86}$$

4.4 せん断成分 $q^{(i)}$ の定式化

多重せん断モデルの定式化に基づき，式(9)における仮想単純せん断モデルを，骨格曲線上では，以下のように双曲線型で与える。

$$q^{(i)} = \frac{\gamma^{(i)} / \gamma_{\mathrm{v}}}{1 + \left|\gamma^{(i)} / \gamma_{\mathrm{v}}\right|} q_{\mathrm{v}} \tag{87}$$

ここに，q_{v}，γ_{v} は，仮想単純せん断モデルのせん断強度，（せん断）規準ひずみであり，せん断強度 τ_{m} およびせん断弾性係数 G_{m} と，以下のように関係づけられる．

$$G_{\mathrm{m}} = \frac{q_{\mathrm{v}}}{\gamma_{\mathrm{v}}} \sum_{i=1}^{I} \sin^2 \omega_i \Delta\omega \tag{88}$$

$$\tau_{\mathrm{m}} = q_{\mathrm{v}} \sum_{i=1}^{I} \sin \omega_i \Delta\omega \tag{89}$$

逆に解けば，

$$\gamma_{\mathrm{v}} = \left(\frac{\sum_{i=1}^{I} \sin^2 \omega_i \Delta\omega}{\sum_{i=1}^{I} \sin \omega_i \Delta\omega} \right) \frac{\tau_{\mathrm{m}}}{G_{\mathrm{m}}} = \left(\frac{\sum_{i=1}^{I} \sin^2 \omega_i \Delta\omega}{\sum_{i=1}^{I} \sin \omega_i \Delta\omega} \right) \gamma_{\mathrm{m}} \tag{90}$$

$$q_{\mathrm{v}} = \frac{\tau_{\mathrm{m}}}{\sum_{i=1}^{I} \sin \omega_i \Delta\omega} \tag{91}$$

ここに，γ_{m} は，（せん断）規準ひずみである．

なお，$I \to \infty$ の時，

$$\gamma_{\mathrm{v}} = \frac{\pi}{4} \gamma_{\mathrm{m}} \tag{92}$$

$$q_{\mathrm{v}} = \tau_{\mathrm{m}} / 2 \tag{93}$$

仮想単純せん断機構が履歴ループに入った際には，拡張 Masing 則を用いる。履歴ループに入った際の仮想せん断ひずみに応じて，妥当な履歴減衰を表現するように定められるパラメタ ξ, ζ を用いて，あらかじめ，以下の正規化を行う。

$$\tilde{q}^{(i)} = \frac{q^{(i)} / q_{\mathrm{v}}}{\zeta} \tag{94}$$

$$\tilde{\gamma}^{(i)} = \frac{\gamma^{(i)} / \gamma_{\mathrm{v}}}{\xi} \tag{95}$$

これらを用いて，履歴ループ内での仮想せん断応力は，次のとおり与えられる（詳細は文献参照のこと）。

$$\frac{\tilde{q}^{(i)} - \tilde{q}_{\mathrm{r}}^{(i)}}{2\delta} = \frac{\dfrac{\tilde{\gamma}^{(i)} - \tilde{\gamma}_{\mathrm{r}}^{(i)}}{2\delta}}{1 + \left|\dfrac{\tilde{\gamma}^{(i)} - \tilde{\gamma}_{\mathrm{r}}^{(i)}}{2\delta}\right|} \tag{96}$$

$q^{(i)}$ を規定する式(87)(90)(91)は，以下のように与える。

(1)正規圧密の場合：

非液状化解析に準じて，

$$\tau_{\mathrm{m}} = p \sin \phi_{\mathrm{f}} = m_{\mathrm{l}} p \tag{97}$$

$$G_{\mathrm{m}} = G_{\mathrm{ma}} \left(\frac{p}{p_{\mathrm{a}}} \right)^{m_G} \tag{98}$$

$$\gamma_{\mathrm{m}} = \frac{\tau_{\mathrm{m}}}{G_{\mathrm{m}}} = m_1 \frac{p}{G_{\mathrm{ma}}} \left(\frac{p}{p_{\mathrm{a}}} \right)^{-m_G} \tag{99}$$

(2)過圧密の場合：

過圧密でのせん断強度については，Hvorslev(1960)面の組込みを以下のように行う。

このためには，Hvorslev 角を ϕ_{e} として，せん断強度を，以下で与えればよい。

$p \le p_{\mathrm{us}}$ の時

$$\tau_{\mathrm{m}} = p_{\mathrm{us}} \sin\phi_{\mathrm{f}} - \left(p_{\mathrm{us}} - p \right) \sin\phi_{\mathrm{e}}^{*} \tag{100}$$

ここに，

$$\sin\phi_{\mathrm{e}}^{*} = \left(1 - S_{\eta} \right) \sin\phi_{\mathrm{f}} + S_{\eta} \sin\phi_{\mathrm{e}} \tag{101}$$

$p > p_{\mathrm{us}}$ の時

$$\tau_{\mathrm{m}} = p \sin\phi_{\mathrm{f}} \tag{102}$$

液状化解析に準じて，状態変数 S および液状化フロントパラメタ S_0 を用いて，以下のような拘束圧力依存性および液状化状態依存性を与える。ただし，

$$G_{\mathrm{m}} = \tau_{\mathrm{m}} / \gamma_{\mathrm{m}} \tag{103}$$

$$\gamma_{\mathrm{m}} = \gamma_{\mathrm{mr}} / (S_0 / S_{0\mathrm{bd}})^{q_4} \tag{104}$$

ここに，γ_{mr} は，式(99)における $p = p_{\mathrm{r}}$ での値である。また，

$$S_{0\mathrm{bd}} = 1.0 \tag{105}$$

4.5 ダイレイタンシーの収縮的成分の定式化

式(12)におけるダイレイタンシーの収縮的成分 $\varepsilon_{\mathrm{d}}^{\mathrm{c}}$ は，収縮的ダイレイタンシーおよび膨張的ダイレイタンシーに共通してかかるパラメタ $r_{\varepsilon_{\mathrm{d}}}$，収縮的成分のみにかかるパラメタ q_1 を用いて，仮想塑性せん断ひずみ増分 $\mathrm{d}\gamma_{\mathrm{p}}^{(i)}$ に応じて，以下で与える。

$$\varepsilon_{\mathrm{d}}^{\mathrm{c}} = \varepsilon_{\mathrm{d}\eta^{*}}^{\mathrm{c}} + \varepsilon_{\mathrm{d}S_0}^{\mathrm{c}} \tag{106}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{d}\eta^{*}}^{\mathrm{c}} = -r_{\varepsilon_{\mathrm{d}}} q_1 \frac{\mathrm{M}D^{*}}{n_{\mathrm{E}}} S_{\eta}^{*} \tag{107}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{d}S_0}^{\mathrm{c}} = \int \mathrm{d}\varepsilon_{\mathrm{d}S_0}^{\mathrm{c}} \tag{108}$$

$$D^{*} = \frac{\lambda^{*} - \kappa}{\left(1 + e_{\mathrm{a}} \right) \mathrm{M}} \tag{109}$$

このダイレイタンシーの定式化は，柴田(1963)によるダイレイタンシー式の一般化に他ならない。

さて，これらの増分形は，以下のとおりである。

a)応力（$\mathrm{d}\eta^{*}$）型収縮的ダイレイタンシー：

$\mathrm{dS}_{\eta}' > 0$ の時：

$$\mathrm{d}\varepsilon_{\mathrm{d}\eta^{*}}^{\mathrm{c}} = -r_{\varepsilon_{\mathrm{d}}} q_1 D^{*} \left(\frac{\eta^{*}}{\mathrm{M}} \right)^{n_{\mathrm{E}}-1} \mathrm{d}\eta^{*} \tag{110}$$

$\mathrm{dS}_{\eta}' \le 0$ の時：

$$\mathrm{d}\varepsilon_{\mathrm{d}\eta^{*}}^{\mathrm{c}} = 0 \tag{111}$$

ここに，

$$S_{\eta}' = \left(\frac{\eta^{*}}{\eta_{\mathrm{us}}^{*}} \right)^{n_{\mathrm{E}}} \tag{112}$$

$$\mathrm{dS}_{\eta}' = \frac{\partial \mathrm{S}_{\eta}'}{\partial \eta^{*}} \mathrm{d}\eta^{*} + \frac{\partial \mathrm{S}_{\eta}'}{\partial \eta_{\mathrm{us}}^{*}} \mathrm{d}\eta_{\mathrm{us}}^{*} \tag{113}$$

$$\frac{\partial \mathrm{S}_{\eta}'}{\partial \eta^{*}} = \frac{n_{\mathrm{E}}}{\eta_{\mathrm{us}}^{*}} \left(\frac{\eta^{*}}{\eta_{\mathrm{us}}^{*}} \right)^{n_{\mathrm{E}}-1} \tag{114}$$

$$\frac{\partial \mathrm{S}_{\eta}'}{\partial \eta_{\mathrm{us}}^{*}} = -\frac{n_{\mathrm{E}}}{\eta^{*}} \left(\frac{\eta^{*}}{\eta_{\mathrm{us}}^{*}} \right)^{n_{\mathrm{E}}+1} \tag{115}$$

b)ひずみ（$\mathrm{d}\gamma$）型収縮的ダイレイタンシー：

正規圧密では，以下とする。

$$\mathrm{d}\varepsilon_{\mathrm{d}S_0}^{\mathrm{c}} = 0 \tag{116}$$

過圧密では，以下とする。

$\mathrm{dS}_{\eta}' > 0$ の時：

入れ子オプション指定の場合：

$$\mathrm{d}\varepsilon_{\mathrm{d}S_0}^{\mathrm{c}} = 0 \tag{117}$$

重ね合わせオプション指定の場合：

$$\mathrm{d}\varepsilon_{\mathrm{d}S_0}^{\mathrm{c}} = -r_{\varepsilon_{\mathrm{d}}} r_{\varepsilon_{\mathrm{d}}^{\mathrm{c}}} r_{S_0} r_{\mathrm{t}} \sum_{i=1}^{I} \mathrm{M}_{\mathrm{v}} \left| \mathrm{d}\gamma_{\mathrm{p}}^{(i)} \right| \Delta\omega \tag{118}$$

$\mathrm{dS}_{\eta}' \le 0$ の時：

いずれのオプションにも共通して，以下による。

$$\mathrm{d}\varepsilon^{\mathrm{c}}_{\mathrm{d}S_0} = -r_{\varepsilon_{\mathrm{d}}} r_{\varepsilon^{\mathrm{c}}_{\mathrm{d}}} r_{S_0} r_{\mathrm{t}} \sum_{i=1}^{I} \mathrm{M}_{\mathrm{v}} \left| \mathrm{d}\gamma^{(i)}_{\mathrm{p}} \right| \Delta\omega \tag{119}$$

なお，カクテルグラスモデルでは，液状化フロントパラメタ $S_0^* > S_{\mathrm{bi}} (= 0.8)$ の場合について，r_{S_0} にパラメタ q_1 を用いた補正項を入れているが，粘土の場合には，この補正に相当するものが，式(110)により与えられるので，この補正は必要がなく，パラメタ $r^{\mathrm{cmin}}_{S_0}$ を導入して，以下で与える。

$$r_{S_0} = \left(1 - r^{\mathrm{cmin}}_{S_0}\right)\left(S_0^*\right)^{q_2} + r^{\mathrm{cmin}}_{S_0} \tag{120}$$

4.6 限界状態でのダイレイタンシー

(1)正規圧密

正規圧密においては，逐次更新されていく限界状態面の基準圧力（$S_\eta^* = 0$ の時の限界状態面上の有効圧力）を，現在の限界状態圧力（の更新値）p_{us} および S_η^* を用いて，以下で定義する。

$$p_0^* = p_{\mathrm{us}} \exp\left(\frac{r_{\varepsilon_{\mathrm{dus}}}}{n_{\mathrm{E}}} \left(1 - r_K^*\right) S_\eta^* \right) \tag{121}$$

これを用いて，限界状態での有効圧比に相当する状態変数 S_{c} を，以下で定義する。

$$S_{\mathrm{c}} = p_{\mathrm{us}} / p_0^* \tag{122}$$

これを用いて，限界状態でのダイレイタンシーを，以下により与える。

a) $l_K > 1$ の場合：

$$\begin{aligned} &\varepsilon^{\mathrm{c}}_{\mathrm{d\,us}} + \varepsilon^{\mathrm{d}}_{\mathrm{d\,us}} = \varepsilon_{\mathrm{dus}} \\ &= \frac{1}{1 - l_K} \left(S_{\mathrm{c}}^{\,1 - l_K} - 1 \right) \varepsilon_{\mathrm{Lm0}}{}^* - \frac{n}{K_{\mathrm{f}}} \left(1 - S_{\mathrm{c}}\right) p_0^* \end{aligned} \tag{123}$$

ここに，

$$\varepsilon_{\mathrm{Lm0}}{}^* = p_0^* / K_{\mathrm{L0}}{}^* \tag{124}$$

$$K_{\mathrm{L0}}{}^* = K_{\mathrm{L0}} \left(\frac{p_0^*}{p_0} \right)^{l_K} \tag{125}$$

b) $l_K = 1$ の場合：

$$\varepsilon^{\mathrm{c}}_{\mathrm{d\,us}} + \varepsilon^{\mathrm{d}}_{\mathrm{d\,us}} = \varepsilon_{\mathrm{dus}} = \varepsilon_{\mathrm{m0}} \ln S_{\mathrm{c}} - \frac{n}{K_{\mathrm{f}}} \left(1 - S_{\mathrm{c}}\right) p_0 \tag{126}$$

(2)過圧密

Steady state でのダイレイタンシーは，その時の状態変数を S_{c} とする時，状態変数を，式(121)ではなく，解析初期の拘束圧力 p_0 を用いて，以下により定義する。

$$S_{\mathrm{c}} = p_{\mathrm{us}} / p_0 \tag{127}$$

これを用いて，限界状態でのダイレイタンシーを，以下により与える。

a) $l_K > 1$ の場合：

$$\begin{aligned} &\varepsilon^{\mathrm{c}}_{\mathrm{d\,us}} + \varepsilon^{\mathrm{d}}_{\mathrm{d\,us}} = \varepsilon_{\mathrm{dus}} \\ &= \frac{1}{1 - l_K} \left(S_{\mathrm{c}}^{\,1 - l_K} - 1 \right) \varepsilon_{\mathrm{m0}} - \frac{n}{K_{\mathrm{f}}} \left(1 - S_{\mathrm{c}}\right) p_0 \end{aligned} \tag{128}$$

ここに，$\varepsilon_{\mathrm{m0}}$ は，式(83)により与えられる。

b) $l_K = 1$ の場合：

$$\varepsilon^{\mathrm{c}}_{\mathrm{d\,us}} + \varepsilon^{\mathrm{d}}_{\mathrm{d\,us}} = \varepsilon_{\mathrm{dus}} = \varepsilon_{\mathrm{m0}} \ln S_{\mathrm{c}} - \frac{n}{K_{\mathrm{f}}} \left(1 - S_{\mathrm{c}}\right) p_0 \tag{129}$$

なお，正規圧密よりはじめて過圧密に反転した際には，上における圧力 p_0 に代えて，反転した際の圧力 p_{r}，$\varepsilon_{\mathrm{mr}}$ を用いる。

4.7 ダイレイタンシーの膨張的成分の定式化

以下の積分形を採用する。

$$\varepsilon^{\mathrm{d}}_{\mathrm{d}} = r_{\varepsilon_d} r^{\mathrm{d}}_{S_0} \sum_{i=1}^{I} \left[\left| \frac{\gamma^{(i)}}{\gamma_{\mathrm{v}}} \right| - \ln\left(1 + \left| \frac{\gamma^{(i)}}{\gamma_{\mathrm{v}}} \right| \right) \right] \gamma_{\mathrm{v}} m_{1\mathrm{v}} \Delta\omega \tag{130}$$

ここに，パラメタ $r^{\mathrm{dmin}}_{S_0}$，q_5 を導入して，

$$r^{\mathrm{d}}_{S_0} = \left(1 - r^{\mathrm{d\,min}}_{S_0}\right)\left(S_0^*\right)^{q_5} + r^{d\,\mathrm{min}}_{S_0} \tag{131}$$

デフォルト（$r^{\mathrm{d\,min}}_{S_0} = 1$）の場合は，現在（FLIP723版など）のカクテルグラスモデルの膨張的ダイレイタンシーに一致する。

以上の積分形の定式化に3章での微分を適用することにより，増分形が定式化される。本論文では，省略する。

5. 適用例

5.1 土要素としての挙動

ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の土要素としての基本的な挙動を検討するため，Fig.5に示すように，非排水せん断での初期の間隙比を同一とするように条件をそろえて，種々の過圧密比での非排水せん断を行った。

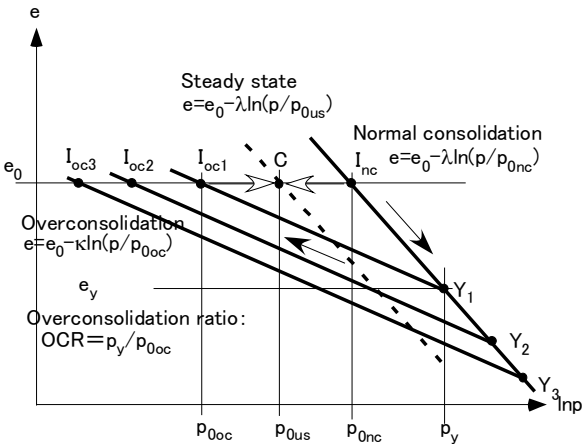


Fig.5 Conditions for the monotonic undrained shear test

過圧密比は，1, 2, 5, 20，解析初期の静止土圧係数 $K_0 = 0.65$ とし，粘性土の主なパラメタは，以下のとおりとした。

$\lambda = 0.245$，$\Lambda = 1 - \kappa / \lambda = 0.549$，$e_0 = 0.84$

$$D = \frac{\lambda - \kappa}{\mathrm{M}(1+e_0)} = 0.076, \quad \mathrm{M} = \frac{6\sin\phi'}{3-\sin\phi'} = 0.961$$

また，ひずみ空間多重せん断モデルに固有のパラメタ類は，$r_{\varepsilon_d^c} = r_{\varepsilon_{dus}} = q_1 = n_E = 1.0$，$q_6 = q_7 = \phi_e = 0$ などの標準値とした。結果は，Figs.6 and 7 のとおりとなった。

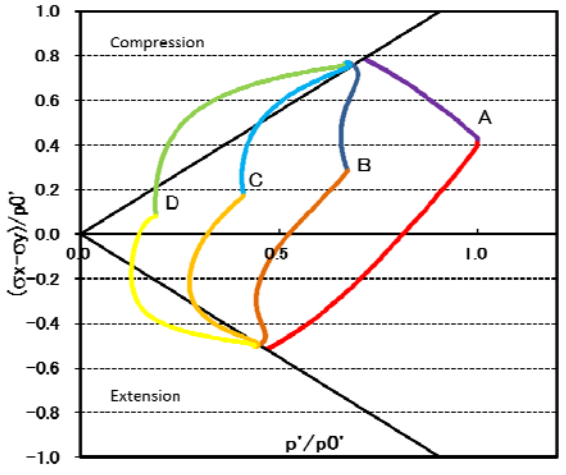


Fig.6 Computed stress path through strain space multiple mechanism model

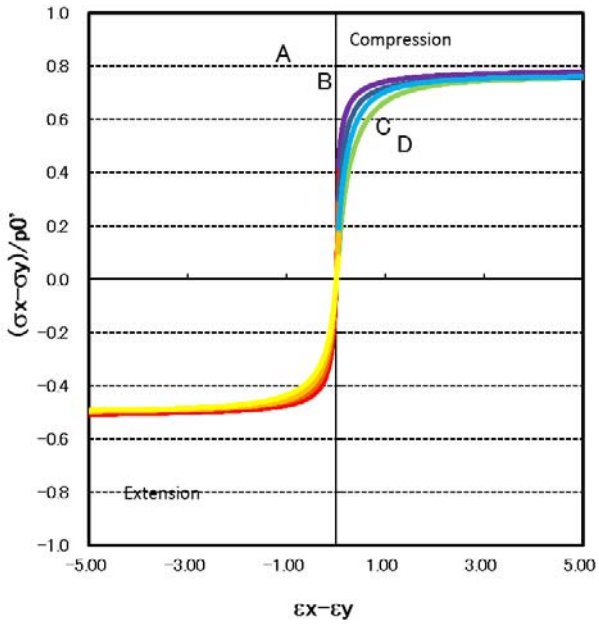


Fig.7 Computed stress strain through strain space multiple mechanism model

比較のため，同じ解析条件で，Sekiguchi-Ohtaモデル（1977）による粘性土の挙動解析を実施した。この解析では，コンピュータープログラムDACSAR（Iizuka and Ohta, 1987）を用いた。この結果は，Figs.8 and 9に示すとおりとなった。

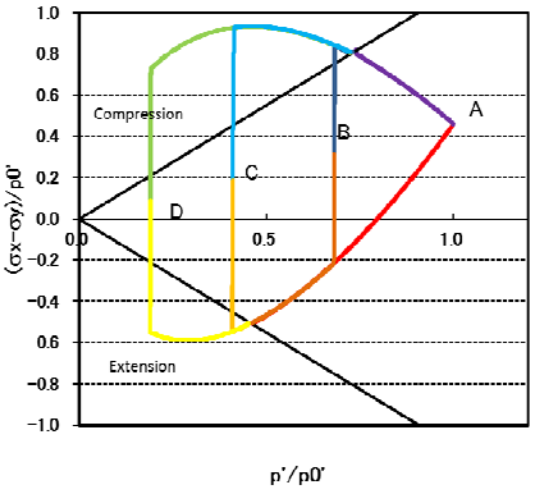


Fig.8 Computed stress path through Sekiguchi-Ohta model

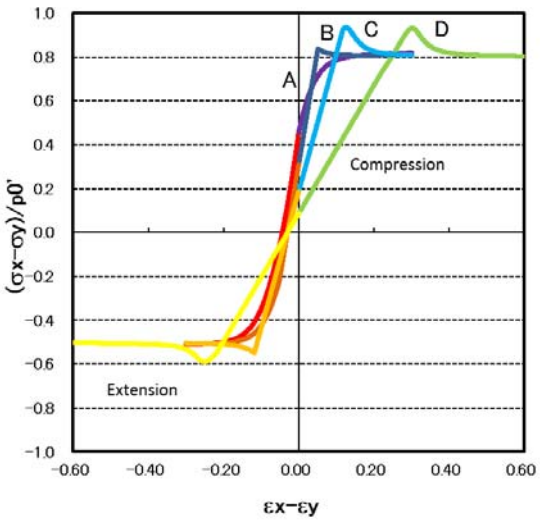


Fig.9 Computed stress-strain through Sekiguchi-Ohta model

いずれのモデルも限界状態はほぼ同じ応力点となり，初期の異方性を反映した結果が得られた。そこに至る途中の応力経路や応力ひずみ関係も，正規圧密状態からの非排水せん断では，両モデルで同様の結果となったが，過圧密状態からの非排水せん断では，それぞれのモデルの特徴が現れる結果となった。

5.2 粘土地盤の圧密解析

粘土地盤の圧密解析に対するひずみ空間多重せん断モデルの全体的な適用性の見通しを得るため，粘土地盤の圧密解析テストを実施した。対象とした事例は、地盤工学会(2005)による一斉解析用の例題（藤山, 杉江, 2005）であり, Fig.10 のような水平地盤に，盛土が建設され，これにより生じる水平地盤の圧密沈下を解析するものである。主な解析対象となる粘土層（AC2 層）のパラメタは，$\lambda = 0.596$，$\kappa = 0.272$，$e_a = 2.299$，$k = 7.33\times10^{-8} cm/s$，などである。圧密解析は，簡単のため，１次元水平成層地盤として行った。ひずみ空間多重せん断モデルによる解析結果は，Figs.11 and 12 のとおりとなり，最終沈下量も

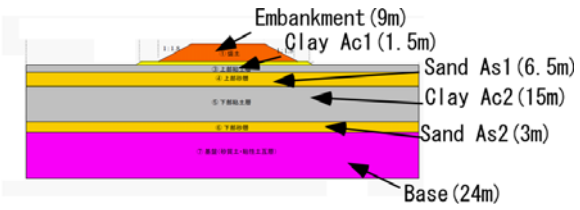


Fig.10 Cross section for consolidation analysis (after Fujiyama, Sugie, 2005, with modification)

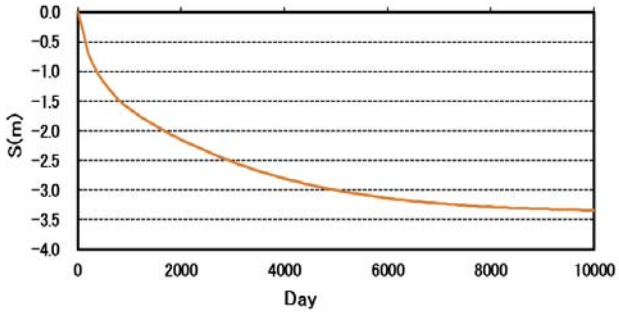


Fig.11 Computed settlement

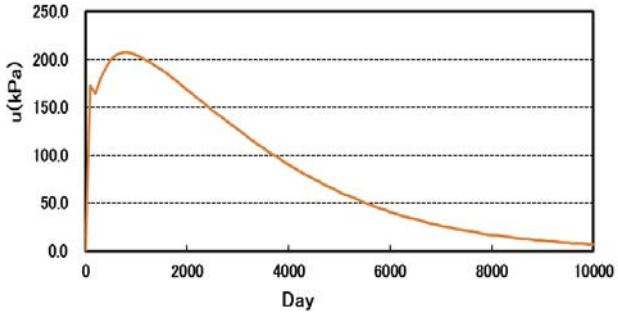


Fig.12 Computed excess pore water pressure in the middle of AC2 layer

地盤工学会で算定された値と整合するものとなり，本解析モデルの粘土地盤圧密解析への基礎的な適用性に関する見通しが得られた。

6. おわりに

本研究では，砂の力学モデルとしてのひずみ空間多重せん断モデルに，柴田(1963)による粘土のダイレイタンシーモデルとSekiguchi-Ohta（1977）による限界状態への初期異方性の影響を組み込むことにより，粘性系の挙動を解析する新たなモデルの定式化を示した。このモデルにより粘性土地盤の要素解析，圧密解析を行い，その適用性について，ある程度の見通しを得ることができた。今後は，粘性土の非排水繰返しせん断挙動の解析，砂と粘土の複合的な地盤の地震時挙動の解析など，複合的な問題への展開を予定している。

参考文献

柴田　徹(1963) : 粘土のダイラタンシーについて，京都大学防災研究所年報 6 号，pp.128-134

藤山哲雄，杉江茂彦（2005）：複数のFEMプログラムによる解析結果の比較と考察―軟弱地盤上における盛り土の圧密解析の場合－，土と基礎，Vol.53, No.8，pp.13-15

Iai S, Ozutsumi O. (2005): Yield and cyclic behaviour of a strain space multiple mechanism model for granular materials. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics; Vol.29, No.4, pp.417-442.

Iai S, Tobita T, Ozutsumi O, Ueda K. (2011): Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.35, No.3, pp.360-392.

Iizuka,A. and Ohta,H. (1987): A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplasic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, p.71-87.

Ohta H, Iizuka, A., Ohno, S. (2011): Constitutive Modelling for Soft Cohesive Soils, in Iai, S. (ed), Geotechnics and Earthquake Geotechnics towards Global Sustainability, Springer, pp.231-250

Sekiguchi, H., Ohta, H. (1977): Induced anisotropy and time dependency in clays, Constitutive equation of soils. Proc. Of the specialty session 9, 9th ICSMFE, Tokyo, pp.306-315

（論文受理日：2012年6月8日）

Consolidation Analysis of Clayey Ground through Strain Space Multiple Mechanism Model for Granular Materials

Susumu IAI

Synopsis

The strain space multiple mechanism model has been widely applied for earthquake response analysis of soil-structure systems, including liquefaction. Herein, the applicability of this model to the analysis of consolidation of clayey ground is studied. Primary difference in sand and clay is represented by the power index of confining pressure for tangential stiffness and the formulation of critical state (i.e. steady state in sand). The model is applied for consolidation of a clayey ground by setting the power index equal to unity with Shibata's (1963) dilatancy model for clay. The results indicate reasonable applicability of this model to consolidation analysis of clayey ground.

Keywords: clay, consolidation, constitutive equation, sand, multiple mechanism model

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

Application of the Generalized Scaling Law to Ground Settlements of Dry Sands

Tetsuo TOBITA, Sandra ESCOFFIER(1), Jean-Louis CHAZELAS(1), and Susumu IAI

(1) IFSTTAR (Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux), Nantes, France

Synopsis

To verify the generalized scaling law, dynamic centrifuge tests under two different centrifugal accelerations of 25 g and 50 g are conducted. The model ground constitutes of a flat dry sand layer. With the scaling law, a prototype ground is scaled down to 1/100. A sinusoidal input acceleration of frequency 1.0 Hz, maximum amplitude 0.5 g, and duration 14 sec in prototype scale is applied to the model ground. Each model is exposed to the identical input motion sequentially 10 times. In total nine accelerometers are installed in the model. Surface settlements are measured by laser displacement transducers. Settlements at three different depths (300, 200 and 50 mm – model scale - from the surface) are measured by settlement gauges. Measured settlements after the initial shake in prototype scale show agreements between the two models when the intensity of shaking is nearly identical.

Keywords: centrifuge modelling, scaling law, dynamic, dry sand

1. Introduction

Demands for physical model testing of large proto-types are increasing. To resolve such demands and restrictions, Iai et al. (2005) generalized the scaling law by combining the scaling law for centrifuge testing with the one for 1-g dynamic-model testing. They call it the "generalized scaling law" in dynamic centrifuge modelling. Tobita et al. (2011) investigated its applicability with a flat saturated sand bed. They conducted a series of centrifuge model tests to verify and find issues on the generalized scaling law under the scheme of the modelling of models technique. They encountered some difficulty in scaling of displacement, because scaling factor of displacement becomes relatively large and, therefore, precise measurement of displacement is required. Thus in this study, the applicability of the generalized scaling law, in particular, the scaling law of displacement is investigated through the measurement of settlement of dry sand deposit after shaking.

1.1 Brief review of the generalized scaling law

Scaling factors for physical model tests can be introduced in general forms by choosing a set of basic physical properties to be independent and deriving the scaling factors for other properties via governing equations of the analysed system. In the concept of the generalized scaling law, a model on a shaking table in a geotechnical centrifuge is considered to be a small-scale representation of a 1-g shaking-table test. Figure 1 visualizes this concept by introducing a virtual 1-g model to which the prototype is scaled down via a similitude for 1-g shaking-table tests (Iai, 1989). The virtual 1-g model is subsequently scaled down by applying a similitude for centrifuge tests to the actual physical model. In this way, the geometric scaling factors

applied in 1-g tests (μ) [row (1) of Table 1] can be multiplied with those for centrifuge tests (η) [row (2) of Table 1], resulting in much larger overall scaling factors λ=μη [row (3) of Table 1].

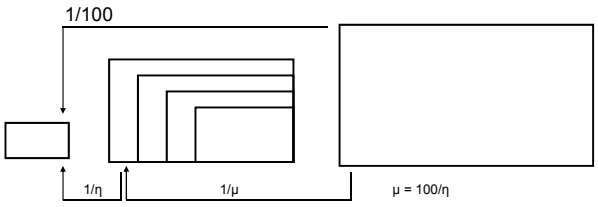


Figure 1. Relationship among prototype, virtual 1G model and centrifuge model for the case of scaling factor of 1/100 (λ=μη=100)

Table 1. Scaling factors in physical model testing (Iai, 1989, Iai, et al. 2005)

	(1) Scaling factors for 1g test	(2) Scaling factors for centrifuge test	(3) Generalized scaling factors
Length	μ	η	μη
Density	1	1	1
Time	$\mu^{0.75}$	η	$\mu^{0.75}\eta$
Frequency	$\mu^{-0.75}$	1/η	$\mu^{-0.75}/\eta$
Acceleration	1	1/η	1/η
Velocity	$\mu^{0.75}$	1	$\mu^{0.75}$
Displacement	$\mu^{1.5}$	η	$\mu^{1.5}\eta$
Stress	μ	1	μ
Strain	$\mu^{0.5}$	1	$\mu^{0.5}$
Stiffness	$\mu^{0.5}$	1	$\mu^{0.5}$
Permeability	$\mu^{0.75}$	η	$\mu^{0.75}\eta$
Pore pressure	μ	1	μ
Fluid Pressure	μ	1	μ

2. Dynamic centrifuge tests on flat loose dry sand deposit

To investigate the applicability of the generalized scaling law described above, a series of dynamic tests was conducted following the principle of "modelling of models." This technique was introduced by Schofield (1980) to assess the behaviour of a prototype through repetition of the test at different scales and comparison of the results in prototype scale. In the present study, without changing the actual size of the physical model but varying the virtual 1-g dimension, the overall scaling factor (λ=μη=100) is kept constant (Fig. 1). Here, it is set to a fixed value comprising different combinations of the scaling factors for 1-g model testing, μ, and centrifuge testing, η. Table 2 lists the applied geo-metric scaling factors as well as frequencies and amplitudes of the input motions employed in the study. As shown in Table 2, the scaling factors of dis-placement are relatively larger than the other physical quantities (200 in 25 g and 141.42 in 50g). This fact demands precise measurements in displacement. In total 5 tests [3 tests in 25 g (25 g_1, 25g_2, and 25g_3) and 2 tests in 50 g (50g_1 and 50g_2)] are conducted. In what follows, units are in prototype unless otherwise specified.

2.1 Test setup

A series of dynamic tests under two different centrifugal accelerations of 25 g and 50 g are conducted with the geotechnical centrifuge (arm length=5.0 m) at the IFSTTAR (Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux), Nantes, France. The model ground constitutes of a flat dry sand layer, which is constructed with airpluviation method (pluviation height=0.6 m, slot width=4 mm) to form the relative density of 50% of the Fontainebleau sand NE34 (e_{min}=0.545, e_{max}=0.866). With the scaling law, a prototype ground is scaled down to 1/100. The flexible ESB (equivalent shear beam) box whose inside dimension is 800 (W) x 400 (H) x 340 (D) (mm) in model scale is employed (Fig. 2). A sinusoidal input acceleration of frequency 1.0 Hz, maximum amplitude 0.5 g, and duration 14 sec is applied to the model ground. Each model is exposed to the identical input motion sequentially 10 times in order to increase the number of measurements.

In total nine accelerometers are installed in the model (Fig. 2). Surface settlements are measured by laser displacement transducers. Settlements at three different depths (300, 200 and 50 mm – model scale - from the surface) are measured by settlement gauges, which are made of a plate, and a rod connected to potentiometers.

Settlement gauges are carefully placed at the specified depth (Fig. 2) with fishing strings. The

PVC plates without attaching the potentiometers are in-stalled for comparison purposes. Three potentiometers are mounted after completing model ground.

Table 2. Test cases and scaling factors used in the present study

	Case 1	25 G		Case 2	50 G	
Quantity	scaling factor 1g test	scaling factor centrifuge test	generalized scaling factors	scaling factor 1g test	scaling factor centrifuge test	generalized scaling factors
Length	4.00	25.00	100.00	2.00	50.00	100.00
Density	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Time	2.83	25.00	70.71	1.68	50.00	84.09
Frequency	0.35	0.04	0.01	0.59	0.02	0.01
Acceleration	1.00	0.04	0.04	1.00	0.02	0.02
Velocity	2.83	1.00	2.83	1.68	1.00	1.68
Displacement	8.00	25.00	200.00	2.83	50.00	141.42
Stress	4.00	1.00	4.00	2.00	1.00	2.00
Strain	2.00	1.00	2.00	1.41	1.00	1.41
Stiffness	2.00	1.00	2.00	1.41	1.00	1.41
Permeability	2.83	25.00	70.71	1.68	50.00	84.09
Pore pressure	4.00	1.00	4.00	2.00	1.00	2.00
Fluid Pressure	4.00	1.00	4.00	2.00	1.00	2.00

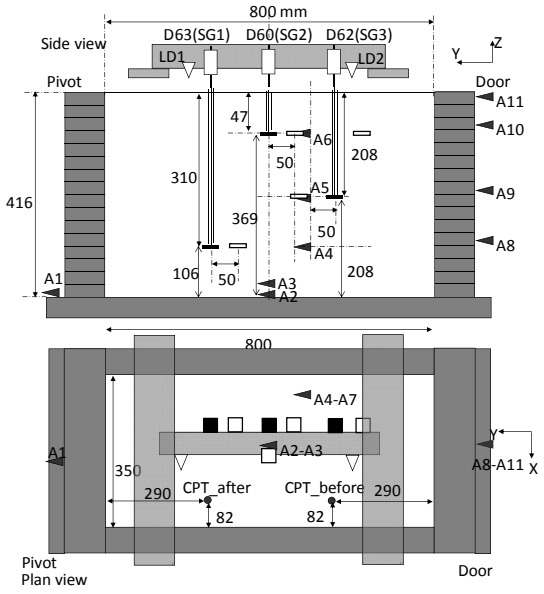


Figure 2. Schematic view and sensor location of the model

3. Response of the model grounds

3.1 Input and ground acceleration

As shown in Fig. 3, nearly identical input accelerations are given to the model ground. Figure 4 summarizes intensity of input motion in the form of Ari-as intensity (Arias 1970) for all the cases employed in the present study. As shown in Fig. 4, at all the shaking, the intensity is almost identical, except for the first 4 cases in 50 g tests. This variation may be due to the instability of shake table control. As explained later, this small variation might cause smaller ground settlements in the case of 50g_1.

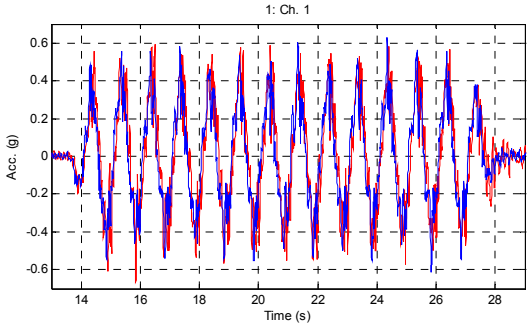


Figure 3. Time histories of input acceleration in prototype scale (red 25g_1, blue 50g_1)

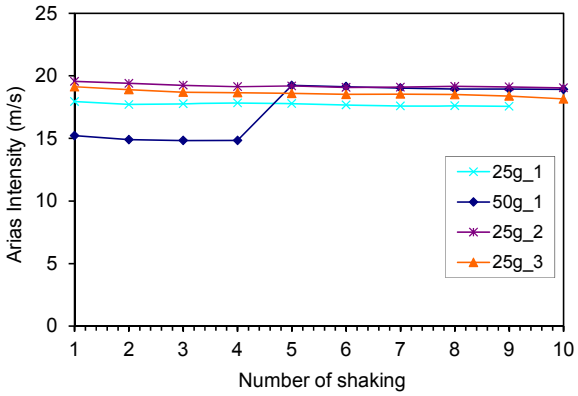


Figure 4. Arias intensity of the recorded input acceleration in prototype scale

3.2 Penetration resistance

Before the initial shaking and after the 10th shaking, resistance of the model ground was measured by the miniature penetrometer. As shown in Fig. 5(a), penetration resistance in depth under 50 g in model scale is, as it is expected, larger than that of 25 g. While in prototype scale [Fig. 5(b)], they approach each other and the curve of 25 g becomes slightly larger. This clearly shows that the generalized scaling law works correctly for the scaling of penetration resistance.

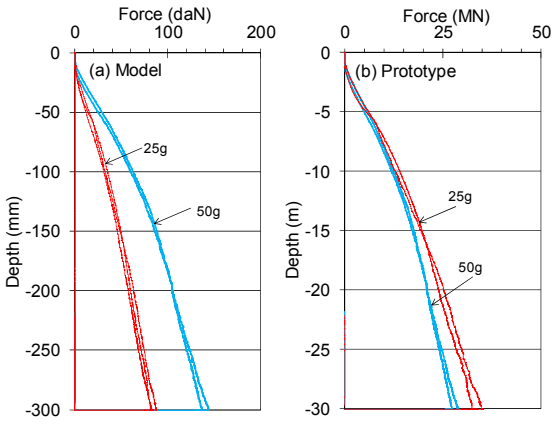


Figure 5. Penetrometer resistance before the initial shaking in model scale (a) and prototype scale (b).

3.3 Ground settlements

Ground settlements at the ground surface are measured by laser displacement transducers, and those in the ground are by settlement gauges. Before shaking, the ground is consolidated by applying the specified centrifugal accelerations consecutively 3 times to stabilize the ground and the stabilization was con-firmed.

Amounts of settlements after each shaking are summarized in Fig. 6. If the generalized scaling law works correctly, those curves in prototype scale should be identical. Results show [see Fig. 6(a)], for example, after 10th shaking, the ground settlement is about 2,800 mm (50 g) and 3,400 mm (25 g). As number of shaking increases, the difference of settlements between 25 g and 50 g seems to be increasing. However, at the initial shaking [see Fig. 6(b)], the amount of settlements is about 900 to 1,100 mm, variation of difference in settlement between 25 g and 50 g is much smaller than those after 2nd shaking. Thus, in what follows, settlements after the 1st shaking are investigated in detail.

Figure 7 compares settlements of all the sensors recorded after the 1st shaking for all cases. As mentioned earlier that due to the variation of input intensity, case 50g_1 had lower and case 50g_2 had slightly larger intensity of shaking. This trend is found in the amount settlement shown in Fig. 7. Considering that the intensity of case 50g_2 is close to the ones in 25 g, the amount of settlement in prototype scale seems to be matching quite well.

Scaling factor of settlements (displacement) is as large as 200 for 25 g and 141 for 50 g. In each case, it is possible to have minor variation in constructing the model ground, in sensor setups, and in the input accelerations. Those minor variations may cause large difference in results.

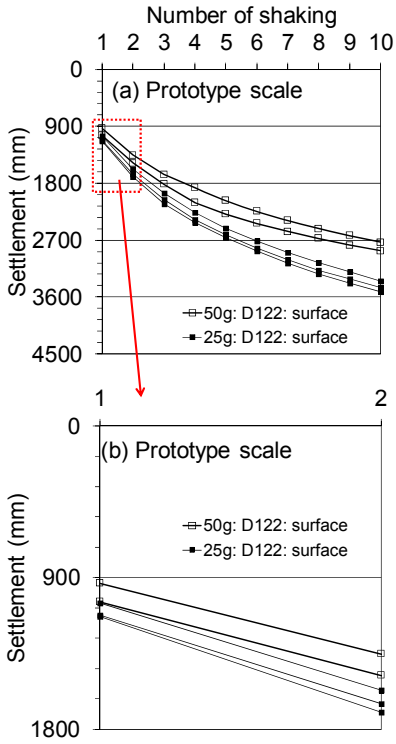


Figure 6. Cumulative settlements after each shaking in prototype scale: (a) number of shaking 1 to 10, (b) enlarged section for the number of shaking 1 to 2.

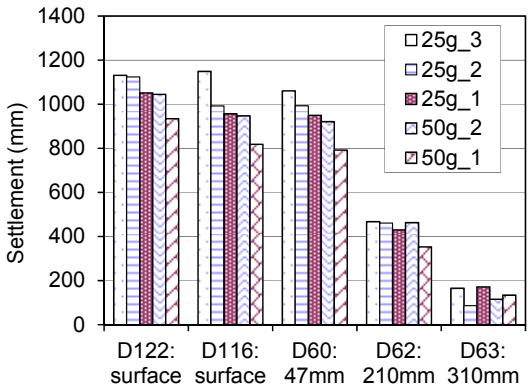


Figure 7. Summary of settlements measured in all the test cases in prototype scale

4. Conclusions

To examine the applicability of the generalized

scaling law, a series of dynamic tests under two different centrifugal accelerations of 25 g and 50 g were conducted. The model ground constituted of a flat dry sand layer. A prototype ground and input accelerations were scaled down to 1/100 according with the scaling law. A sinusoidal input acceleration of frequency 1.0 Hz, maximum amplitude 0.5 g, and duration 14 sec in prototype scale was applied to the model ground. Each model was exposed to the identical input motion sequentially 10 times. Measured settlements after the initial shake in prototype scale showed agreements between the two models when the intensity of shaking was nearly identical.

Acknowledgements

The first author gratefully acknowledges the support of DPRI, Kyoto University through the "Institutional Program for Young Researcher Overseas Visits" provided by JSPS (Japan Society for the Promotion of Science) for his stay in IFSTTAR, Nantes, France from July to December in 2011.

References

Arias, A. (1970): A Measure of Earthquake Intensity. R.J. Hansen, ed. Seismic Design for Nuclear Power Plants, MIT Press, Cambridge, Massachusetts, pp. 438-483.

Iai, S. (1989): Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field. Soils and Foundations, Vol. 29, No. 1, pp. 105–118.

Iai, S., Tobita, T. & Nakahara, T. (2005): Generalized scaling relations for dynamic centrifuge tests. Géotechnique, Vol. 55, No. 5, pp. 355–362.

Schofield, A. N. (1980): Cambridge geotechnical centrifuge operations. Géotechnique, Vol. 30, No. 3, pp. 227–268.

Tobita, T., Iai, S., von der Tann, L., and Yaoi, Y. (2011): Application of the generalised scaling law to saturated ground, International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol. 11, No. 4, pp. 138-155.

(Received June 8, 2012)

乾燥砂地盤における沈下挙動に対する拡張型相似則の適用性

飛田哲男・Sandra ESCOFFIER [(1)]・Jean-Louis CHAZELAS[(1)]，井合進

[(1)]フランス中央土木研究所

要　旨

遠心場において拡張型相似則の検証を行う。着目したのは乾燥砂地盤の振動による沈下量である。同相似則の適用性の確認は、測定された各物理量の実物スケール換算値が全実験ケースで一致することをもってなされる。模型地盤はフォンテーヌブロー砂による水平成層乾燥砂地盤(Dr=40%)であり，加速度計10台とレーザー式変位計1台および沈下計3台を設置した。実験は模型縮尺を1/100とし、25gと50gの遠心場における地盤の挙動を計測した。実験ケースは，全5ケースである。各ケースにおいて，正弦波加振を10回行った。また，加振前と10回の加振後に貫入抵抗の計測を行った。入力加速度については，Arias Intensityを計算し，プロトタイプスケールでほぼ一様な入力がなされていることを確認した。地表面の沈下量について，加振第1回目の実物換算値は全ケースで約900㎜となり，同相似則の適用性が確認できた。

キーワード:遠心模型実験，相似則，動的試験，乾燥砂

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

新遠心力載荷装置の振動特性に関する詳細調査

冨阪和秀・井合進・飛田哲男

要　旨

京都大学防災研究所の遠心力載荷装置は2年前に更新を行った。更新によりアームの剛性を強化し，振動台駆動時に加振周波数50 Hz付近でアームが共振する問題を解消した。しかし，更新後の装置について，実験者からプラットフォームの剛性不足，新規に導入したプラットフォーム固定方式の欠陥，振動台から上下動が発生しているとの指摘があった。これらの問題を改善するために，昨年再度装置の改修を行った。改修によりプラットフォームを再度更新し，固定方式についても改造を行った。本調査では，更新したプラットフォームおよび振動台やアームに加速度計を設置し，振動台の加振試験を行い，振動特性を調査した。その結果，プラットフォームの剛性不足が改善したことを確認した。また，振動台で発生していた上下動は，プラットフォームの固定，DITHERと呼ばれる振動台の制御信号，振動台の機械的構造が主な原因であることがわかった。

キーワード: 遠心力載荷装置，プラットフォーム，振動台，振動特性，上下動

1. はじめに

京都大学防災研究所の遠心力載荷装置は，設置から約 24 年経過している。この間，研究の発展と共に動的試験用振動台の開発（北ら，1989），無線通信を利用した多チャンネルの計測システムの開発（井合ら，2004）など実験設備の機能充実を図ってきた。

しかし，遠心力載荷装置のアームの固有振動数が実験データの解析時に重要となる 50 Hz 付近であることが近年になって判明した。50 Hz 付近の周波数を含む入力波で振動台を加振させるとアームが共振してしまい，目的とする加振条件で実験土槽を振動させることができていないことがわかった。また，スリップリングの老朽化に起因して配電不良が起こり，振動台の駆動源である油圧ポンプの作動不良を引き起こすなど実験進行の阻害だけでなく実験者への安全面に関わる不具合も発生していた。そのため 2 年前に装置の全面的な更新を行った。更新によりアームの剛性が強化された結果，アームの固有振動数が 100～110 Hz となり，50 Hz 付近で共振が発生する問題は解消した。

その後，実験者の装置利用により，改修したプラットフォームおよび振動台の挙動に関して以下のような指摘があった。

（１）更新したプラットフォームの側壁は設計段階の見込みよりも剛性が低く，剛性を維持するための補強を施す処置が取られた。その結果，施した補強が実験準備時の土槽設置作業を困難にし，実験土槽を新規製作する際に形状を制限してしまうことになった。また，プラットフォームの剛性不足は将来的に故障の要因となることが懸念される。

（２）更新によりプラットフォームを固定する方式を採用し，プラットフォームとアームの接合部である回転軸の弾性変形を利用して，遠心力載荷装置の回転時 30 G で，アームの先端へ着座し，遠心力によってプラットフォームを押え付けて固定する着座固定方式を導入したが，プラットフォームの剛性不足もあって着座が不完全であることが判明した。そのため振動台駆動時にプラットフォームが動いているとの指摘があった。

（３）動的実験時に振動台上で加振方向に対して鉛直方向に振動が発生しているとの報告があった。

これらの不具合を改善するために，昨年プラットフォームの更新を再度行い，剛性を強化した。固定方法も着座方式を廃止し，プラットフォームを油圧式シリンダによって両側から押さえつけて固定する機械式に改造した。

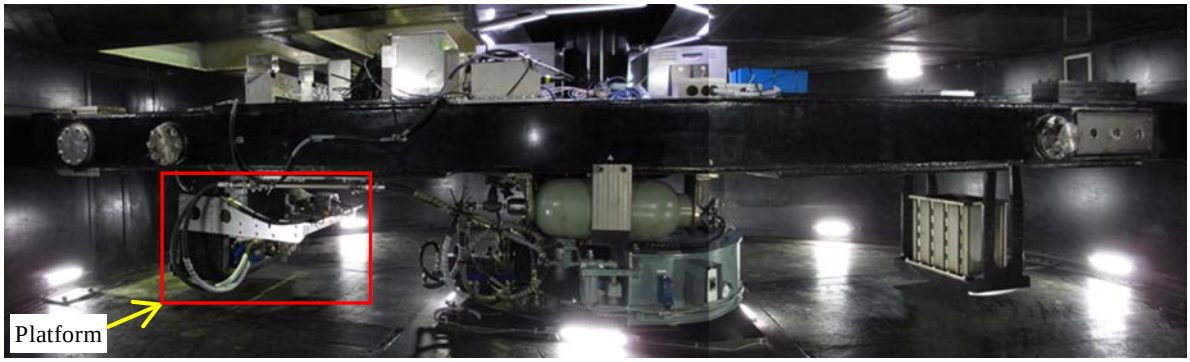
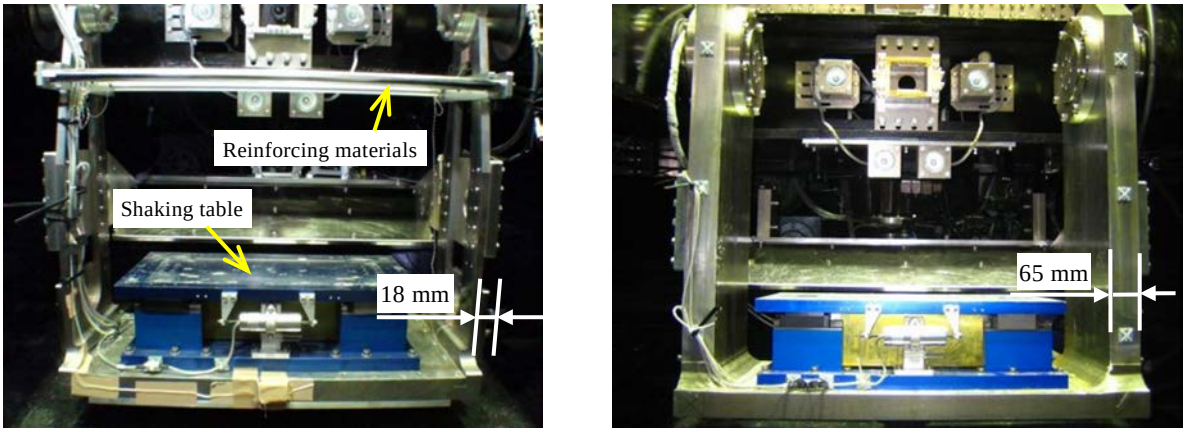
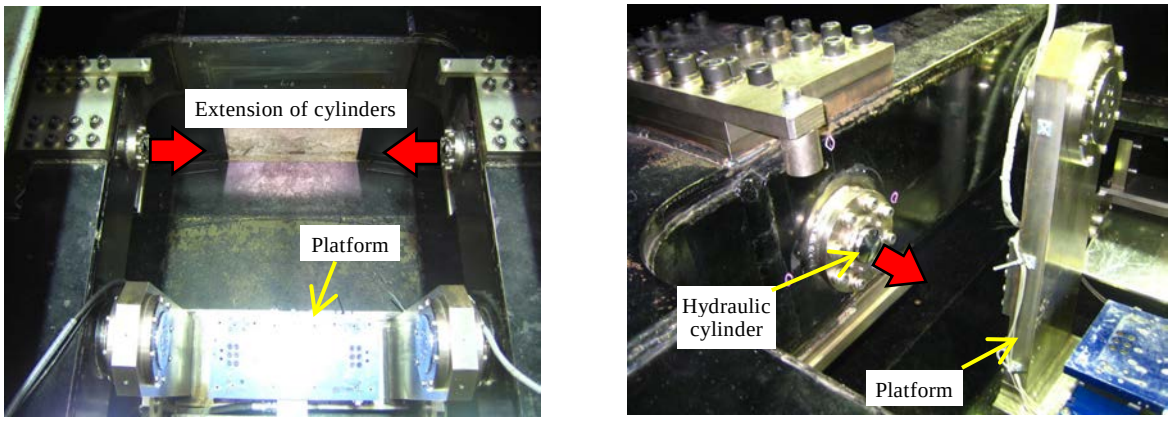


Photo 1 Side view of new geotechnical centrifuge at DPRI



(a) Before renewal　　(b) After renewal

Photo 2 Comparison between before and after renewal of platform



(a) Top view of platform　　(b) Closeup of new fixed mechanism

Photo 3 New fixed mechanism of platform

本調査では，更新したプラットフォーム，振動台，アームの振動特性を明らかにするために，装置の各所に加速度計を設置し，振動台の加振試験を行って調査したので結果を報告する。

2. プラットフォームの改修

プラットフォーム改修後の遠心力載荷装置をPhoto 1に示す。プラットフォームは写真の矢印で示す部分である。Photo 2はプラットフォームを正面から見たもので，プラットフォーム底面に振動台を搭載し，実験時には振動台上に土槽を設置して動的実験を行う。Photo 2 (a)は改修前，Photo 2 (b)は改修後のプラットフォームである。改修前はプラットフォーム側壁の部材厚が18 mmと薄かったために，剛性が低く写真に示すような補強部材を取付けていたが，改修後は部材厚が65 mmとなり，底面と側壁の部材を溶接により一体化させて剛性を強化したため，補

強部材は取り除いている。

プラットフォームの固定はPhoto 3に示すように，回転時にプラットフォームがアームに対して水平になった段階（30 G）で，アームから伸びた油圧シリンダがプラットフォームの両側面を押すことによって固定する機構となった。

3. 振動特性の調査

遠心力載荷装置のプラットフォームとアームはスプラインという回転軸を介して接合されている。動的実験時に振動台が発する振動はプラットフォームに伝わり，回転軸とプラットフォーム固定用の油圧シリンダを通じてアームに伝わる。そのためプラットフォームやアームが，振動台から発生する振動と共振すると，振動台に入力した波形とは異なった振動が土槽に対して入力されることになる。

したがって，改修後のプラットフォームおよびアームの振動特性を調査することは重要である。

3.1 調査の概要

調査は振動台，プラットフォーム，アームに加速度計（SSK社製：A6H-50）を設置し，振動台駆動時の加速度を計測した。Fig. 1に加速度計の設置個所（Acc 1～Acc 5）を示す。振動台加振方向の水平動の計測（以後，計測値を水平加速度と呼ぶ）は，振動台天板（Acc 1）プラットフォーム底面（Acc 2），アームの先端（Acc 3）の3ヶ所，加振方向に対して鉛直方向の上下動の計測（以後，計測値を鉛直加速度と呼ぶ）は，振動台天板の左端（Acc 4），右端（Acc 5）の2ヶ所である。

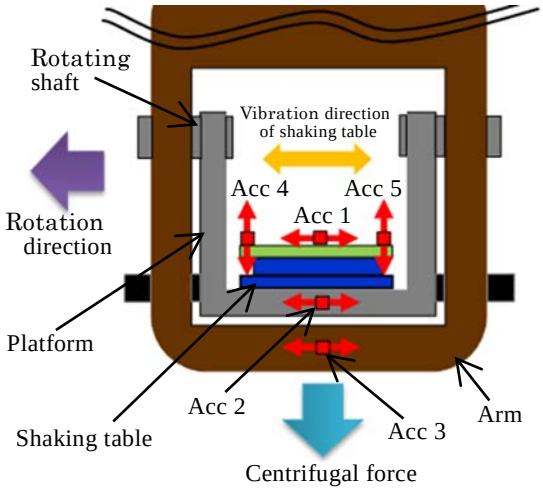


Fig. 1 Arrangement of accelerometers

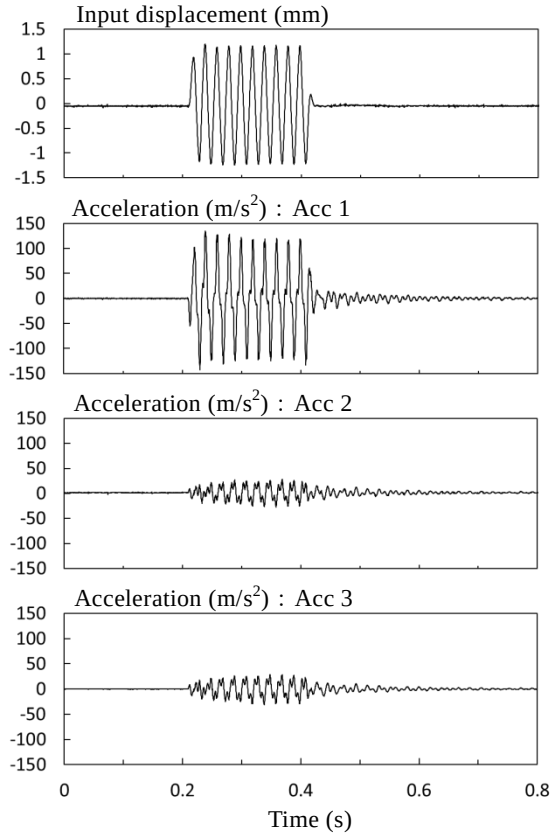


Fig. 2 Results of centrifuge tests before renewal of platform by sine wave input: frequency of 50 Hz, amplitude of 1 mm, wave number of 10

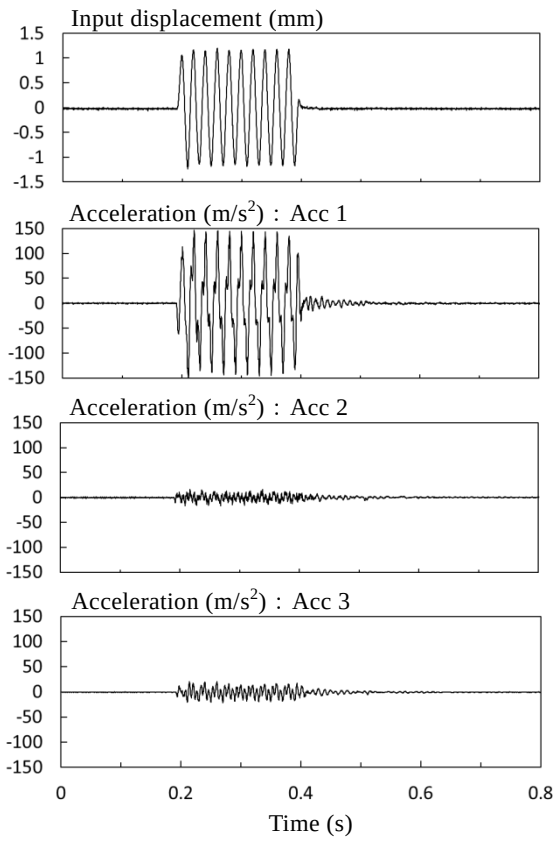


Fig. 3 Results of centrifuge tests after renewal of platform by sine wave input: frequency of 50 Hz, amplitude of 1 mm, wave number of 10

計測は実際の実験状況に近い状態で行うことが望ましいため，重量74 kg（土槽＋砂＋水）のダミー土槽を振動台に設置し，50 Gの遠心場で行った。

振動台の加振条件として，入力波形は正弦波（振動数10～200 Hz：10～100 Hzは5 Hz刻み，100～200 Hzは10 Hz刻み，振幅1 mm，波数10）および地震波（臨界波，八戸波，JMA神戸波，JR鷹取波，ホワイトノイズ）を使用した。

3.2　調査結果

振動台加振試験によって得られた各計測点の加速度をプラットフォームの改修前後で比較する。また，フーリエスペクトルによる比較も行う。

改修前後の比較を行うために，改修前の記録として残っている正弦波（入力振動数50 Hz，振幅1 mm，波数10）の記録で比較を行った。Fig. 2に改修前，Fig. 3に改修後の計測結果を示す。グラフは，上から順に振動台の変位，振動台の水平加速度（Acc 1），プラットフォーム底面の水平加速度（Acc 2），アームの先端の水平加速度（Acc 3）である。それぞれ比較すると，プラットフォーム（Acc 2）やアーム（Acc 3）では改修後の加速度が小さくなっていることがわかる。

改修後の振動台の上下動について，前述の正弦波入力による計測結果をFig. 4に示す。鉛直加速度の最大値は水平加速度（Fig. 3：Acc 1）の約50 %程度の大きさに達している。

次に地震波による計測結果の1例として，臨界波入力の計測結果をFig. 5に示す。鉛直加速度（Acc 4, Acc 5）の最大値は水平加速度（Acc 1）とほぼ同じ値を示している。

これらの結果（Fig. 3～Fig. 5）をフーリエスペクトルで表す。Fig. 6に正弦波，Fig. 7に臨界波のフーリエスペクトルを示す。正弦波（Fig. 6）について，振動台天板（Acc 1）では入力振動数の50 Hzで大きなピークが現れているが，上下動（Acc 4, Acc 5）では150 Hzや550 Hz付近で値が大きくなっている。臨界波（Fig. 7）では，全ての計測点において550 Hz付近でピーク値がみられ，上下動（Acc 4, Acc 5）では値が特に大きくなっている。

3.3　上下動に関する考察

Fig. 4，5より，振動台で発生している上下動の鉛直加速度（Acc 4，Acc 5）は，振動台天板の水平加速度（Acc 1）と値がほぼ同じである。Fig. 8 (a) は臨界波の水平加速度（Fig. 5 : Acc 1）の一部分を拡大したもので，Fig. 8(b) は鉛直加速度（Fig. 5 : Acc 4, Acc 5）の一部分を拡大して左端（Acc 4）と右端（Acc 5）の波形を重ね合わせたものである。

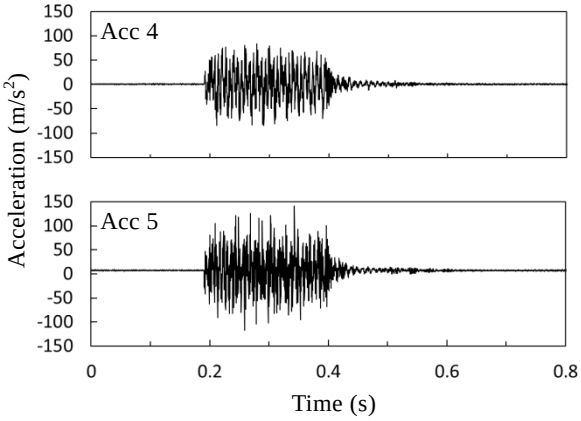


Fig. 4 Results of shaking table vertical motion by sine wave input: frequency of 50 Hz, amplitude of 1 mm, wave number of 10

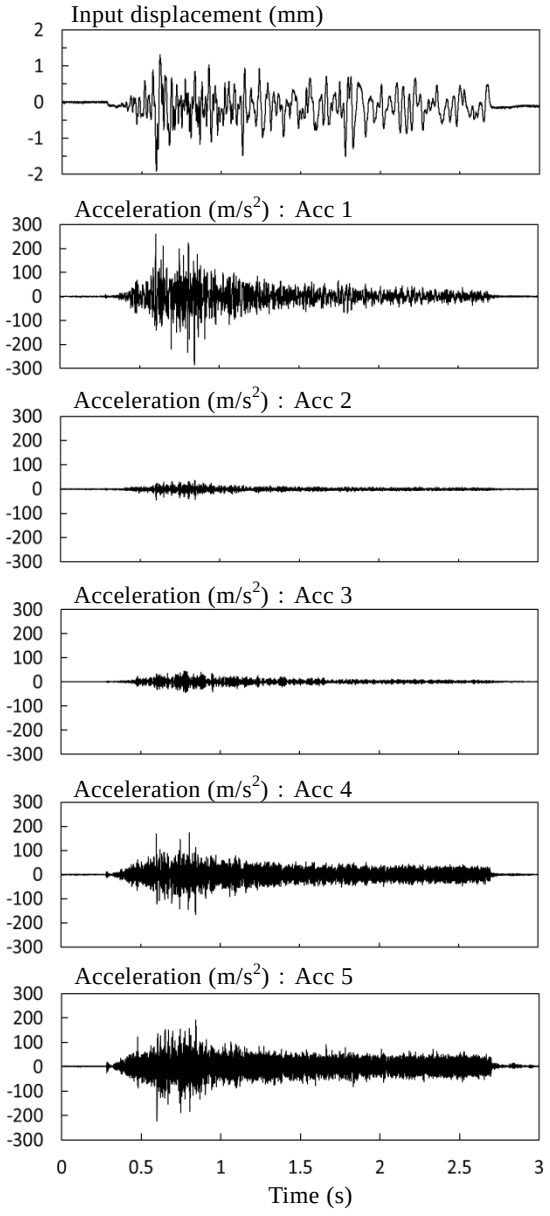


Fig. 5 Results of centrifuge tests by Rinkai wave input

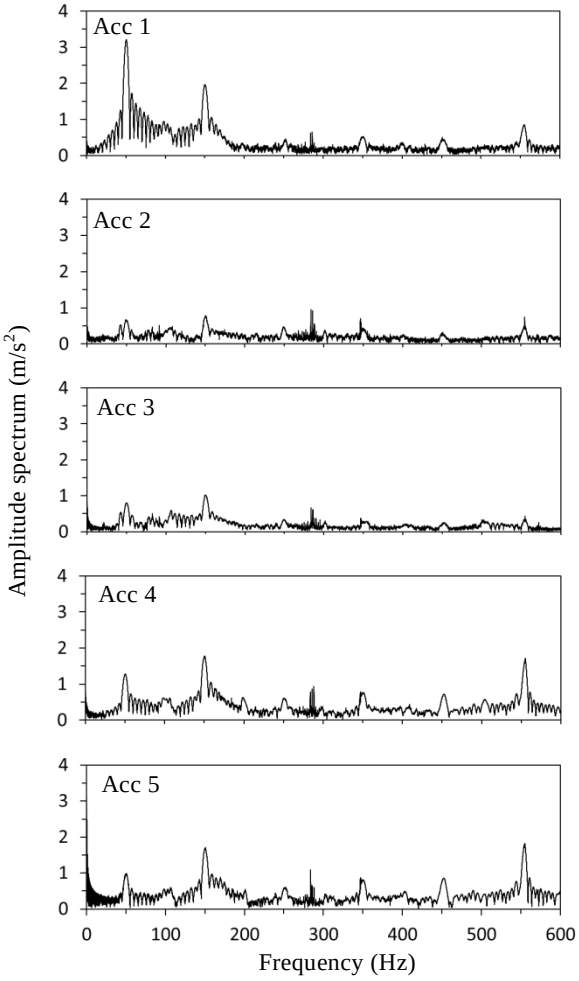


Fig. 6 Amplitude spectrum computed from test results by sine wave input: frequency of 50 Hz, amplitude of 1 mm, wave number of 10

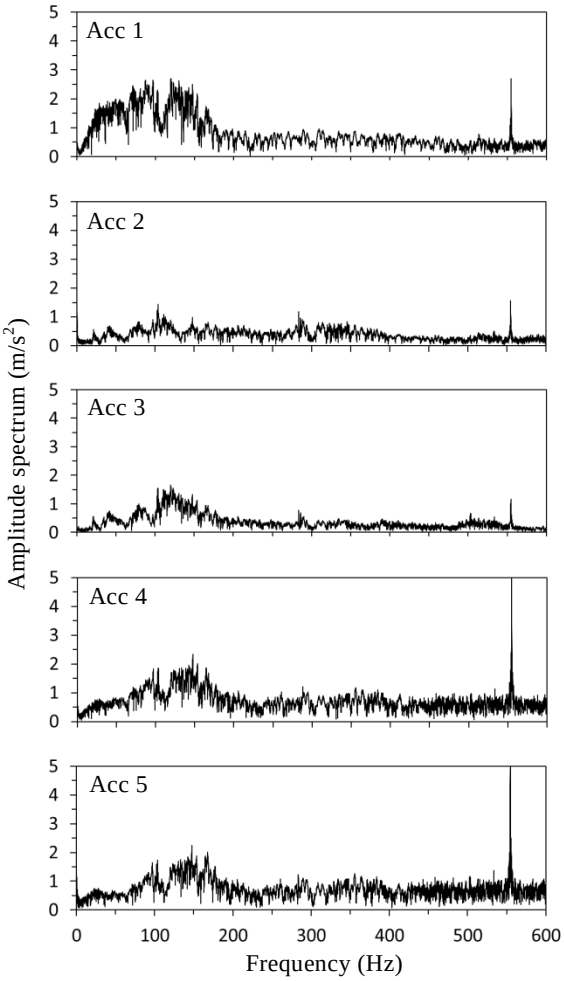


Fig. 7 Amplitude spectrum computed from test results by Rinkai wave input

Fig. 8 (b) より，両端の上下動は逆位相で振動していることがわかる。これは振動台の天板が，振動台駆動時にスライドするために用いられているリニアガイドのガタが原因の一つと考えられる。すなわち振動台を構成する機械部品の構造的な要素が原因であると推測される。

また，Fig. 8 (a) の水平加速度が大きくなったときに，Fig. 8 (b) の鉛直加速度も大きくなっていることがわかる。これは計測に用いた加速度計が，計測方向に対して鉛直方向の加速度成分も，多少は検知するという特性を持つためである。この特性についてはメーカーに確認済みである。

プラットフォームの改修により，改造された機械式の固定方式がプラットフォームや振動台の振動特性に何らかの影響を与えていることも考えられる。

フーリエスペクトル（Fig. 6, 7）から，550 Hzでピークが表れることがわかったが，これは振動台を制御するためのDITHERと呼ばれる信号の周波数設定値である。

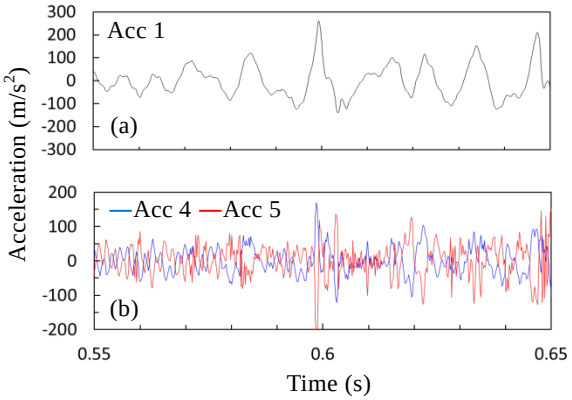


Fig. 8 The enlargement of test results (Fig. 5) : (a) Acc 1, (b) Acc 4 and Acc 5

DITHER信号とは，振動台のサーボ弁の駆動特性を改善するための信号で，550 Hzの周波数をもつ電流

を制御信号電流に加えることで案内弁部のスプールを振動させる。その結果，サーボ弁の非線形性を改善し，案内弁の静摩擦を軽減してシステリシスを少なくすることができるものである。

Fig. 7より550 Hzで水平動（Acc 1）よりも上下動（Acc 4, Acc 5）のピーク値が高くなっているが，なぜDITHER信号が上下動の発生原因となるのか現時点ではわかっていない。

Table 1 Test cases

Case No.	Fixation of platform	DITHER signal
0	Fixed	On
1	Not fixed	On
2	Fixed	Off
3	Not fixed	Off

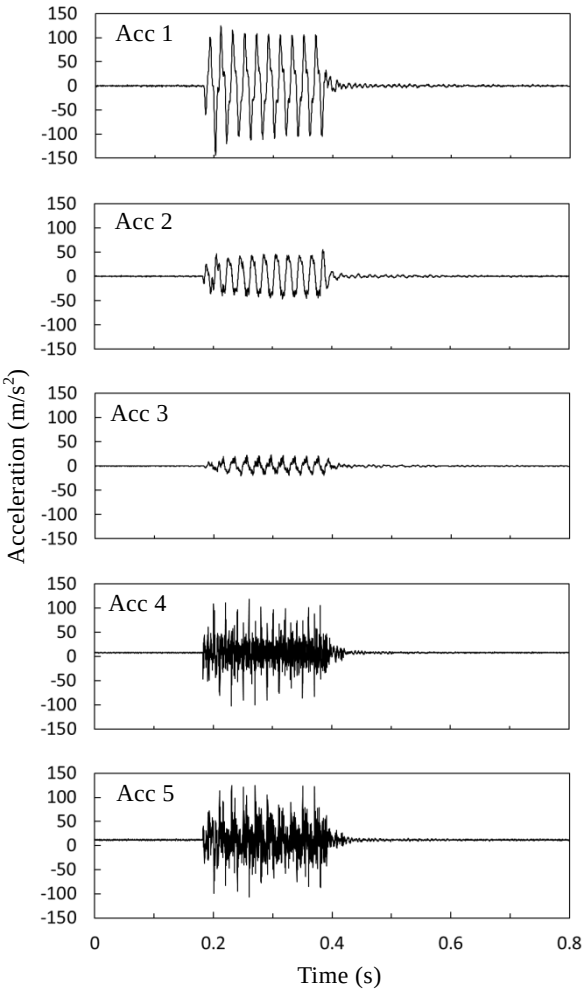


Fig. 9 Results of centrifuge tests for Case 1 by sine wave input: frequency of 50 Hz, amplitude of 1 mm, wave number of 10

4. 追加調査

3.3節より，振動台で発生する上下動の原因のうち振動台の天板とスライドガイドとの間のガタは，機械的構造のクリアランスレベルの問題であることから早期に改善することは難しい。プラットフォームの固定やDITHER信号による影響の度合を調べることは，装置の設定を変更することで可能なため，追加の調査を行った。

4.1 追加調査の概要

追加調査は，Table 1に示すCase 1～Case 3を行った。Case 0は3章で行った調査である。Case 1はプラットフォームの固定を解除したケース, Case 2はプラットフォームを固定してDITHR信号を解除したケース，Case 3はプラットフォームの固定とDITHER信号の両方を解除したケースである。その他の加振条件はCase 0と同様である。本報告では，Case 1およびCase 2で行った結果の一例を報告する。

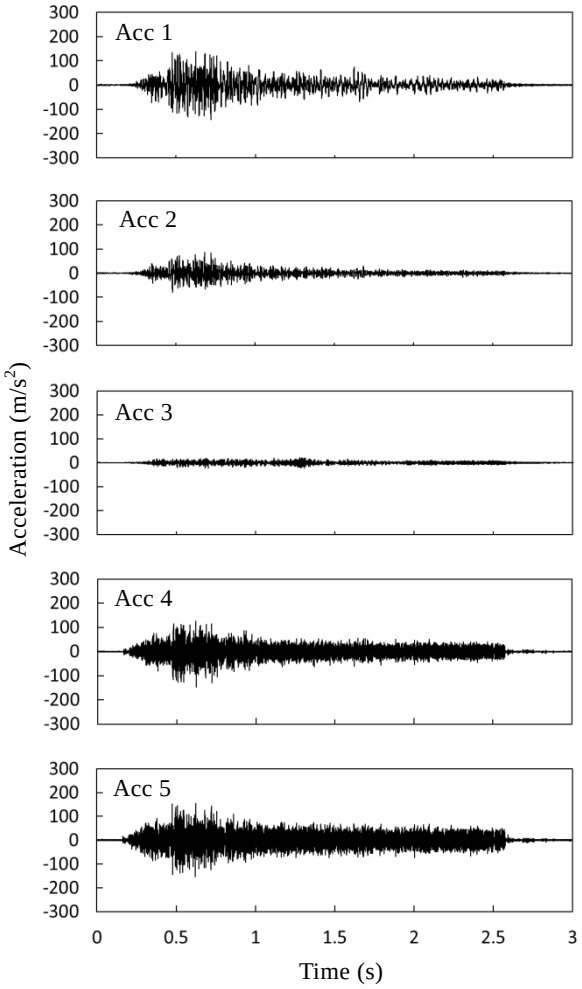


Fig. 10 Results of centrifuge tests for Case 1 by Rinkai wave input

4.2　追加調査結果（Case 1）

Fig. 9に正弦波（振動周波数50 Hz，振幅1 mm，波数10）入力による計測結果を，Fig. 10に臨界波入力による計測結果を示す。両結果とCase 0の計測結果（Fig. 2～4）を比較すると，プラットフォームの加速度（Acc 2）はCase 1の方が大きいことがわかる。これは，プラットフォームの固定を解除したことにより，プラットフォームの振動に対する自由度が高まったためである。一方で，プラットフォームが振動台から発生する振動を吸収する形となるため，アームの加速度（Acc 3）はCase 0よりも小さくなっている。

振動台の水平動（Acc 1）や上下動（Acc 4, Acc 5）については，Fig. 9およびFig. 10からCase 0との違いを読み取ることは難しい。そこで，伝達関数を用いた評価を行う。ここでの伝達関数は，計測した水平動と上下動の加速度から算出したフーリエスペクトルを，入力地震波の元データとなる加速度から算出したフーリエスペクトルで除したものである。本報告では，臨界波と八戸波の結果を報告する。臨界波の水平動（Acc 1）のCase 0とCase 1の伝達関数を重ね合わせたグラフをFig. 11に示す。左のグラフは右のグラフの0～300 Hzの範囲を拡大したものである。八戸波の水平動(Acc 1)の伝達関数をFig. 12に示す。いずれの結果も0～240 Hzの周波数領域でCase 1の方がCase 0よりも周波数ごとの変動量が小さくなって

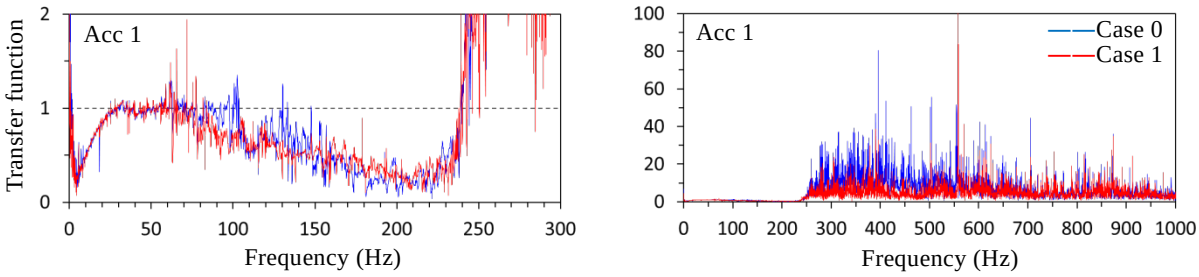


Fig. 11 Transfer function in the horizontal motion for Case 0 and Case 1 by Rinkai wave input

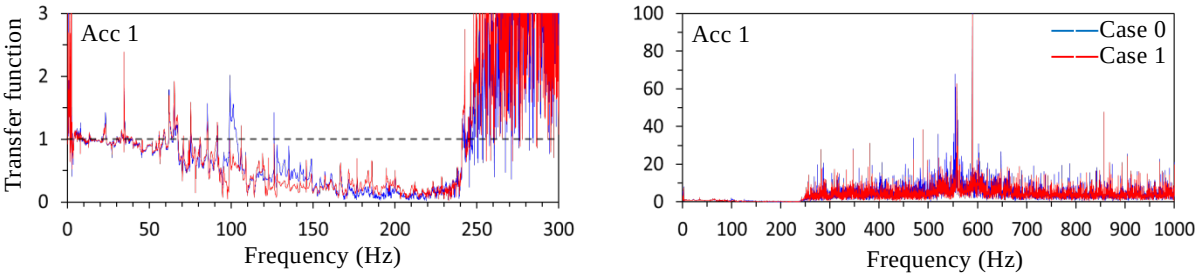


Fig. 12 Transfer function in the horizontal motion for Case 0 and Case 1 by Hachinohe wave input

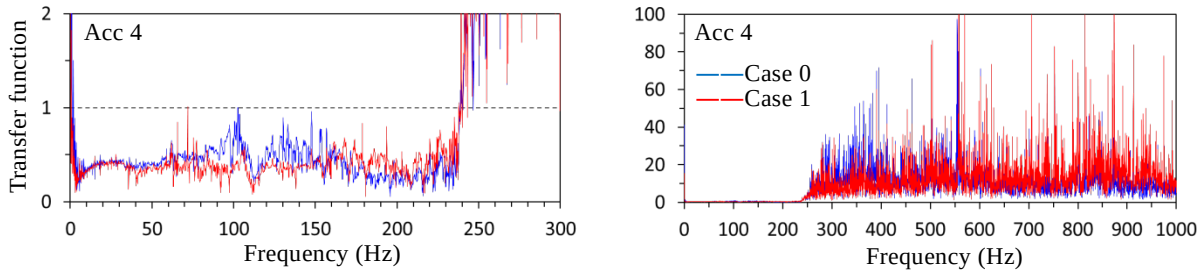


Fig. 13 Transfer function in the vertical motion table for Case 0 and Case 1 by Rinkai wave input

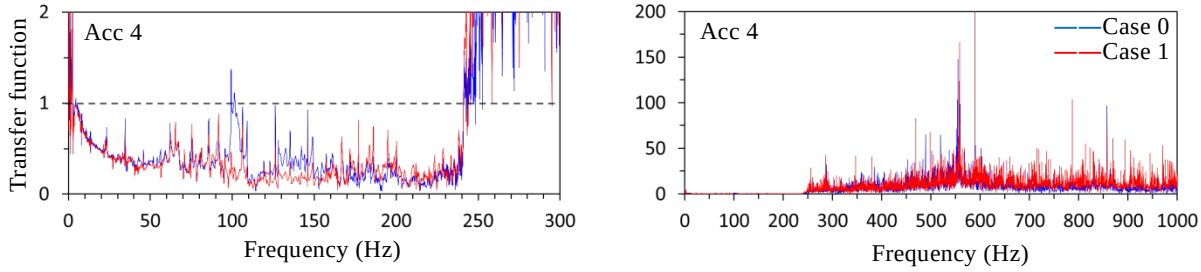


Fig. 14 Transfer function in the vertical motion for Case 0 and Case 1 by Hachinohe wave input

いる。臨界波と八戸波の上下動（Acc 4）の伝達関数をそれぞれFig. 13, Fig. 14に示す。結果は水平動（Acc 1）と同様にCase 0よりもCase 1の方が周波数ごとの変動量も小さく，値が小さい周波数領域が多くなっている。すなわち上下動が減少していることを示している。特にアームの固有振動数である100～110 Hzの範囲では, Case 1ではプラットフォームが固定されていないことから固有振動数の影響を受けにくいため，Fig. 11～14の全ての結果において伝達関数が減少している。

4.3　追加調査結果（Case 2）

Case 2における臨界波入力のフーリエスペクトルをFig. 15に示す。Case 0（Fig. 5）と比較すると，DITHER信号の設定周波数である550 Hzでピーク値が消失していることが分かる。

Fig. 16は臨界波，Fig. 17は八戸波入力による計測結果で，Case 0とCase 2の計測結果を重ね合わせたものである。グラフは上から振動台変位，振動台水平加速度（Acc 1），振動台鉛直加速度（Acc 4）である。DITHER信号は振動台の位置決めに関わる信号のため，信号を解除するとFig. 17の振動台の変位のように, 途中からCase 0と異なった動きをすることがある。

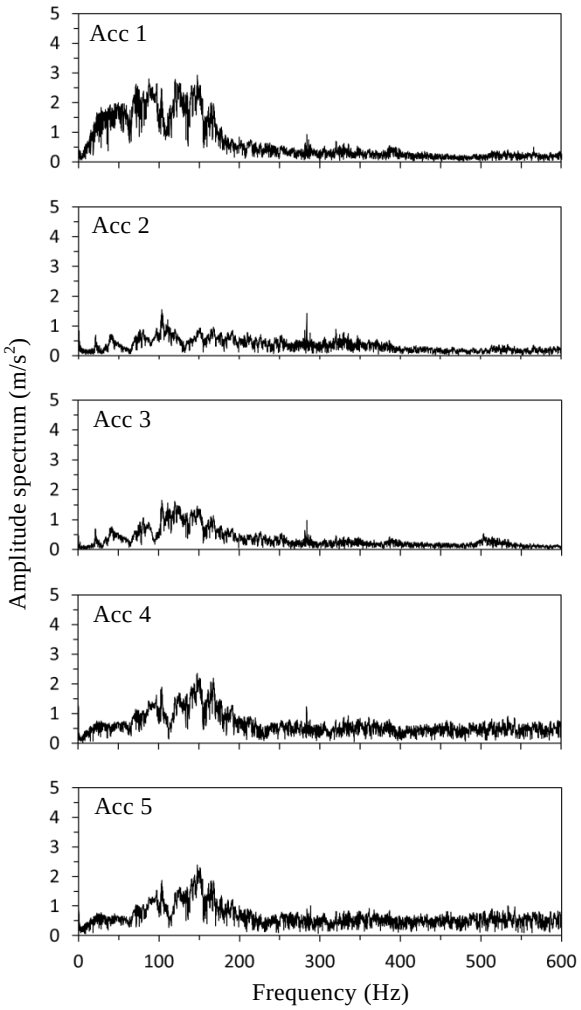


Fig. 15 Amplitude spectrum computed from test results for Case 2 by Rinkai wave input

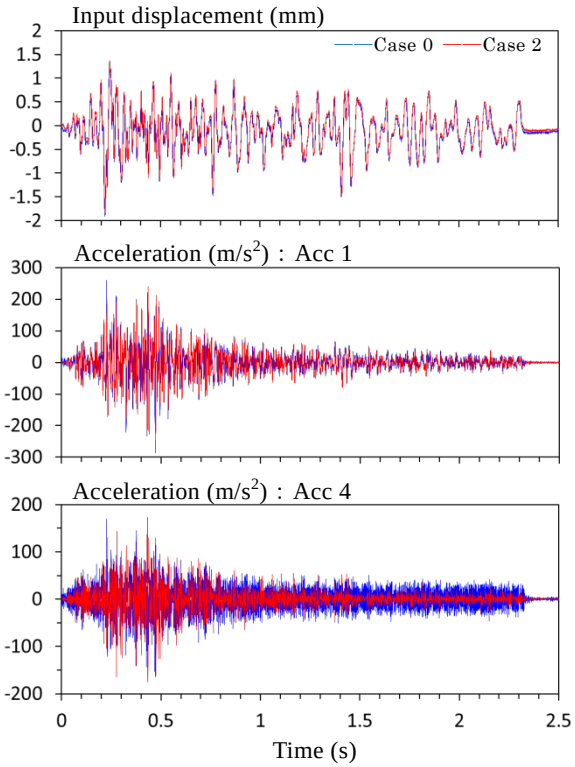


Fig. 16 Results of centrifuge tests for Case 0 and Case 2 by Rinkai wave input

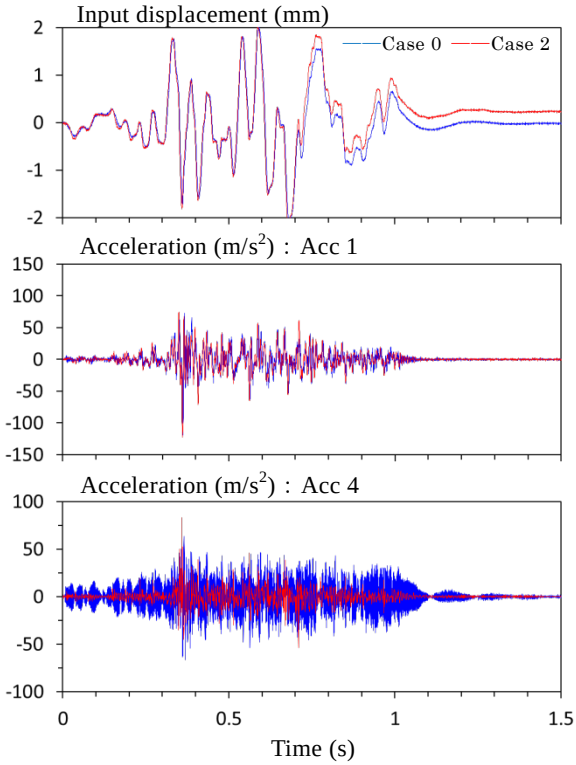


Fig. 17 Results of centrifuge tests for Case 0 and Case 2 by Hachinohe wave input

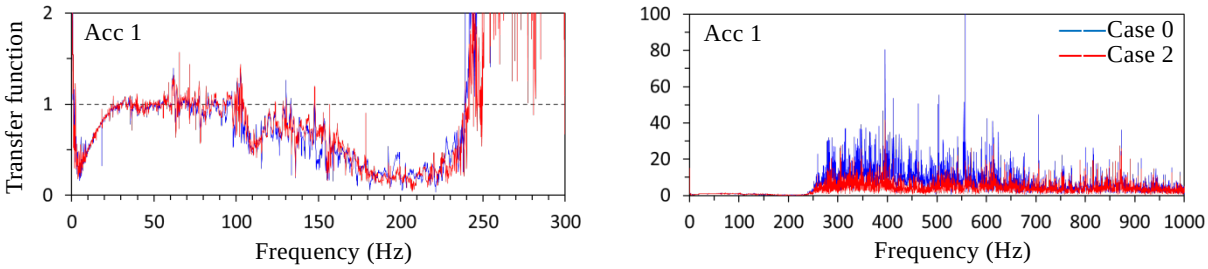


Fig. 18 Transfer function in the horizontal motion for Case 0 and Case 2 by Rinkai wave input

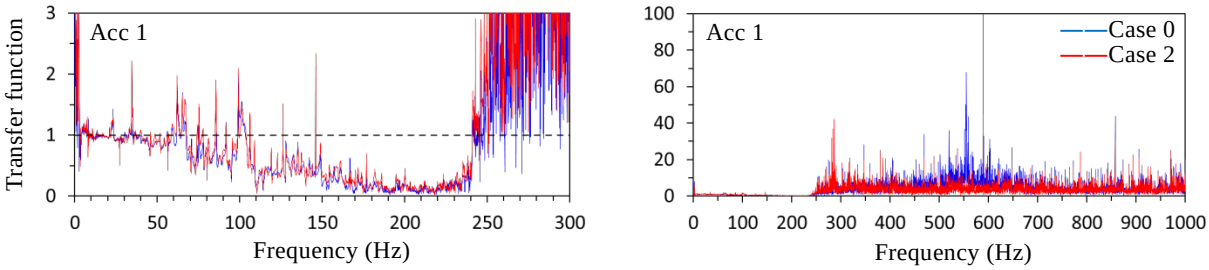


Fig. 19 Transfer function in the horizontal motion for Case 0 and Case 2 by Hachinohe wave input

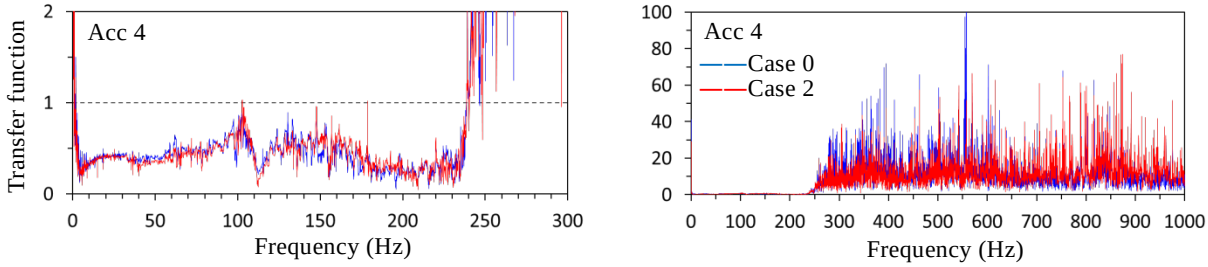


Fig. 20 Transfer function in the vertical motion for Case 0 and Case 2 by Rinkai wave input

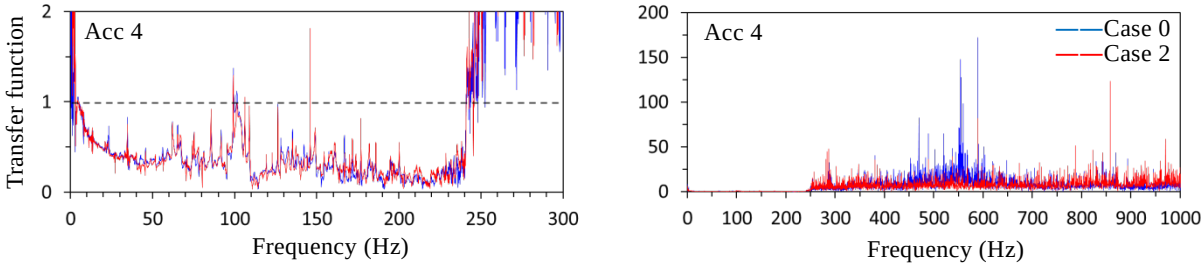


Fig. 21 Transfer function in the vertical motion for Case 0 and Case 2 by Hachinohe wave input

だし，振動台の水平加速度（Fig. 16（Acc 1），Fig. 17（Acc 1））が示すように，変位が異なっていてもCase 0とCase 2の加速度波形に大きな差はないため問題はない。上下動の計測結果（Fig. 16（Acc 4），Fig. 17（Acc 4））を見ると，Case 0の加速度と比較してCase 2の方が大きく減少していることがわかる。このことからDITHER信号が振動台の上下動の発生に関係していることがわかった。

Fig. 18に臨界波，Fig. 19に八戸波入力の水平動（Acc 1）の伝達関数を示す。Case 0とCase 2を比較すると，いずれも地震波の周波数領域（0～240 Hz）ではほぼ同じような変動量を示しているが高周波領域の550 Hz前後でCase 2の方が大きく減少している。

上下動についてもFig. 20およびFig. 21に示すように，550 Hz前後の領域でCase 2の方が大きく減少している。

5. まとめ

防災研究所の遠心力載荷装置は，2年前に更新したが，その後の利用によりプラットフォームに関して不具合の指摘があり，昨年再度改修を行った。本報告では，改修による問題点の改善効果を確認するために，装置のプラットフォーム付近の振動特性を調査した。調査は，振動台，プラットフォームおよびアームにそれぞれ加速度計を設置し，土槽を振動台上に設置して，50 Gの遠心場で振動台の加振を行い，動的実験を模擬する形で行った。

その結果，プラットフォームの剛性強化を確認したが，同時に振動台天板上で上下動が発生している

ことも確認した。計測結果の考察から，上下動の主な原因は，振動台を構成する機械部品のクリアランスレベルの隙間のガタ, DITHERと呼ばれる高周波数の振動台制御信号，プラットフォームの固定であると推察した。振動台を構成する機械部品のガタについては，現時点で根本的な解決は難しい。その他の事項について確認するために，追加の調査を行った。追加調査は，プラットフォームの固定を解除した場合，DITHER信号を解除した場合，プラットフォームの固定とDITHER信号の両方を解除した場合の3ケースを行った。

追加調査の計測結果を解析した結果，以下のことがわかった。

（１） プラットフォームを固定すると，アームと一体化され，アームの固有振動数100～110 Hzで共振する。また，周波数が80～160 Hzの範囲では，加振方向については加速度の変動量が大きくなり，上下動については加速度が増加する，すなわち上下動が大きくなる。

（２） DITHER信号は550 Hzの電気信号であり，解除すると振動台の鉛直方向の加速度が減少する，すなわち上下動の発生が抑制される。

結論として，今後遠心力載荷装置で行う動的実験はプラットフォームを固定せず, DITHER信号を解除して実験を行うことが望ましいといえる。

参考文献

井合進・飛田哲男・宮本順司・稲積真哉・清水博樹・関口秀雄(2004):遠心力載荷装置における無線LANを用いた高速データ計測システムの開発, 京都大学防災研究所年報，第47号B, pp. 89-92.

北勝利・八嶋厚・柴田徹・上田孝行（1989）：遠心力場における動的実験システムの開発, 京都大学防災研究所年報，第32号B-2, pp. 207-217.

付　録

4.2節で紹介できなかったJMA神戸波，JR鷹取波，white noiseの伝達関数を付録1に示す。4.3節で紹介できなかったJMA神戸波，JR鷹取波，white noiseの伝達関数を付録2に示す。本報告で紹介できなかったCase 3の伝達関数を付録3に示す。

（論文受理日：2012年6月1日）

Detailed Study of Dynamic Characteristics of the New Geotechnical Centrifuge at Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University

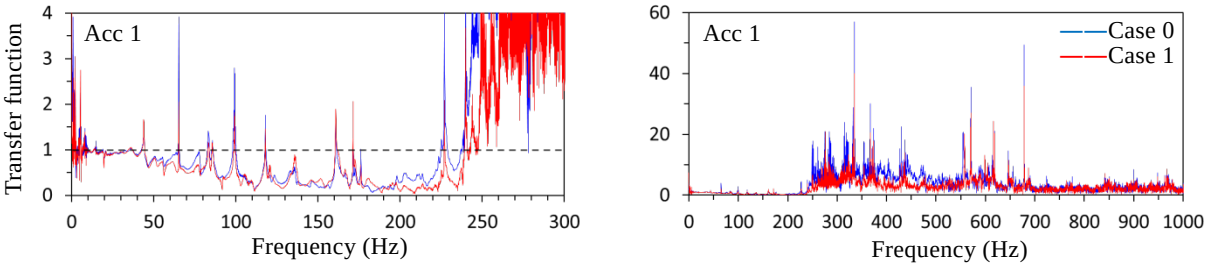
Kazuhide TOMISAKA, Susumu IAI and Tetsuo TOBITA

Synopsis

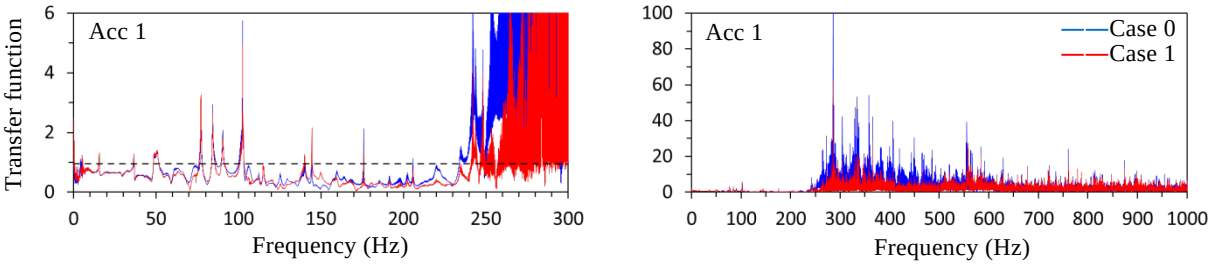
The geotechnical centrifuge at the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University was renewed two years ago. Consequently, the rigidity of the main frame of the device had improved. However, some problems emerged by subsequent use. The 1st problem was that the rigidity of the platform part of the device was low. The 2nd one was that the fixed system of the platform part adopted did not function. The 3rd one was that vibration of the vertical direction in the shaking table occurs when dynamic centrifuge tests were. In order to solve those problems, the platform part was renewed last year to what has high rigidity, and the fixed system was also changed. In the present study, we investigated the dynamic characteristics of the shaking table and the platform part by measuring the vibration when dynamic centrifuge tests were. As a result, it was found that the causes of vibration of the vertical direction were the structure of the shaking table and the control signal called "DITHER". Additionally, it compared with the result when not fixing the platform part. Based on the comparison results, it is suggested that it be used without fixing the platform part.

Keywords: geotechnical centrifuge, platform, shaking table, dynamic characteristics, vibration of the vertical direction

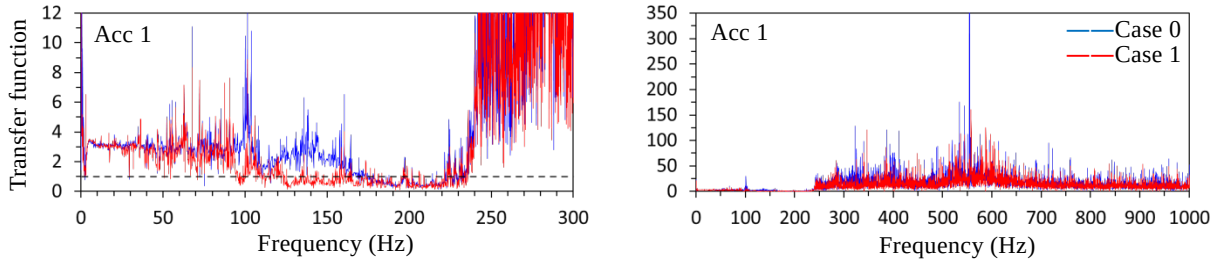
付録1



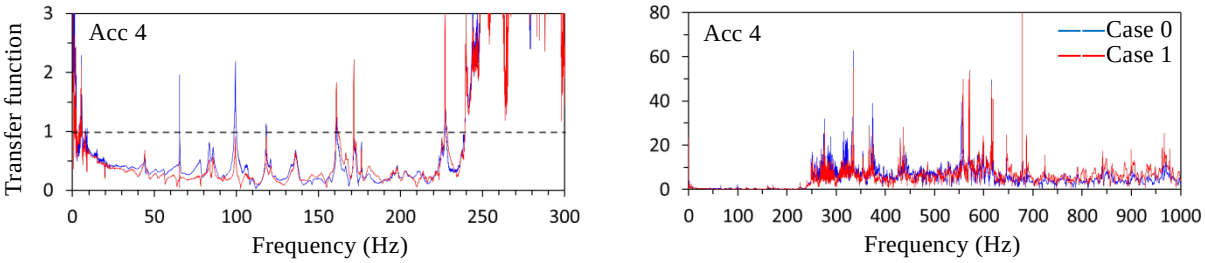
Transfer function in the horizontal motion for Case 0 and Case 1 by JMA Kobe wave input



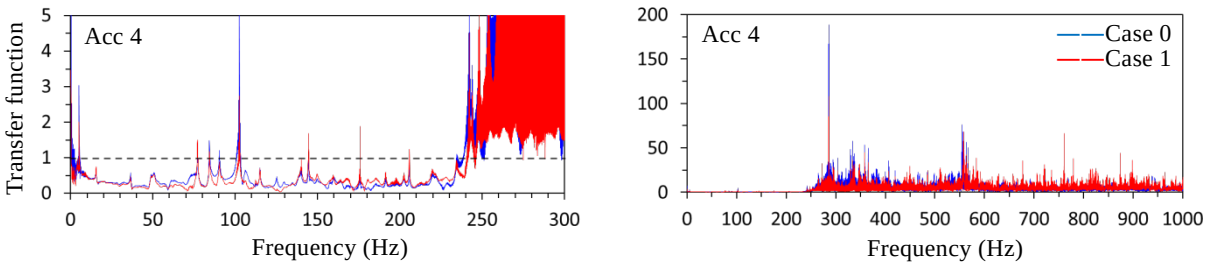
Transfer function in the horizontal motion for Case 0 and Case 1 by JR Takatori wave (50 %) input



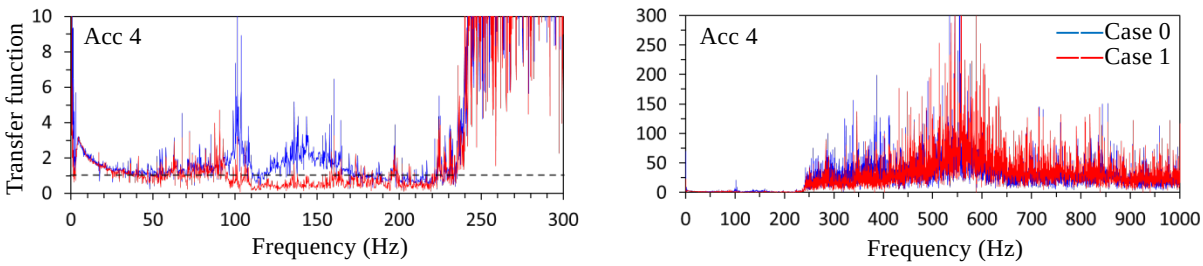
Transfer function in the horizontal motion for Case 0 and Case 1 by White noise input



Transfer function in the vertical motion for Case 0 and Case 1 by JMA Kobe wave input

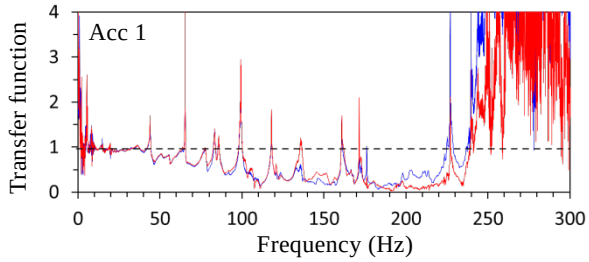


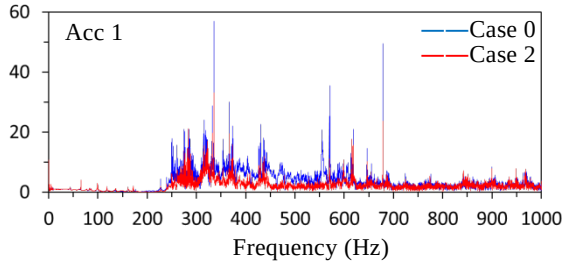
Transfer function in the vertical motion for Case 0 and Case 1 by JR Takatori wave (50 %) input



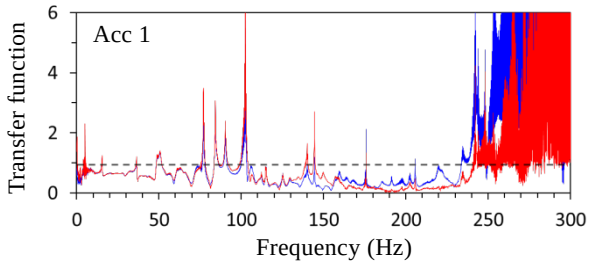
Transfer function in the vertical motion for Case 0 and Case 1 by White noise input

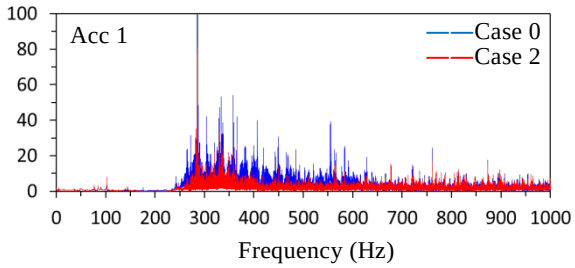
付録2



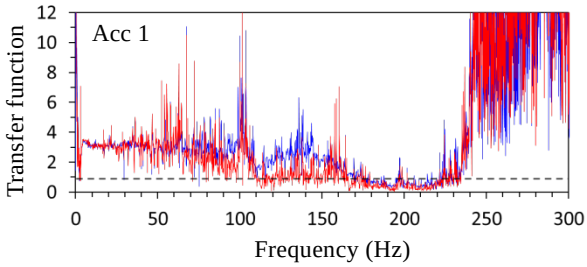


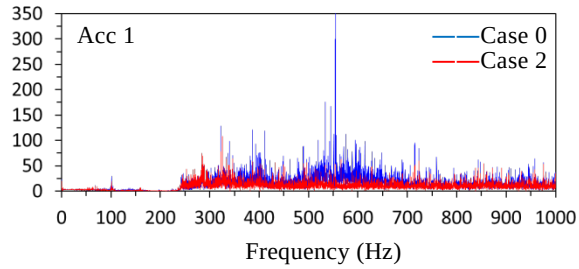
Transfer function in the horizontal motion for Case 0 and Case 2 by JMA Kobe wave input



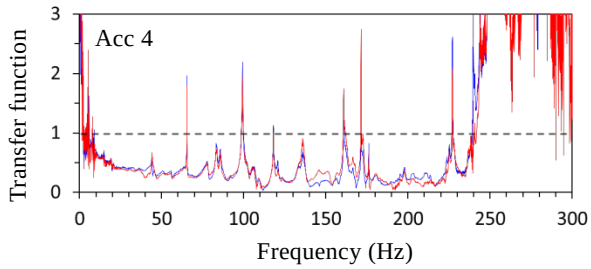


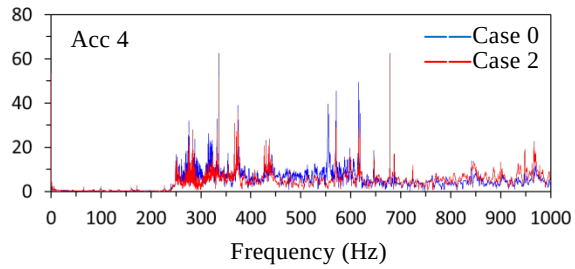
Transfer function in the horizontal motion for Case 0 and Case 2 by JR Takatori wave (50 %) input



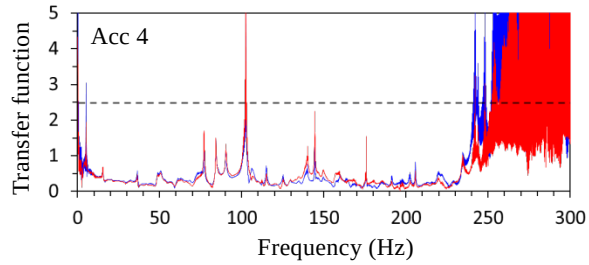


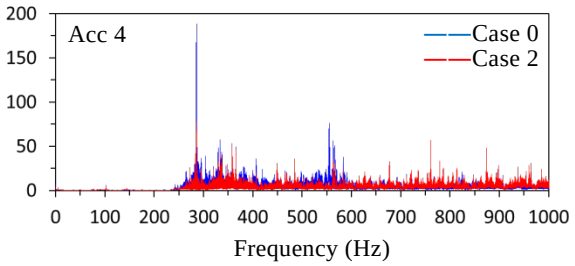
Transfer function in the horizontal motion for Case 0 and Case 2 by White noise input



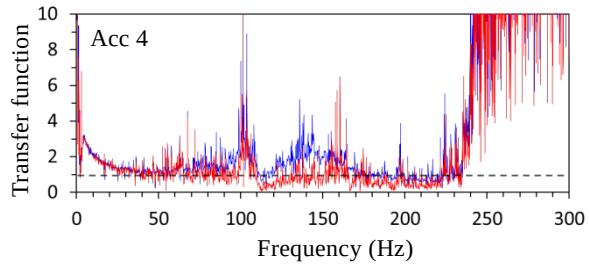


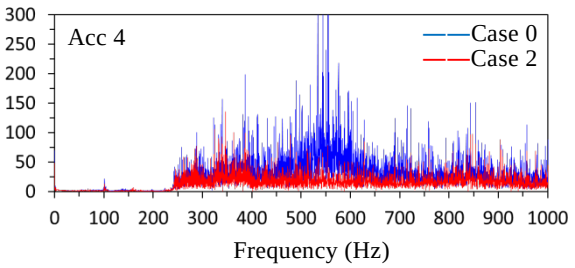
Transfer function in the vertical motion for Case 0 and Case 2 by JMA Kobe wave input





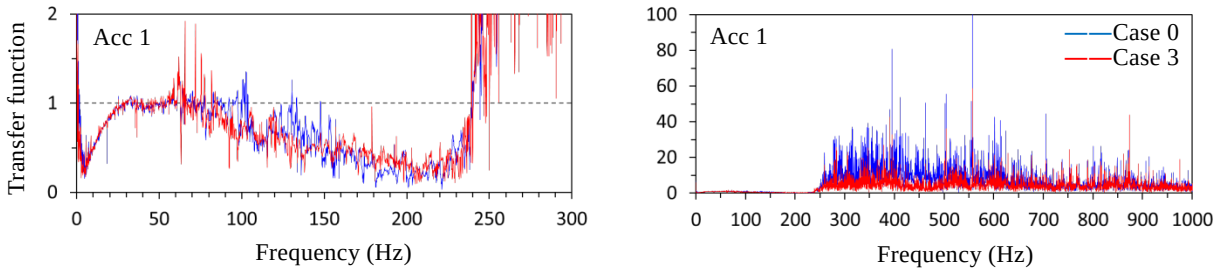
Transfer function in the vertical motion for Case 0 and Case 2 by JR Takatori wave (50 %) input



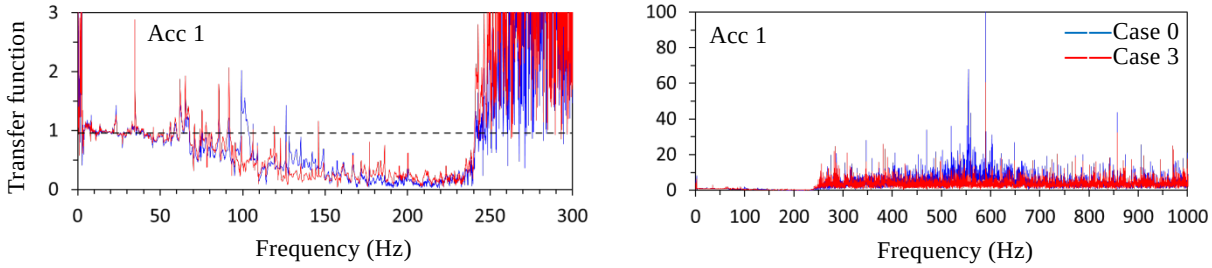


Transfer function in the vertical motion for Case 0 and Case 2 by White noise input

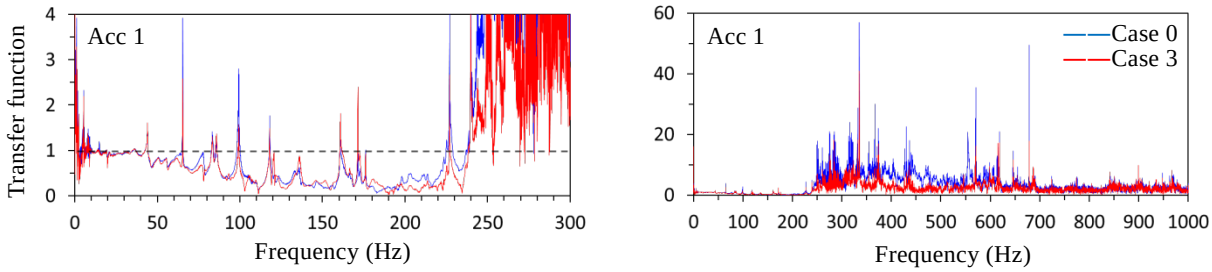
付録3



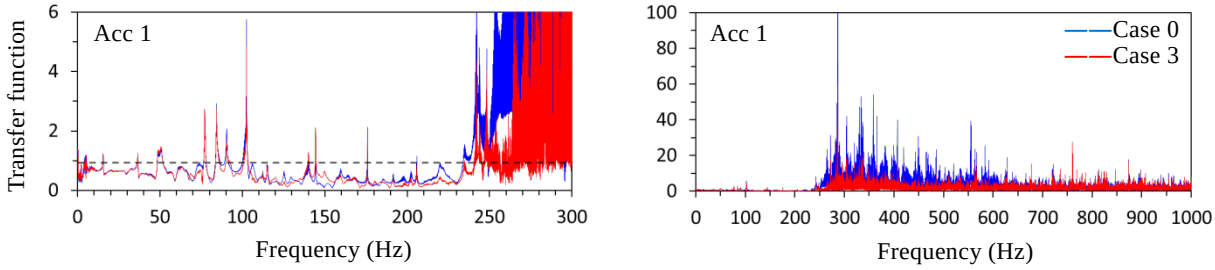
Transfer function in the horizontal motion for Case 0 and Case 3 by Rinkai wave input



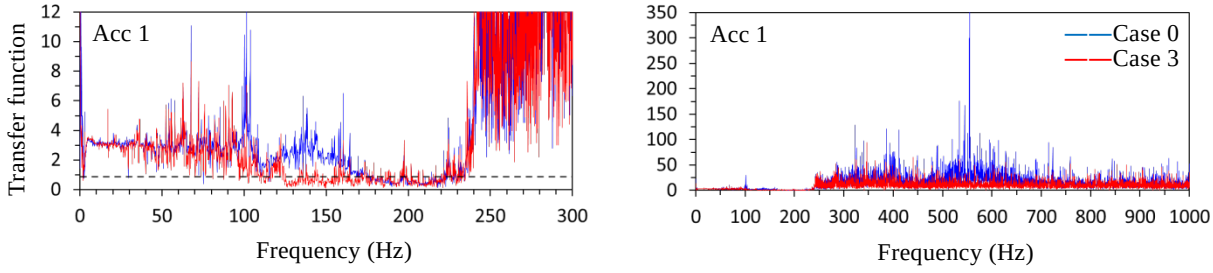
Transfer function in the horizontal motion for Case 0 and Case 3 by Hachinohe wave input



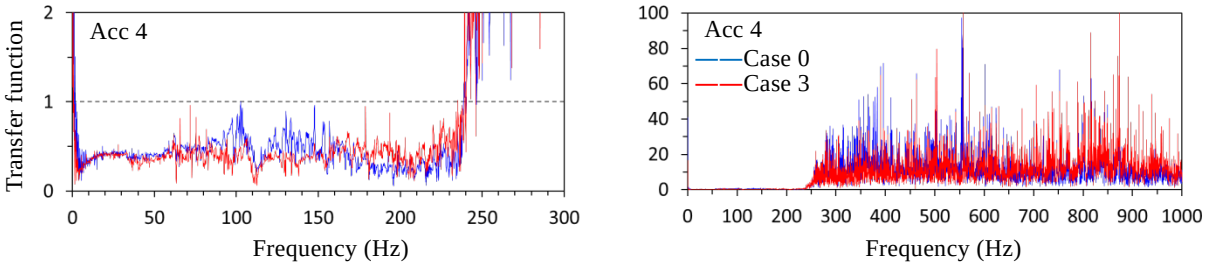
Transfer function in the horizontal motion for Case 0 and Case 3 by JMA Kobe wave input



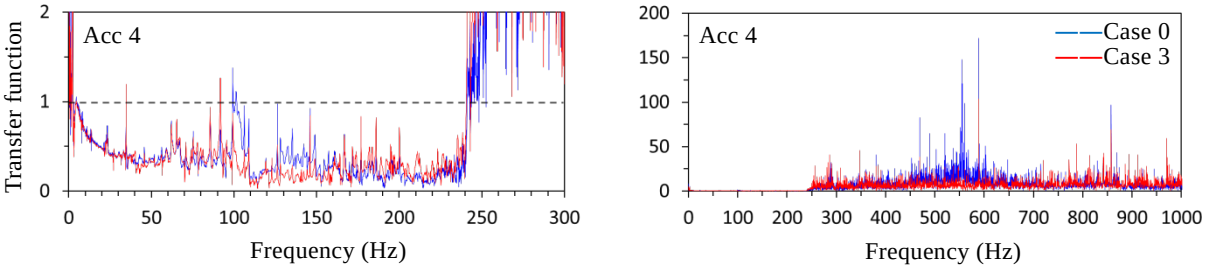
Transfer function in the horizontal motion for Case 0 and Case 3 by JR Takatori wave(50 %) input



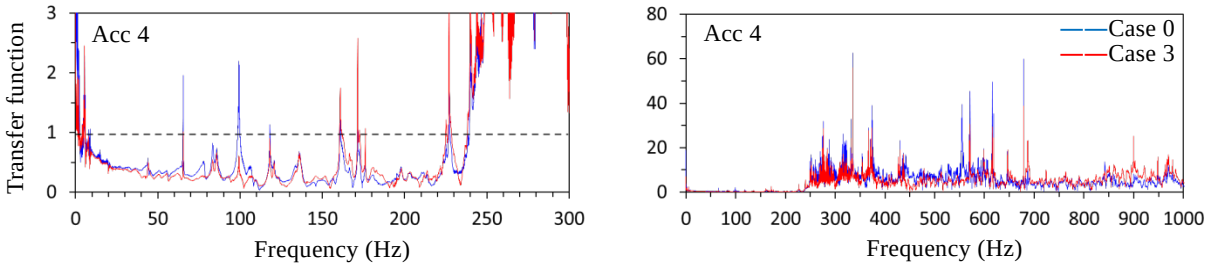
Transfer function in the horizontal motion for Case 0 and Case 3 by White noise input



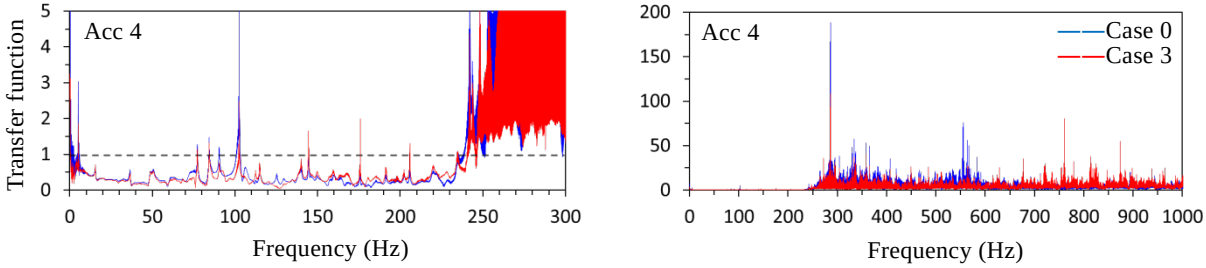
Transfer function in the vertical motion for Case 0 and Case 3 by Rinkai wave input



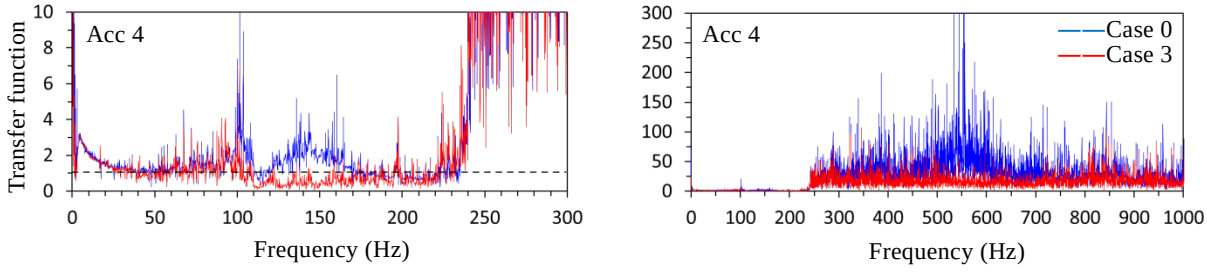
Transfer function in the vertical motion for Case 0 and Case 3 by Hachinohe wave input



Transfer function in the vertical motion for Case 0 and Case 3 by JMA Kobe wave input



Transfer function in the vertical motion for Case 0 and Case 3 by JR Takatori wave (50 %) input



Transfer function in the vertical motion for Case 0 and Case 3 by White noise input

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

Numerical Assessment of the Permeability for the Pleistocene Sand Gravel Deposits Considering the Subsurface Stratigraphy of Kansai International Airport

Byung-Gon JEON(1), Mamoru MIMURA and Youhei SAITSU(1)

(1) Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

A series of elasto-viscoplastic finite element analyses is performed to assess the long-term deformation including the interactive behavior of the reclaimed Pleistocene foundation due to the adjacent construction of the offshore twin airport. Attention is paid to the modeling of permeability for the Pleistocene sand gravel layers considering the sedimentation environment because the performance of excess pore water pressure is strongly dependent on the extent of distribution as well as the change of thickness of those permeable sand gravel layers. The mechanism for the propagation and dissipation of excess pore water pressure due to construction of the adjacent reclamation is discussed through the numerical procedure using the concepts of "mass permeability" and "standard hydraulic gradient" for the Pleistocene sand gravel layers. The mode of advance in settlement of the Pleistocene clay layers associated with the process of the generation/dissipation and propagation of excess pore water pressure is also carefully discussed. The proposed procedure is validated by comparing the calculated performance and the in-situ measured results. The calculated performance can well describe the actual behavior of the Pleistocene deposits due to construction of the adjacent 1st and 2nd phase islands of Kansai International Airport (KIX).

Keywords: elasto-viscoplastic finite element analysis, mass permeability, standard hydraulic gradient

1. Introduction

The development of coastal areas accomplished in Japan has been outstanding. Kansai International Airport (KIX) was constructed in Osaka Bay as two man-made reclaimed islands to minimize noise and pollution in residential areas as well as to meet the increasing demand for air transportation. Such a large-scale offshore reclamation in Osaka Bay is accompanied with large and rapid settlement of deep Pleistocene clay deposits (Mimura et al., 2003). Long-term settlement of the Pleistocene marine foundations due to huge reclamation load has been of great concern in this project. The seabed deposits of Osaka Bay have been formed due to the soil supply from the rivers and the alternating deposits of KIX have been formed due to sedimentation of clayey soils during transgression and of sandy to gravelly soils during regression on the sinking base of Osaka Bay. The Pleistocene clay deposited in Osaka Bay exhibits the behavior of the quasi-overconsolidated clay without definite mechanical overconsolidation history. Itoh et al. (2001) summarized on the basis of the data from elastic wave exploration and in-situ boring logs that the Pleistocene sand gravel deposits are not always distributed uniformly in thickness, consistently and that the amount of fine contents

included in them is significant. The most serious problem originating from these sand gravel deposits is the "permeability" that controls the rate of consolidation of sandwiched Pleistocene clays. In the sense, the modeling for the quasi-overconsolidated Pleistocene clay and the evaluation of permeability for the Pleistocene sand gravel deposits are the significant factors to assess the long-term behavior of the reclaimed Pleistocene foundation due to the reclamation of the offshore twin airport. Mimura and Jang (2004) proposed a concept of compression in which viscoplastic behavior is assumed to occur even in the quasi-overconsolidated region less than p_c for the Pleistocene clays in Osaka Bay. The procedure has been found to be versatile and able to describe the long-term settlement monitored in the reclaimed islands in Osaka Port (Mimura and Jang, 2005a). In the present paper, the numerical procedure to evaluate the permeability of the Pleistocene sand gravel layers at KIX in terms of the finite element analysis is proposed by introducing the concept of "mass permeability" and "standard hydraulic gradient". The validity of the procedure is carefully discussed by comparing the calculated performance with the in-situ measured results.

2. Proposal of numerical procedure

2.1 Concepts of "mass permeability" and "standard hydraulic gradient"

Mimura and Jang (2005a) reported only when the permeability of sand gravel layers is considered perfectly drained, one-dimensional analysis can be adopted because the process of propagation and dissipation of excess pore water pressure in these sand gravel layers can be ruled out. However, the sand gravel layers sandwiched by the Pleistocene clay layers at KIX were recognized not to function as perfect drainage layers through the in-situ measurement of excess pore water pressure. Two or three-dimensional analyses in which the finite permeability of the Pleistocene sand gravel layers plays a significant role are hence required to assess the long-term behavior of the reclaimed Pleistocene foundation of KIX. The influential factors to evaluate the permeability of sand gravel layers are the thickness, the horizontal continuity and the fine contents in them. The permeability of them is different with places even if they are categorized as the geologically identical ones. But, it is impossible to evaluate the individual permeability of sand gravel layers at every point. It is also very difficult to confirm how the sand gravel layers among the Pleistocene marine foundation are distributed in practice. The concept of "mass permeability" is proposed to evaluate the permeability not for the individual element but for the whole geologically identical layer in one body. It is regarded as the macroscopic capability of permeability for the individual sand gravel layers by considering the horizontal continuity, the change in thickness and the degree of fine contents in them. Mimura and Jeon (2011) evaluated the mass permeability of the Pleistocene sand gravel layers at KIX using the simple representative foundation model with the horizontally even layers. The distribution of sand gravel layers not only in the loading area but also in the area outside of the reclaimed area should be considered to assess the mechanism of the propagation/dissipation of excess pore water pressure in the coupled stress-flow analysis. In the sense, on the basis of the assumption that the hydraulic gradient derived in the representative foundation model having the horizontally even layers with constant thickness is regarded as the standard one for the individual Pleistocene sand gravel layers, the evaluated mass permeability can be the representative of the capacity of permeability for the individual Pleistocene sand gravel layers at KIX. The standard hydraulic gradient is hence applied to the geologically genuine foundation model that has been developed to consider the actual stress level not only for the monitoring point but also for the considered area for the numerical analysis.

2.2 Numerical procedure to consider the concept of "standard hydraulic gradient"

The coupled stress-flow finite element equations used in the present study are established on the basis of Biot's formulation (Christian, 1968) in the following form:

$$\begin{bmatrix} [K_1] & [K_2] \\ [K_2]^T & [K_3] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{\Delta u\}_j \\ \{p_w\}_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{\Delta F\} + [K_2]\{p_w\}_{j-1} \\ \{0\} \end{bmatrix} \qquad (1)$$

in which, the nodal displacement increments $\{\Delta u\}$ and the pore water pressure $\{p_w\}$ are taken as the primary unknowns of the problem. Subscript j means the calculated step for time increment, $\{\Delta F\}$ is the generalized nodal load increments and $[K_1]$, $[K_2]$ and $[K_3]$ denote the stiffness matrix. Here, $[K_3]$ associated with the pore water flow is expressed by obeying isotropic Darcy's law. Fig. 1 schematically shows the elements surrounding i element for finite element analysis. Then, the divergence of the flow rate q in the i element is expressed as follows:

$$\begin{aligned}\Delta tq &= \Delta t\left[\left(q_j - q_l\right)+\left(q_k - q_n\right)\right] \\ &= \left(\sum_{i=1}^{4} B_i\right)p_w - \sum_{i=1}^{4}\left(B_i\, p_{wi}\right) = [K_3]p_w\end{aligned} \tag{2}$$

where, the coefficient B composing the stiffness matrix $[K_3]$ is defined by considering the equivalent coefficient of permeability as follows:

$$B_1 = \frac{\Delta t}{\gamma_w}\times\left(k_{hi}\times S_y\right)/\left\{\left(AL1-A1\right)\times\frac{k_{hi}}{k_{hj}}+A1\right\} \tag{3}$$

Here, k_{hi} and k_{hj} are the coefficient of permeability for i and j elements respectively, γ_w is the unit weight of water, the other notations are shown in Fig.1. In the present analysis, the hydraulic gradient is the factor controlling the pore water flow and the evaluated hydraulic gradient in the representative foundation model is defined as

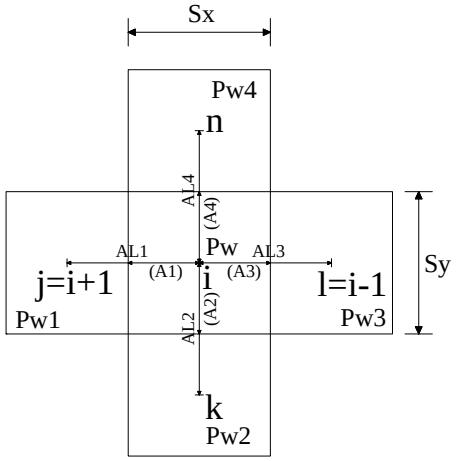


Fig. 1 Schematic elements for the freedom of excess pore water pressure with adjoining four elements

"standard hydraulic gradient". In order to apply the standard hydraulic gradient to the corresponding sand gravel layers of the geologically genuine foundation model, the flow rate q and hydraulic gradient i generated due to the reclaimed load are assumed to be identical with horizontally even and geologically genuine foundation models. The coefficient of permeability in the geologically genuine foundation model is then defined as follows:

$$q = k_s \times i_s \times Sy_s = k_{geo} \times i_{geo} \times Sy_{geo}\,,\quad i_s = i_{geo} \tag{4}$$

then,

$$k_{geo} = k_s \times Sy_s / Sy_{geo} \tag{5}$$

in which, subscripts s and geo mean the standard values in the representative foundation model and the values in the geologically genuine foundation model respectively. In terms of the geologically genuine foundation model, substituting the coefficient of permeability of Eq. (5) into Eq. (3) yields

$$\begin{aligned}B_1 &= \frac{\Delta t}{\gamma_w}\times\left(\frac{k_{si}\times Sy_s}{Sy_{geo}}\right)/\left\{\left(AL1-A1\right)\times\frac{\dfrac{k_{si}\times Sy_{si}}{Sy_{geoi}}}{\dfrac{k_{sj}\times Sy_{sj}}{Sy_{geoj}}}+A1\right\} \\ &\approx \frac{\Delta t}{\gamma_w}\times\left(k_{si}\times Sy_s\right)/\left\{\left(AL1-A1\right)\times\frac{k_{si}}{k_{sj}}+A1\right\}\end{aligned} \tag{6}$$

Eventually, the derived coefficient B controlling the pore water flow in terms of the coupled stress-flow becomes the same with the standard values in the representative foundation model. Therefore, it means that the evaluated permeable capacity for the representative foundation model can be intactly applied to the geologically genuine foundation model by assuming the same flow rate q and hydraulic gradient i for both foundation models. Due attention should be paid to the fact that this assumption is only considered in horizontal position for the individual Pleistocene sand gravel layers.

3. Framework of numerical assessment

3.1 Elasto-viscoplastic model

The elasto-viscoplastic constitutive model used in this paper was proposed by Sekiguchi (1977). Sekiguchi (1982) et al. modified the model to a plane-strain version. The viscoplastic flow rule for the model is generally expressed as follows:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{p} = \Lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}'} \tag{7}$$

in which F is the viscoplastic potential and Λ is the proportional constant. Viscoplastic potential F is defined as follows:

$$F = \alpha \cdot \ln\left[1 + \frac{\dot{v}_0 \cdot t}{\alpha} \exp\left(\frac{f}{\alpha}\right)\right] = v^p \tag{8}$$

in which α is a secondary compression index, $\dot{v}_o$ is the reference volumetric strain rate, f is the function in terms of the effective stress and v^p is the viscoplastic volumetric strain. The concrete form of the model is shown in the reference (Mimura and Sekiguchi, 1986). The resulting constitutive relations are implemented into the finite element analysis procedure through the following incremental form:

$$\{\Delta\sigma'\} = [C^{evp}]\{\Delta\varepsilon\} - \{\Delta\sigma^R\} \tag{9}$$

where $\{\Delta\sigma'\}$ and $\{\Delta\varepsilon\}$ are the associated sets of the effective stress increments and the strain increments respectively, and $[C^{evp}]$ stands for the elasto-viscoplastic coefficient matrix. The term $\{\Delta\sigma^R\}$ represents a set of 'relaxation stress', which increases with time when the strain is held constant. The pore water flow is assumed to obey isotropic Darcy's law. In relation to this, it is further assumed that the coefficient of permeability, *k*, depends on the void ratio, *e*, in the following form:

$$k = k_0 \cdot \exp\left(\frac{e - e_0}{\lambda_k}\right) \tag{10}$$

in which k_o is the initial value of k at $e = e_o$ and λ_k is a material constant governing the rate of change in permeability subjected to a change in the void ratio. Note that each quadrilateral element consists of four constant strain triangles and the nodal displacement increments and the element pore water pressure is taken as the primary unknowns of the problem. The finite element equations governing those unknowns are established on the basis of Biot's formulation (Christian, 1968, Akai and Tamura, 1976) and are solved numerically by using the semi-band method of Gaussian elimination.

3.2 Foundation model and hydraulic boundary

The differential settlement of the individual Pleistocene clay layers as well as the excess pore water pressure at various depths, both in the clay and the sand gravel layers, have been measured at a lot of points of KIX. Fig. 2 shows the plan view of KIX together with the location of representative monitoring points on the 1st phase island. A series of elaso-viscoplastic finite element analyses is carried out along the representative section shown by A-A' at monitoring point 1 in Fig.2. Fig.3 shows the representative foundation model assumed to be horizontally even layer that have a constant thickness and continuous layer based on the boring data at the monitoring point 1. Fig.4 shows the geologically genuine foundation model having the inclined base and layers that is constructed based on

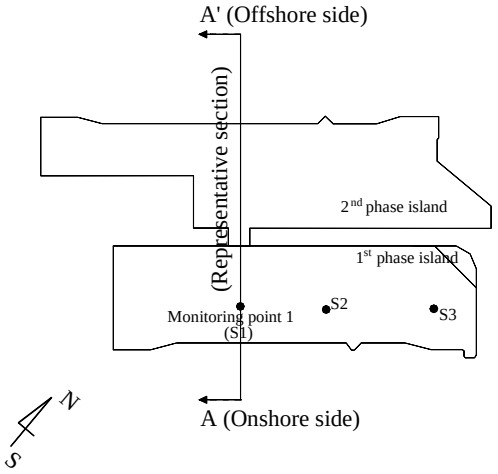


Fig. 2 Plan view of KIX (1st and 2nd phase) and the location of the monitoring points

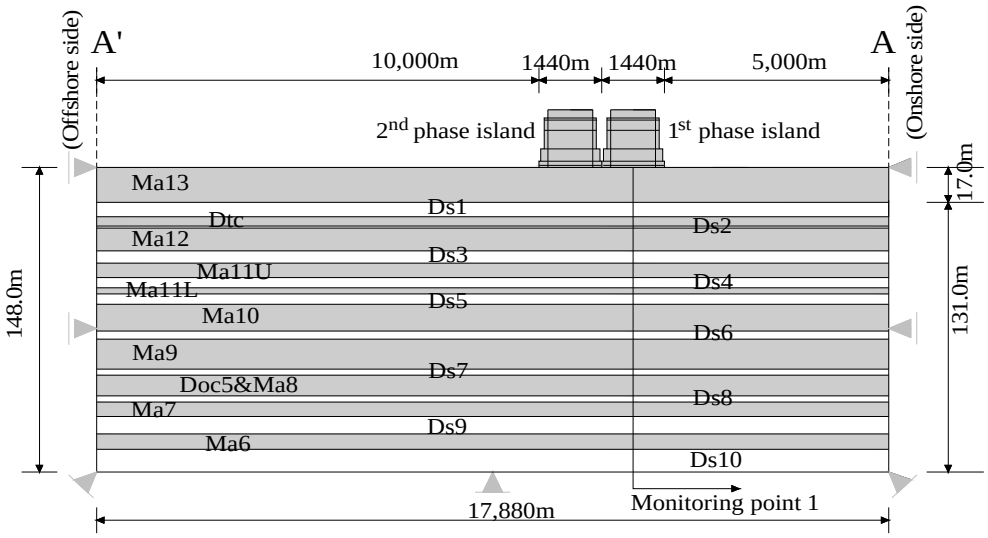


Fig. 3 Representative foundation model of KIX for finite element analysis at representative section

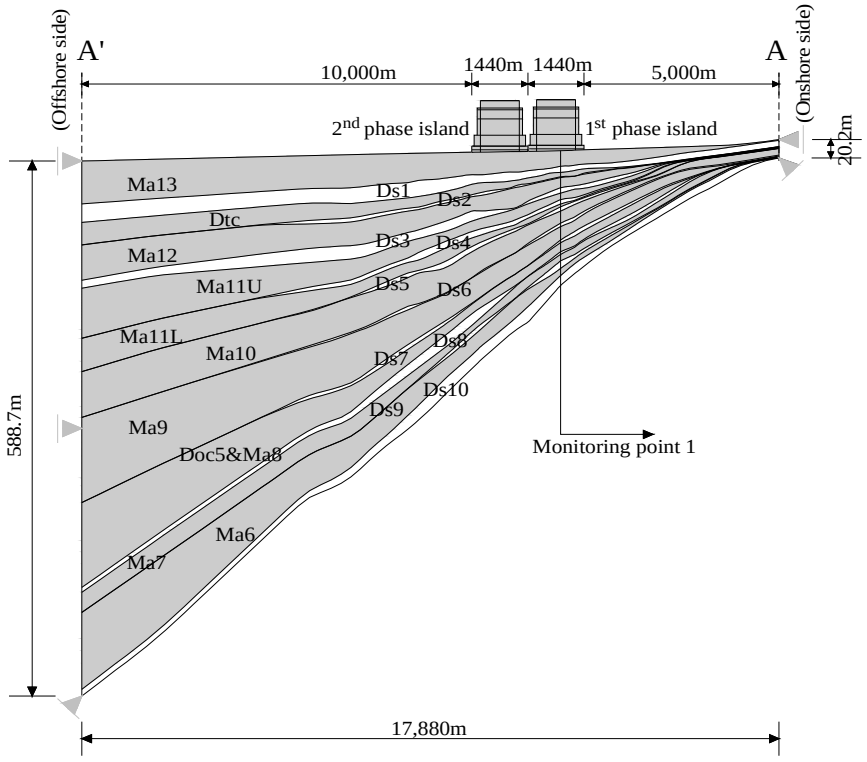


Fig. 4 Geologically genuine foundation model of KIX for finite element analysis at representative section

the soil exploration and geological survey data (Kitada et al, 2011, Inoue et al, 2011).

The clay layers increase in thickness towards the offing and the sand gravel layers drastically change in thickness horizontally. The continuity of the individual layers is still guaranteed even for the geologically genuine foundation model in the present study. Here, Ma and Ds denote marine clay and Pleistocene sand gravel layer respectively. Ma13 is the Holocene marine clay whereas others are the Pleistocene origin. For the Holocene clay deposit, Ma13, sand drains are driven in a rectangular configuration with a pitch of 2.0 to 2.5 meters to promote consolidation. The lateral boundary of the clay layers is assumed to be undrained while the one of the sand gravel layers is

assumed to be fully drained. Mimura and Jang (2005b) reported that when the distance to the boundary is set to be about 10 times of the loading area, the effect of the hydraulic boundary condition can be ruled out. Based on the findings, the same condition is satisfied even for the foundation models used in the present study. The distance to the offshore and onshore boundary is set to be 10,000m and 5,000m respectively. The present two foundation models are divided into finite element mesh consisting of 8,580 nodal points and 8,378 elements.

3.3 Loading condition and soil parameters

Fig. 5 shows the reclaimed stress measured at center of the foundation of the 1st and 2nd phase islands respectively. The prescribed final overburden due to airport fill construction amounts to about 430kPa at the 1st phase island and about 530kPa at the 2nd phase island respectively. The 2nd reclamation is started after about 13years from the 1st reclamation. In the present analysis, the permeable capability evaluated from the concept of "mass permeability" for the Pleistocene sand gravel layers is applied for the present finite element analysis. On the basis of the findings by Itoh et al. (2001), the relatively high permeable capability are assumed for Ds1,3 10 because they have been evaluated as gravelly, horizontally continuous and having enough thickness. On the other hand, very low permeable capability is assumed for Ds6 and 7 that have been evaluated to have insufficient thickness with high degree of fine contents and poorly continuous. The other layers have been evaluated as the ordinary permeable ones. All soil parameters used for the present analysis are also exactly the same with that used by Mimura and Jeon (2011).

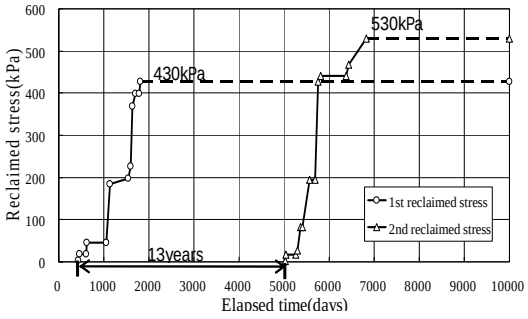


Fig. 5 Reclaimed stress with time for the 1st and 2nd phase reclamations

4. Results and discussions

4.1 Performance of excess pore water pressure

The calculated distribution of excess pore water pressure before and after the construction of the 2nd phase island is shown in Fig.6 for two foundation models respectively. As shown in Fig.6, the similar distribution tendency of excess pore water pressure can be seen for two foundation models. It should be noted that a large amount of excess pore water pressure still remains undissipated in the middle Pleistocene clay layers, Ma10, 9 and Doc5&Ma8 as well as sand gravel layers, Ds6 and 7 before the construction of the 2nd phase island because of poor permeability of sand gravel layers, Ds6 and 7. In contrast, the excess pore water pressure in the upper and lower Pleistocene layers such as Dtc, Ma12,11,7,6 and Ds1,3,9,10 is monotonically dissipated with time because of high permeability of sand gravel layer, Ds1,3 and 10. At the completion of the 2nd phase reclamation, a large amount of excess pore water pressure is concentrated in the upper and middle Pleistocene layers such as Ma12, 10, 9 and Doc5&Ma8 beneath the foundation of the 2nd phase island. Here, a due attention should also be paid to the fact that the increased excess pore water pressure beneath the foundation of the 2nd phase island is propagated to that of the 1st phase island. Since the permeability of the upper and lower Pleistocene sand gravel layers is higher than the one of the middle layers, a larger amount of excess pore water pressure in the upper and lower Pleistocene layers is propagated compared to the one in the middle layers of the foundation of the 1st phase island. The calculated horizontal distribution of excess pore water pressure in the representative Pleistocene sand gravel layers (Ds3, 6, 10) are shown in Fig. 7 at the time before and after the construction of the 2nd phase reclamation for both foundation models. In the present study, the identical permeable capability for the individual Pleistocene sand gravel layers in two foundation models is applied by considering the concepts of "mass permeability" and "standard hydraulic gradient".

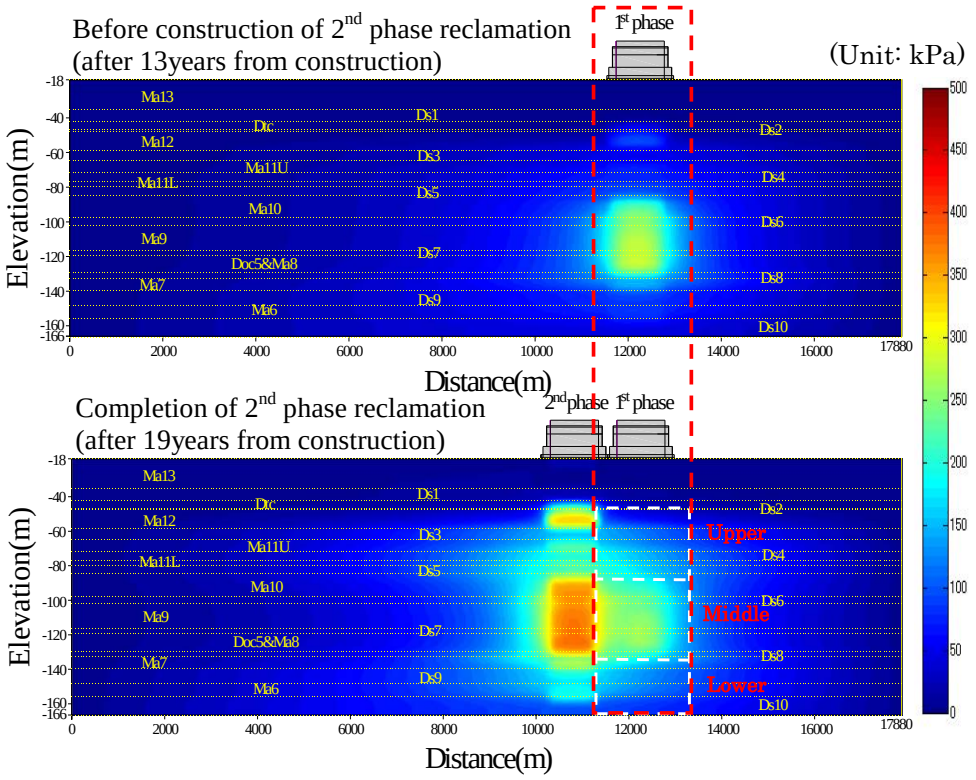


Fig. 6(a) Contour of excess pore water pressure for representative foundation model at before and completion of 2nd phase reclamation

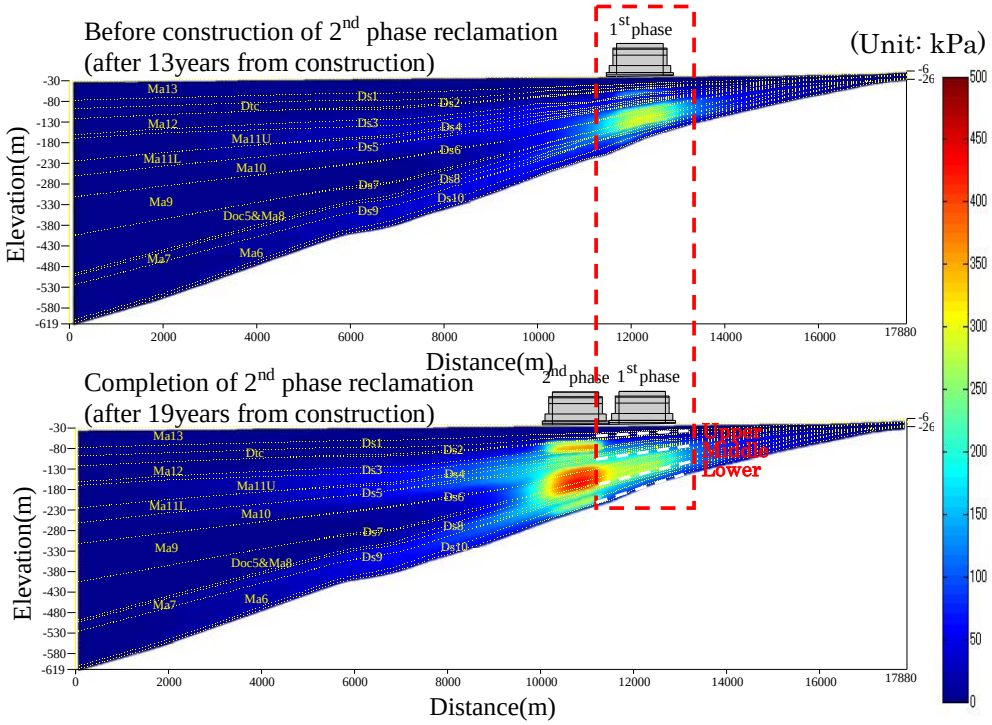
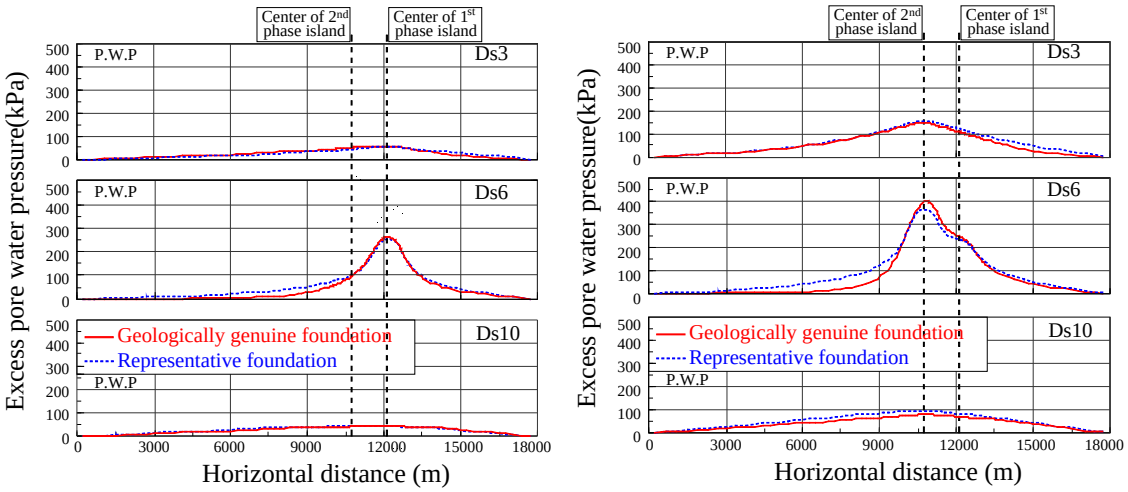


Fig. 6(b) Contour of excess pore water pressure for geologically genuine foundation model at before and completion of 2nd phase reclamation



(a) Before the 2nd phase reclamation

(b) Completion the 2nd phase reclamation

Fig. 7 Horizontal distribution of excess pore water pressure for the representative Pleistocene sand gravel layers (Ds3, 6, 10) in a horizontal position

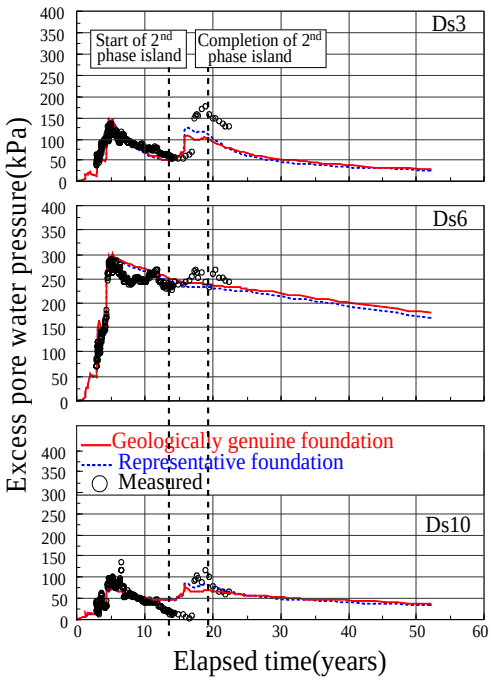


Fig. 8 Comparison of measured and calculated excess pore water pressure with time for the representative Pleistocene sand gravel layers

However, in Fig.7, it should be noted that the distribution of excess pore water pressure near the 1st phase island almost shows a good match for two foundation modes by applying the concept "standard hydraulic gradient" whereas the one of the other region shows the discrepancy distribution with the stress level. The stress level beneath the foundation of the 1st phase island is almost the same for two foundation models because the representative model was developed based on the monitoring point 1 whereas the one beneath the foundation of the 2nd phase island is different each other due to the change in thickness for the geologically genuine foundation model. It is noteworthy that although the identical permeable capability for the individual Pleistocene sand gravel layers was applied, the calculated results of excess pore water pressure could show the difference with the stress level. The calculated excess pore water pressure – time relations for two foundation models are shown in Fig. 8 together with the measured results for the representative Pleistocene sand gravel layers at the monitoring point 1. It is noteworthy that the excess pore water pressure in the upper (Ds3) and lower (Ds10) Pleistocene sand gravel layers is increased but the one of the middle layer (Ds6) is not increased due to the construction of the 2nd phase island.

4.2 Performance of settlement

The long-term settlement associated with the phenomenon of propagation of excess pore water pressure is another serious problem for KIX. The calculated settlement - time relations for two

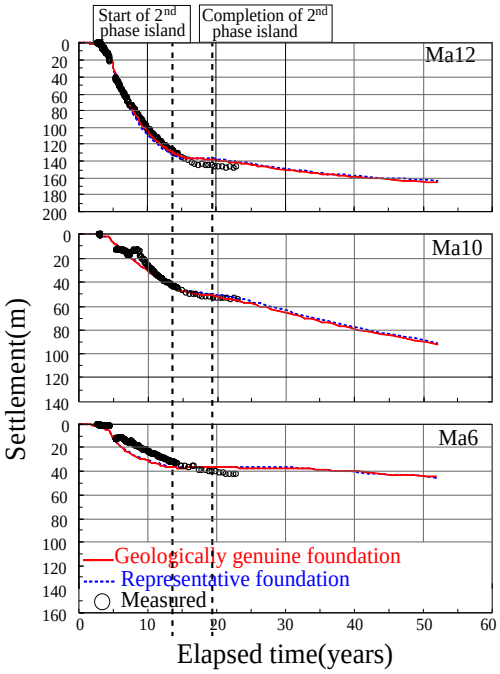


Fig. 9 Comparison of measured and calculated settlement with time for the representative Pleistocene clay layers

foundation models are shown in Fig. 9 together with the measured results for the representative Pleistocene clay layers (Ma12, 10, 6) at the monitoring point 1. As seen from Fig. 8, when the excess pore water pressure increases or the dissipation of excess pore water pressure is hindered due to the construction of the 2nd phase island, the settlement is also retarded or slight upheaval can occur (see Fig.9). It is also found that the calculated performance at the monitoring point 1 shows a good match for two foundation models by applying the concept of "standard hydraulic gradient" and can also well describe the whole process of deformation.

5. Conclusions

The long-term deformation of the reclaimed Pleistocene foundation of the offshore twin airport was numerically evaluated through the elasto-viscoplastic finite element analyses considering the concepts of "mass permeability" and "standard hydraulic gradient" for the Pleistocene sand gravel layers. The concept of "mass permeability" was evaluated as the representative permeable capacity of sand gravel layers of KIX. The representative permeable capacity of sand gravel layers was applied to the geologically genuine foundation model by introducing the concept of "standard hydraulic gradient" for the coupled stress-flow analysis. The concept of mass permeability for the sand gravel layers was found to well function to assess the process of excess pore water pressure generation/dissipation/propagation and long-term settlement in the reclaimed foundations of KIX. The concept of standard hydraulic gradient was also found to well reproduce the representative permeable capacity by comparing the calculated results for two foundation models. The validity and objectivity of the proposed concepts will be investigated by applying them to the additional review sections including the monitoring points S2 or S3 shown in Fig. 2.

Acknowledgements

The authors are grateful to Geo-research Institute for giving useful suggestions to determine the subsoil condition and the required parameters for finite element analysis.

References

Akai, K. and Tamura, T. (1976): An Application of Nonlinear Stress-strain Relations to Multi-dimensional Consolidation Problems. Annuals DPRI, Kyoto University, 21(B-2), pp.19-35 (in Japanese).

Christian, J.T.(1968): Undrained Stress Distribution By Numerical Method. Journal of Soil Mech. and Foundation Div., ASCE, 94 (SM6), pp.1333-1345.

Ito Y., Takemura, K., Kawabata, D., Tanaka, Y. and Nakaseko, K.(2001):Quaternary Tectonic Warping and Strata Formation in the Southern Osaka Basin Inferred from Reflection Seismic Interpretation and Borehole Sequences. Journal of Asian Earth Science, 20, pp.45-58.

Inoue, N., Kitada, N., Takemura, K., Fukuda, K. and Emura, T.(2011): Three-dimensional subsurface structure model of Kansai International Airport by integration of boring data and seismic

profiles. *Proc. Int. Symp. on Advances in Ground technology and Geo-information*, 2011, pp. 121-126.
Kitada, N., Inoue, N., Takemura, K., Fukada, K. and Emura, T. (2011): Subsurface Structure Model Around Kansai Airport According to Re-Interpretation of Borehole Data based on Result of KIX18-1 Core. *Proc. Int. Symp. on Advances in Ground technology and Geo-information*, pp.137-142.
Mimura, M. and Jang, W.Y. (2004): Description of time-dependent behavior of quasi-overconsolidated Osaka Pleistocene clays using elasto-viscoplastic finite element analyses, Soils and Foundations, 44(4), pp. 41-52.
Mimura, M. and Jang, W.Y. (2005a): Verification of the Elasto-viscoplastic Approach Assessing the Long-term Deformation of the Quasi-overconsolidated Pleistocene Clay Deposits, *Soils and Foundations*, 45(1), pp. 37-49.
Mimura, M. and Jang, W.Y. (2005b): Long-term Settlement of the Pleistocene Deposits due to Construction of KIA, proceedings of the Symposium on Geotechnical Aspects of Kansai International Airport, pp. 77-85.
Mimura, M. and Jeon, B.G. (2011): Numerical Assessment for the Behavior of the Pleistocene Marine Foundations Due to Construction of the 1st Phase Island of Kansai International Airport, *Soils and Foundations*, 51(6), pp. 1115-1128.
Mimura, M. and Sekiguchi, H. (1986): Bearing Capacity and Plastic Flow of A Rate-sensitive Clay Under Strip Loading. Bulletin of DPRI, Kyoto University, 36(2), pp. 99-111.
Mimura, M., Takeda, K., Yamamoto, K., Fujiwara, T. and Jang, W.Y. (2003): Long-term settlement of the reclaimed quasi-overconsolidated Pleistocene clay deposits in Osaka Bay, Soils and Foundations, 43(6): 141-153.
Sekiguchi, H. (1977): Rheological Characteristics of Clays. Proc. 9th ICSMFE, 1, pp. 289-292.
Sekiguchi, H., Nishida, Y. and Kanai, F. (1982): A Plane-strain Viscoplastic Constitutive Model for Clay. Proc. 37th Natl. Conf., JSCE, pp. 181-182 (in Japanese).

(Received June 8, 2012)

海上埋立による地盤挙動に対する更新統砂礫層の排水性能の評価

田炳坤(1)・三村衛・才津陽平(1)

(1)京都大学大学院工学研究科

要　旨

長期沈下が懸念されている関西国際空港の基礎地盤は，更新統粘土と砂礫の互層が厚く堆積する構造を有しており，隣接する二つの空港島の建設によって両空港島基礎地盤内に複雑な相互作用を引き起こしている。本稿では，こうした更新統層の地盤挙動を弾粘塑性有限要素法によって解析し，隣接埋立による関西国際空港基礎地盤の相互作用を含む長期挙動を包括的に議論する。解析の際，更新統砂礫層のマクロな透水性を評価するため，“mass permeability”と“standard hydraulic gradient”という概念を導入することによって，不均質性を持って広がっている関西国際空港の更新統砂礫層の透水性能を評価する解析スキームを提案する。適用した解析手法の妥当性については，水平地盤モデルと実地盤モデルの結果と実測値を比較することによって検証する。

キーワード:弾粘塑性有限要素法，更新統砂礫層，mass permeability，standard hydraulic gradient

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

地盤事故災害における法地盤工学の貢献

岩崎好規(1)・三村衛(2)

(1) 一般財団法人　地域地盤環境研究所
(2) 京都大学大学院工学研究科

要　旨

本稿は，京大防災研究所によって採択され，2011 年に設立された一般共同研究プログラム“地盤事故災害における法地盤工学研究会”(委員長 岩崎好規・幹事長 三村衛)の活動を報告するものである。研究会では，既往の事例を収集・整理し，問題点の指摘や今後のあり方を考究し，災害や事故の分析と事故防止・紛争改善のための現状の整理と提言を行うことを，目的としている。2011 年度においては，2011 年 7 月に法地盤工学国際シンポジュウムを開催し，さらに，2012 年 1 月に法地盤工学ワークショップを開催した。

キーワード：法地盤工学，現場観測工法，建築紛争

1.　はじめに

建築建屋の不具合や，土木系崩壊事故に伴う紛争は，医事紛争と同様に，裁判官や弁護士だけでは，その解決が困難であるため，専門家の支援が求められている。地盤工学系専門家も，鑑定人や調停委員となって問題解決に努力している。ここでは，京大防災研究所によって採択され，2011 年に設立された一般共同研究プログラム“地盤事故災害における法地盤工学研究会”(委員長 岩崎好規・幹事長 三村衛)の活動を報告する。研究会では，既往の事例を収集・整理し，問題点の指摘や今後のあり方を考究し，災害や事故の分析と事故防止・紛争改善のための現状の整理と提言を行うことを，目的としている。

2.　国際法地盤工学シンポジュウム

平成 23 年 7 月，国際地盤工学会技術委員会である TC302 Forensic Geotechnical Engineering との共催で，国際シンポジュウムを開催した。ここでは，遠心力載荷試験による香港の斜面崩壊機構の解明（ボルトン教授（英国ケンブリッジ大学)），シンガポールにおける地下鉄事故（石原研而（中央大學)，岩崎好規（地盤研)，リチャード・ホワン（台湾)），ヴェトナムにおけるカントー橋事故（塩井幸武（八戸工業大学名誉教授))，問題となる特殊軟弱地盤の特性把握（浅岡顕名古屋大学名誉教授）などに象徴されているが，①現場における特殊地盤特性の把握，②現場観測工法の適用が，地盤崩壊事故回避のための重要な要素であることが指摘された。

これらの発表の中で興味深い指摘のあった事故などについて次に示す。

2.1遠心力載荷試験による香港の斜面崩壊の解明　(Prof.M.Bolton, Cambridge Univ., U.K.)

Fig. 1 Sau Mau Ping slope failure: view behind Block 9 (Bolton, 2011)

香港で1976年8月25日に多発した豪雨斜面崩壊は，その後香港政庁地盤工学事務所(Hong Kong Government Geotechnical Engineering Office (GEO))が開設される直接的原因となったものであるが，盛土斜面の崩壊機構は豪雨による湿潤前線が斜面内に形成され，静的液状化によって崩壊すると推定されて，長らく定説となっていた。その典型例であるサウマウピン斜面崩壊をFig.1に示した。事故後15年の2002年香港政庁の地盤技師がケンブリッジ大学の遠心載荷装置で強風化マサ土で急斜面盛土の模型を作って試験したところ，降雨によって水締めで密度が増加したが，斜面崩壊は発生しなかった。

そこで次年度，Fig.2に示したような風化花崗岩斜面の表層部の透水層とその上に盛土層という層構造モデルで再挑戦した。

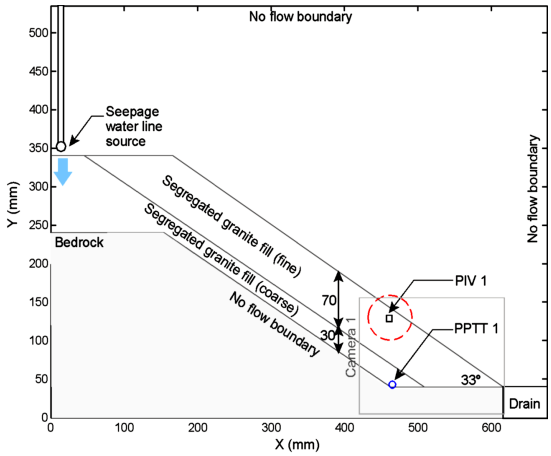


Fig. 2 Model of fill slope with interior drainage layer (Wong, 2003)

このモデルでは，斜面の下端部が盛土で被覆されていて，豪雨による伏水流が透水層を流下するが，直ちに斜面外に流出することはなく，過剰間隙水圧が形成されていき，一気に斜面下端部からの崩壊が見られた。

Fig.3にこの実験によって得られた斜面先端部分の地盤の動きを，PIV(Particle Image Velocimetry:粒子画像流速測定法)によって計測し，求められた変位ベクトルを示した。

この知見を基礎にして，豪雨時の斜面安定のために斜面下端部における排水能の向上のための構造を付加すべきことが追加されたのである。

このような遠心載荷実験による法地盤工学事例検討は，伊藤和也によってもアースアンカーによる土留め崩壊の解析が報告されている。

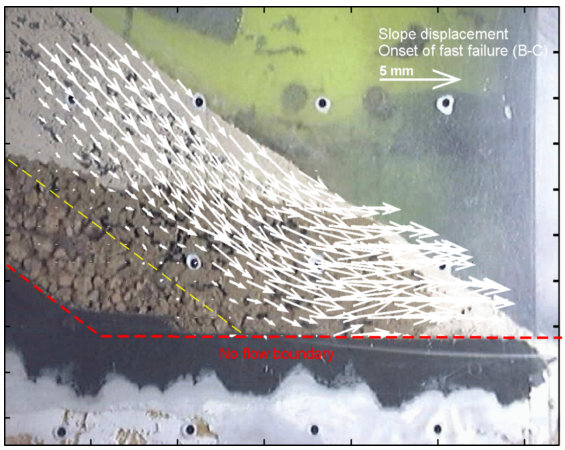


Fig. 3 Trapped water initiates slope failure in loose fill, viewed using PIV (Take et al, 2004)

2.2 シンガポールニコール高速道路崩壊事例

本崩壊は，2004年4月20日シンガポールの地下鉄開削工事において，土留め壁の崩壊が発生し，工事場所に近接していたニコール高速道路が崩壊し，死者３名が犠牲となった事故である。

本件事故については，３つの論文が提出され，２人の発表があった。

地下鉄掘削箇所の地盤は，地表から約35m程度まで沖積層があり，層厚30m程度の標準貫入試験N=0の軟弱粘土層を含んでいる。

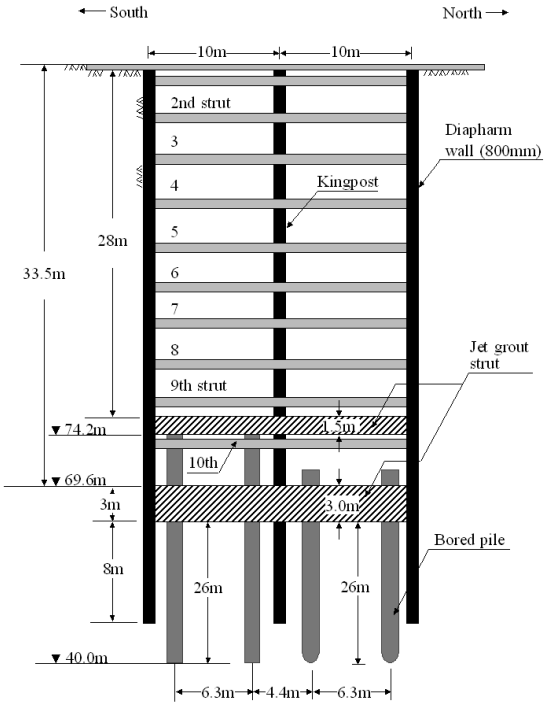


Fig. 4 A typical side view of the strutted system for the A-A' cross section

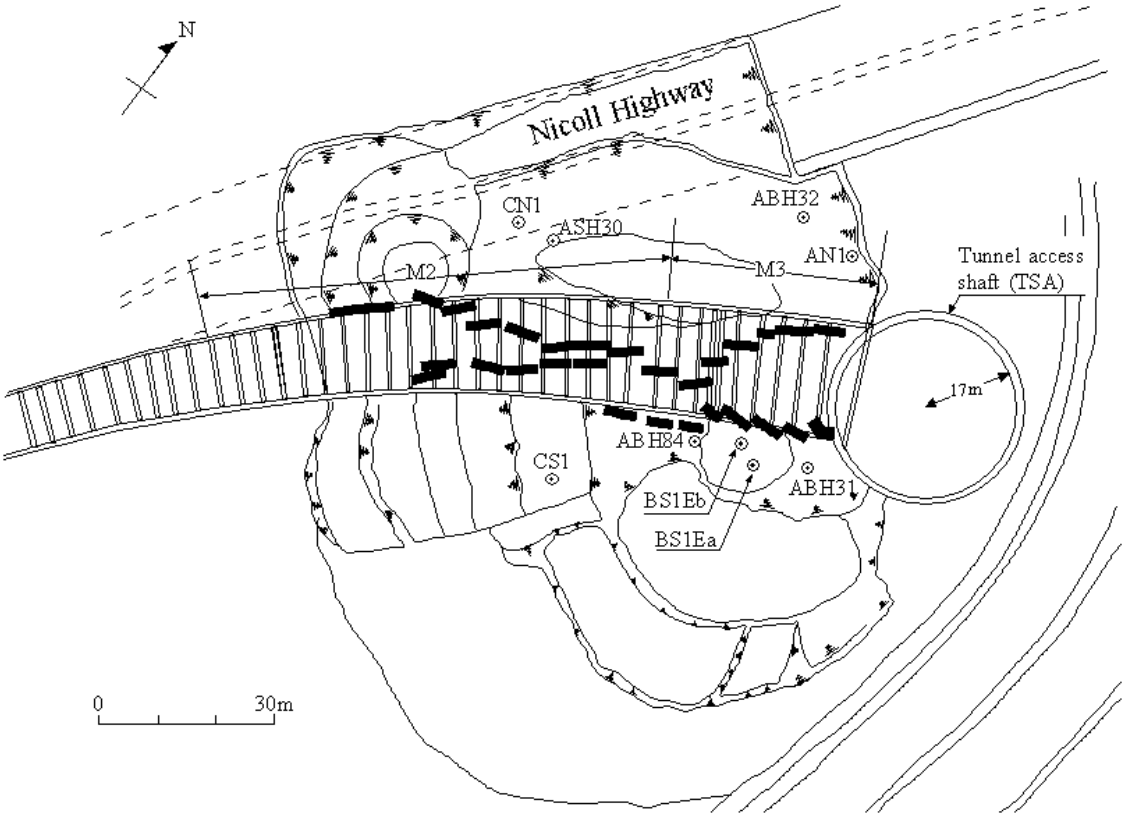


Fig.5 Plan view of the area of the failure and braced wall system.

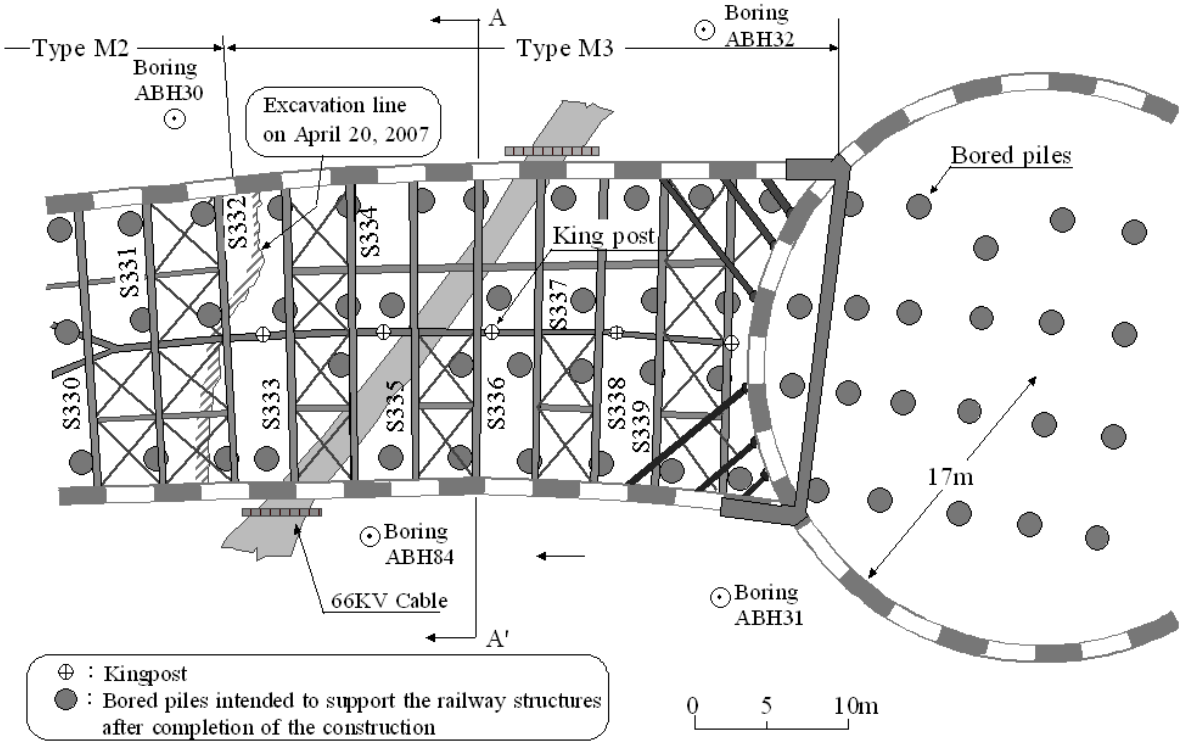


Fig. 6 Plan view of the Type M3 section due west of the access shaft

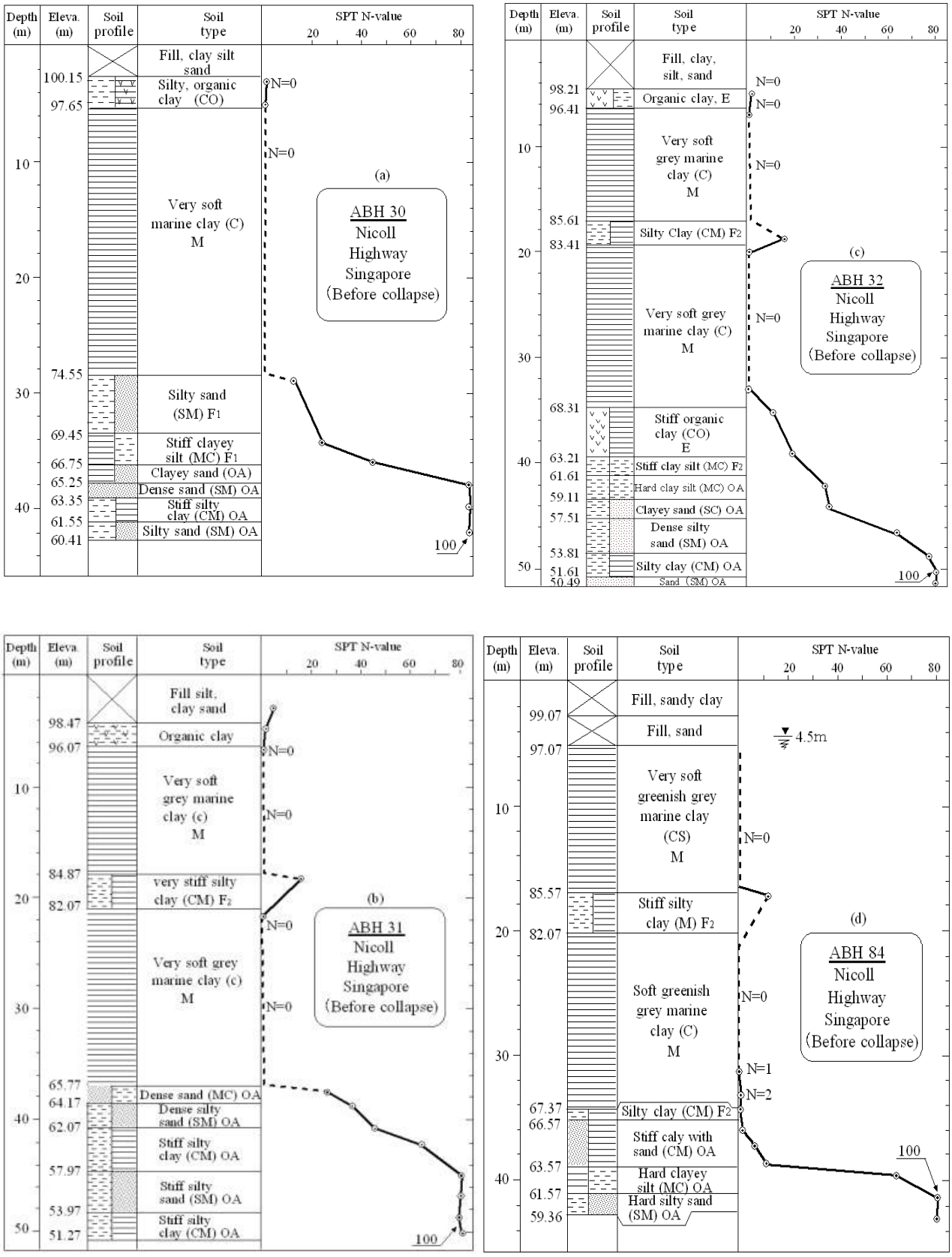


Fig.7 Soil profiles at the sites near the excavation obtained before the collapse

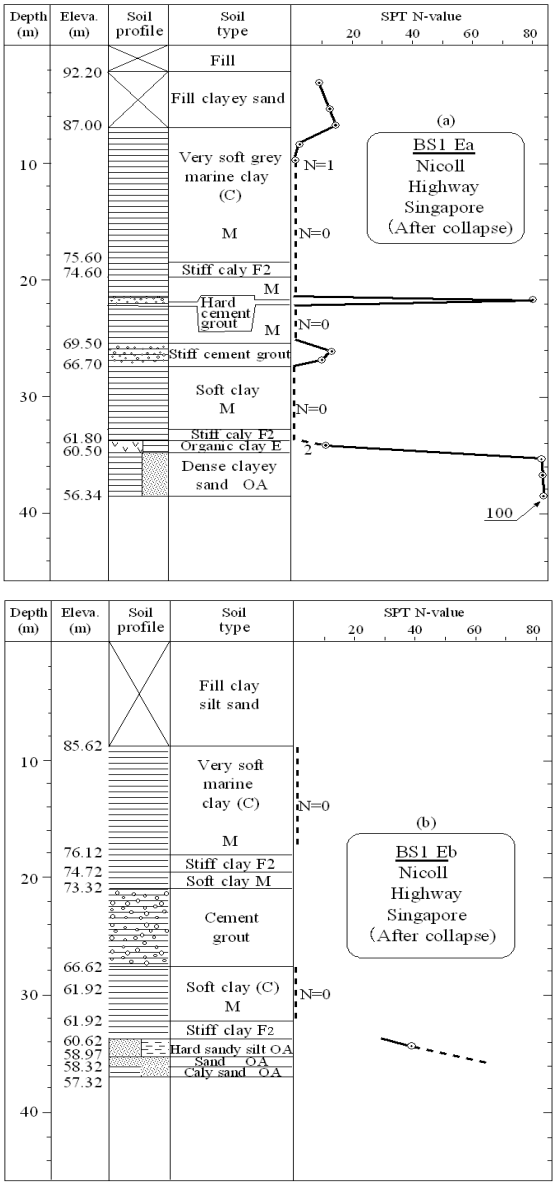


Fig.8 Soil profiles just south of the collapsed diaphragm wall panels 8

施工断面をFig4(Ishihara, 2011)に示し，地下鉄およびニコール高速道路の平面図をFig.5およびFig.6 (Ishihara, 2011)に示した。土留め壁の崩壊は，M2およびM3工区の境界付近で発生した。Fig.4の施工断面は，TypeM3工区の標準断面で，10段切梁，掘削深さ33.5mであり，掘削前に，ジェットグラウトパイル工(JGP)により土中梁を2段に設置した。設計に使用された土質ボーリングはFig.7(Ishihara, 2011)に示した。これらのボーリング結果からさらに軟弱層の基底深度図をFig.8(Ishihara, 2011)に示した。

土留め壁の崩壊後，現場で地表面に露出している状況は，把握されたが，事故原因の究明のための掘削などは実施されなかったが，崩壊後の状況を把握し，原因を探索するために，新たな土質ボーリングが土留め壁の南北背面側で実施され，ボーリング位置はFig.11(Ishihara, 2011)の平面図に示した。

さらに，磁力検層を北側では掘削背面位置から2m，南側では掘削背面位置から3m付近で，土留め壁に沿って2mピッチで実施された。磁力検層では磁性を有する材料，すなわち，腹起こし，切梁，土留め壁などの鉄製材料の位置を探査し，Fig.12に崩壊による推定地盤変位を示した。

地盤状況は，Fig.7やFig8の土質柱状図に示されているが，表土の下には，N=0を示す超軟弱海成粘土層(M層)が30-40mの層厚で存在している。その下位に古期沖積層(Old Alluvium)に属するOA層が土留め壁の支持地盤となっている。

Fig.9に設計時に想定されていたOA層の出現深度を示し，Fig10に崩壊後の地盤調査にもとづく深度を示した。Strut 337～338付近の深度をみると，設計時の想定では+65～66mであるのに対して，崩壊後の調査結果では+60～61mと出現深度は約5mほど深くなっていることが分かる。

このOA層の上端レベルの設計時と崩壊後の深さを土留め壁の南側に沿ってFig.13(Ishihara, 2011)に比較して示してある。同図に併示してある土留め壁の下端深度とを比べると，M310～M306の間においては土留め壁下端とOA上端レベルがほぼ一致していて，土留め壁の根入れ深度がないことが分かる。

Ishihara(2011)は，地形的に溺れ谷になっているような箇所における精密な事前調査の必要性を強調した。

Iwasaki(2011)は，現場観測工法の観点から，事故に至る経緯を振り返っている。

本施工現場においては，多くの観測計器が設置されていて，崩壊域周辺においても，連続傾斜計や間隙水圧計が設置されていた。にそれらの設置位置をFig.14に示した。この図では，連続傾斜計I65(掘削北側)，I104(掘削南側)，沈下計L111，間隙水圧計（北側，掘削背面および掘削側）が示されている。

この工区の掘削は，2003年9月から開始され，連続傾斜計による土留め壁の水平変位の経時変化をFig.15およびFig16に示した。

2003年10月から2004年2月末までに，掘削は5段目に入っているが，水平変位量は，設計許容値であるδ=150mmに到達している。6段および7段掘削以降においては，北側の水平変位と南側の水平変位に大きな差が表れて，南側では崩壊の近い4月中旬においてはδ=400mmに達していることが知られる。

南側の最大水平変位が増大するに従って，許容値も引き上げられた。

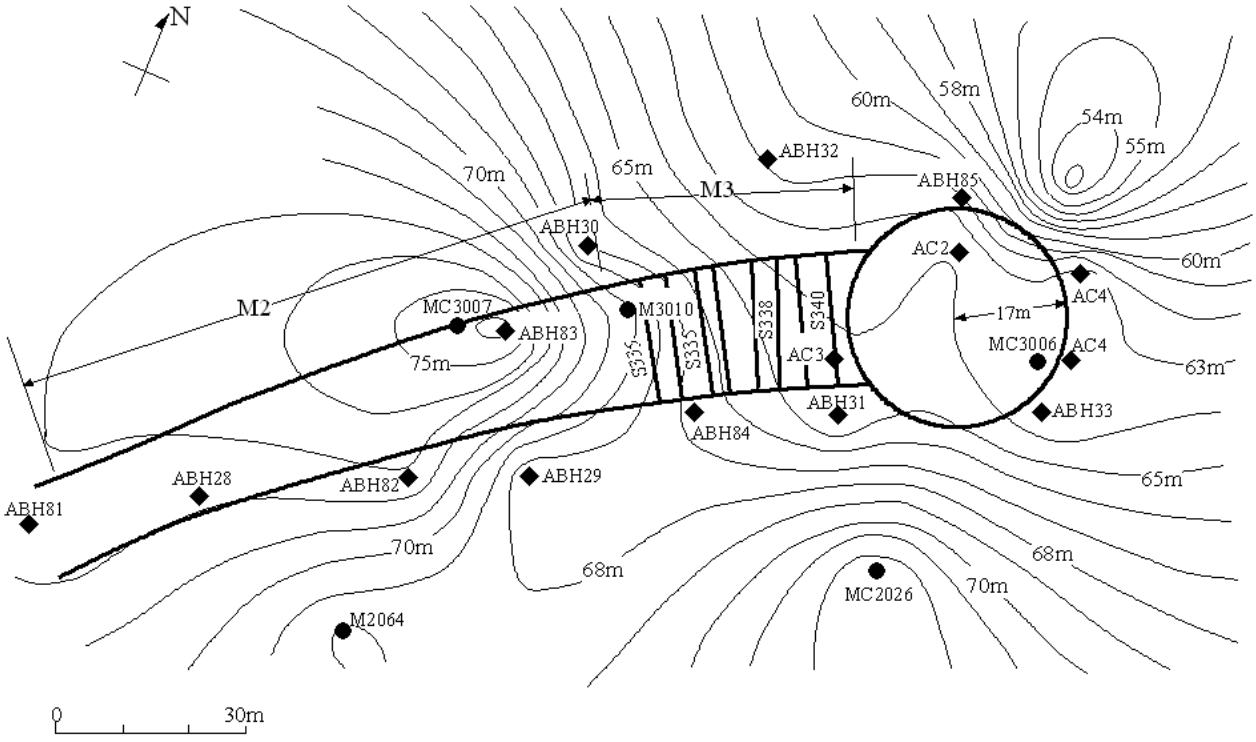


Fig.9 Contours of elevation at the top of the old alluvium (OA-layer) based on boring data at the design stage

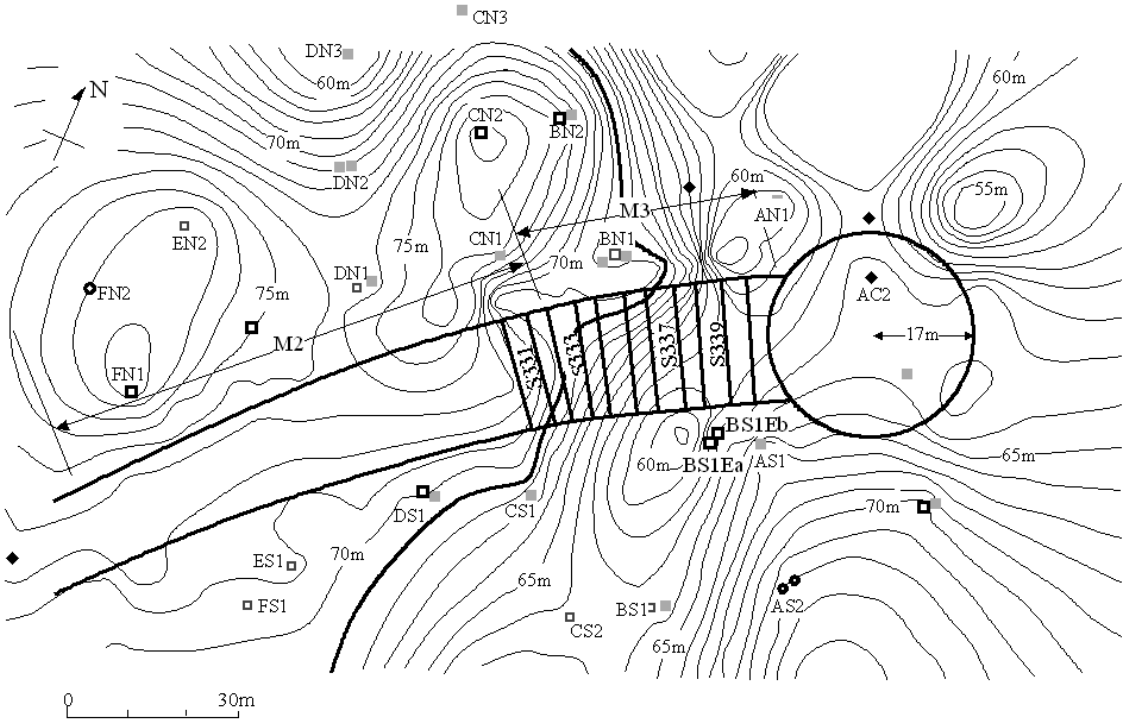


Fig.10 Counter of elevation at the top of the old alluvium (OA-layer) based on boring data after the collapse

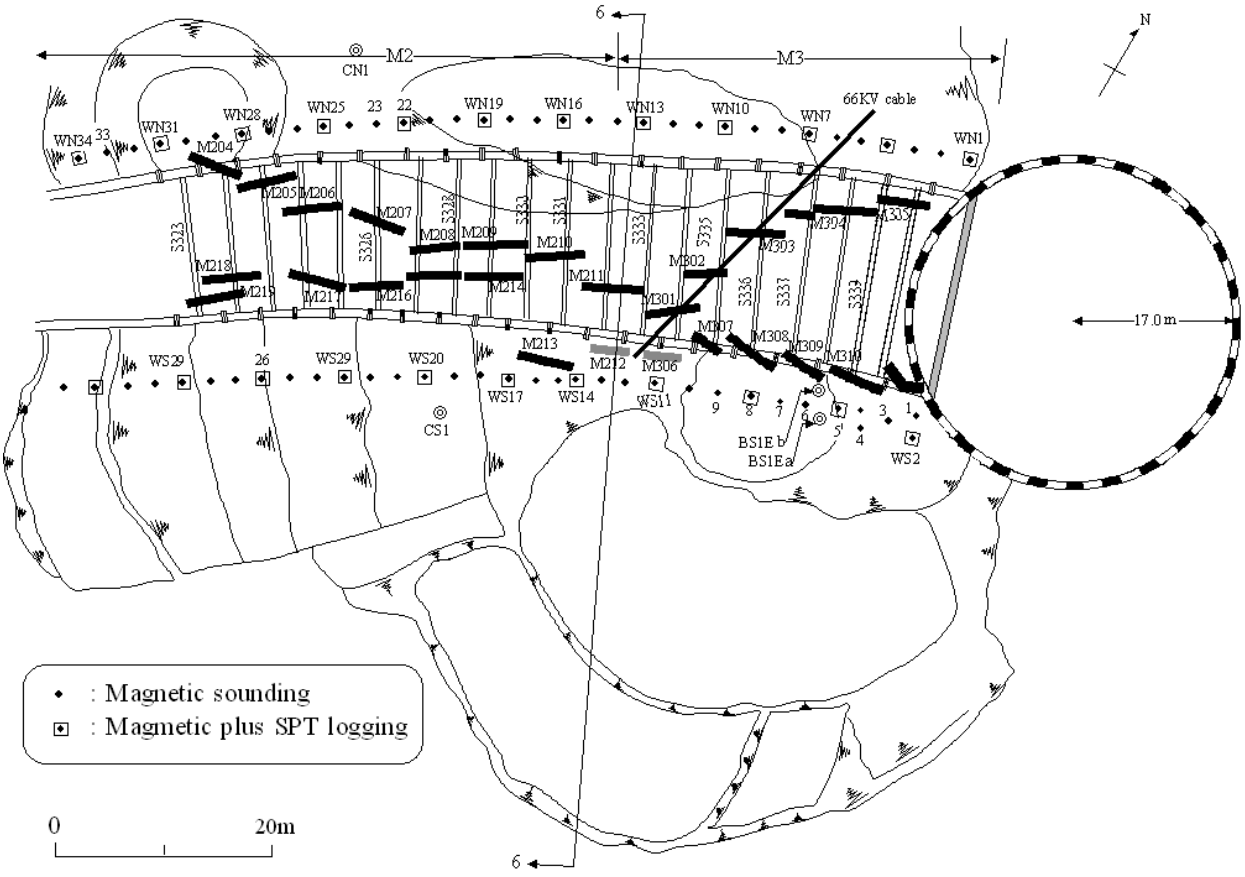


Fig.11 Locations of the magnetic sounding and boring conducted after the collapse

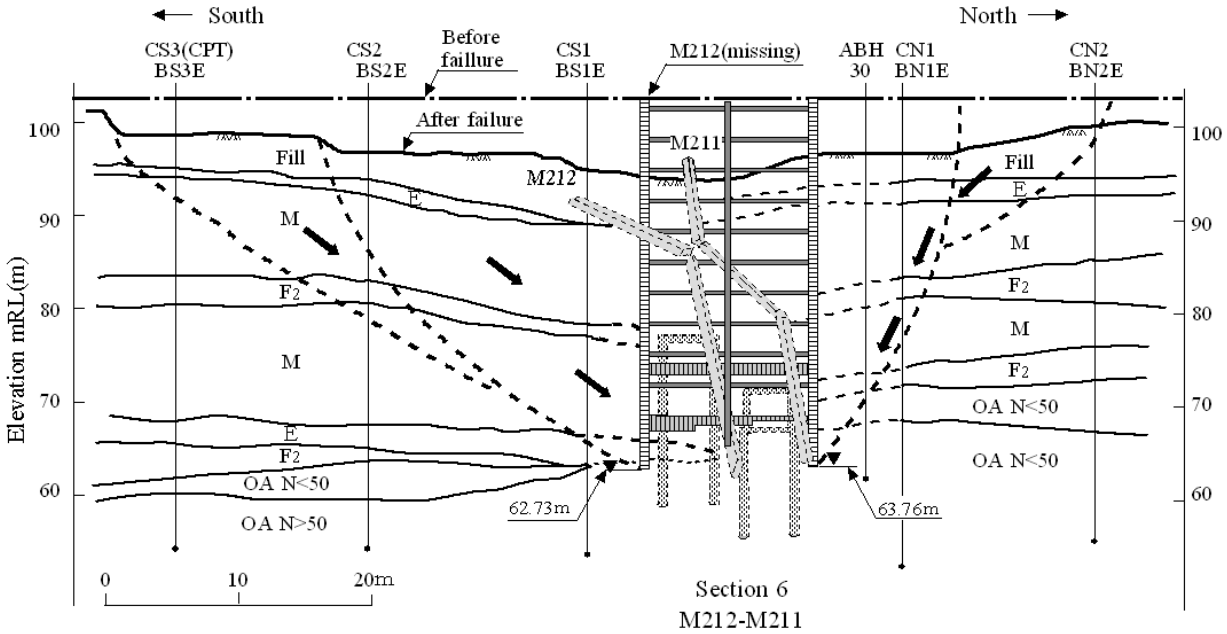


Fig.12 Features of the ground movements towards the excavated space accompanies by the subsidence

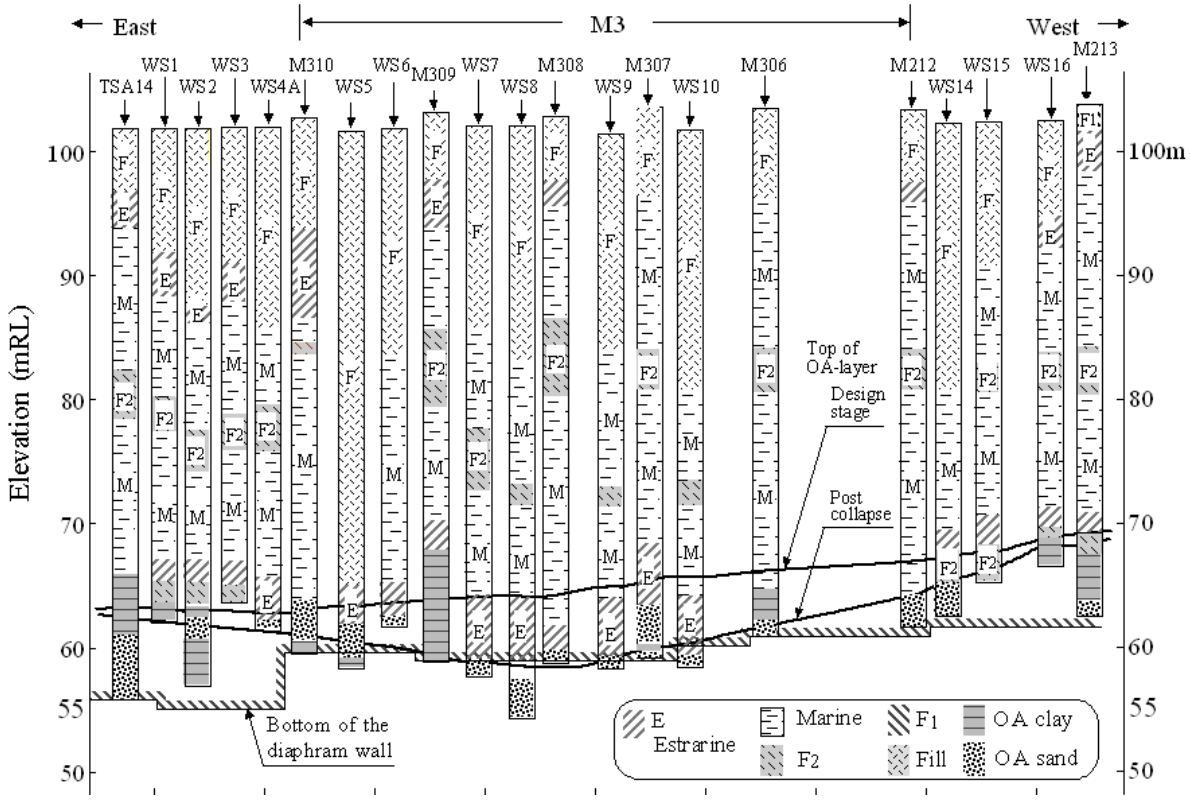


Fig.13 Counter of elevation at the top of the old alluvium (OA-layer) based on boring data after the collapse

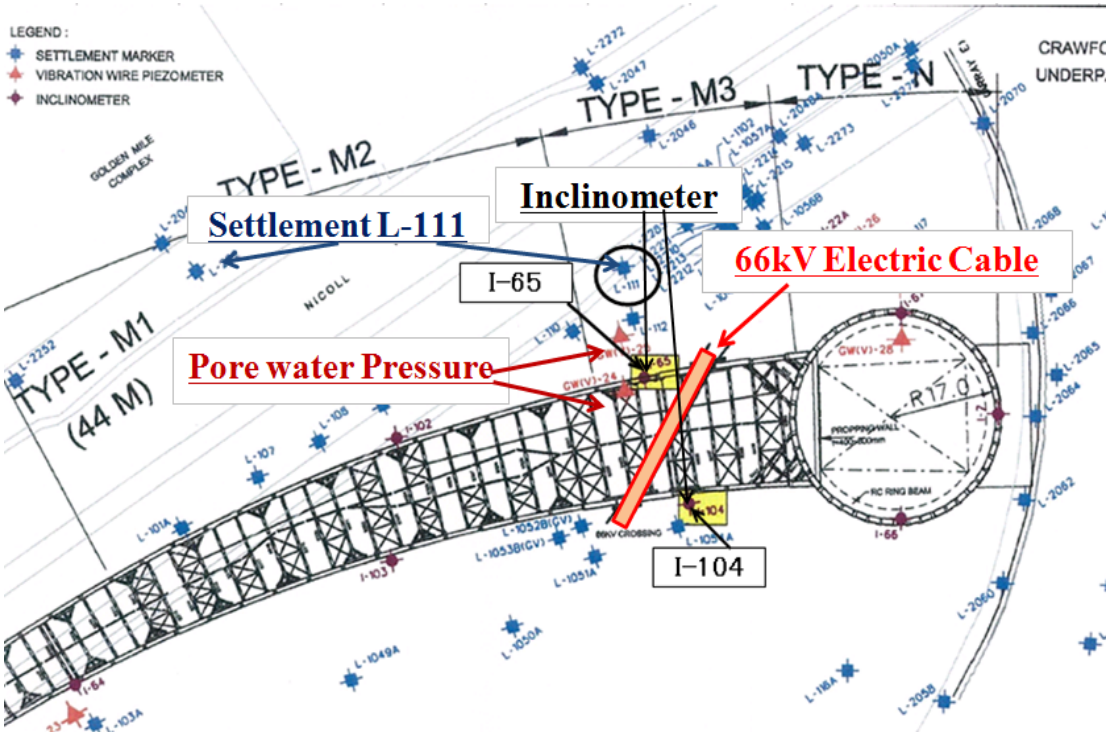


Fig.14 Instrumentation at the failed site

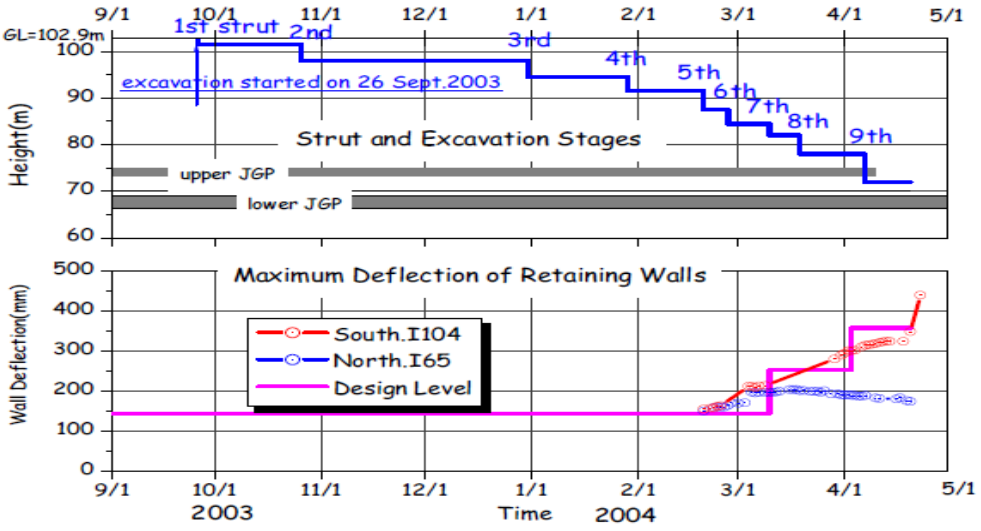


Fig.15 Change of Max. deflections with time

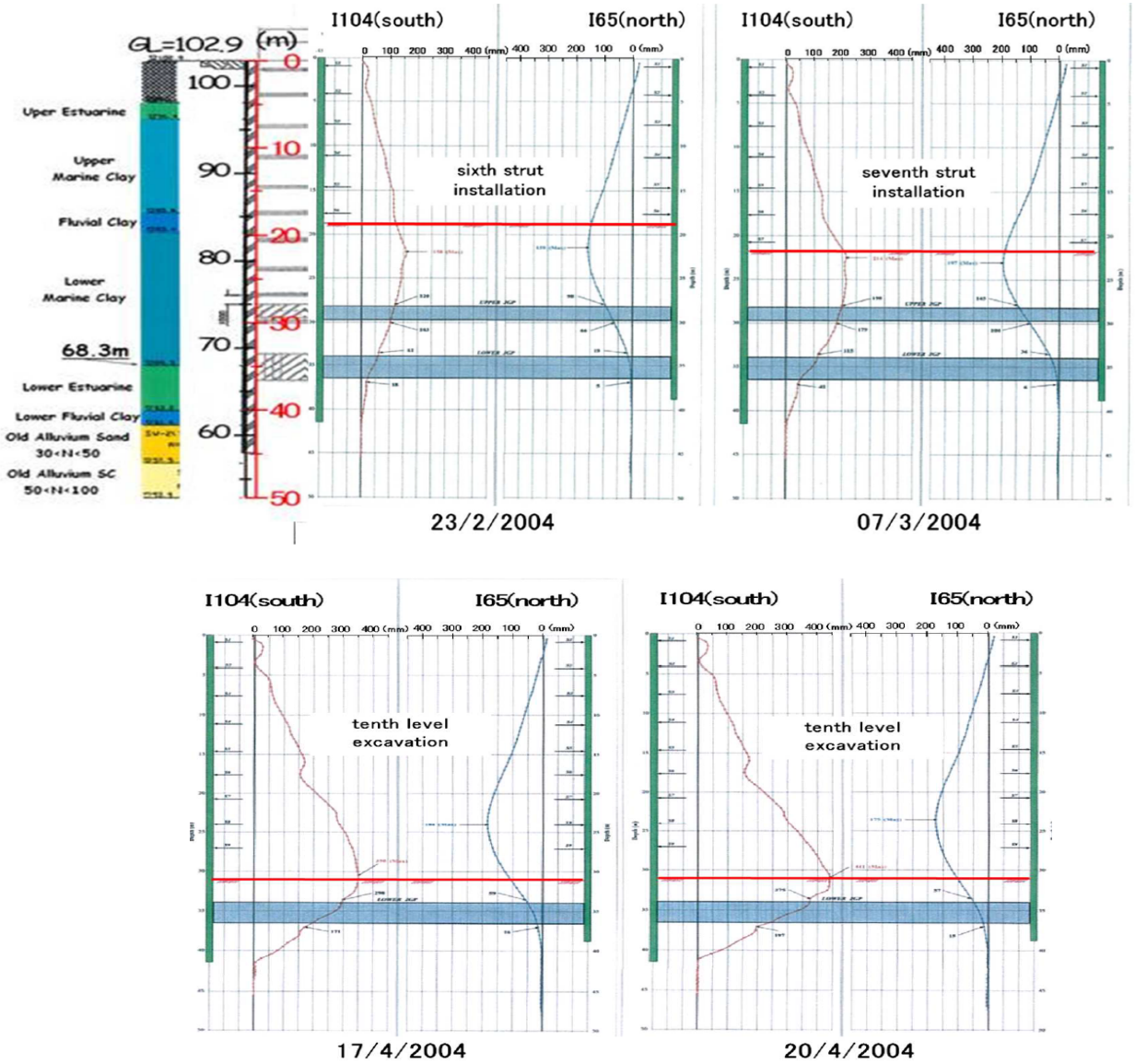


Fig.16 Deflection of Retaining Wall at 6th, 7th, and 10th excavation step

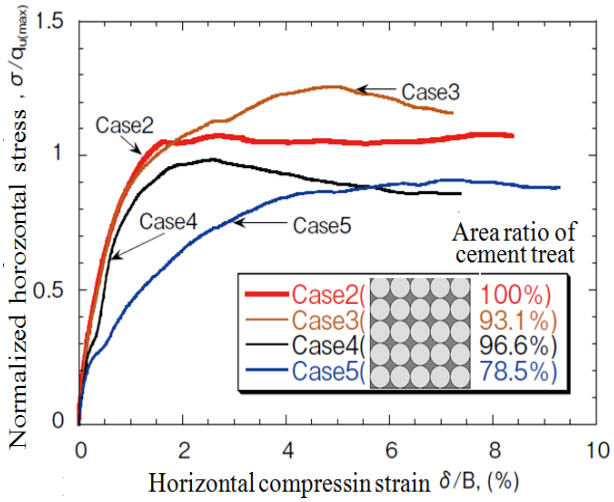


Fig.17 Horizontal Compression Test for JGP test pieces (Imamura, 2008)

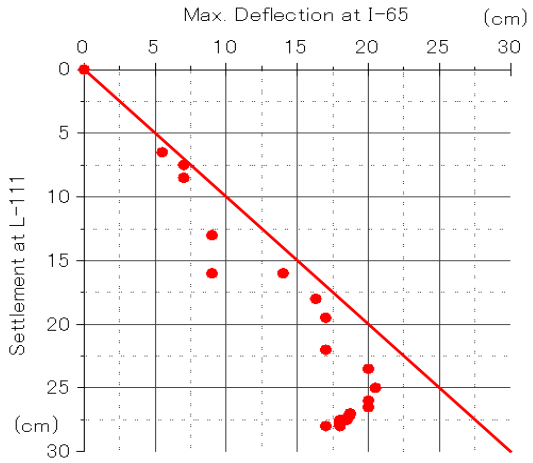


Fig.19 Settlement vs. Horizontal deflection (Iwasaki, 2011)

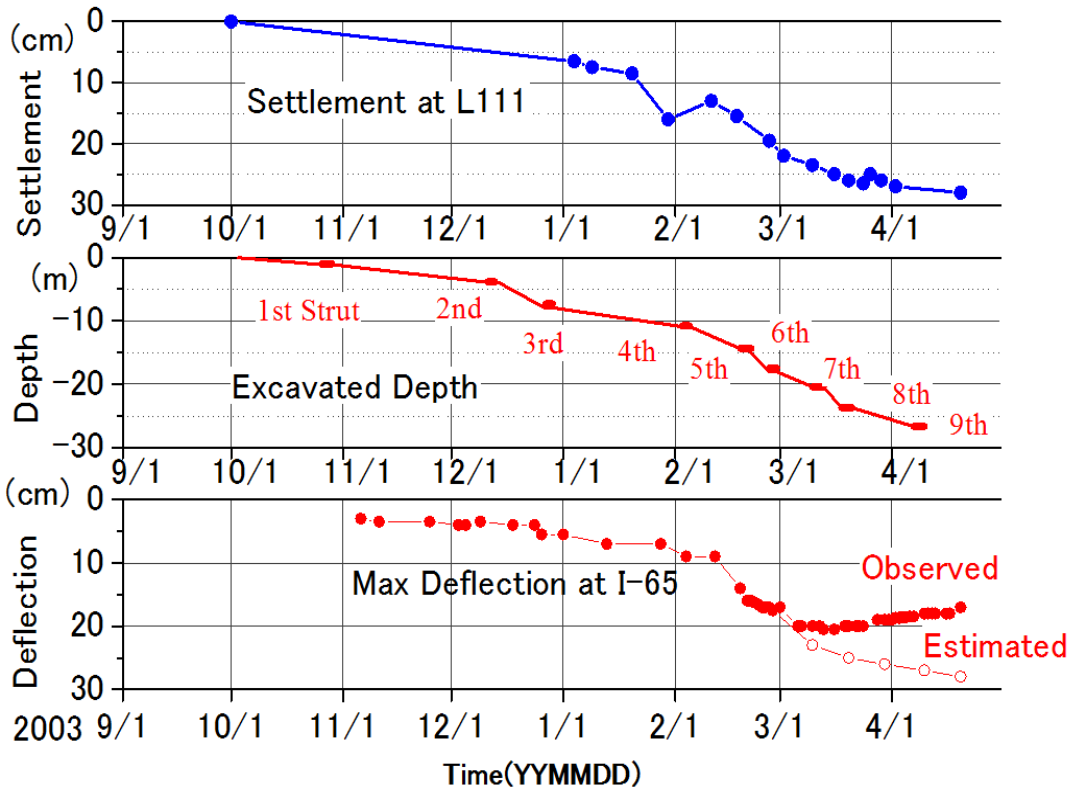


Fig.18 Settlement vs. Deflection

崩壊事故後に実施されたJGPの水平圧縮強度試験の結果を，Fig.17(Imamura, 2008)に示した。この水平圧縮試験からみると，水平破壊ひずみレベルはほぼ2%で，安全率をSF=2.0とすると，許容ひずみレベルとすると，ε,allowable<=1%である。掘削幅はw=20mであるから，JGPの水平許容変位量は，南北両土留め間で20㎝，片側だけでは，10cmが許容変位量となる。

北側の沈下と土留め壁北側の水平変位の経時変化をFig18およびFig.19(Iwasaki, 2011)に示した。水平変位の増大とともに，背面地盤表面の沈下が発生しているが，崩壊直前になると，北側土留め壁の変位は減少しているのに拘わらず，沈下量は増大している。異常事態が発生していると考えるべきであろう。土留め壁の変位量を注視していることで，3月の始めの

時点で，変状異変に気付き，また，連続傾斜計の基底部から，変計が生じていることから，連続傾斜計の基底部は固定条件となっていないことが知られよう。

シンガポールのニコールハイウエイ崩落事故については，会場から多くの議論があり，5年が経過しているのにも関わらず，関心の高さを示していた。

原因の一つとして，高圧電線ケーブル直下では，事前のJGPの施工が不可能であったが，JGPの欠落の影響はないというわけではない。

しかしながら，古期沖積層OAの出現深度を5m浅く見ていたということが決定的であろう。土留め壁の設置時に，支持層の深度を確認しつつ施工を行うようなmonitoring during excavationなどという計測施工が導入されれば，はるかに安全な施工となるに違いない。

2.3 ベトナム・カントー橋橋桁崩落事故

ベトナム・カントー橋は，ベトナム南部のメコン河の支流であるハウ川にかかる橋で，ベトナムの首都ハノイからサイゴンに抜けるベトナム国道一号線を構成し，この橋ができるまではフェリーボートで車両を運んでいたが，2010年4月24日に完成し，全長2750m，東南アジアの中の斜長橋では最長である。

施工は，日本のODA（特別円借款事業）で大成・鹿島・新日鉄塘のＪＶで施工されていたが，落桁事故が，2008年9月26日に発生した。すなわち，まず，橋脚を施工し，その上に桁を持ち上げようとしていた（Fig.20に崩落前の建設状態を示す）が、コンクリート桁を持ち上げる途中の地上30mで橋桁は崩壊し（Fig.21に崩落後の写真を示した。Fig.22 およびFig.23に崩壊前後の支柱の構造の概略を示した。）、事故が起こった時には250人の労働者が斜面で作業をしていた。翌27日には52人が死亡し、140人が怪我をしたと報告された。メコン河流域の軟弱地盤はいわゆるproblematic soilである。

Fig.24に地盤断面図を示した。厚いシルト層と砂礫層の互層で構成されているが，地表から約10mは緩い砂質(N<10)層であるが，その下に約20mの層厚の(N=0)の軟弱シルト層，さらにN=30程度の砂礫層がある。.軟弱層の厚さは厚く，カントー橋の橋脚の基礎には，約70mの長さの杭が使用されている。Fig.22に仮設の支柱を示したが，桁を持ち上げる支柱の基礎となる仮設のベントは，幅4.5mx4.5m 厚さ1mのコンクリート製で，35mの長さの杭で支持されていたという。Fig.23に崩落前後の様子を示した。

Fig.23上段には崩落直前の様子と下段には崩落後の桁の状態を示している。Fig.25の右側にはベント基礎の傾斜の様子，左側にベントの不等沈下傾斜による支保工の変形の初期の変形の様子を示した。

崩落は，支保工に座窟が発生し，倒壊したものである。

本事故に関しては，カントー橋崩落事故調査国家委員会が組織され，日本から塩井幸武八戸工業大学名誉教授が委員として参加している。2008年1月8日に事故調がベトナム政府に報告をしているが，最終結論には至っていないと報告されたという（ja.wikipedia.org/wiki/カント橋）。

Shioi(2011)の報告によれば，橋桁を持ち上げる際にベント基礎に，不等沈下(4.5mの基礎幅に対して12mm)の不等沈下で傾斜し，この傾斜によって，支柱に曲げモーメントが発生したものであるという。

12mmの不等沈下は崩落後の計測であるから，絶対沈下量は不明である。

報道（日刊ベトナムニューズ2007/10/3）によれば，事故発生前に，ベント基礎の載荷実験を実施するようにと，エンジニアが要求していたなどと伝えられている。

ベント基礎の不等沈下の計測，不等沈下による支保工の傾斜や座窟などの事前検討，ならびに施工時の観測などが実施されていたとすれば，事故は防止できたのではないか？と思われる。

Shioi(2011)は，メコン河流域にある超軟弱シルトのクリープ的沈下変形特性の重要性を強調し，その計算手法を提言した。

シンガポールやカントー橋の崩落事故における，このような事故に至る状況を考察すると，いわゆる地盤計測工法が十分に適用されていないか，適用されていても，その十分な運用がなされていないものである場合が多い。地盤工事においては，地盤の不確かさをカバーするために，計測を実施しし，事前想定と比較しながら，工事を進める必要がある。

3. 法地盤学大阪シンポジュウム提言

本シンポジュウムの閉会にあたり，地盤工事の災害を防止するための方策を提言として採択した。

事故の発生した地盤をみると，いわゆる教科書的な地盤ではない，いわゆるプロブレマテックソイル呼ばれる問題地盤が多い。種々議論の上，次のような提言が採択された。

大阪シンポ提言

国際地盤工学会法地盤委員会 TC302 は，2011 年 7 月 14-15 日大阪においてシンポジュウムを開催し，法地盤工学的問題に関して議論した。地盤工事において事故の発生が起こる原因は設計における仮定と実際との乖離にある場合が大部分である。

Fig.20 Construction view before collapse (Shioi, 2011)

Fig.21 Collapsed concrete girder (Shioi 2011)

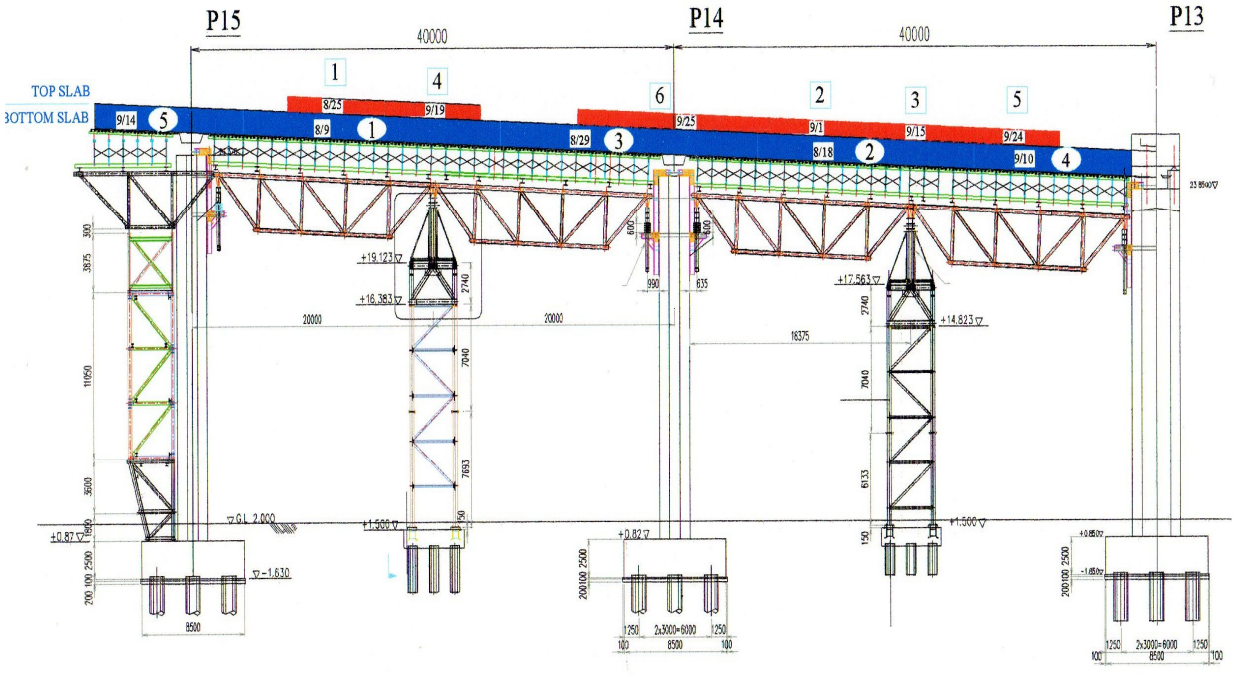


Fig.22 Scaffoldings and bents for prestressed concrete girder and order of segments to cast in (Shioi 2011)

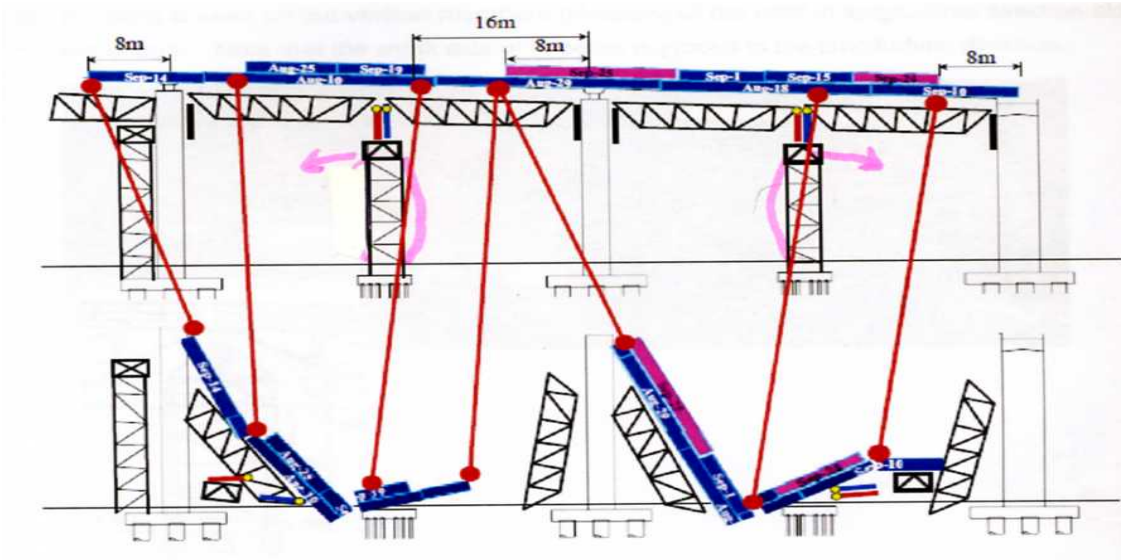


Fig.23 Collapsed concrete segments, scaffoldings and others (Shoi,2011)

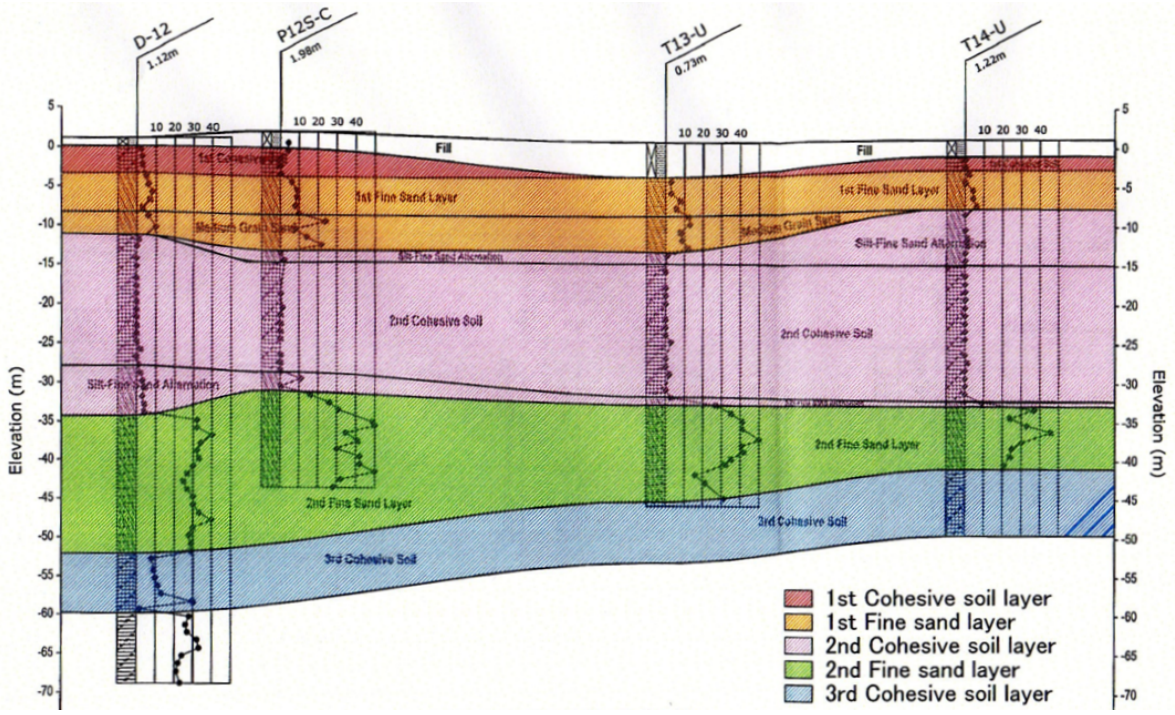


Fig.24 Geotechnical Section under Can tho Bridge

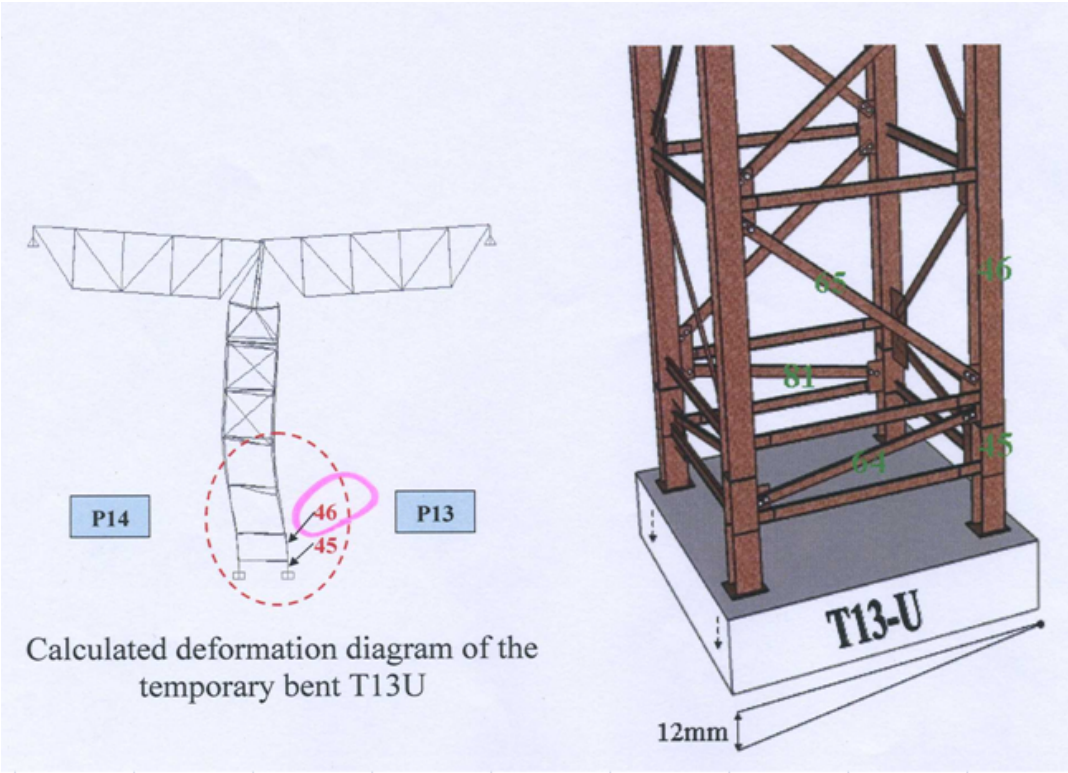


Fig.25 Buckled vertical members and differential settlement of base of bent-13

特殊土と呼称される地盤；荷重によって長期の沈下が継続する超軟弱鋭敏粘土地盤とか，圧力水圧下で特殊土と呼称される地盤；荷重によって長期の沈下が継続する超軟弱鋭敏粘土地盤とか，圧力水圧下で発生するパイピング破壊が見られるシルト質砂地盤などが，堰堤や掘削工事などでの重要な要素であ

ることが指摘され討議された。

遠心力載荷試験による斜面崩壊実験などによって教科書的ではない地盤崩壊事例が示され，擁壁の崩壊や，地盤の変状機構などがすべて予測できるわけではないことが示された。

現場観測工法こそが，建設の費用を抑えつつ，しかも，地盤工事における安全と作業効率を維持するための要であることに同意した。

建設工事に伴って各種の計測を実施することは常態となりつつあるが，計測データは必ずしも，解釈されることなく，このことが，事故を招いている場合が少なくない。

事故が発生するのは，設計者が，予測される地盤挙動とか，変位の適正な警戒レベルを明示しないで施工が進む場合などである。

また，計測機器が十分に設置されていない場合や，建設の重要段階にあって能力のある地盤技術者が現場にいない場合にも事故の発生につながる。

観測工法の不正確な適用が法地盤工学にも関与することから，TC302 委員会は，観測工法に関心のある他の委員会との共同活動を提案したい。

TC302 の規約にも入れることを視野において，TC206(現場挙動にもとづく地盤設計法(Interactive Geotechnical Design))や TC304(リスク予測と管理)と共同し，共同報告書などが作成できればよいと考える。他の TC 委員会との共同シンポジュウムを開催すれば，既知の情報を伝えつつ，国際地盤工学会員からの最新の技術提供を得ることができよう。

<Resolution of TC302 Osaka Symposium>

TC302 conducted an International Symposium in Osaka on July 14-15, 2011 and discussed the emerging topic of forensic geotechnical engineering. The main causes which trigger failure in geotechnical constructions were recognized as differences between design assumptions and reality.

Peculiar soils like very soft sensitive clays which can exhibit prolonged settlements due to changes of load, and silty sands which can exhibit piping failure under hydraulic gradients, were discussed as important factors in embankment and excavation works respectively.

Unusual slope failure mechanisms were identified from centrifuge model tests, and the forensic examination of a variety of earth retention failures in the field indicated that ground distortion mechanisms could not always be predicted.

The Observational Method was identified as a key tool for reducing construction costs whilst maintaining safety and serviceability in geotechnical design. The installation of measuring devices for construction monitoring has become common but the monitored data are not always interpreted, and this has sometimes led to failures. This can arise when the designer does not clearly specify the expected ground deformation mechanism, or does not set appropriate alarm levels. Other possible reasons are the inadequate installation of instruments, or the lack of a capable geotechnical engineer on site during crucial stages of construction.

Since its incorrect application can result in the necessary application of Forensic Engineering, TC302 proposes to work with other interested parties to clarify and refine best practice in the use of the Observational Method in geotechnical engineering. We therefore seek to include this activity in the terms of reference of TC302, and we will invite TC 206 (Interactive Geotechnical Design) and TC304 (Engineering Practice of Risk Assessment and Management) to do likewise, so that a joint report can be produced. It is proposed that a symposium be jointly organised to disseminate findings, and to seek contributions from ISSMGE members that demonstrate the state of the art.

4. 法地盤工学ワークショップ

平成 24 年 1 月 13 日-14 日に実施したワークショップにおいては，シンポジュウムで議論された現場観測工法および最近多発している上町断層にかかわる建築紛争についての話題を中心に，地盤学，地形学，地質学，建築学，弁護士，さらに紛争の渦中にある一般市民なども出席した。

都市圏活断層図の作成やその利活用（岡田篤正（京都大学名誉教授））断層や地盤情報の公開による地盤や断層情報の透明性の必要性（佃栄吉 産総研地質分野副統括），活断層紛争事例紹介（中川康一大阪市大名誉教授・針原祥次弁護士・水口哲也弁護士），フランスにおける現場観測工法（清水正喜鳥取大学教授）などの発表があった。

謝　辞

本稿は，平成23年度から2年間にわたる研究委員会活動の一部を報告した。法地盤工学委員会のメンバー委員ならびに，防災研究所担当事務の方々に感謝する。

参考文献

今村 眞一郎, 佐藤 靖彦, 宮崎 啓一, 萩原 敏行, 平岡 博明(2008):山留め支保工における地盤改良地中梁の水平方向変形特性, 西松建設技報, pp7-12

Bolton, M. (2011):Learning from Reality: Lessons from Centrifuge Models, Proc Proceedings of the TC302 Symposium in Osaka pp.1-12

Itoh, K, Kikkawa, N., and Toyosawa, Y.(2011): Failure mechanism of anchored retaining wall due to the anchor head itself being broken, Proc Proceedings of the TC302 Symposium in Osaka,pp.13-18.

Ishihara, K.(2011): Collapse of Braced Excavation in Singapore Proc Proceedings of the TC302 Symposium in Osaka, pp.35-50.

Iwasaki,Y.(2011):An Alternative Approach as Observational Method Inferred from Monitored Data to Avoid the Failure of the Geotechnical Excavation in Singapore, Proc Proceedings of the TC302 Symposium in Osaka, pp.185-193.

Richard N. Hwang,R.N., Duann, S.W., Chen,C.H.(2011): Damages to Metro Tunnels due to Adjacent Excavations, Proc Proceedings of the TC302 Symposium in Osaka, pp83-88

Shioi,Y.(2011):Importance of Taking Deformation of Substructure into Account for Bridge Design, Proc Proceedings of the TC302 Symposium in Osaka, pp.51-62.

Take, W.A., Bolton, M.D., Wong, P.C.P. and Yeung, F.J. (2004) “Evaluation of landslide triggering mechanisms in model fill slopes”, Landslides, Springer, 1 (3), 173-184.

, Wong, P.K.P (2003) “Centrifugal modelling of liquefaction failure of loose granitic fill slopes”, MPhil Thesis,Cambridge University

（論文受理日：2012年6月8日）

Contribution of Forensic Geotechnical Engineering in the Ground Disaster and Accident

Yoshinori IWASAKI(1) and Mamoru MIMURA(2)

(1) Geo Research Institute,
(2) Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

This paper describes the activity of the general cooperative research program “Research Committee on Forensic Geotechnical Engineering”(chair Y.Iwasaki and manager M.Mimura), which was funded by Disaster Prevention Research Institute from 2011 to 2012.

In 2011, we have organized an international symposium in Osaka and adapted a Resolution. The topics of the symposium cover various such accidents as slope failure by heavy rain, and failure of retaining wall. Special attentions are paid to “Rain induced slope failure,” Nicole’s Highways Collapse in Singapore,” and Failure of bridge girder at Can Tho Bridge, Vietnam.

The Research committee aims to collect case histories of the forensic geotechnical engineering and summarize the cases and proposes the direction to go in the future. At the symposium, a recommendation was adapted to cooperate with technical committees under the international society of soil mechanics and geotechnical engineering.

At present, we have concluded that the most of the failed case did not use observational method. Monitoring was not properly fed back into the running field conditions.

In January 2012, we have organized a workshop on forensic geotechnical problem and construction dispute. Citizens who are in active for legal attempt to construction of a housing structures on an active faults have joined the workshop as well as layers.

keywords: forensic geotechnical engineering, observational method, construction dispute

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

紀伊半島・十津川上流部の下刻速度
－宇宙線生成核種を用いた蛇行切断の年代決定からのアプローチ－

松四雄騎・千木良雅弘・平石成美(1)・松崎浩之(2)

(1) 公益財団法人 深田地質研究所
(2) 東京大学 大学院工学系研究科 原子力国際専攻 タンデム加速器研究施設

要 旨

穿入蛇行する山地河川において，蛇行切断によって形成され高位に取り残された旧河道に存在する礫を対象として，宇宙線生成核種の加速器質量分析によって地表面露出年代を決定し，河川の下刻速度を求める方法論を提案した。この手法を，紀伊半島・十津川最上流部の天ノ川に適用したところ，現河床から比高136 mに存在する旧河道中に存在しているチャートおよび花崗岩の礫の露出年代（すなわち蛇行切断の発生による礫の定置年代）は，31 kaと推定され，天ノ川の下刻速度は4.4 ± 0.3 mm yr^{-1}と見積もられた。この値は本地域において従来想定されていた隆起速度よりも大きく，紀伊半島中央部の山地河川において急速な下刻が進行していることを示している。

キーワード：穿入蛇行，蛇行切断，下刻速度，宇宙線生成核種，露出年代，地形発達

1. はじめに

山間地を穿入蛇行しながら流下する河川は，下刻および側刻によって周囲の斜面の安定性に大きな影響を及ぼす。事実，岩盤の崩落を含む大規模な崩壊は，穿入蛇行の攻撃斜面に多く発生することや（例えば，平野ほか，1984），大規模な重力変形のみられる斜面には，しばしばその下部に，河川の下刻の影響を受けたとみられる遷急線が発達していることが指摘されている（例えば，平石・千木良，2011）。このことは，山間地における土砂災害の防災・減災を視野に入れた斜面の安定性評価には，河川の下刻・側刻史を含む長期的な時間スケールでの流域発達史の理解が必要であることを意味している。

河川の下刻速度を推定するには，絶対時間軸の導入が必要不可欠であり，年代測定のための道具立てが必要となる。従来，河川の下流部においては，堆積段丘の編年から地形の発達史を復元することは一般的に行われてきた。しかし，山間地を流れる河川上流部においては，侵食段丘など，手がかりとなる地形が年代試料に乏しい岩盤主体のものであることなどから，定量的な議論が難しい状況にあった。本研究では，穿入蛇行に特有の地形に着眼し，また，地表面近傍の鉱物への宇宙線の照射によって生成・蓄積する同位体である宇宙線生成核種を用いた年代法を援用することで，従来困難であった山間地の河川の下刻速度の復元を試みる。

河川の側刻の進行によって，蛇行切断（穿入蛇行の頚部の短絡）が発生すると，蛇行核の周囲には放棄された水流のない河道が残される。この旧河道には，かつて河流によって運搬されていた礫や，切断後の洪水によって供給された細粒堆積物が存在する。これらの遺物は，本流の下刻に伴って，高位に取り残されることになる。このように蛇行切断に伴って高位に取り残された旧河道を，ここでは放棄河道と呼ぶことにする。放棄河道中の堆積物の定置年代，すなわち蛇行切断の発生年代を決定することができれば，その放棄河道と現河床との比高から本流河川の下刻速度を推定することが可能となる。

旧河道の堆積物中に含まれるケイ酸塩鉱物中には，定置以降に宇宙線の照射を受けて生成した核種が蓄積しているはずである。中でも石英中に存在する^{10}Beおよび^{26}Alは，その年間生成率が緯度と標高に基づいて計算可能であるため（Stone, 2000），石英中の存在量がわかれば，その試料が宇宙線の被爆を受けた期間，すなわち地表面露出年代が算出できる。

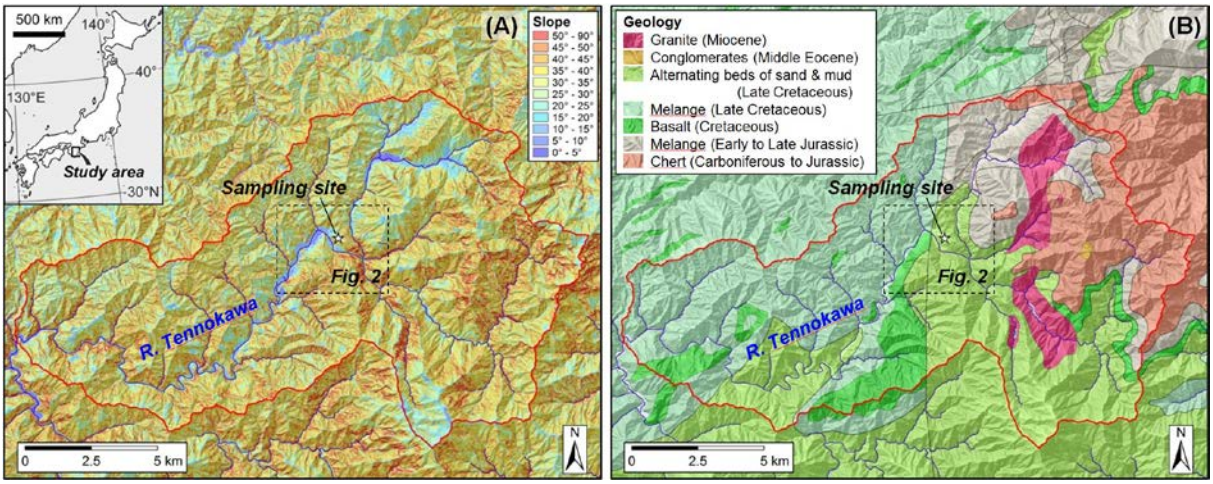


Fig. 1. Topography and slope distribution map (A) and geological map (B) of the Tennokawa watershed.

本研究では，紀伊半島・十津川最上流部に位置する天ノ川を対象に，蛇行切断によって形成された放棄河道に残された礫の露出年代を，宇宙線生成核種を用いて決定した。そして，放棄河道と現河床との比高から，天ノ川の下刻速度を算出した。

2. 調査地域およびサンプリング

調査対象は，紀伊半島の中央部に位置する十津川の最上流部である天ノ川である（Fig. 1A）。天ノ川は主に，付加体堆積岩を基盤とする地域を流下するが，最上流部にはジュラ紀のチャートを基盤とする流域を持ち，また，中新世の花崗岩の貫入岩体を基盤とする地域を通過している（Fig. 1B）。

試料採取の対象となった領域の拡大図をFig. 2Aに示す．我々は図中に星印で示した地点に蛇行核を見い出し，放棄河道にあたる地点で，チャートおよび花崗岩の礫を発見した（Fig. 3）。放棄河道の地点を構成する基盤岩は，砂岩および泥岩を主体とする付加体堆積岩であり，チャートおよび花崗岩の礫は，上流に存在するそれぞれの岩体（Fig. 1B）から供給され，運搬されてきたものであろう。このことは，この地点が確実に，かつて本流の河床であったことを意味している。

旧河道にあたる地表に散在している直径3-10 cmのチャートの円礫（ID: Ap-1.1）および，長径約50 cmの花崗岩の亜角礫の頂部の厚み約4 cm（ID: Ap-2）の岩片を，年代測定試料として採取した（Fig. 3）。試料の採取地点は標高739 mであり，現河床との比高は136 mである。

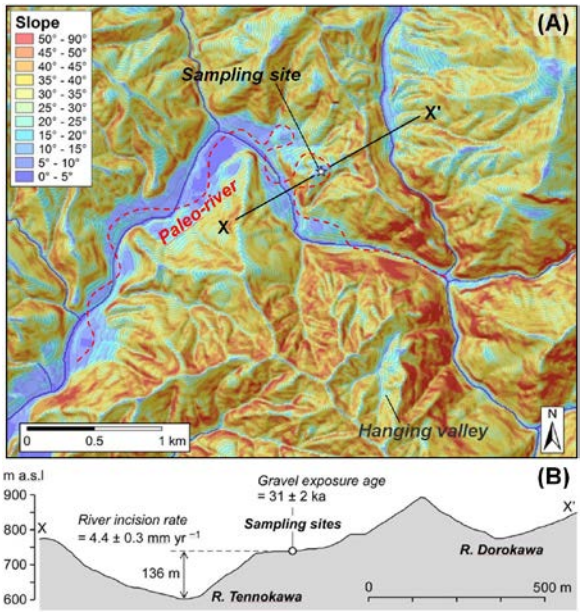


Fig. 2. Topography around the sampling site (A) and cross-sectional profile of the incised river (B).

3. 分析方法

試料を粉砕したのち，径0.25-1 mmに整粒し，Kohl and Nishiizumi（1992）に基づいた化学処理によって石英を抽出した。まず，試料約150 gに1.8 Lの18% HClを加え，80 °Cの恒温水槽内で12 hの超音波振動を与え，炭酸塩および酸可溶鉱物を除去した。次に1% HF-HNO_3混酸中に試料を入れ，95 °Cの恒温水槽内で9 hの超音波振動を与える処理を4サイクル繰り返して，石英以外のケイ酸塩鉱物を完全に溶解させ，溶け残った石英粒子を分析の対象試料とした。

次に，乾燥させた石英粒子を秤量し，安定Be担体を2.5 µg加えた。この試料を，HF, HNO_3および$HClO_4$を用いて完全に溶解させた後，イオン交換分離によってBeおよびAlをそれぞれ抽出した。抽出したBeおよびAlは，炉で酸化物に焼成して，加速器質量分析用のターゲットホルダーにプレスした。石英粒子中に含まれる天然の安定Alの濃度は，溶解試料の一部

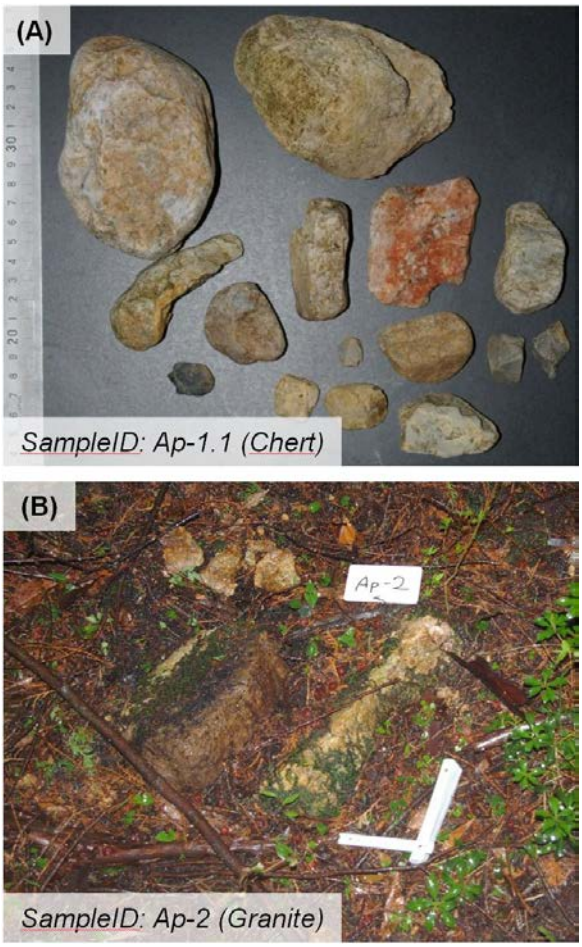


Fig. 3. Chert (A) and granite (B) gravel samples for terrestrial cosmogenic nuclide analysis.

を分取した溶液のフレーム原子吸光分析によって定量した。

^{10}Be-, ^{26}Alの加速器質量分析（AMS: Accelerator Mass Spectrometry）は，東京大学大学院工学系研究科 原子力国際専攻のタンデム加速器研究施設（MALT: Micro Analysis Laboratory, Tandem accelerator, The University of Tokyo）（Matsuzaki et al., 2007)において行った。計測した試料の同位体比（^{10}Be/^{9}Beおよび^{26}Al/^{27}Al）には，標準試料の同位体比（^{10}Be/^{9}Be = 2.71 × 10^{-11}, Nishiizumi et al., 2007; ^{26}Al/^{27}Al = 4.69 × 10^{-12}, Nishiizumi et al., 2003）とケミカルブランクを用いた標準補正およびバックグラウンド補正を施した。安定同位体量と同位体比および化学処理に使用した試料重量から石英1 gあたりの核種量を算出した。

4. 年代測定結果および考察

Table 1に年代測定結果を示す。Ap-1.1（チャート礫）およびAp-2（花崗岩礫）の^{10}Be年代は極めて良く一致し，いずれも31 kaの年代を示した。一方，^{26}Al年代はそれぞれ，33 kaおよび23 kaであった。精度および^{10}Beとの整合性を考えると，^{26}Alの分析に不確かさが大きく，特にAp-2の^{26}Alの測定において何らかの問題がある可能性がある。Ap-2の^{26}Al年代が過小評価された原因は，現在のところ不明であるが安定Alの原子吸光分析における共存元素干渉が疑われるため，再分析を検討中である。

より高精度な分析ができた^{10}Beの値から，蛇行切断によってこの河道が放棄された年代は約31 kaであると推定される。放棄河道と現河床との比高が136 mであることから，この地点における蛇行切断後の天ノ川の下刻速度は，4.4 ± 0.3 mm yr^{-1}と計算される（Fig. 2B）。ただし，この速度は等速での下刻を仮定したものであり，遷急点の後退を伴う実際の河川の下刻過程では，遡上する遷急点の上流と下流で，その速度は変化していた可能性がある。

紀伊半島の隆起速度については，十分なデータがないが，吉山・柳田（1995）は，十津川を含む熊野川水系の東に位置する宮川中流域において，氷期-間氷期サイクルに伴って形成される河成面の比高を求めている。それによれば，酸素同位体ステージ（MIS: Marine Isotope Stage）2（約20 ka）とMIS 6（約140 ka）にそれぞれ形成された段丘面の比高は10-25 mであり，MIS 5e（約125 ka）に形成された埋没谷底と現在の河床との比高は12-20 mである。ここから宮川中流域の隆起速度を求めると，0.1-0.2 mm yr^{-1}の値が得られる。

宮川では上流（紀伊半島中央に向かう西側）ほど時代を異にする河成面の比高が大きいこと，また紀伊山地の高度分布からみた隆起像として曲隆が強く示唆されることなどから，半島の中心に近い天ノ川の隆起速度は，宮川中流域のそれよりも大きいもの

Table 1. Results of cosmogenic nuclide measurements and exposure dating

ID	Rock type	Quartz wt. (g)	^{9}Be carrier (μg)	[^{27}Al]* (ppmw)	Nuclide conc. (atoms g^{-1})		Exposure age (ka)	
					[^{10}Be] × 10^{5}	[^{26}Al] × 10^{6}	From ^{10}Be	From ^{26}Al
Ap-1.1	Chert	7.7522	246.5 ± 1.2	592 ± 40	2.23 ± 0.09	1.58 ± 0.15	30.9 ± 2.4	32.8 ± 3.9
Ap-2	Granite	20.3735	247.3 ± 1.2	281 ± 14	2.22 ± 0.07	1.12 ± 0.09	30.5 ± 2.3	22.9 ± 2.4

*Concentration in the purified quartz grains.

と推察される。本研究において得られた天ノ川の下刻速度（4.4 mm yr^{-1}）は，宮川の20倍以上の値を示している。これが天ノ川流域における速い隆起に対する河川の応答を示すものか，あるいは河川の非平衡的な下刻の振る舞いを示すものであるかについては，今後の研究が俟たれるところである。

紀伊半島中央部では，河川における遷急点および谷壁斜面上の傾斜変換線（遷急線）の存在が指摘されている（平石・千木良，2011）。このことは，現在の紀伊半島中央部の河川が，動的平衡の状態からはずれ，水系網における侵食前線の伝播を反映して，急速な下刻によって活発に山体を開析してゆく途上にあることを強く示唆している。天ノ川流域では，支谷の河床縦断形に，明瞭な遷急点がみられる場合と，遷急点がみられず，本流の下刻による侵食基準面の低下への従順化が完了しているようにみえる場合とが，混在していることが明らかとなっている（平石ほか，2012）。これは，水系網における遷急点の移動や河床縦断系の発達に，基盤地質の影響があることを示唆している。本研究によって，本流の下刻速度が明らかとなったため，支谷における河床縦断形の変遷についても定量的に扱うことが可能となった。今後，各支谷において，河床を構成する基盤岩の物性（特に強度）と，河床縦断形の侵食基準面低下への応答特性との定量的関係を議論したいと考えている。

5. おわりに

宇宙線生成核種の定量による地表面露出年代測定を用いて，紀伊半島・十津川最上流部の天ノ川の下刻速度を求めた。過去の蛇行切断によって形成された蛇行核を取り巻く旧河道において，チャートおよび花崗岩の礫を採取し，^{10}Beおよび^{26}Alを定量して露出年代を求めたところ，蛇行切断の発生した年代は約31 ka（^{10}Beに基づく年代）と推定された。旧河道と現河床との比高は136 mであり，天ノ川の下刻速度は4.4 ± 0.3 mm yr^{-1}と見積もられた。この下刻速度は，紀伊半島中央部の最近の隆起速度が，従来想定されてきたよりもはるかに大きく，河川がそれに追随して河床高度を下げているか，あるいは山地河川が，隆起に対して非平衡な状態で急速に下刻していることを示す。

天ノ川および十津川では，1889年および2011年に河川側壁斜面の大規模崩壊の群発による災害が発生している。大規模崩壊（特にその源頭部）の分布は，河川の下刻による開析領域の上端の分布と整合的であることが指摘されている（平石ほか，2012）。すなわち，いわゆる深層崩壊と呼ばれるような大規模な岩盤崩落や，その前兆としての重力変形は，山地河川の下刻に対する斜面の応答の現れとして捉えることができよう。本研究により，山地河川の下刻史を定量的に論じるための方法論を提示することができた。今後，十津川を含む熊野川全域で河川の下刻速度の分布を数量的に把握し，河床縦断形や斜面形の解析と合わせて，不安定領域の絞込みを行ってゆく予定である。その上で地質構造・地形発達史の深い理解に立脚した安全・安心な土地利用を実践し，防災・減災に役立ててゆく必要がある。

謝　辞

本研究は，科学研究費補助金（23654172; 代表: 千木良雅弘; 23710208; 代表: 松四雄騎）および国土交通省河川砂防技術研究開発公募砂防技術分野「深層崩壊の発生危険斜面の地質的抽出手法の検討」（代表: 千木良雅弘）の助成を受けたものである。

参考文献

平石成美・千木良雅弘（2011）：紀伊山地中央部における谷中谷の形成と山体重力変形の発生，地形，Vol. 32，No. 4，pp. 389-409.

平石成美・千木良雅弘・松四雄騎（2012）：紀伊山地における深層崩壊の発生場 ―地形発達過程からの検討―，京都大学防災研究所 特定研究集会「深層崩壊の実態，予測，対応」講演要旨集, pp.53-55.

平野昌繁・諏訪 浩・石井孝行・藤田 崇・後町幸雄（1984）: 1889 年8月豪雨による十津川災害の再検討－とくに大規模崩壊の地質構造規制－, 京大防災研年報，27， B-1, 369-386.

吉山 昭，柳田 誠（1995）：河成地形面の比高分布からみた地殻変動，地學雜誌, Vol. 104, No. 6, pp. 809-826.

Kohl, C. P. and Nishiizumi, K. (1992): Chemical isolation of quartz for measurement of in-situ–produced cosmogenic nuclides: Geochimica et Cosmochimica Acta, Vol. 56, 3583-3587.

Matsuzaki, H., Nakano, C., Tsuchiya, Y.S., Kato, K., Maejima, Y., Miyairi, Y., Wakasa, S. and Aze, T. Multi-nuclide AMS performances at MALT. Nucl. Instrum. Methods Phys. Res. B Vol. 259 (2007) 36-40

Nishiizumi, K., (2004): Preparation of ^{26}Al AMS Standards, Nucl. Instrum. Methods Phys. Res. B Vol. 223-224, pp. 388-392.

Nishiizumi, K., Imamura, M., Caffee, M. W., Southon, J. R., Finkel, R. C. and McAninch, J. (2007): Absolute Calibration of ^{10}Be AMS Standards, Nucl. Instrum.

Methods Phys. Res. B Vol. 258, pp. 403-413.
Stone, J. O. (2000): Air pressure and cosmogenic isotope production: Journal of Geophysical Research, Vol. 105 No. B10, 23753-23759.

（論文受理日：2012年6月8日）

Incision Rate of Uppermost Reaches in the Totsukawa River, Kii Peninsula Japan: an Approach from Exposure Dating of Abandoned Channels using Terrestrial Cosmogenic Nuclides

Yuki MATSUSHI, Masahiro CHIGIRA, Narumi HIRAISHI [(1)] and Hiroyuki MATSUZAKI [(2)]

(1) Fukada Geological Institute, Japan
(2) Micro Analysis Laboratory, Tandem Accelerator, The University of Tokyo

Synopsis

This report presents initial results of cosmogenic nuclide exposure dating for fossil fluvial deposits to estimate river incision rate in an uplifting mountainous terrain. We collected samples of chert and granite gravels in an abandoned channel left ~136 m above the present river bed after meander cutoff in the Tennokawa River, central Kii mountains Japan. ^{10}Be exposure ages of these two types of gravels show an excellent agreement at ~31 ka as timing of gravel settlement on the abandoned channel. Incision rate of the main stream is thus calculated to be 4.4 ± 0.3 mm yr^{-1}. This result implies 1) a much faster uplift rate than that previously thought in this orogen or 2) unequilibrium state of the rapid river incision against uplifting. Valley-side hillslopes in this region seem to destabilize progressively through this rapid dissection by the incised meandering river.

Keywords: incised meander, meander cutoff, incision rate, terrestrial cosmogenic nuclides, exposure dating, landscape evolution

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

冬季極東域の気温変動と関連する大気循環の特徴

向川均・馬渕未央(1)

(1) 京都大学大学院理学研究科

要 旨

再現性と持続性を持つ極東域での冬季の温度偏差パターン（レジーム）を，極東域における長周期温度変動成分の二つの主成分（EOF）で張られる2次元位相空間で定義した確率密度関数（PDF）を用いて調べた。解析では，1957/58年から2001/02年までの45冬季分のERA-40再解析データを用いた。解析で得られたレジームは，極東域全域，特に西日本が低温偏差となる温度偏差パターンで特徴づけられ，対流圏上層における東シベリア域の高気圧性偏差と極東域の低気圧性偏差を伴う。さらに，このレジームは，アラスカから西進するブロッキング高気圧と，南シナ海での対流活動偏差で励起されるベンガル湾付近から射出するロスビー波束，及びヨーロッパ域からのロスビー波束により形成されることが示された。

キーワード: 極東域における寒冬，確率密度関数，レジーム

1. はじめに

冬季極東域における持続的な寒波は，半球規模での大気循環偏差と関連する可能性が考えられる。例えば，Wallace and Gutzler（1981）で定義された，テレコネクションパターンのうち，EU（Eurasian）パターンとWP（Western Pacific）パターンは極東域の循環偏差に影響を与える可能性がある。EUパターンでは，ヨーロッパ域の高度場偏差と極東域の高度場偏差との間に正の相関があり，ヨーロッパ域が低温の場合，極東域も低温となる傾向がある。一方，WPパターンは，日本南方海上とオホーツク海付近の高度偏差場の南北シーソーパターンと対応しており，極東域南部が低温傾向の場合，極東北部は高温傾向となりやすい。しかし，このようなテレコネクションパターンは，対流圏上層の月平均高度場に基づき定義されているため，循環パターンの三次元的構造や，その時間発展は明らかではない。

一方，いわゆる38豪雪や平成18年豪雪など，日本に甚大な被害をもたらした豪雪事例の要因分析については多くの報告があるが，より長期間のデータを用いて冬季極東域に寒波をもたらす半球規模での大気循環偏差に関する詳細な記述，及びその要因分析は充分行われていない。

そこで本研究では，1957年から2002年までの45年間の冬季についてERA-40再解析データセット（Uppala et al., 2005）を用いて，冬季極東域で卓越する温度偏差パターンについて解析を行った。具体的には，EOF解析により冬季極東域で卓越する温度変動パターンを抽出し，得られた二つの主成分スコア（PC1，PC2）で張られる位相空間を用いて，極東域で出現しやすい温度偏差パターン（レジーム）を抽出した。さらに，位相空間を用いた合成図解析により，レジームの形成プロセスについて解析した。

2. データ

本研究では，ERA-40再解析データセットを用いた。データは，6時間毎（00UTC, 06UTC, 12UTC, 18UTC）に，1000hPaから0.4hPaまでの23層の等圧面上の2.5度×2.5度の緯度経度格子点上で与えられている。解析に使用した期間は1957/58年から2001/02年までの45冬季（12月1日～2月28日）である。

ここでは，大気長周期変動成分に着目して解析するため，6時間毎に与えられた再解析データをまず日平均し，得られた日平均値にcut-off周期が10日のLanczos low-pass filter（Duchon, 1979）を適用し，日々の長周期変動成分を濾波した。用いたLanczos filter

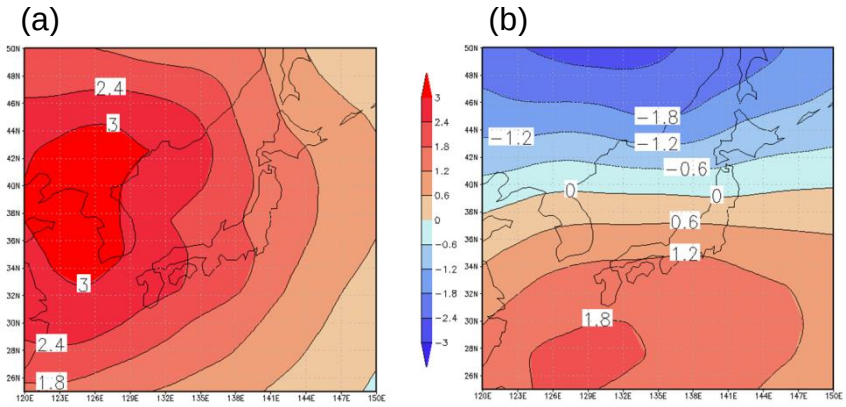


Fig. 1 Spatial patterns of (a) EOF1 and (b) EOF2 for low-frequency 850-hPa temperature variation over the Far East.

のウィンドウ期間は20日間である。一方，気候値は1957年9月1日から2002年8月31日までの日平均値より日々の平均値を求め，さらにこのデータに対して60日のLanczos low-pass filterを施した値で定義した。解析期間には4050日分（90日×45冬季）のデータが存在する。

一方，大気の対流活動の指標として米国国立大気海洋庁（NOAA）作成の外向き長波放射（Outgoing Longwave Radiation: OLR）データを用いた。このデータは，緯度経度2.5°の格子点上で日平均値が与えられている。解析に使用した期間は，1979/80 年から 2001/02 年の 23 冬季で，ERA-40再解析値と同様の10日のlow-pass filterを施した値について解析を行った。

3. 結果

3.1 冬季極東域で卓越する温度変動パターン

冬季極東域で卓越する温度変動パターンを調べるため，850 hPa面の温度偏差についてEOF解析を実施した。解析領域は25°N～50°N，120°E～150°Eである。なお，1000 hPaから200 hPaまでの異なる等圧面温度偏差についてEOF解析で得られた主要変動パターンは，850 hPa面でのそれとほぼ同様であった。

EOF解析の結果，最大固有値（寄与率は49.9%）に対応する固有ベクトルEOF1は，極東域全域の温度偏差が同期して変動する特徴を示すことが分かった（Fig. 1a）。この変動パターンの作用中心は朝鮮半島付近の125°E，40°N付近に存在する。次に寄与率の大きい第二モードは，その寄与率が25.8%で，対応する変動パターン（EOF2）は，40°N付近を境に極側と赤道側の温度偏差が逆相関で変動する特徴を示す（Fig. 1b）。なお，Fig. 1は，対応する主成分スコア（PC1, PC2）が1（標準偏差）となる場合のパターンを示す。このEOF1とEOF2の二つのパターンで，冬季極東域の850 hPaにおける全温度変動の75.7%を説明する。

3.2 EOF1，EOF2に伴う大気循環場の特徴

極東域での主要温度変動パターンに伴う大気循環場の特徴を調べるために，主成分スコアPC1及びPC2と各層の高度場偏差との回帰分析を行った。PC1と250 hPa等圧面高度偏差場との同時回帰分析では，ヨーロッパ，ユーラシア北部，極東域を作用中心とするEU（Eurasian）パターンに対応するロスビー波列を見て取ることができる（Fig. 2a）。このため，EOF1

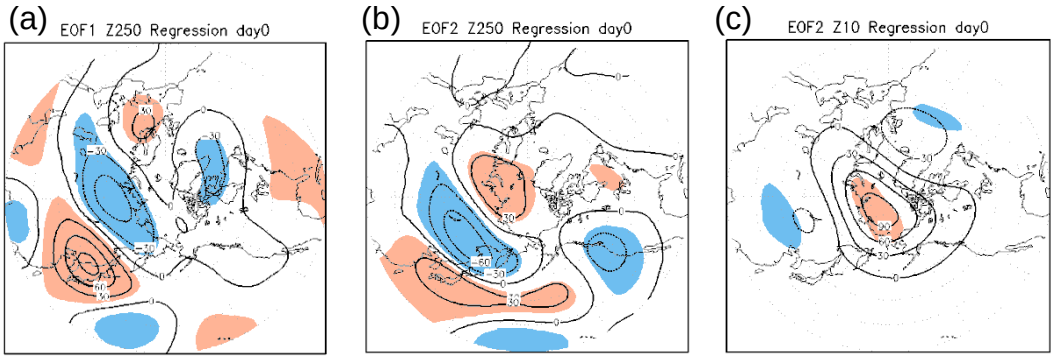


Fig. 2 Simultaneous regressed map of 250-hPa geopotential height anomaly with respect to (a) PC1 and (b) PC2. (c) The regressed map of 10-hPa height anomaly with respect to PC2. Contour interval is 30 m. Regions with a statistical significance over 99% are color shaded.

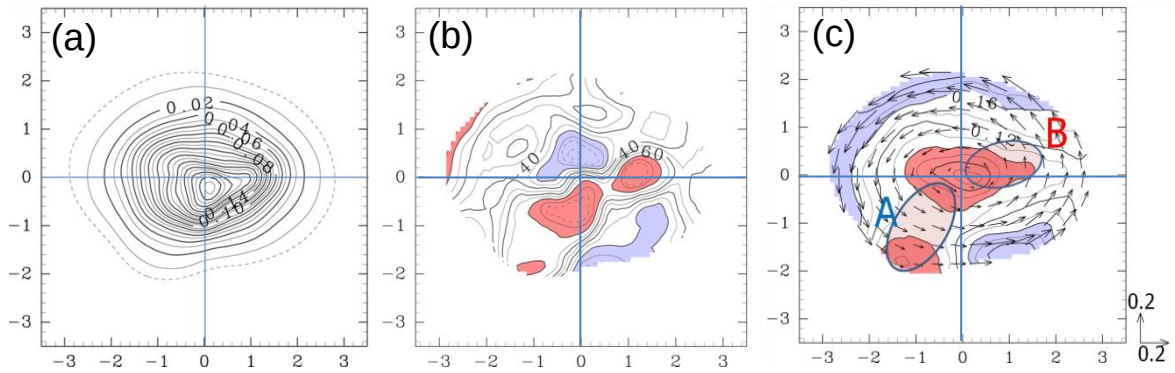


Fig. 3 (a) The observed PDF in 2D phase space spanned by the two-leading EOFs. The $x-$ and $y-$ axes correspond to PC1 and PC2, respectively. (b) Inhomogeneity of the observed PDF compared with multivariate Gaussianity. Percentages of random 10000 PDFs having smaller values than the observation are shown by contours. Regions larger (smaller) than 80 (20) % are shaded with warm (cool) color. The additional dotted contours are 95% and 5%. (c) Averaged phase-space velocity vectors $\boldsymbol{V}$ (arrows) in the 2D phase space. Contours show the magnitude of the vector $\|\boldsymbol{V}\|$. Regions where $\|\boldsymbol{V}\|>$ 0.16/day ($<$ 0.08/day) are shaded by cool (warm) color. Regions corresponding to regimes A and B are shown by colored ellipsoids.

はEUパターンと関連して出現することが分かる。一方，北日本と西日本の温度偏差分布のシーソー的変動パターンを示すEOF2の時系列PC2と250 hPa等圧面高度場偏差との同時回帰分析から，PC2はWP（Western Pacific）パターンと類似した東部シベリア域の作用中心と本州付近の作用中心との間での高度場偏差場のシーソー的な変動パターンと関連していることが分かる（Fig. 2b）。

一方，PC1と10 hPa等圧面高度場偏差の同時回帰場では，有意な領域は限定的ではあるが，東西波数１型の偏差パターンが卓越する（図は省略）。また，PC2との同時回帰場（Fig. 2c）では，中高緯度域で負，極域で正の高度場偏差が明瞭であり，極夜ジェットが弱化する極性を持つ環状モードパターンとPC2が関連していることが分かる。

さらに，35°N～70°Nの緯度帯で南北平均した各等圧面高度場偏差とPC1との同時回帰場（図は省略）では，バレンツ海付近の負偏差領域と極東域の正偏差領域において，位相が対流圏で高さとともに西に傾き，惑星規模のロスビー波束が上方伝播する傾向であることを示唆している。また，ずらし回帰分析図でも，高度場偏差の等位相線が高さとともに東傾する傾向は見いだせなかった。このため，成層圏での循環偏差が波動の下方伝播を通じて対流圏下層の極東域における特徴的な温度偏差場を強制する可能性は極めて小さい。

3.3 冬季極東域で生じやすい温度場レジーム

冬季極東域で出現しやすい温度偏差パターン（レジーム）を特定するため，3.1節で求められた冬季極東域850 hPa温度偏差場に関する二つの主要な主成分スコア（PC1, PC2）で張られる2次元位相空間での確率密度関数（Probability Density Function: PDF）をKimoto and Ghil（1993）に従い評価した。その結果，最終的に推定されるPDF $f(\boldsymbol{x})$は，

$$f(\boldsymbol{x}) = \frac{1}{C}\sum_{i=1}^{N} \eta_i^{-r}\, K\left(\frac{\boldsymbol{x}-\boldsymbol{X_i}}{h\eta_i}\right) \qquad (1)$$

で与えられる。ここで，$r=2$で，$K(\boldsymbol{x})$は，Epanechnikov kernel functionと呼ばれ，

$$K(\boldsymbol{x}) = \begin{cases} 1-\boldsymbol{x}^t\boldsymbol{x}, & if \quad \boldsymbol{x}^t\boldsymbol{x}<1 \\ 0, & if \quad \boldsymbol{x}^t\boldsymbol{x}\geq 1 \end{cases} \qquad (2)$$

で与えられる。また，$\boldsymbol{X_i}$はある日iにおける偏差場（PC1, PC2）に対応するサンプル点（2次元状態ベクトル），η_iは$\boldsymbol{X_i}$の分布から求められるバンド幅，Nはサンプル数（4050），Cは規格化定数（PDFの全領域積分が1になるように定義），hはleast-square cross validation （LSCV）に基づいて求められた最終平滑パラメータで，今の場合$h=0.71$となった[手法の詳細は，kimoto and Ghil（1993）を参照のこと]。

Fig. 3aはこのようにして求められたPDFを示す。PDFは，おおよそ気候値（原点）付近に極大値を持つ2次元正規分布に近い形となるが，極大域は原点からやや第4象限側にずれて存在していることが分かる。また，モンテカルロ法に基づくPDFの有意性検定の結果（Fig. 3b），PC1及びPC2がともに負の値をとる第3象限に存在する領域（以下，レジームA）と，PC1

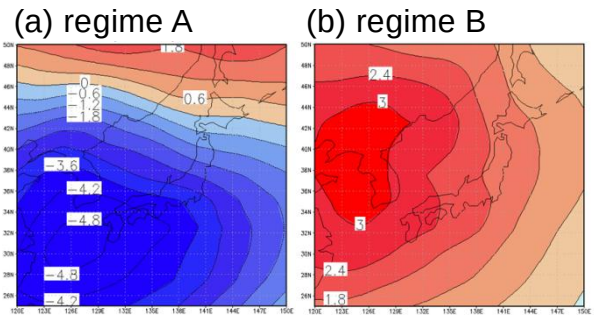


Fig. 4 Horizontal distribution of 850-hPa temperature anomaly for the representative points of (a) regime A : (PC1, PC2)=(－1.0, －1.4), and (b) regime B: (PC1, PC2)=(1.0, 0.0).

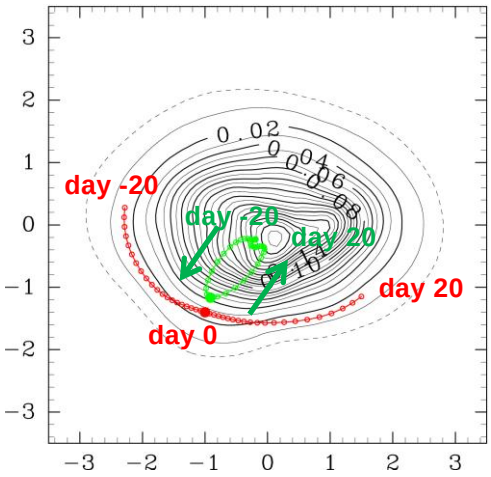


Fig. 5 Trajectory passing through the point ***O***: (PC1, PC2)=(－1.0, －1.4) representing regime A. Small dots indicate daily position. The red curve shows the trajectory estimated by the averaged phase-space velocity in Fig. 3c, while the green curve is obtained from centroids of the observed sample data residing in the vicinity of the point ***O*** at day 0.

軸上でPC1の値が正の領域（以下，レジームB）でPDFが2次元正規分布よりも有意に大きいことが分かる。すなわち，この二つのレジームが，冬季極東域で発生しやすい温度偏差パターンである。

Fig. 4aで示したように，レジームA は極東域の全域，特に，西日本で大きな低温偏差となる温度偏差パターンに対応する。一方，レジームBは，極東域全域で暖かく，極東域での南北温度傾度が平年並みとなる温度偏差パターンと対応する（Fig. 4b）。

次に，2つのレジーム領域でPDFが大きくなる要因を調べるために，位相空間における平均速度ベクトルを求めた。その結果，両レジームの存在する領域では平均速度が比較的小さく，特に，レジームAでは

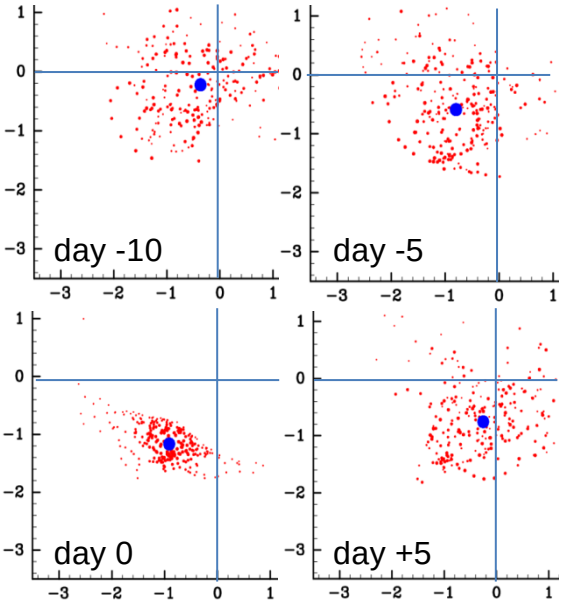


Fig. 6 Time evolution of the observed sample data residing in the vicinity of the point ***O***: (PC1, PC2)=(－1.0, －1.4) at day 0 in the 2D phase space. Blue dots indicate their centroids.

その傾向が顕著であることが分かった（Fig. 3c）。このため，両レジームとも持続性の高い温度偏差パターンであることが示される。また，レジームAでは速度変動も小さいたく，個々のイベントの時間変化傾向も比較的類似していることが分かった（図は省略）。

2.4 レジームA（西日本寒冬パターン）に伴う大気循環場の特徴

冬季極東域で生じやすい温度偏差パターンであるレジーム A に伴う大気循環場の特徴を解析するために，ここでは二通りの手法で，位相空間上での合成図解析を行った。また，レジーム A を代表する点として，以下では，（PC1，PC2）＝（－1.0，－1.4）で定義する点 ***O***（Fig. 5 における大きい赤点）を考え，この点 ***O*** を通過する軌道の特徴を解析する。なお，点 ***O*** 近傍のレジーム A 内にある点を考えても，以下の特徴はほぼ同じである。

まず，Fig. 3c で求められた位相空間における平均速度ベクトルを用いた合成図解析を行った。この手法では，レジーム A を代表する点 ***O***（－1.0，－1.4）を通過する軌道を，得られた平均速度ベクトルを時間積分することにより求め，その軌道に沿って合成図解析を行う。しかし，この手法で求められた軌道（Fig. 5 の赤線）は仮想的な軌道であり，位相空間のある領域に存在する観測されたサンプル点が時間の経過とともに散らばる特徴は考慮されない（Fig. 6 参照）。実際，この手法で合成された偏差場の振幅は，

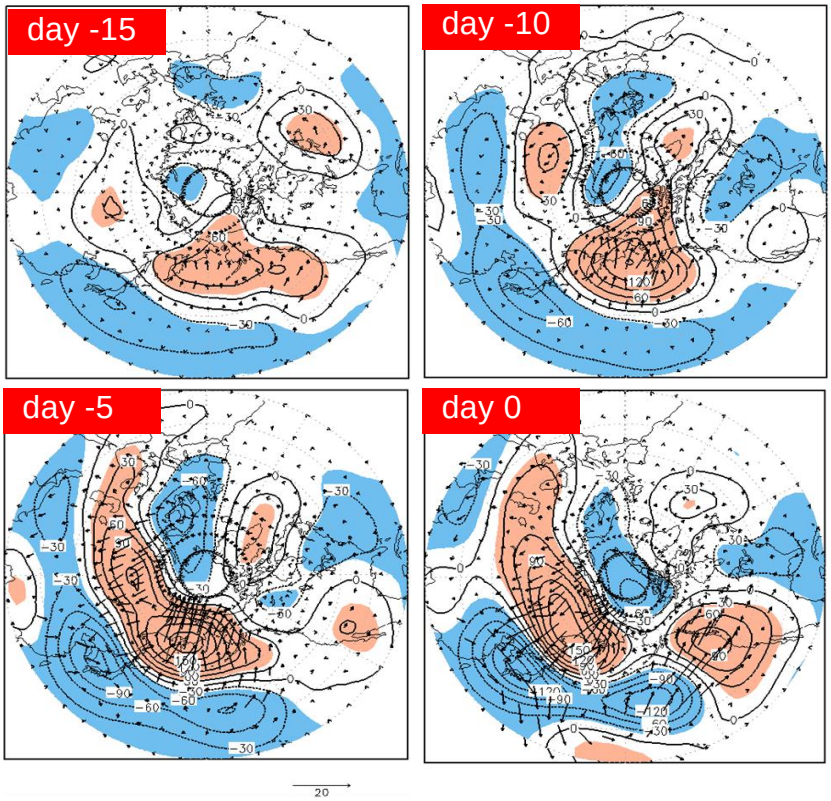


Fig. 7 Composited anomaly of 250-hPa geopotential height anomaly (m) corresponding to green dots in Fig.5. Contour interval is 30m, and regions with a statistical significance over 99% are color shaded. The arrows indicate wave-activity flux (m^2/s) of Takaya and Nakamura (1997).

充分時間が経過しても減衰しないため，偏差場は無限大の予測可能時間を持つことになってしまう。このことは，近接するサンプル点も時間の経過とともに散らばっていくという観測事実を考慮しないことが原因であり，中高緯度大気運動の予測可能期間が有限であるという事実と反する。このため，実際には以下の手法により，合成図解析を行った。

まず，Fig. 6 で示されたように，レジーム A を代表する点 $\boldsymbol{O}$ $(\boldsymbol{x}=\boldsymbol{x}_O)$に位相空間内で近い観測されたサンプル点を取り出す。ここで，「近い」サンプル点を，式(1)で$\|(\boldsymbol{x}_O-\boldsymbol{X}_i)/h\eta_i\|<1$ を満たす点$\boldsymbol{X}_i$で定義した。このように定義された点 $\boldsymbol{O}$ の近傍のサンプル点$\boldsymbol{X}_i$のそれぞれについて時間発展を追跡し，以下の式に基づいて時刻tにおける合成図$Z_C(x,y,z,t)$を作成した。まず，day=0 での合成図$Z_C(x,y,z,0)$は

$$Z_C(x,y,z,0)=\frac{\sum_{i=1}^{N}W_i(X_i)Z_i(x,y,z)}{\sum_{i=1}^{N}W_i(X_i)} \qquad (3)$$

で定義した。ここで

$$W_i(X_i)=\frac{1}{Cf(x_O)}\eta_i^{-r}K\left(\frac{x_O-X_i}{h\eta_i}\right) \qquad (4)$$

である。さらに，day=j における合成図$Z_C(x,y,z,j)$は，

$$Z_C(x,y,z,j)=\frac{\sum_{i=1}^{N}W_i(X_i)Z_{i+j}(x,y,z)}{\sum_{i=1}^{N}W_i(X_i)} \qquad (5)$$

で定義できる。ここで，$Z_i(x,y,z)$はi日目のサンプル点X_iに対応する観測値の空間分布を示す。

式(5)に基づいて求められた 250-hPa 高度場偏差の合成図を Fig. 7 に示す。極東域全域，特に西日本で低温偏差となる温度分布パターン（レジーム A）の形成期（day −10）には，対流圏上層のアラスカ付近でブロッキング高気圧が発達していることが分かる。その後，このブロッキング高気圧は徐々に西進し，オホーツク海上空に高気圧性偏差を形成する（day −5）。一方，day −5 では，ユーラシア大陸上には EU パターンが形成し始める。レジーム A の最盛期（day 0）では，この両者が重畳し，シベリア上空で高気圧性偏差，日本付近で低気圧性偏差となる，強い WP パターンが形成される。この WP パターンは，プラネタリー波の上方伝播を抑制するため，成層圏極渦は強化する（図は省略）。

一方，Fig. 8 に示されたように，レジーム A の形成期から衰退期までの間，南シナ海の対流活動は活発で，その北西に位置するインドシナ半島北東部の対流圏上層では，day −5 に高気圧性循環偏差が最も強まる。レジーム A の成熟期（day 0）では，この高気圧性循環偏差から射出されるロスビー波束が，亜熱帯ジェットを導波管として北東側に伝播し，日本

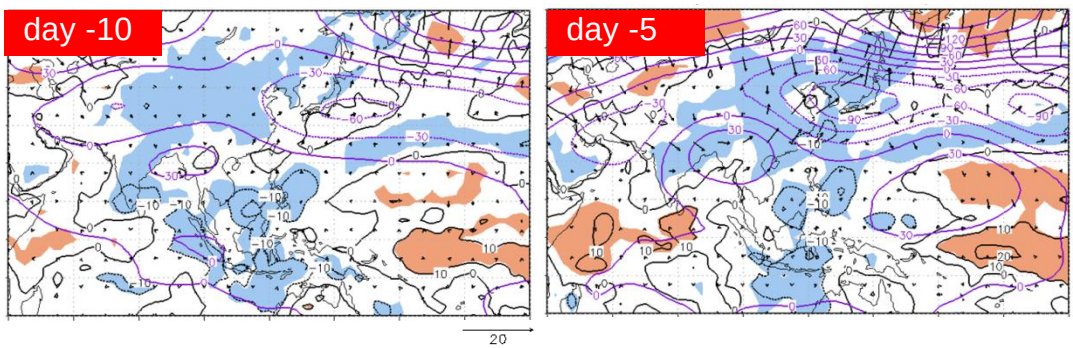


Fig. 8 As in Fig. 7 except for the anomaly of OLR (black contour; W/m^2) and 250-hPa stream-function (×10^5 m). Regions with a statistical significance over 99% for OLR anomaly are color shaded.

付近の低気圧性偏差の形成に寄与していると考えられる。このように，熱帯域から伝播するロスビー波束と，高緯度域で卓越する EU パターンとブロッキング高気圧により，西日本寒波パターンであるレジーム A が形成されることが示された。

4. 結論

冬季極東域で卓越する温度変動パターンを抽出するため，1957 年から 2002 年までの 45 冬季分の ERA-40 再解析データを用いて解析を行った。まず，冬季極東域における 850-hPa 温度長周期変動成分について主成分分析を行い，この領域の温度変動パターンは，極東域全域でのコヒーレントな温度変動パターンを表現する EOF1 と，北日本と西日本に作用中心を持ち南北の領域間での温度偏差のシーソー的変動パターンを表現する EOF2 とで，全温度変動の 70%以上を表現することが示された。

次に，EOF1 と EOF2 で張られる 2 次元位相空間における存在確率密度関数を求めた。その結果，存在確率密度関数が 2 次元正規分布よりも有意に大きくなる領域として 2 つのレジーム（レジーム A，レジーム B）を取り出すことに成功した。レジーム A は，PC1 及び PC2 がともに負の状態，すなわち極東域全域が低温傾向で，しかも西日本で低温傾向が強いパターンとして特徴づけられる。また，レジーム A では解軌道の時間変化も小さく，持続性の高い循環場であることが分かった。一方，レジーム B は極東域が暖冬となるパターンで，南北温度勾配は気候値とほぼ同じである。

次に，レジーム A について，位相空間における解軌道を用いて合成図解析を行い，その時間変化傾向について解析した。その結果，レジーム A の形成期（day -10）には，対流圏上層のアラスカ付近でブロッキング高気圧が発達することが分かった。その後（day -5），このブロッキング高気圧は徐々に西進する。また，ユーラシア大陸上でも EU パターンが形成し始める。レジーム A の最盛期（day 0）では，この両者が重畳し，シベリア上空で高気圧性偏差，日本付近で低気圧性偏差となる，強い WP パターンが形成される。この WP パターンが，強い持続性を持ち，極東域全域が寒冬，特に，西日本が厳冬となるレジーム A を形成する。この WP パターンは，プラネタリー波の上方伝播を制限し，成層圏極渦は強化される。

一方，レジーム A の形成期には，ベンガル湾付近で，南シナ海における活発化した対流活動により励起された対流圏上層の高気圧性循環から北東に射出されるロスビー波束が，西日本上空の低気圧性偏差の形成に重要な役割を果たしていることが確認できた。南シナ海での対流活動の活発化は，海面水温が高い初冬に生じやすいことが考えられるので，この形成プロセスを考慮すると，レジーム A は初冬に出現しやすい温度偏差パターンであることが予期される。一方，地球温暖化に伴い，熱帯域での海面水温が上昇すると，南シナ海での対流活動も活発化しやすくなると考えられる。このため，レジーム A の形成プロセスを考慮すると，地球温暖化時には，レジーム A の出現頻度が高くなる可能性が考えられる。すなわち，初冬の西日本は温暖化しにくいことが予期できる。このような可能性を検証するため，本研究と同様の解析を初冬のみについて実施することや，より最近の期間について再解析データを用いた解析を実施する必要がある。

参考文献

Duchon, C.E. (1979): Lanczos filtering in one and two dimensions, J. Applied Meteor., Vol. 18, pp. 1016-1022.

Kimoto, M. and Ghil, M. (1993): Multiple flow regimes in the Northern Hemisphere winter. Part I:

Methodology and hemispheric regimes, J. Atmos. Sci., Vol. 50, pp. 2625-2643.

Takaya, K. and Nakamura, H. (1997): A formation of a wave-activity flux for stationary Rossby waves on a zonally varying basic flow. Geophys. Res. Letters, Vol. 24, pp. 2985-2988.

Uppala, S. M. et al. (2005): The ERA-40 re-analysis, Quart. J. Roy. Meteor. Soc., Vol. 131, pp. 2961-3012.

Wallace, J. M. and Gutzler, D. S. (1981): Teleconnections in the geopotential height field during the Northern Hemisphere winter, Mon. Wea. Rev., Vol. 109, pp. 784-812.

（論文受理日：2012年5月17日）

Characteristics of Atmospheric Circulation Related to Wintertime Temperature Variation over the Far-East

Hitoshi MUKOUGAWA and Mio MABUCHI[(1)]

(1) Graduate School of Science, Kyoto University

Synopsis

Recurrent and persistent wintertime temperature anomaly pattern (regime) over the Far-East is thoroughly investigated by constructing multivariate probability density functions (PDFs) in a two-dimensional phase plane spanned by two leading empirical orthogonal functions (EOFs) of the Far-East low-frequency temperature variation using ERA-40 reanalysis dataset from 1957/58 to 2001/02 winter. The obtained regime is characterized by a low temperature anomaly over the Far-East, especially over western Japan, and associated with an anticyclonic height anomaly over Eastern Siberia and a cyclonic anomaly over the Far-East in the upper troposphere. The regime is formed through a superposition of a retrograding blocking high from Alaska with a Rossby wave train emanating from the Bay of Bengal due to anomalous convective activity over the South China Sea and another wave train from Europe.

Keywords: cold winter over the Far East, probability density function, regime

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

2010 年夏にヨーロッパ・ロシア域で発生した持続的なブロッキングのメカニズムと予測可能性

藤井晶(1)・黒田友二(2)・向川均

(1) 京都大学大学院理学研究科

(2) 気象研究所

要 旨

2010 年 6 月中旬から 8 月中旬にかけて東ヨーロッパ・ロシア西部で発生したブロッキングの形成・持続メカニズムと予測可能性について，大気の低周波変動成分に注目して解析を行った。気象研究所大気大循環モデル（MRI/JMA-AGCM）によるハインドキャスト実験データの解析から，7 月下旬にブロッキングがヨーロッパ域（30°E 付近）からロシア域（50°E 付近）に遷移する期間のブロッキングの予測精度が顕著に悪化することを定量的に示すことができた。さらに気象庁現業 1 ヶ月アンサンブル予報データを用いて 7 月下旬の大気循環場について解析した結果，ロシア域でのブロッキング強化は，ブロッキングのすぐ上流側に位置するイタリア上空のトラフの発達と有意に関連していることが明らかになった。このことは，7 月下旬のロシア域におけるブロッキングの形成には，そのすぐ上流側に位置する近傍の循環場偏差が重要な役割を果たしていたことを示している。

キーワード：ブロッキング，上流の低気圧性偏差，予測可能性

1. はじめに

2010 年 6 月から 8 月にかけて，東ヨーロッパ・ロシア西部を中心に非常に強く持続的なブロッキングが発生した。このブロッキングは，持続期間が 1 ヶ月以上であったこと（Matsueda, 2011），ロシアで発生したブロッキングの中ではこれまでで最も強かったこと（Wiedenmann et al., 2002），そして，このブロッキングに伴う非常に強い熱波によってユーラシア大陸の広い領域で異常高温となったこと（Barriopedro et al., 2011）などの顕著な特徴を伴っていた。このため，このブロッキングは非常に特異なイベントであると考えられる。

そこで，本研究では，2010 年夏（6 月－8 月）の持続的なブロッキングの形成・持続メカニズムを解明し，イベントの予測可能性を評価するため，再解析データと予報データを用いた解析を実施した。過去のブロッキングに関する研究で，ブロッキングの形成・持続には，周期約 10 日以上の大気低周波変動成分と総観規模擾乱で代表される高周波変動成分との相互作用が重要であることが示されているので（Nakamura et al., 1997），ここでは低周波変動成分と高周波変動成分とに分離して解析を行い，それぞれの役割について考察した。先行研究の中には，2010 年の海面水温偏差がこのイベントの発生に寄与していたこと（森ほか, 2012）や，熱帯の対流活動がブロッキング形成に影響を及ぼしたこと（小寺ほか, 2012）が示唆されているが，本研究では中高緯度大気内部

変動の観点からブロッキングの維持・形成メカニズム，および予測可能性について解析を行う。海面水温などの境界条件や熱帯大気循環変動がこのブロッキングイベントに及ぼした影響については今後解析していく予定である。

2. データと解析方法

本研究では 3 つのデータを使用した。まず，2010 年 5 月から 9 月までの JRA-25/JCDAS 再解析データセット（Onogi et al., 2007）を，2010 年の大気循環場の特徴を捉えるために使用した。このデータは 6 時間毎（00, 06, 12, 18UTC）に，1000hPa から 0.4hPa までの 23 層の等圧面で, 東西南北 1.25 度の格子点上で与えられる。一方，予測可能性を評価するために，気象庁現業 1 ヶ月アンサンブル予報データセットと，気象研究所大気大循環モデルを用いたハインドキャスト実験データを用いた。気象庁 1 ヶ月アンサンブル予報は，毎週水曜日と木曜日の 12UTC を初期時刻として，気象庁予報モデル（GSM0803C）を用いて実施される。モデルの水平解像度は T159 で，鉛直層数は 0.4hPa までの 24 層である。予報初期データは気象庁全球客観解析（GANAL）で与えられ，海面水温は時間変化する気候値と初期時刻における偏差場を加えた値で規定される。アンサンブルメンバーは 24 個の摂動ランと摂動を含まない 1 個のコントロールランで構成される。ここで，初期擾乱は，Breeding of Growing Mode（BGM）法を用いて生成され，南緯 20 度以北の全層で与えられる。予報期間は 816 時間（34 日間）で，出力は 6 時間毎に，1000hPa から 1hPa までの 22 層の等圧面上で，水平解像度 2.5 度の緯度経度格子点上で与えられる。この気象庁現業 1 ヶ月アンサンブル予報データは毎週 2 回しか実施されないため，予測可能性の初期時刻依存性を解析することは困難である。このため，気象研究所/気象庁大気大循環モデル（MRI/JMA-AGCM GSM0305）を用いて，2010 年 6 月 1 日 00UTC から 2010 年 8 月 15 日 18UTC までの期間について，6 時間毎（00, 06, 12, 18UTC）の初期時刻から 948 時間（39.5 日間）のハインドキャスト実験を行った。このモデルの水平解像度は約 200km（TL95）で, 鉛直層数は 0.4hPa までの 40 層（気圧－シグマハイブリッド鉛直座標）である（Kuroda, 2010）。初期値は GANAL で与えられ，初期摂動は含まない（コントロールランのみ）。海面水温は，気象庁現業 1 ヶ月アンサンブル予報と同様に与えた。予測結果は，1000hPa から 0.5hPa までの 24 層の等圧面上で, 経度 1.875 度毎のガウス緯度上において 6 時間間隔で出力されたが，ここでは，2.5 度毎の緯度経度格子点上に水平内挿したデータについて解析を行った。また，Kuroda (2010) に従い，ある初期時刻の直前の 5 日間に実施した 20 個のハインドキャスト実験結果を用いてアンサンブルを構成し，予測可能性の時間変動を評価した。このようなアンサンブル手法は LAF（Lagged Averaged Forecasting）法と呼ばれる。

本研究では，循環偏差場を低周波変動成分と高周波変動成分とに分離して解析するために, 6 時間毎に与えられる再解析データと予報データのそれぞれについて，ランチョス低周波濾波フィルターを適用し，低周波変動成分を抽出した。高周波変動成分は元の偏差場から低周波変動成分を差し引いた残差として定義する。ここで用いたランチョス低周波フィルターのカットオフ周期は 8 日である（データウィンドウ幅は 16 日）。なお，予報データの予報初期期間に上記のランチョス低周波フィルターを施す際，予報の初期時刻以前のデータも必要となるが，その期間については，再解析データを用いてフィルタリングを行った。また，本研究では気候値として，1979 年 1 月から 2006 年 12 月までの日々の平均値に対し, 60 日をカットオフ周期とするランチョス低周波フィルターを施した値を使用した。偏差場は元のデータから気候値を差し引いた残差として定義した。

解析では，まず初めに，Matsueda (2011) に従い，ブロッキング発生領域の経度－時間発展を調べた。ここでは，ブロッキングの発生を判断するため，以下の基準を用いた（Matsueda, 2011）。この判定基準では，まず各時刻，各経度について 60°N 付近を中心とする 2 つの 500hPa 高度場の南北勾配に関するインデックス $GHGS$，$GHGN$

$$GHGS = \frac{Z500(\varphi_0) - Z500(\varphi_S)}{\varphi_0 - \varphi_S} \quad (1)$$

$$GHGN = \frac{Z500(\varphi_N) - Z500(\varphi_0)}{\varphi_N - \varphi_0} \quad (2)$$

$$\left(\begin{array}{c} \varphi_N = 77.5^\circ\mathrm{N} \pm \Delta,\ \varphi_0 = 60.0^\circ\mathrm{N} \pm \Delta \\ \varphi_S = 40.0^\circ\mathrm{N} \pm \Delta \\ \Delta \text{は緯度間隔で，}\ \Delta = 0^\circ, 2.5^\circ, 5.0^\circ \end{array} \right)$$

を各Δについて求める。そして，ある一つのΔについて，

$$GHGS > 0 \quad \text{かつ}$$

$$GHGN < -5.0 \,[\text{m/緯度}] \qquad (3)$$

の条件を満たした場合に，その時刻のその経度でブロッキングが発生したと判断する。ただし，Matsueda (2011) では低周波フィルターを施していない高度場についてこれらのインデックスを定義したが，本研究では，ブロッキングが大気の長周期変動であることを考慮し，500hPa 高度場の低周波変動成分を用いてブロッキングの発生を定義した。

次に，上記の MRI/JMA-AGCM ハインドキャスト実験結果を用いて構成したメンバー数 20 のアンサンブル予報でのブロッキングの予測精度の評価方法について説明する。本研究では，予測精度を定量的に評価するため，Matsueda (2011) に従い，各経度について，以下で定義されるブライア・スコア

$$Brier\ Score = \frac{1}{N_x}\sum_{i=1}^{N_x}(f_i - a_i)^2 \qquad (4)$$

を使用した。ここで，N_xは再解析データにおいてブロッキングの存在が確認された経度方向の格子点数，iは再解析データでブロッキングの存在が確認された経度方向の格子点，a_iは再解析データの各格子点での値（ブロッキングが発生したと判断された格子点で$a_i = 1$とする），f_iはメンバー数 20 のアンサンブル予報結果から求められる格子点iにおけるブロッキング発生予測確率で，

$$f_i = \frac{M}{20} \qquad (5)$$

で定義した。式(5)で，Mはブロッキングを予測したアンサンブルメンバーの数を表す。ここでは実際にブロッキングが存在した領域においてブライア・スコアを評価したので，経度方向の格子点数N_xは時間的に一定ではないことに注意する。式(4)で定義されたブライア・スコアの値が 0 に近いほど予測精度が良く，1 に近いほど予測精度が悪いことを意味する。

最後に，気象庁現業 1 ヶ月アンサンブル予報を用いて行った，ずれ回帰分析（Mukougawa, 2005）について説明する。ここでは，7 月末のブロッキングの発達と持続に注目するために，7 月 21 日 12UTC を予報初期時刻とする気象庁現業 1 ヶ月アンサンブル予報データ（メンバー数 25）を用いて，再解析データでブロッキング強度Iが最大となった時刻におけるロシア域の高度場偏差予測値と，それより以前の時刻における高度場偏差予測値との回帰を求めた。ここで，ブロッキング強度Iは，National Weather Service の Climate Prediction Center と同様に，各Δについて式(1)で求められる$GHGS$のうち最大の値で定義した。また，ブロッキング強度の領域平均$\bar{I}$は，ブロッキングが発生したと判断された格子点でのブロッキング強度Iをロシア域（35˚E-55˚E; Fig 1 参照）で領域平均して求めた。ただし，発生していないと判断された格子点では$I = 0$とした。さらに，$\bar{I}$が極大となった時刻（7 月 25 日 12UTC）を基準として，ずれ回帰分析を行った（Fig 2）。

3. 結果

3.1 2010 年のロシアブロッキングの時間発展

2010 年夏（6 月－8 月）のブロッキング発生領域の時間発展を Fig 3 に示す。発生領域は式(3)に基づき定

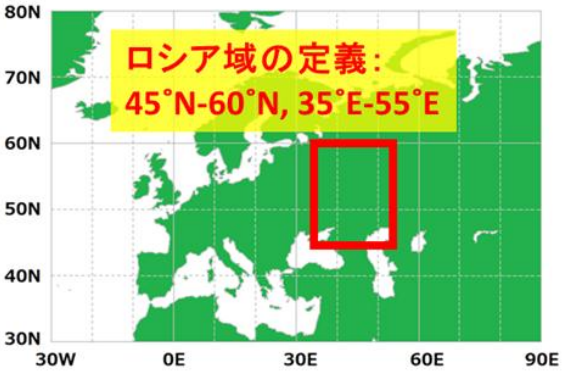


Fig. 1 Russian region defined in this study is enclosed by a red rectangular.

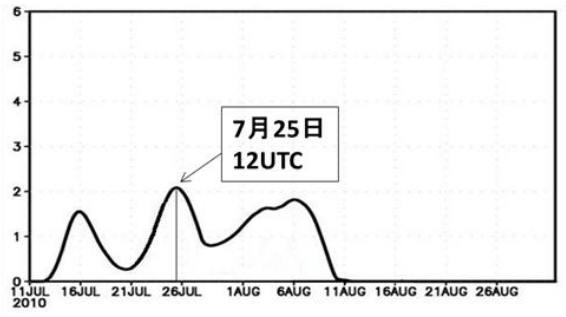


Fig. 2 Time series of areal-mean blocking strength $\bar{I}$ obtained from JRA-25/JCDAS reanalysis data set.

義した。また，前述したように，本研究では高度場の低周波変動成分を用いてブロッキングの発生を定義した。しかし，Matsueda (2011) と同様に，6 月末の大西洋上（10˚E 付近）のブロッキングがヨーロッパ域（30˚E 付近）へ遷移していく様子，ヨーロッパ域のブロッキングが 7 月末まで持続するという特徴，そして 7 月末にブロッキングが二つの領域（20˚E 付近と 50˚E 付近）に分岐するという 3 つの特徴を捉えられている。

次に，6 月後半（Fig 4a, b）と 7 月末（Fig 4c, d）における 500hPa 高度場の特徴を述べる。6 月後半は，大西洋で発生したブロッキングがヨーロッパへ遷移する期間にあたる（Fig 3）。低周波変動成分に注目すると，6 月 18 日 00UTC（Fig 4a）には大西洋上で強いリッジが発達しているが，それが次第に衰退すると同時にユーラシア大陸上でリッジが形成されていく様子（Fig 4b）が確認できる。色塗りした領域で示される高周波変動成分に着目すると，特に Fig 4a で示された 6 月 18 日 00UTC では，他の期間に比べ，その活動が比較的活発であったことが分かる。したがって, 6 月後半の大西洋ブロッキングの形成と持続には高周波擾乱の寄与が大きいと考えられる。一方，30˚E 付近を中心に持続していたブロッキングが 20˚E 付近と 50˚E 付近に分岐する 7 月末では，30˚E 付近に存在する双極子型のブロッキング（Fig 4c）が東進しながらオメガ型のブロッキング（Fig 4d）へと遷移していく様子が確認できる。そして，高周波変動成分

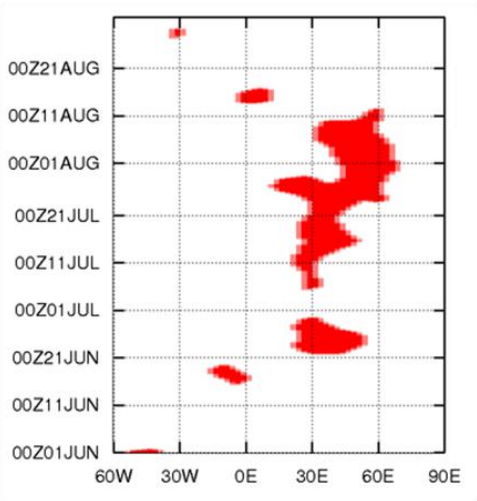


Fig. 3 Time-longitude cross section of the observed blocking occurrence in the summer (JJA) of 2010. The blocking regions are colored red.

は，6 月後半に比べてその活動が弱く，また，移動性高低気圧性偏差はブロッキングから離れた領域を東進するという特徴が見てとれる。したがって，7 月末のブロッキングの発達と持続には，高周波変動成分ではなく低周波変動成分の寄与が大きかったと推測できる。

3.2 ロシアブロッキングの予測可能性

次に, 予報データを用いた解析結果について述べる。まず，MRI/JMA-AGCM ハインドキャスト実験（LAF 法，アンサンブル数 20）を用いて，2010 年のイベントの予測精度の時間変動を調べた（Fig 5a, b）。LAF 法によるアンサンブル予報のブロッキング予測精度を，式(5)で定義したブライア・スコアを用いて評価した。また，式(4)の N_x が $N_x \geq 3$ を満たす場合，つまり，ブロッキング領域が経度方向に 5 度以上の拡がりをもつ場合についてのみ予測精度を評価した。

Fig 5b から，3 つの時期（6 月 27 日頃，7 月 21 日頃，8 月 10 日頃）では，予測期間が短くても予測精度が顕著に悪いということが分かる。それぞれの期間を期間 A，B，C と呼ぶ。Fig 3 と比較すると，期間 A は大西洋上のブロッキングがヨーロッパ域へ遷移した直後の持続期，期間 B はヨーロッパ域からロシア域へブロッキングが遷移した時期，期間 C はロシアブロッキングの終息期に対応する。期間 C で予測精度が悪化する傾向は Matsueda (2011) でも示唆されていたが，本研究では，その傾向を定量的に示すことができた。また，終息期でもブロッキングの予測精度が悪化することは興味深い。

3.3 7 月末のブロッキング強化に関連する循環場の特徴

以上の再解析データの解析結果から，2010 年夏のユーラシア域ブロッキングイベントが約 2 ヶ月間（Fig 3）にも及ぶ長寿命となったのは，ブロッキングが 7 月末にヨーロッパ域からロシア域に遷移しながら持続したことと関連していると考えられる。ここでは, 7 月下旬を初期時刻とする気象庁現業 1 ヶ月アンサンブル予報データを用いて，この時期におけるロシアブロッキングの強化と関連する低周波変動成分の特徴について解析する。また，前節のハインドキャスト実験の解析結果から，この時期（期間 B）のブロッキング予報精度は比較的悪いことが示され

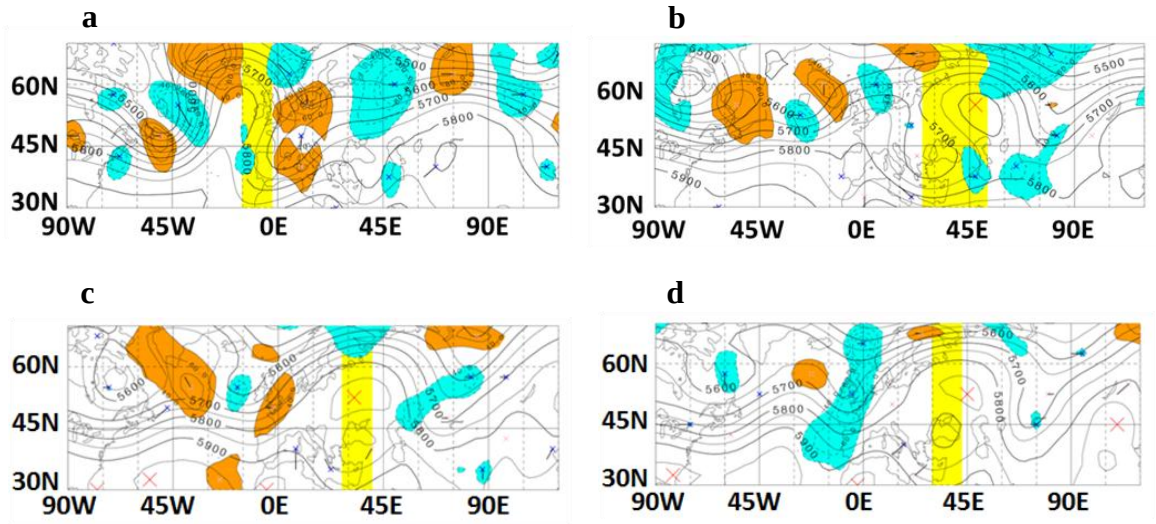


Fig. 4 Observed 500-hPa geopotential height fields (m) at **(a)** 00UTC 18 June, **(b)** 00UTC 25 June, **(c)** 00UTC 20 July, and **(d)** 00UTC 25 July, 2010. Contours show low-frequency components of the geopotential height. Orange and light blue shadings indicate anticyclonic and cyclonic high-frequency height anomaly with the magnitude lager than 40 m, respectively. Longitudinal zones colored yellow are blocking regions, and red crosses show grid points with local height maximum of the low-frequency components over the nearby 20˚ × 20˚ square.

ている。

以下では, 7 月末のロシア域の予測精度が比較的良い 7 月 21 日を初期日とするアンサンブル予報データを詳細に解析した。Fig 6 に，このアンサンブル予報（メンバー数 25）の 500hPa 高度場予測値の低周波変動成分を用いて実施した，ずれ回帰分析の結果を示す。この期間でブロッキング強度が極大となる 7 月 25 日 12UTC（Fig 2）を key day として解析した。Fig 6c および 6d から，key day におけるロシア域のブロッキング強度予測値は，その 1〜2 日前（7 月 23 日 12UTC および 7 月 24 日 12UTC）でのイタリア付近の低気圧性偏差予測値と有意水準 95%以上で統計的に有意に関連していることが分かる。この有意性は Student-*t* テストにより検定した。また，回帰場での低気圧性偏差（Fig 6c, d）は，アンサンブル平均予測場（Fig 6a, b）における低気圧性偏差場よりもやや東にずれていることも分かる。一方，それより上流側の大気循環場偏差の予測場とブロッキング強度との相関は有意でない。

以上より，ロシア域のブロッキングは，リッジのすぐ上流側に存在するトラフがより強く，しかも，アンサンブル平均予測場で存在するイギリス上空の低気圧性偏差の南東側に位置するイタリア上空で低気圧性偏差が存在するときに，より発達することが示された。このイタリア上空に存在する低気圧性偏差の強化は，イギリス付近に存在するトラフ軸を北西から南東方向に傾斜させることにより，トラフ軸からその北東側に位置するロシアブロッキング領域へ向かう準定常ロスビー波の波活動度フラックスを増大させて，ロシア域のブロッキングを強化していると考えられる。また，7 月 24 日 12UTC の 500hPa 高度場の再解析データでも，ブロッキングの上流側のトラフはイギリスからイタリア域へと，北西から南東へ傾いており，準定常ロスビー波がロシア域のブロッキングへ伝播している様子が確認できた（図は省略）。

4. 結論

2010 年夏季にユーラシア域では 1 ヶ月以上の持続性を持つ強いブロッキングが出現し，ロシア域に顕著な高温偏差をもたらした。本研究では，このブロッキングの形成・持続のメカニズム，およびその予測可能性を明らかにするために, JRA-25/JCDAS 再解析データセット，気象庁現業 1 ヶ月アンサンブル予報結果，気象研究所/気象庁大気大循環モデルを用いて独自に実施したハインドキャスト実験結果を用いて解析を行った。

再解析データを用いて 500hPa 高度場を解析したところ, 6 月後半から 7 月末にかけては周期 8 日以下の

高周波変動成分の活動が活発で，ブロッキングの形成と維持に高周波変動成分が重要な役割を果たしていることが示唆された。一方，7 月後半にヨーロッパ域のブロッキングがロシア域へと東に遷移したときには，高周波変動成分の活動度は弱く，周期 8 日以上の低周波変動成分がロシア域のブロッキングの形成と持続に寄与していたことが示唆された。

ハインドキャスト予報実験に基づくアンサンブル予報結果の解析から，2010 年 6 月末と 7 月末のブロッキングの遷移期と，8 月中旬のロシア域の終息期に，ブロッキングの予測精度が悪化することが示された。

気象庁現業 1 ヶ月アンサンブル予報結果に基づくずれ回帰分析の結果から，7 月末のロシア域でのブロッキング強度が極大となった日における 500hPa 高度場予測値は，その 1〜2 日前のブロッキングの上流側に位置するイタリア上空での低気圧性偏差と有意に関連していることが明らかになった。一方，その低気圧性偏差よりもさらに上流側の循環場偏差との相関は有意ではない。このことは，7 月末のロシア域におけるブロッキングの形成には，大西洋など上流・遠方からの準定常ロスビー波の伝播ではなく，ブロッキングのすぐ近傍の上流側に位置する循環場偏差が重要な役割を果たしていたことが考えられる。

今後は，気象庁現業 1 ヶ月アンサンブル予報結果を用いて，非断熱加熱分布や降水分布について同様のずれ回帰分析を行い，イタリア上空の低気圧性偏差の形成メカニズムの解明を目指した解析を行う。また，波活動度フラックスを解析することにより，この低気圧性偏差がロシア域ブロッキングを強化する過程を定量的に評価する。一方，高周波変動成分がロシア域ブロッキングに果たす役割についても解析する予定である。最近，小寺ほか (2012) が，2010 年 7 月後半に熱帯域での対流活動が活発になり，同時期にアフリカ大陸や西ヨーロッパなどの広い経度帯で対流活動が北上したことを示している。このような熱帯域での対流活動の変化とロシア域における

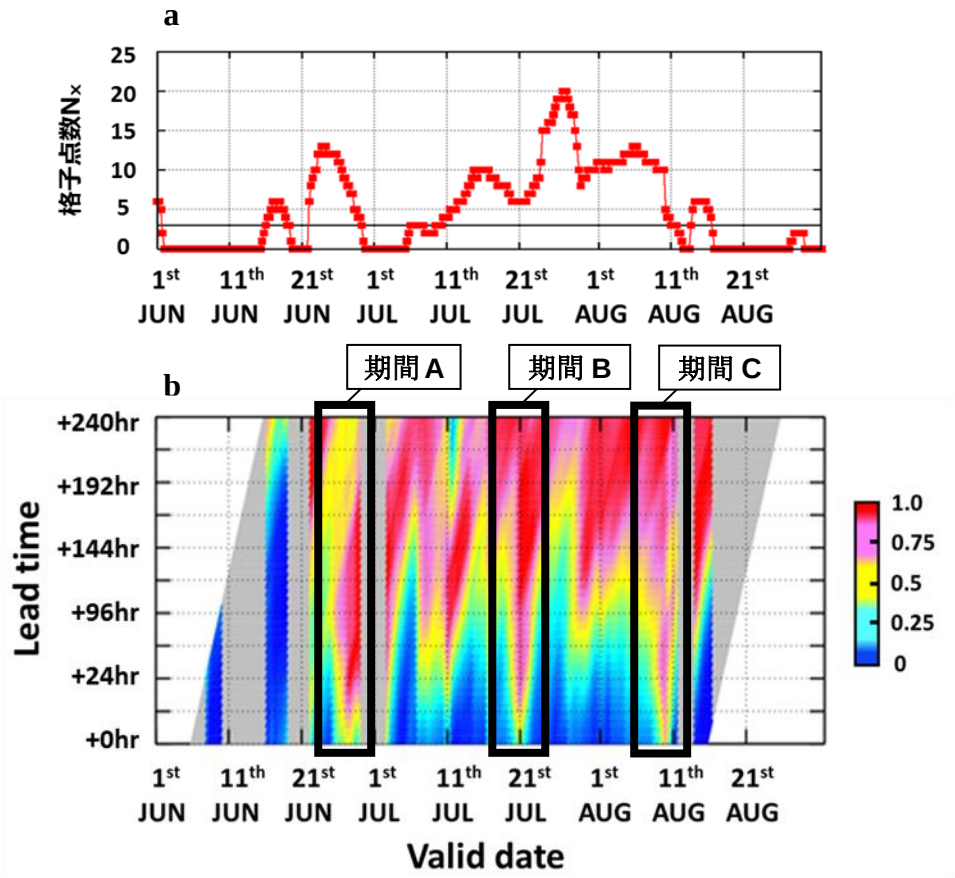


Fig. 5 Time variation of the predictability of the Euro-Russian blocking event estimated by a hindcast experiment performed on MRI/JMA AGCM (TL95L40). Shading in **(b)** indicates Brier Score defined by Eq. (4) over the Atlantic-Eurasian region (30˚W-90˚E) with a condition of $N_x \geq 3$. The time variation of N_x is shown in **(a)**.

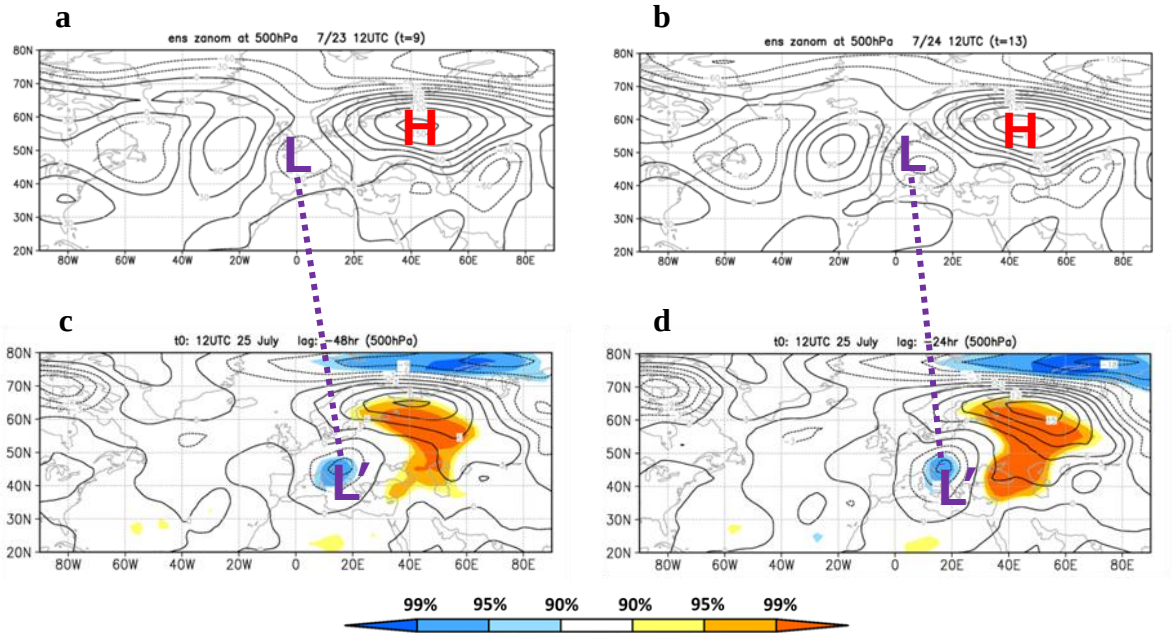


Fig. 6 Time-lagged regression of the predicted low-pass filtered 500-hPa geopotential height anomaly (m) using all ensemble members of a 1-month forecast starting from 1200UTC 21 July, 2010. The top panels show predicted ensemble-mean fields (m) at **(a)** 1200UTC 23 July and **(b)** 1200UTC 24 July. The bottom panels represent the regressed anomaly (contours) at **(c)** 1200UTC 23 July and **(d)** 1200UTC 24 July with respect to the predicted blocking strength at 1200UTC 25 July. Color shades indicate a statistical significance of the regressed anomaly.

強いブロッキングの形成・維持との関係についても今後解析を進めていく予定である。

謝　辞

本研究ではJRA-25/JCDAS再解析データセットを用いた。このデータセットは気象庁及び電力中央研究所による，JRA-25長期再解析プロジェクトにより提供された。また，本研究で使用した気象庁1ヶ月アンサンブル予報データセットは「気象研究コンソーシアム」の枠組みにより，気象庁より提供された。図の作成には，地球電脳ライブラリ，及びGrADSを用いた。開発者の方々に深く感謝する。

引用文献

Barriopedro, D., E. M. Fischer, J. Luterbacher, R. M. Trigo, and R. Garcìa-Herrera (2011): The Hot Summer of 2010: Redrawing the Temperature Record Map of Europe, *Science*, vol 332, pp 220-224, doi: 10.1126/science.1201224.

Kuroda, Y. (2010): High initial-time sensitivity of medium-range forecasting observed for a stratospheric sudden warming, *Geophys. Res. Lett.*, vol 37, L16804, doi: 10.1029/2010GL044119.

Matsueda, M. (2011): Predictability of Euro-Russian blocking in summer of 2010, *Geophys. Res. Lett.*, vol 38, L06801, doi: 10.1029/2010GL046557.

Mukougawa, H., H. Sakai, and T. Hirooka (2005): High sensitivity to the initial condition for the prediction of stratospheric sudden warming, *Geophys. Res. Lett.*, vol 32, L17806, doi: 10.1029/2005GL022909.

Nakamura, H., M. Nakamura, and J. L. Anderson (1997): The Role of High- and Low-Frequency Dynamics in Blocking Formation, *Mon. Wea. Rev.*, vol 125, pp 2074-2093.

Wiedenmann, J. M., A. R. Lupo, I. I. Mokhov, and E. A. Tikhonova (2002): The Climatology of Blocking Anticyclones for the Northern and Southern Hemispheres: Block Intensity as a Diagnostic, *J. Clim.*, vol 15, pp 3459-3743.

小寺 邦彦・向川 均・藤井 晶（2012）：2010 年 7 月の日本の猛暑の出現と熱帯循環場の急変，気象

研究ノート「2010 年夏 日本の猛暑」, 印刷中。
森 正人・渡部 雅浩・木本 昌秀（2012）：大気大循環モデルを用いた 2010 年夏季の天候再現実験, 平成 23 年度「長期予報と大気大循環」研究集会報告書, 印刷中。

（論文受理日：2012 年 7 月 17 日）

Mechanism and Predictability of Persistent Blocking over Euro-Russian Region in Summer Season 2010

Aki FUJII[(1)], Yuji KURODA[(2)] and Hitoshi MUKOUGAWA

(1) Graduate School of Science, Kyoto University
(2) Meteorological Research Institute

Synopsis

We investigate the mechanism and predictability of a strong persistent Euro-Russian blocking in summer (JJA) of 2010 using a reanalysis dataset and two kinds of forecast datasets. It is found that when the blocking resides over the Atlantic from mid-June to late-June, synoptic eddies contribute to maintain the blocking. On the other hand, low-frequency disturbances play an important role in the blocking maintenance from late-July to mid-August when the blocking is located over western Russia. The analysis on the forecast datasets indicates that the predictability of the blocking in late-July when the blocking shifts its location from western Europe to Russia is much reduced in comparison with the other periods. This might be related to the short time-scale of the triggering process of the blocking shift by a Rossby wave packet emanating from the adjacent upstream cyclonic anomaly over Italy.

Keywords: blocking, upstream cyclonic anomaly, predictability

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

球面上のトレーサ移流

榎本剛

要 旨

移流は,最も重要な大気の力学過程のひとつである。トレーサの時間発展を正確に再現するためには，精度の高い移流スキームを必要とする。著者は，簡便で高精度なスキームを提案し,これまでに球面上でガウス型の山を移流する実験で検証している。本研究では，本スキームを球面上の標準実験により詳細な検証を行う。検証の結果，コサインベルや溝付円柱のような滑らかでない分布についても精度よく移流でき,数値予報モデルや気候モデルで用いられている準3次内挿法の1/4の格子数で同じ精度を得ることができることが分った。さらに，混合特性にも秀でていることが明らかになった。精度の低下や計算コストの増大をほとんど伴わずに,波状のノイズはフィルタにより大部分を取り除くことができ，質量は全球で保存させることが可能である。

キーワード: セミ・ラグランジュ移流，内挿，球面調和函数

1. はじめに

対流圏では水蒸気,成層圏ではオゾンが輸送され,濃淡が生ずることにより，局所的な加熱を引き起こし，大循環を駆動している。大気の微量成分エアロゾルの分布形成にも，移流は重要な役割を果たしている。火山噴火に伴う噴煙や核実験・原子力発電所の事故に伴う放射性物質分布の時間発展において，移流は拡散や沈着と並ぶ重要な過程である。大気シミュレーションを正確に行うためには，精度の良い移流スキームは必須である。

移流の数値解法は,オイラー及びラグランジュの2つに大別することができる。オイラー移流は，格子点上での時間発展を計算する。ラグランジュ移流は,流体粒子を追跡する。セミ・ラグランジュ移流は,定期的（例えば毎時間ステップ）に格子上で流体粒子のサンプリングをやり直す。このようにすることで，ラグランジュ移流でありながら格子上での時間発展を得ることができる。

セミ・ラグランジュ移流は，時間刻み幅Δtをクーラン数$c\Delta t/\Delta x$（cは情報の伝達の速さ，Δxは格子点間隔）を1より大きくしても安定であることが知られている。また，オイラー移流と比較して分散性が小さく，前線のような急峻な分布の移流に適している。しかし，消散性がありトレーサの保存を担保するには工夫が必要である。

セミ・ラグランジュ移流では，上流点探索と内挿が移流の精度を左右する。球面上の上流点探索については，大円上の等速移動を仮定した基本的な手法(Ritchie 1987), Taylor展開を利用した経済的かつ高精度な手法(McGregor 1993)，加速度を考慮した手法(Hortal 2002)などが提案されている。本研究では，Ritchie (1987)の手法を採用し，精度に対する内挿法の影響について調べる。

本稿の構成は,以下の通りである。第2章でモデル，第3章で標準実験の概要について述べる。実験結果を第4章に示し，今後の課題について第5章で議論する。

2. モデル

この章では，本研究で用いられるオイラー移流モデル及びセミ・ラグランジュ移流モデル並びに，後者に必要な内挿法について述べる。

2.1 移流の計算手法

本研究で扱うのは,単位球面上でトレーサqの保存を表す方程式

$$\frac{\mathrm{d}q}{\mathrm{d}t} = \left(\frac{\partial}{\partial t} + \boldsymbol{v}\cdot\nabla\right)q = 0 \qquad (1)$$

である。ここで$\boldsymbol{v} = (u, v)$は速度ベクトルでu, vはそれぞれ東向き及び北向きの風を表す。本研究では，(Ritchie 1987)に従って，オイラー移流モデル及びセ

ミ・ラグランジュ移流モデルを構築した。ただし，後者については，3つの時間レベルではなく，2つの時間レベルを用いた。

(1) オイラー移流

オイラー移流モデルは，式(1)の中辺を離散化して，

$$q(t+\Delta t) = q(t-\Delta t) - \frac{2\Delta t}{\cos^2\theta}\left(U\frac{\partial q}{\partial \lambda} + V\cos\theta\frac{\partial q}{\partial \theta}\right) \quad (2)$$

を各格子点上で積分する。ここで，tは時刻，Δtは時間刻み幅，λ, θはそれぞれ経度及び緯度，$(U,V) = (u,v)\cos\theta$は風像（wind image）である。時刻を標記していない変数は，時刻tにおける値を表す。水平微分は，スペクトル空間で計算する。

(2) セミ・ラグランジュ移流

セミ・ラグランジュ移流モデルでは，格子点$\boldsymbol{g}$に到着する流体粒子を大円上で流れを遡って探索し，上流点$\boldsymbol{r}$を決定する。上流点$\boldsymbol{r}$におけるトレーサの値がそのまま次の時刻の格子点$\boldsymbol{g}$におけるトレーサの値となる。

$$q(\boldsymbol{g}, t+\Delta t) = q(\boldsymbol{r}, t) \quad (3)$$

上流点$\boldsymbol{r}$は格子点上であるとは限らないので，上流点$\boldsymbol{r}$での値は周囲の値から内挿する必要がある。

2.2 内挿法

これまでに様々な内挿法が提案され，様々な分野で利用されている。ここでは，気象の数値予報モデル及び気候モデルでよく利用されている準3次内挿法と著者が考案したスペクトル双3次内挿法について述べる。

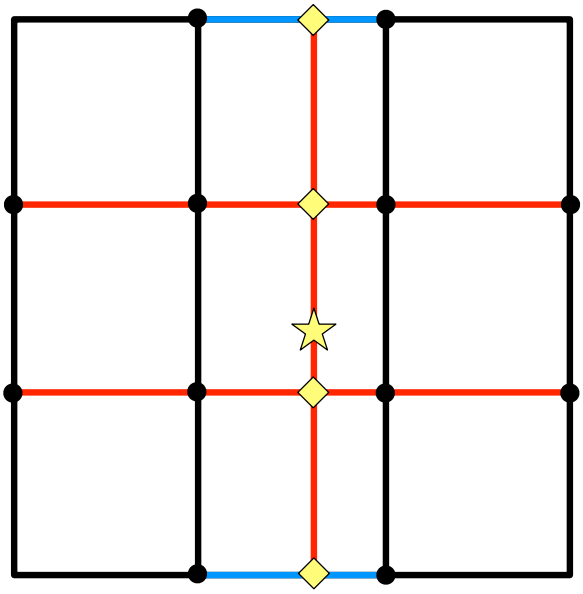
(1) 準3次内挿法

準3次内挿法(Ritchie et al. 1995)は，16点を用いる2次元ラグランジュ内挿法を軽量化したもので，12点（●）の情報を用い1次元の内挿でほぼ同等の精度が得られる。内挿する点（☆）を含むセルから遠いところでは1次元線型内挿を，内挿する点直近の緯度円上では1次元3次ラグランジュ内挿をして，内挿する点と同一の経度上での値（◇）を求める。最後にこれら4点を使って南北に1次元3次ラグランジュ内挿を行い，内挿点における値を得る。

(2) スペクトル双3次内挿法

双3次内挿法は，画像処理等で広く用いられている。この方法では次元分割を用いず，2次元で内挿を行う。内挿する点（☆）を囲むセル上の4点での値に加えて，それぞれの点で東西，南北，クロス微分が合計16の値が必要になる。情報量は2次元の3次ラグランジュ内挿と同じであるが，まわりの点が必要ないのでコンパクトである。スペクトル双3次内挿法では，微分の値をスペクトル空間で計算する。微分を差分法で求めた場合は，2次元の3次ラグランジュ内挿と同等の精度であるか，スペクトル空間で求めた場合は格段に精度が向上する(Enomoto 2008)。

(a)



(b)

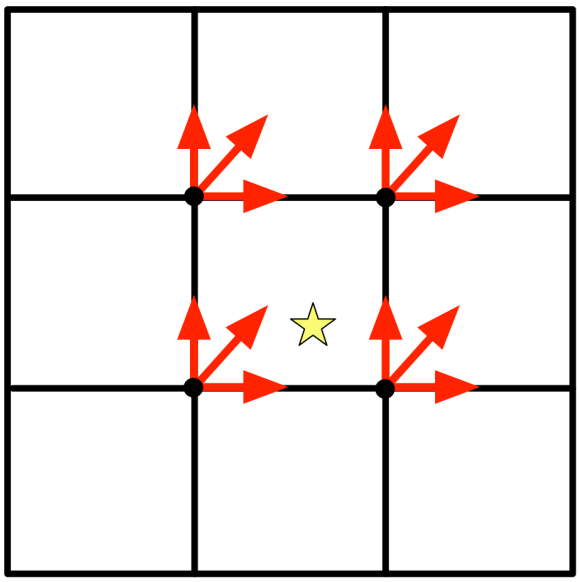


Fig. 1 The schematic diagrams of (a) the quasi-cubic and (b) the spectral bicubic interpolation schemes. The stars indicate the interpolation target, the diamonds the temporary values at the same longitude as the interpolation target, and the black circles the locations of information used in interpolation. The blue and red lines indicate the linear and the cubic Lagrange interpolation, respectively. The red arrows indicate zonal, meridional and cross derivatives.

3. 標準実験

この章では，本研究で実行した球面上の2次元トレーサ移流の標準実験(Lauritzen et al. 2012)の概要について述べる。

3.1 トレーサ分布

トレーサの初期分布は、赤道上に並べた2つの(a)ガウス型の山，(b)コサインベル，(c)溝付円柱，(d)コサインベルの山xとax^2+b，（a,bは定数）の非線型関係にある分布の4種類ある（Fig. 2）。2つの山の中心は，$\lambda_1 = 5/6\,\pi$及び$\lambda_2 = 7/6\,\pi$に置く。

3.2 時間発展する流れ場

流れ場は，時間変化するものを与える。トレーサは，時間とともに両極に向かって引き延ばされ，中間の時刻$t = T/2$で再び元に戻される。ここでTは1周期にかかる時間である。このような伸び縮み成分の他に，Tで1回転する剛体回転成分が付け加わっている。この実験には，解析解は存在しないが，1周期すると元に戻るので，初期値は時刻Tにおける真値である。本稿では，非発散の流れ場について報告するが，発散成分を持つ流れ場についても標準実験の中に含まれている。

3.3 評価方法

標準実験では，精度や混合特性，計算コスト等様々な観点から比較するために，以下のような評価方法が定義されている。

1. 解の収束性
2. 指定精度を得る「最低」解像度
3. フィラメントの保存に関する診断
4. 時刻$t = T/2$及び$t = T$におけるトレーサ分布
5. 函数関係の保存
6. 計算コスト（ハローの数，通信の回数，函数評価の数，許容される最大クーラン数，再利用可能な情報）

実施した計算の条件は，次の通りである。解像度は，3°, 1.5°, 0.75°, 0.375°, 0.1875°で，それぞれ切断波数T39, 79, 159, 319, 639に対応する。クーラン数は，セミ・ラグランジュ移流モデルでは5.2, 1.0, 0.8，オイラー移流モデルでは1.0について計算した。いずれも数値不安定は生じていない。本稿では，上記のうち，1, 2, 5について報告する。

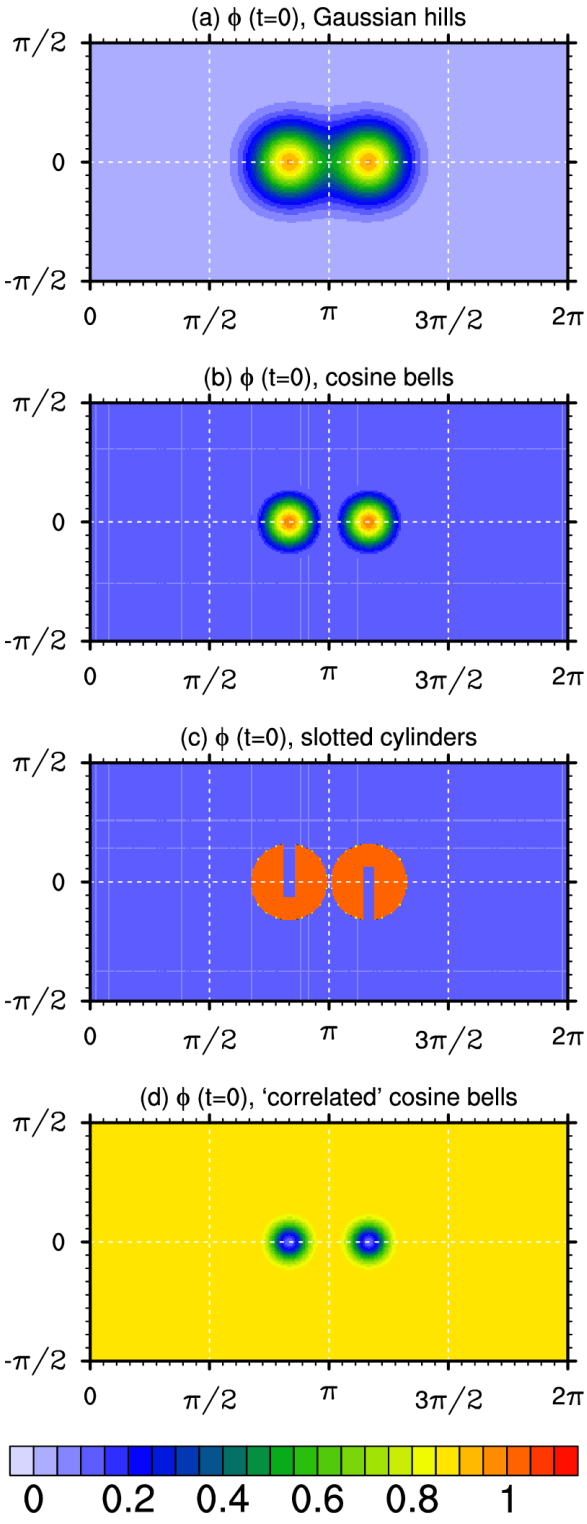


Fig. 2 The initial (and final true) tracer distributions. (a) Gaussian hills, (b) cosine bells, (c) slotted cylinders and (d) correlated cosine bells.

4. 検証結果

本章では，標準実験の結果について述べる。

4.1 収束性

第2章で述べたオイラー移流モデル，準3次及びスペクトル双3次内挿法を用いたセミ・ラグランジュ移流モデルをさまざまな解像度で実行し，l_2ノルム（付録）の解像度依存性を調べた (Fig. 3)。

クーラン数1.0では，どの解像度でもスペクトル双3次（赤）の誤差が最も小さく，次いでオイラー移流（紫），準3次（青）の順である。スペクトル双3次とオイラー移流はコサインベルで期待される2次精度を達成しているが，準3次は期待どおり誤差が低下していない。

クーラン数5.2では，時間ステップ数，すなわち内挿の回数が少なくなるため，どちらの内挿法を用いても，全ての解像度で誤差が小さくなっている。準3次の収束性は改善しているものの，内挿法による差異はクーラン数1.0の場合と同様の傾向が認められる。

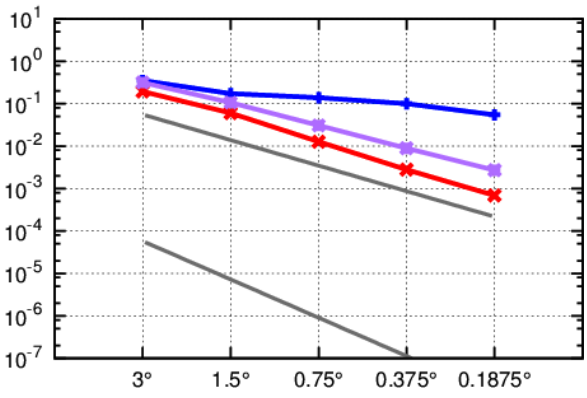
4.2 「最低」解像度

「最低」解像度は，$\log_{10} l_2 = 0.033$を得るために必要な解像度として定義されている。指定された精度にはもちろん任意性があるが，定義されたトレーサが大きく形を崩すことなく初期位置に戻るような精度である。収束性を求めた前節の実験から推定された「最低」解像度をTable 1に示す。「最低」解像度が粗いほど，少ない格子点数で同等の精度を得ることができる。「最低」解像度からも，スペクトル双3次内挿法が卓越していることが分る。準3次は，クーラン数1.0のときは収束が十分でないために，非常に高い解像度が必要とする。クーラン数5.2の場合でも，「最低」解像度はスペクトル双3次の半分以下である。これは，同一の精度を得るために4倍の格子数が必要であることを示している。

Table 1 The ‘minimal’ resolution of the Eulerian advection model, semi-Lagrangian model using the quasi-cubic interpolation and the spectral bicubic interpolation (°) with the Courant numer (C) of 1.0 and 5.2.

C	Euler	Quasi-cubic	Spectral bicubic
1.0	0.79	0.061	1.2
5.2	N/A	0.92	2.1

(a)



(b)

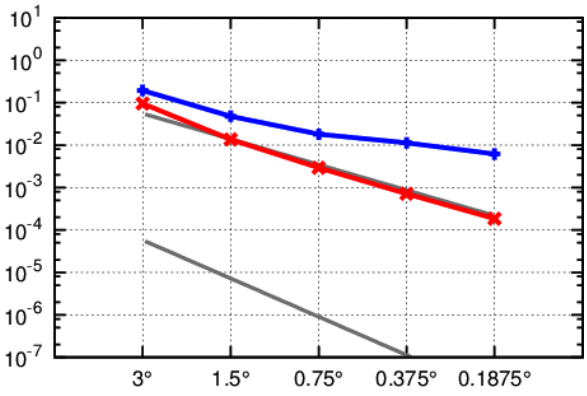


Fig. 3 The resolution dependency of the l_2 norm for the twin cosine bells in the Eulerian advection model (purple) and in the semi-Lagrangian advection model using the quasi-cubic interpolation (blue) and using the spectral bicubic interpolation (red) with the Courant number of (a) 1.0 and (b) 5.2 (except for the Eulerian advection model).

4.3 混合特性

化学輸送モデルのように，複数のトレーサが互いに反応するなどして相互作用を及ぼす場合は，互いに異なる分布の函数関係が維持されなければならない。コサインベルと相関コサインベルとは，非線型な函数関係にある。解像度T159 (0.75°)の結果に対して，χ軸にコサインベル，ξ軸に相関コサインベルの値とり，散布図を作成した (Fig. 4)。オイラー移流モデルはクーラン数1.0の場合，セミ・ラグランジュ移流モデルはクーラン数5.2の場合について示す。

函数関係が維持されていれば，同一格子上の点は曲線上にのるはずである。曲線上よりも小さい値は実混合(real mixing, l_r)，大きい値は非混合(unmixing, l_u)，0.1～1の値に入らない値は逸脱(overshooting, l_o)と呼ばれる。$l_\mathrm{r}, l_\mathrm{u}, l_\mathrm{o}$は，曲線からの距離で測る。

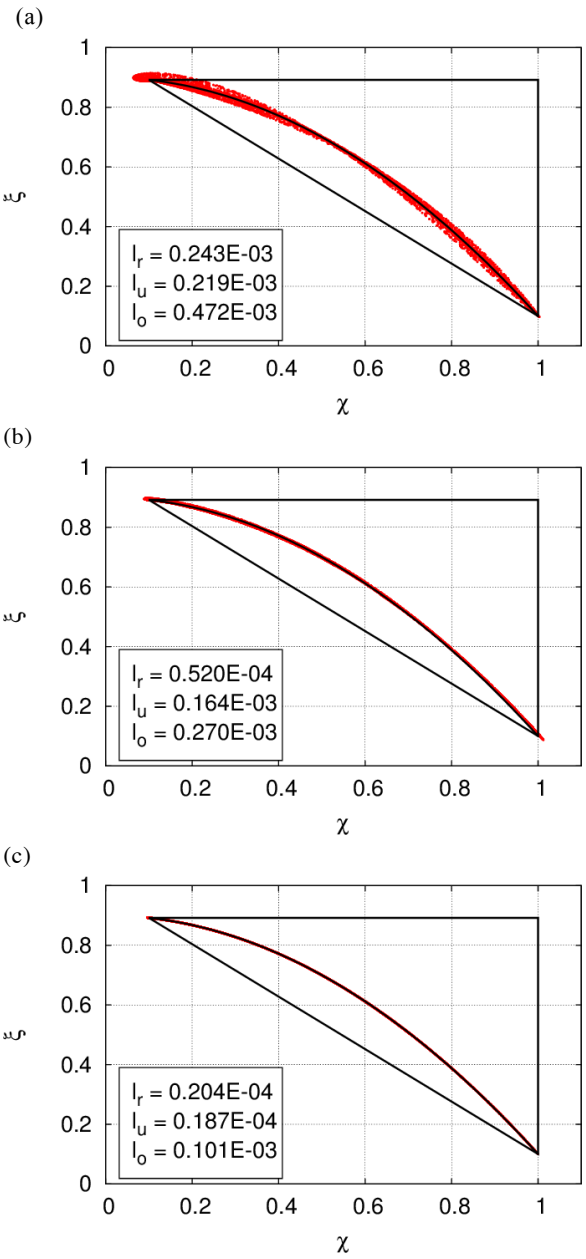


Fig. 4 Functional relations between the cosine bells (χ) and the correlated cosine bells (ξ) at truncation wave number of T159 in (a) the Eulerian advection model with the Courant number of 1.0 and in the semi-Lagrangian advection model using (b) the quasi-cubic interpolation and (c) spectral bicubic interpolation with the Courant number of 5.2. The norms l_r, l_u, l_o are area-weighted distance from the curve.

オイラー移流モデルは，混合特性が良くない。実混合は，セミ・ラグランジュ移流モデルと比較してひと桁大きい。これは，分散性のためであると考えられる。この結果は，オイラー移流モデルは化学輸送モデルに適さないことを示している。セミ・ラグランジュ移流モデルは，オイラー移流モデルに比べれば函数関係をよく維持している。しかし，スペクトル双3次は準3次と比較して，実混合は半分以下，非混合はほぼひと桁小さい。スペクトル双3次の逸脱は，準3次の半分以下，オイラー移流モデルの1/5近くと小さい。

5. おわりに

本稿では，球面上の2次元移流モデルについて紹介し，提案されている標準実験の概要，実験結果について述べた。著者が提案したスペクトル双3次内挿法を用いたセミ・ラグランジュ移流モデルは，収束性がよく，少ない格子点数で精度よく計算できる。化学輸送モデルのような複数のトレーサを移流する場合に重要となる，混合特性にも優れている。

スペクトル双3次内挿法を用いたセミ・ラグランジュ移流モデルは，単調性や保存性が担保されていない。短波を濾過するフィルタ(Sun et al. 1996)を適用すれば，波状のノイズを大幅に低減でき，単調性を確保できることを確認している。また，変分法に基づく修正法(Sun and Sun 2004)を適用すれば，トレーサ量を全球で保存させることが可能である。どちらも精度や計算コストへの影響は小さい。

本稿では，スペクトル双3次内挿法を用いたセミ・ラグランジュ移流モデルをオイラー移流モデルや準3次内挿法を用いたセミ・ラグランジュ移流モデルと比較したが，現在米国国立大気研究センター（NCAR）のP. H. Lauritzenらか中心となって，2次元移流モデルのモデル間比較を行っている。著者もスペクトル双3次内挿法を用いたセミ・ラグランジュ移流モデルでの結果を提出し，現在共著者とともに編集をしているところである。本稿で報告した比較の詳細についても，投稿を準備しているところである。

謝　辞

Some of the figures are produced with NCL and gnuplot scripts and a Fortran subroutine provided by Dr. P. H. Lauritzen.

参考文献

Enomoto, T. (2008): Bicubic interpolation with spectral derivatives. *SOLA*, **4**, 5–8, doi:10.2151/sola.2008-002.

Hortal, M. (2002): The development and testing of a new two-time-level semi-Lagrangian scheme (SETTLS) in the ECMWF forecast model. *Quart. J. Roy. Meteor. Soc.*, **128**, 1671–1687.

Lauritzen, P. H., W. C. Skamarock, M. J. Prather, and M. A. Taylor (2012): A standard test case suite for

two-dimensional linear transport on the sphere. **5**, 189–228.

McGregor, J. L. (1993): Economical Determination of Departure Points for Semi-Lagrangian Models. *Mon. Wea. Rev.*, **121**, 221–230.

Ritchie, H. (1987): Semi-Lagrangian Advection on a Gaussian Grid. *Mon. Wea. Rev.*, **115**, 608–619.

Ritchie, H., C. Temperton, A. Simmons, M. Hortal, T. Davies, D. Dent, and M. Hamrud (1995): Implementation of the semi-Lagrangian method in a high-resolution version of the ECMWF forecast model. *Mon. Wea. Rev.*, **123**, 489–514.

Sun, W.-Y., and M.-T. Sun (2004): Mass correction applied to semi-Lagrangian advection scheme. *Mon. Wea. Rev.*, **132**, 975–984.

Sun, W.-Y., K.-S. Yeh, and R.-Y. Sun (1996): A simple semi-Lagrangian scheme for advection equation. *Quart. J. Roy. Meteor. Soc.*, **122**, 1211–1226.

付　録

l_2ノルムは以下のように定義される。

$$l_2 = \left\{ \frac{I[(q - q_\mathrm{t})^2]}{I[q_\mathrm{t}^2]} \right\}^{\frac{1}{2}} \tag{4}$$

ここで$q_\mathrm{t} = q(t = 0)$は真値で

$$I(q) = \frac{1}{4\pi} \int_0^{2\pi} \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} q(\lambda, \theta, t) \cos\theta \, \mathrm{d}\theta \mathrm{d}\lambda$$

は全球平均である。

（論文受理日：2012年6月7日）

Advection of Smooth and Non-Smooth Tracers on the Sphere

Takeshi ENOMOTO

Synopsis

Advection is one of the most important processes in the atmosphere. It is crucial to use an accurate advection scheme to simulate the time evolution of tracers. A simple and accurate scheme has been developed by the author and verified with advection of a Gaussian hill. In this study the proposed scheme is verified with a standard test cases on the sphere. Our scheme is found to be capable of advecting non-smooth twin cosine hills and slotted cylinders and requires a quarter of the grid points to obtain the same accuracy as quasi-cubic interpolation, commonly used in operational weather and climate models. In addition the proposed scheme exhibit an excellent mixing properties. The ripple noise can be filtered and the mass can be conserved globally. These fixes can be applied with only a small penalty in accuracy or computational load.

Keywords: semi-Lagrangian scheme, interpolation, spherical harmonics

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

福島第一原発事故による放出物質の大気輸送過程シミュレーションにおける誤差の検証

井口敬雄・向川均・榎本剛

要　旨

福島第一原子力発電所の事故によって放出された放射性物質の大気中輸送シミュレーションについて，大気再解析データと初期フラックス予測という2つの要因に起因する誤差について検証を行った。まず，大気状態の解析誤差を含んだアンサンブル再解析データ(ALERA2)を用いて行った輸送実験では，濃度の標準偏差は大部分において平均値の10%以内に収まった（1Bq/m^{3}以上の濃度が対象。以下同じ）。一方，ALERA2平均値データとNCEP/NCAR再解析データ，ERA Interimデータ，およびJCIDASデータを用いたシミュレーション結果の比較では，標準偏差は大部分で平均値の30%以内となった。また，放出日を変えて一日だけ放出させたシミュレーションでは，その後の放出物質の輸送に大きな違いが見られた。

キーワード: 福島第一原発事故，大気輸送誤差，大気再解析データ，逆転法

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とそれに伴う津波の後発生した福島第一原子力発電所の事故は，日本国内のみならず世界中の大きな関心を集め，事故によって放出された放射性物質の行方について様々な研究機関によって数値モデルを用いた予測や推定が行われた。日本国内における放射性物質の詳細な分布を調査するためには高解像度の領域モデルが(竹見・石川, 2011; 近藤他, 2011; 滝川他, 2011; 梶野他, 2011; 加藤他, 2011)，全球規模の長距離輸送を調べるためにはグローバルな大気輸送モデルが用いられている(Takemura et al., 2011; 田中他, 2011)。

大気中および地表面における放射線量を推定するためには，大気による輸送や拡散に加え，原子核の崩壊による減少，乾性沈着，湿性沈着等の過程を考慮しなければならない。これらの過程は放射性核種によっても特性が異なるため放出された放射性物質の内訳に関する正確な情報も必要であり，推定は非常に困難なものであると考えられる。また田中他(2011)は，輸送モデルの解像度や地形の再現性なども輸送の正確さに影響を与えると指摘している。

これらに加え，放射性物質の輸送シミュレーションは大気再解析データあるいはGCMによって計算された風速等の大気データを用いて行われているため，どのデータを使用するかも誤差の要因になると考えられる。また，原発事故における放射性物質放出量の詳細な時間経過も正確なシミュレーションのために必要な情報であるが，その見積もりはまだ少ない(Chino et al., 2011)。この問題点に対するアプローチとして，輸送シミュレーション結果を用いた逆解析も提案されている(眞木他, 2011)。

本研究では，グローバルな大気輸送モデルを用いて原発事故で放出された放射性物質の輸送シミュレーションを行い，大気再解析データに起因する誤差や，物質の放出量の詳細な時間変化に起因する誤差について調べた。

2. モデルおよびデータ

2.1 大気輸送モデル

本研究で行うシミュレーションは，井口・木田(1999)が開発した3次元の全球大気輸送モデルを用いて行われた。本輸送モデルは大気をグリッドボックスに分割し，隣り合うグリッドボックス間のフラックスを計算して加えることにより，次のタイムステップのトレーサー量を求める。このスキームはトレーサーの質量を保存する。

本輸送モデルの水平解像度は1.25°×1.25°，鉛直

解像度はσ座標で14層（上端は10hPa），タイムステップは5分とした。

2.2 大気再解析データ

2.1の大気輸送モデルは風速などの大気データを外部から読み込んでトレーサーの輸送を行う。本研究では入力データとして，NCEP/NCAR(National Centers for Environmental Prediction, National Oceanic and Atmospheric Administration / The National Center for Atmospheric Research, University Corporation for Atmospheric Research)再解析データ(Kalnay et al., 1996)，ALERA2(AFES-LETKF experimental ensemble reanalysis)アンサンブル大気再解析データ(Enomoto et al., 2012)，ECMWF(European Centre for Medium-Range Weather Forecasts) ERA Interimデータ(Dee et al, 2011)，および気象庁のJCIDAS(Japan Meteorological Agency Climate Data Assimilation System)データ(Onogi et al., 2007)を用いた。ALERA2データは再解析された大気状態の誤差を63のメンバーを用いて表しており，観測データとの同化が行われている。これらのメンバーを用いることにより，大気状態の再解析誤差がシミュレーション結果に与える影響を調べることが出来る。

各データセットの水平解像度を Table 1 に示す。ERA Interim データについては気圧レベルが選択式になっており，ALERA2 データに合わせて取得した。タイムステップはいずれも 6 時間である。これを輸送モデルのグリッドとタイムステップに合わせて空間的・時間的に内挿し，入力データとして用いた。

3. シミュレーションの概要

シミュレーションは，3月12日00:00から3月19日00:00までの間に福島第一原発の周囲4グリッドエリアより合計77万テラベクレルの放射性物質を放出させた。この放出量は保安院の発表(2011.6.6)に基づく。放出中のフラックスは一定とした。その後放出を止め、NCEP/NCAR再解析データ，ERA Interimデータ，およびJCIDASデータを用いたシミュレーションは5月1日00:00まで，ALERA2アンサンブル再解析データ（63メンバーおよび全メンバーの平均データ）を用いたシミュレーションは入手したデータの都合上4月30日00:00まで大気による輸送を行った。輸送を行った。なお，原子核の崩壊，乾性・湿性沈着等の過程は入っておらず，純粋に大気による輸送の効果のみを確認する。

さらに，放出日による放射性物質の大気輸送の違いを見るため，1日だけ11万テラベクレルを放出させてその後大気による輸送を行うというシミュレーションを，NCEP/NCAR再解析データを用い，3月12日から3月18日まで7通りの放出日について行った。

4. 結果

4.1 NCEP/NCAR再解析データを用いたシミュレーションの結果

まず，NCEP/NCAR再解析データを用いて行ったシミュレーションの結果（最下層濃度）をFig. 1に示す。放出された放射性物質は太平洋上を高緯度側に移動(Fig. 1a)してシベリア東部から北米大陸さらにグリーンランドに達し，一部は東南アジアに輸送された(Fig. 1b)。さらに北極海を越えてユーラシア大陸に達し(Fig. 1c)，最終的には北半球全域に拡がった(Fig. 1d)。

4.2 ALERA2アンサンブル大気再解析データを用いたシミュレーションの結果

Table 1 Horizontal resolution and vertical levels of reanalysis data sets.

Data Set Name	Horizontal Resolution	Vertical levels
NCEP/NCAR	2.5 degree	17 levels(1000, 925, 850, 700, 600, 500, 400, 300, 250, 200, 150, 100, 70, 50, 30, 20, 10hPa)
JCIDAS	1.25 degree	
ERA Interim	1.5 degree	18 levels(1000, 925, 850, 775, 700, 600, 500, 400, 300, 250, 200, 150, 100, 70 50, 30, 20, 10hPa)
ALERA2	1.25 degree	

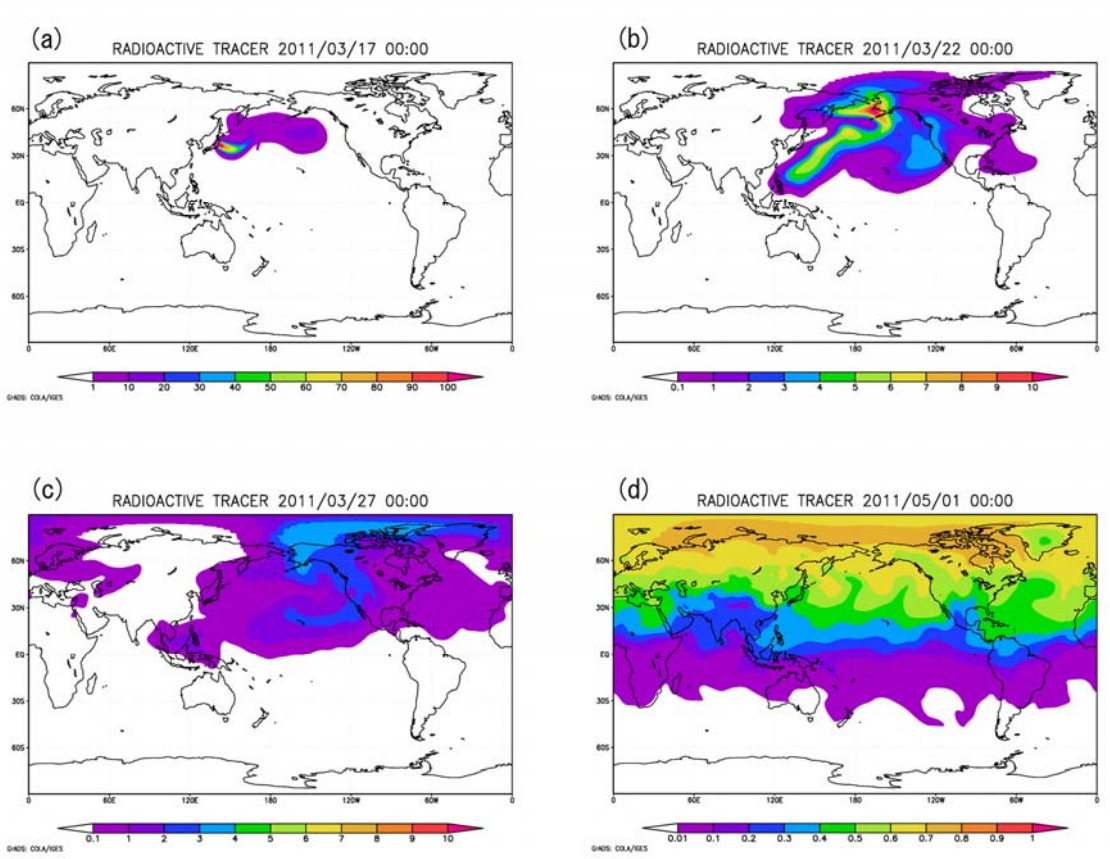


Fig. 1 Simulated concentrations of radioactive tracer in the lowest layer of the transport model using NCEP/NCAR reanalysis data at 00:00 Z on (a) March 17, (b) March 22, (c) March 27, and (d) May 1, 2011. The emission period was from 00:00 Z on March 12 to 00:00 Z on March 19.

Fig. 1からも分かるように，事故で放出された放射性物質は1ヶ月もすれば北半球全体に拡がり濃度も低くなる。そこで基準となる値を決め，それ以上の濃度について追跡する事にした。

基準濃度を決める指標として，空気中濃度限度

$$\rho_{AL} = \frac{D_{EL}}{C_D \times V_R}$$

ρ_{AL} : Air concentration limit (Bq/m^3)

D_{EL} : Effective dose limit (mSv/yr)

C_D : Dose coefficient (mSv/Bq)

V_R : Respiratory volume (m^3/yr)

を用いた。D_{EL}は1mSv/yrとし，V_RはICRP(1995)より成人男性の値として8103m^3/yr とした。C_Dについては，放出量が^{131}I換算値であることから，原子力安全委員会が定めた^{131}Iの実効線量係数1.5×10^{-5}を代入した。その結果，求められたρ_{AL}の値は8.22となるため，同じオーダーの単位となる1Bq/m^3を追跡する最少濃度とした。

Fig. 2 に ALERA2 全 63 メンバーを用いて行った結果の平均値（左側）と，63 メンバーの平均値データを用いて行った結果（右側）を示す（最下層濃度）。Fig. 2 に示された通り，1Bq/m^3 以上の濃度分布は両者ほとんど同じであった。左側の図では，平均値が1Bq/m^3 未満でも，1Bq/m^3 以上の濃度が計算されたメンバーが 1 つでもあった領域をグレーに色分けしている。しかし，グレーの領域は 1Bq/m^3 以上の色付けされた領域に対して小さく，全メンバーのスプレッドが小さい事を示している。Fig. 3 には，全 63 メンバーの最下層濃度の標準偏差を平均値で割った値を示す。Fig. 3 が示す通り，標準偏差は 1Bq/m^3 以上のほとんどの領域で 10%以下であった。ALERA2 メンバー間のシミュレーション結果の違いは大気状態の誤差に起因するものである。ただし，このデータは観測値との同化を行いながら生成されたデータであり，メンバー間の誤差は初期の誤差がそのまま成長したものではないという点に注意する必要がある。つまり，将来予測のシミュレーションを行った場合

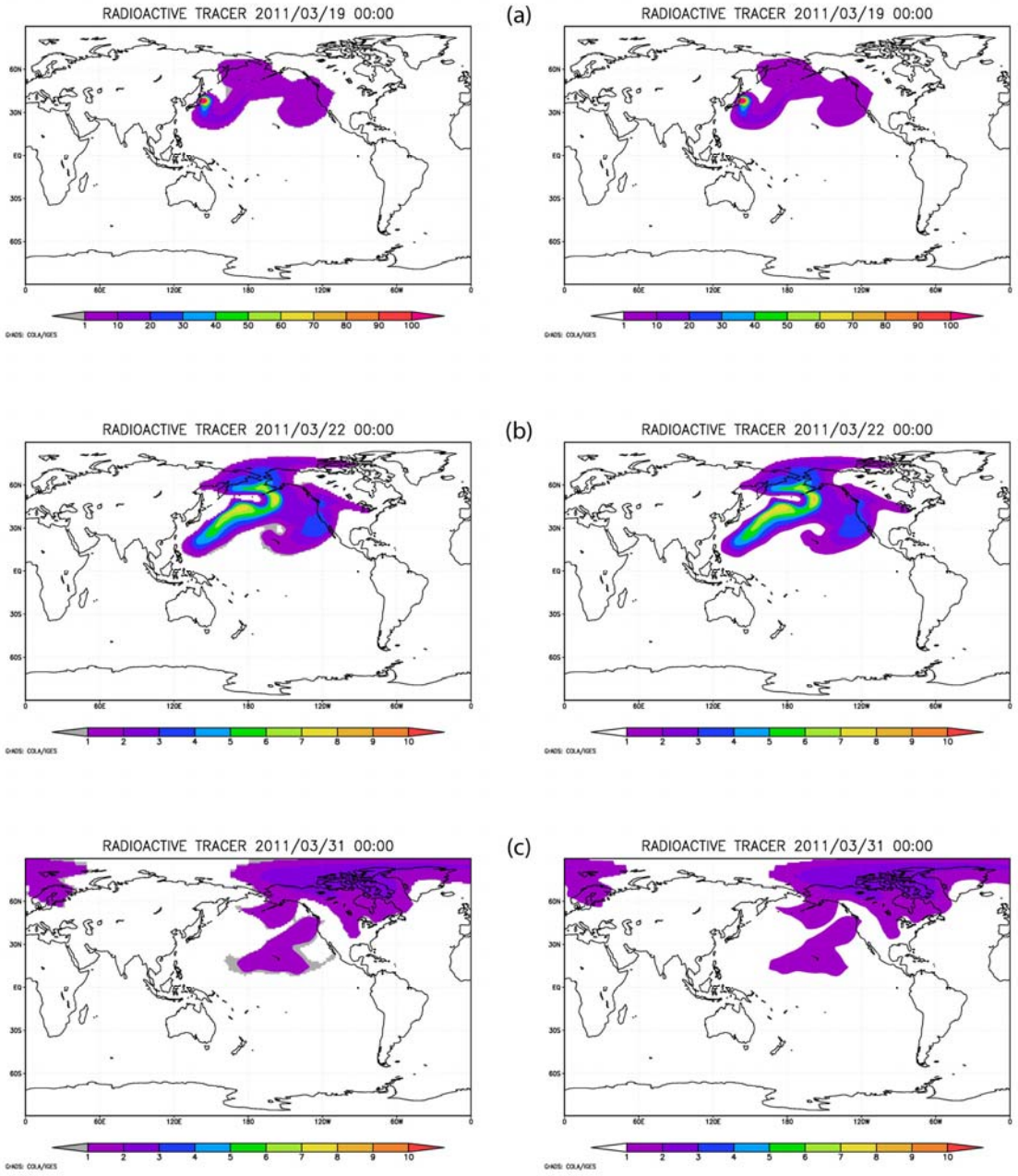


Fig. 2 Mean concentrations simulated using the data of the 63 members of ALERA2 ensemble reanalysis atmospheric data (left-hand side) and concentrations simulated using the mean data of the members (right-hand side). Figures are of the lowest layer of the transport model at 00:00 Z on (a) March 19, (b) March 22, and (c) March 31. Only grid areas with concentrations greater than 1Bq/m3 are colored. In the distributions on left-hand side, grid areas in which at least one member exceeds 1Bq/m^3 are colored gray even if the mean concentration is below 1Bq/m^3.

の誤差とは異なるという事である。

4.3 異なる再解析データを用いたシミュレーションの結果の比較

Fig. 4 に(a) NCEP/NCAR 再解析データ，(b) ALERA2 全 63 メンバーの平均値データ，(c) ERA Interim データ，および(d) JCIDAS データを用いて行ったシミュレーションの結果から 3 月 24 日 00:00(標

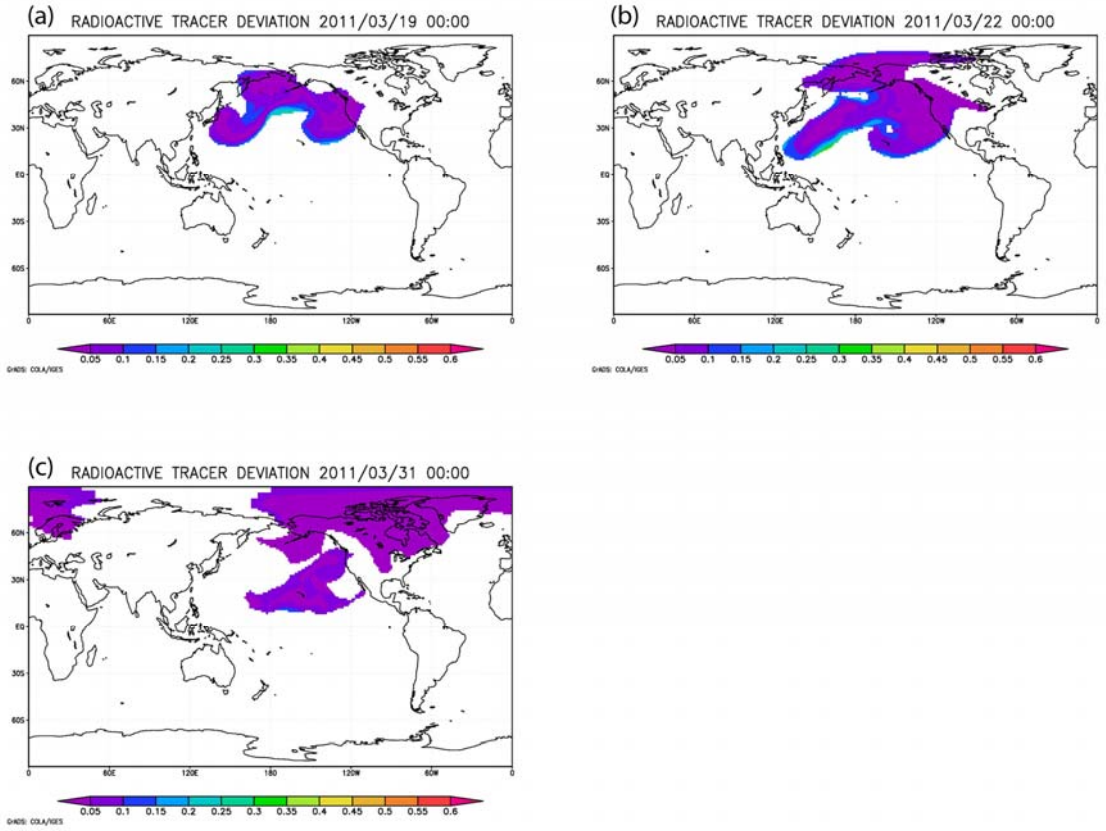


Fig. 3 Ratios between standard deviations and mean concentrations of simulated results using all members of ALERA2 data. Figures are of the lowest layer at 00:00 Z on (a) March 19, (b) March 22, and (c) March 31. The ratios are calculated for the grid areas in which at least one member exceeds 1Bq/m^3.

準時）の濃度分布を示す（最下層濃度）。いずれの結果も 1Bq/m^3 以上の濃度のみ色を付けている。3 月 19 日にトレーサーの放出が終了した後，高濃度のトレーサーが北極海方面と北米大陸西岸方向に分かれる（Fig. 2(a)および(b)も参照）。NCEP/NCAR データと JCIDAS データを用いたシミュレーションでは，ベーリング海峡から北米大陸北岸にかけての領域の濃度が北米大陸西岸の濃度より高くなっている（Fig. 4(a)および(d)）が，ALERA2 平均値データと ERA Interim データを用いたシミュレーションでは濃度の高低が逆になっている（Fig. 4(b)および(c)）。Fig. 5 に，4 つの再解析データセットを用いたシミュレーション結果の標準偏差を平均値で割った値を示す。両者の誤差は，ALERA2 メンバー間の誤差(Fig. 3)よりかなり大きい。1Bq/m^3 の大部分では 30%以下に収まっているが，周辺部には 50%を超える部分もみられる。両者の差の原因としては再解析の手法や用いた大気大循環モデルの違いが考えられる。

4.4　1日のみ放出させたシミュレーションの結果

次に，NCEP/NCAR 再解析データを用い，1 日のみ放出した放射性物質の輸送シミュレーションの結果から，3 月 22 日 00:00 における濃度分布（最下層）を Fig. 6 に示す。3 月 12, 13 日に放出された物質は北米大陸西岸で最も高い濃度となり，次いでシベリア東部が高い濃度となる(Fig. 6a)。これが 3 月 14, 15 日の放出となるとシベリア東部からアラスカにかけての領域の濃度が北米大陸西岸付近の濃度を上回る(Fig. 6b)。さらに 3 月 16, 17 日の放出になると東南アジアに向かう物質が多くなり(Fig. 6c)，3 月 18 日の放出になると一転してまた北太平洋に向かう物質が多くなる(Fig. 6d)。このように，放出された日によって，放射性物質の行方は大きく違ってくる。これらのシミュレーションの結果と，太平洋周辺の複数の定点において放射線量を毎日正確に測定したデータがあれば，実際には原子核の崩壊や乾性・湿性沈着の効果も考慮に入れる必要があるものの，逆転法

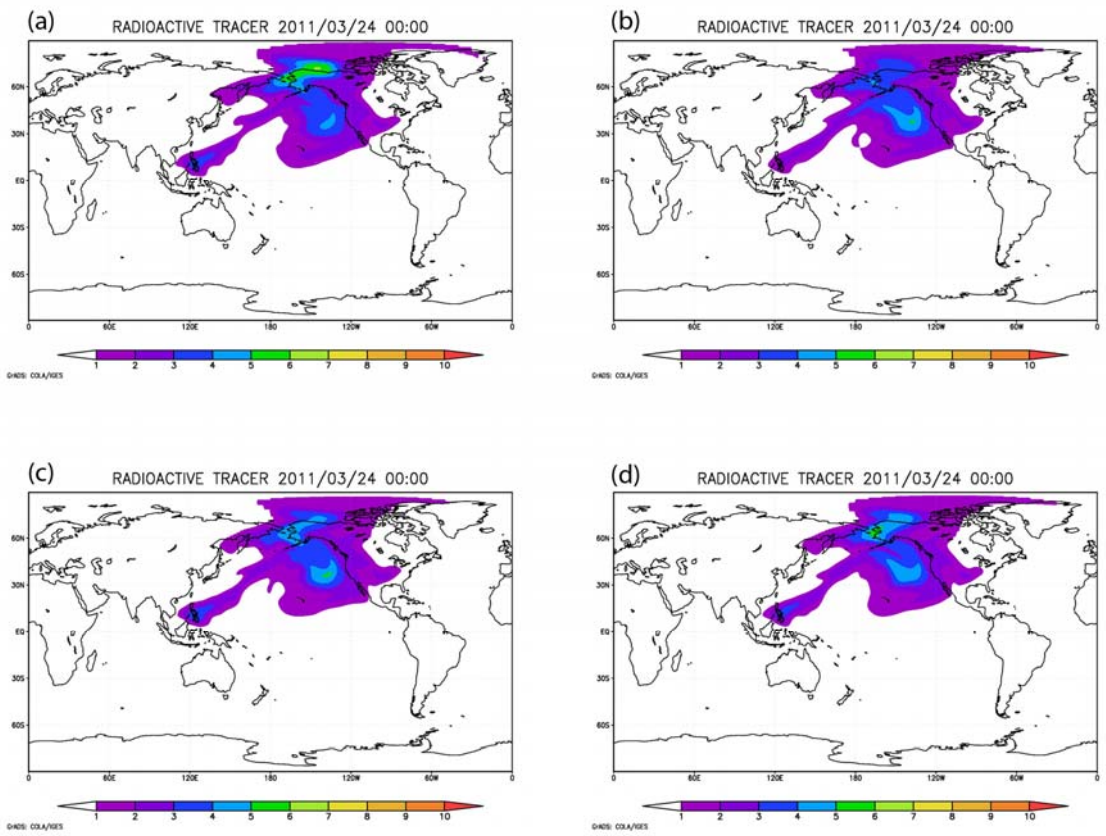


Fig. 4 Concentrations simulated using (a) NCEP/NCAR data, (b) the mean data of ALERA2 63 members, (c) ERA Interim data, and (d) JCIDAS data. Figures are of the lowest layer of the transport model at 00:00 Z on March 24. Only grid areas with concentrations greater than 1Bq/m^3 are colored.

(Enting et al., 1995; Bousquet et al., 1999)によって放射性物質の放出の詳細を推定する事が可能であると思われる。

5. まとめ

大気輸送モデルを用いた放射性物質の長距離輸送シミュレーションにおける，用いた大気再解析データの違いと，詳細なフラックスの時間変化に関する情報の欠如という2つの要素に起因する誤差についてそれぞれ調べた。まず，大気の状態の再解析誤差に起因すると考えられるアンサンブル再解析データを用いたシミュレーション結果の標準偏差は平均値の10%以内に収まった。それに比べ，異なる再解析データを用いて行ったシミュレーションの標準偏差はずっと大きかった。こちらの誤差は主に再解析の手法や用いられる大循環モデルに起因すると考えられる。次に，放出日を変えて1日だけ放出させた実験ではその後の輸送に明確な違いが見られ，十分な数の大気中放射線量の測定データがあればフラックスの詳細な時間変化を逆転法によって求められる可能性が示唆された。

謝　辞

本研究は，京都大学防災研究所「平成23年度東日本大震災に関する緊急調査」として行われました。本研究で使用したNCEP/NCAR再解析データはNOAA(National Oceanic & Atmospheric Administration) ESRL(Earth System Research Laboratory)のホームページよりダウンロードしました。ALERA2アンサンブル大気再解析データは独立行政法人海洋研究開発機構(JAMSTEC: Japan Agency for Marine-Earth Science and Tchnology)より提供していただきました。ERA Interimデータはヨーロッパ中期予報センター(European Centre for Medium-Range Weather Forecasts)のデータサーバーよりダウンロードしました。JCIDASデータは気象庁のホームページよりダウン

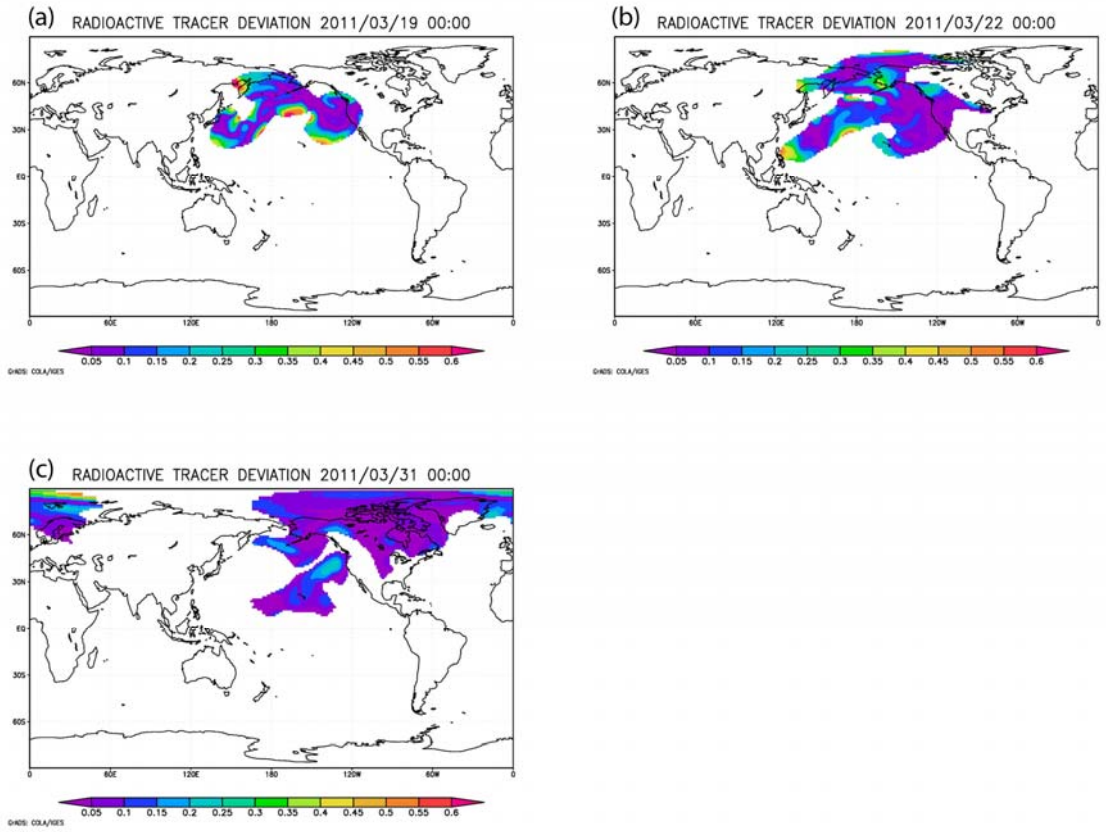


Fig. 5 Ratios between standard deviations and mean concentrations of simulated results using NCEP/NCAR data, the mean data of ALERA2 members, ERA Interim data, and JCIDAS data. Figures are of the lowest layer of the transport model at 00:00 Z on (a) March 19, (b) March 22, and (c) March 31. The ratios are calculated for the grid areas in which at least one result exceeds 1Bq/m^3.

ロードしました。また，本論文で示した図はIGES (Institute of Global Environment and Society) COLA (Center for Ocean-Land-Atmosphere Studies)のThe Grid Analysis and Display System (GrADS)を使用しました。以上の機関に感謝いたします。

参考文献

井口敬雄・木田秀次（1999）：3次元輸送モデルを用いた大気中におけるCO_2収支の研究，京都大学防災研究所年報，第42号B-1，pp. 385-396.

梶野瑞王 他（2011）：気象研領域モデルによる福島第一原発事故に伴う放射性物質の輸送・沈着実験，日本気象学会2011年度秋季大会講演予稿集，A209.

加藤雅也 他（2011）：CReSSを用いた移流拡散シミュレーション，日本気象学会2011年度秋季大会講演予稿集，A210.

原子力安全・保安院（2011）：東京電力株式会社福島第一原子力発電所の事故に係る１号機，２号機及び３号機の炉心の状態に関する評価について，6月6日プレス発表.

近藤裕昭 他（2011）：福島第一原子力発電所から福島県内への3月15日の放射性物質の輸送と沈着AIST-MMによる解析，日本気象学会2011年度秋季大会講演予稿集，A207.

滝川雅之 他（2011）：領域化学輸送モデルを用いた放射性物質沈着量の推定，日本気象学会2011年度秋季大会講演予稿集，A208.

竹見哲也・石川裕彦（2011）：2011年3月の福島県東部地域における風速特性・拡散特性のモデル解析，日本気象学会2011年度秋季大会講演予稿集，A206.

田中泰宙 他（2011）：気象研究所全球モデルによる放射性物質輸送シミュレーションの現状と課題，日本気象学会2011年度秋季大会講演予稿集，A211.

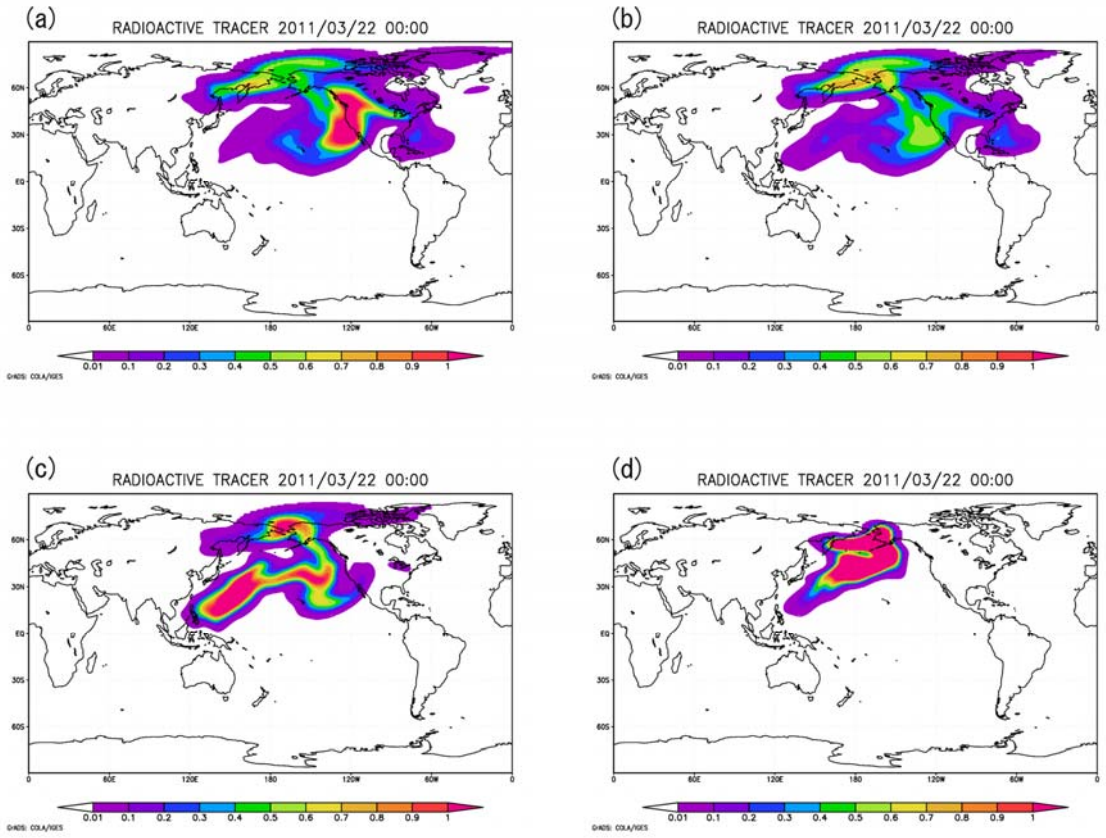


Fig. 6 Simulated concentrations of radioactive tracer in the lowest layer of the transport model using NCEP/NCAR reanalysis data at 00:00 Z on March 22, 2011, when the emissions day was (a) March 12, (b) March 14, (c) March 16, and (d) March 18.

眞木貴史 他（2011）：逆解析を用いた初期放射線量推定システムの構築，日本気象学会2011年度秋季大会講演予稿集，A204.

Bousquet, P., et al. (1999): Inverse modeling of annual atmospheric CO2 sources and sinks: 1. Method and control inversion, Journal of Geophysical Research, 104(D21), 26161-26178.

Dee D. P. et al. (2011): The ERA-Interim reanalysis: configuration and performance of the data assimilation system, Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society, Volume 137, Issue 656: 553-597, DOI: 10.1002/qj.828.

Enomoto T., T. Miyoshi, Q. Moteki, J. Inoue, M. Hattori, A. Kuwano-Yoshida, N. Komori, and S. Yamane (2012): Data Assimilation for Atmospheric, Oceanic and Hydrologic Applications, Vol. II, S. K. Park and L. Xu Eds., Springer, Submitted.

Enting, I., et al. (1995): A synthesis inversion of the concentration and δ13C of atmospheric CO2, Tellus B, 47, 35-52.

International Commission on Radiological Protection (1995): Age-dependent Doses to Members of the Public from Intake of Radionuclides - Part 4 Inhalation Dose Coefficients, ICRP Publication 71.

Kalnay, E., et al. (1996): The NCEP/NCAR 40-Year Reanalysis Project, Bulletin of the American Meteorological Society, 77, 437-470.

Onogi K. et al. (2007): The JRA-25 Reanalysis. Journal of the Meteorological Society of Japan, 85, 369-432.

Takemura, T., et al. (2011): A numerical simulation of global transport of atmospheric particles emitted from the Fukushima Daiichi Nuclear Power Plant, SOLA, Vol. 7, 101−104, doi:10.2151/sola.2011-026.

（論文受理日：2012年6月8日）

Verification of Uncertainties in Simulation of Atmospheric Transport of Emitted Tracer from the Accident at Fukushima Daiichi Nuclear Power Plant

Takao IGUCHI, Hitoshi MUKOUGAWA and Takeshi ENOMOTO

Synopsis

Uncertainties in a simulation of atmospheric transport of tracer emitted from the Fukushima Daiichi Nuclear Power Plant accident due to reanalysis atmospheric data and estimation of the flux time series were verified. First of all, simulations using ALERA2 ensemble data sets those include analysis error showed standard deviations within 10% of their average values in most part of the area where concentrations exceed 1Bq/m3. Next, standard deviation values of results of simulations using ALERA2 mean data, NCEP/NCAR reanalysis data, ERA Interim data, and JCIDAS data were within 30% of their average values in most part of the area above. Results of simulations with 1-day flux on different dates showed quite different transport of the tracer.

Keywords: Fukushima Nuclear Power Plant accident, uncertainty of atmospheric transport, reanalysis atmospheric data, inverse method.

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

高分解能気象モデルによる2011年3月福島県東部の局所的な気流の解析

竹見哲也

要　旨

2011年3月11日に発生した東日本大震災によって生じた原子力発電所施設からの放射性物質の拡散問題を考えるための基礎情報として，複雑地形における局所的な気流の時空間変動の特性を高分解能気象モデルによる数値シミュレーションによって解析した。水平格子幅400 mの高分解能計算によって，地形の微細構造に対応した風速変動の微細性や局所性が表現された。地形が風速変動に及ぼす影響は，地上近傍のみならず地上高200 mでの風速にまで認められた。地上近傍および大気境界層の中下層での風速変動を解析する上で，複雑地形を適切に表現できる高分解能計算は必要不可欠である。

キーワード：局地風，大気境界層流れ，地形，領域気象モデル，福島第一原子力発電所

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（東日本大震災）は，東北地方を中心に地震動・津波による甚大な被害を及ぼしただけではなく，原子力発電施設に被害を与えることで放射性物質の放出事故をも引き起こした。東京電力福島第1原子力発電所（以下，福島第1原発）からの放射性物質の大気中への放出によって，原発近傍地域のみならず福島県を中心に東日本の広域で環境汚染が生じた。地域規模・領域規模・地球規模の様々な空間スケールで，福島第1原発から放出された放射性物質が環境中にどのように拡散してどのように地表に降下したのかについて解析が進められている（Chino et al., 2011；Morino et al., 2011；Takemura et al., 2011；Yasunari et al., 2011；Kawamura et al., 2011；Stohl et al., 2012；Draxler 2012）。福島第1原発から放出された放射性物質の環境中への拡散の問題は，今後の環境や健康への影響を判断するための基礎資料として，より定量的な評価が重要になると考えられる。

さらに，東北地方太平洋岸沖の海溝周辺海域は顕著な地震の発生頻度が高く，M7クラス以上の大地震が今後30年以内に発生する確率も高いものと評価されている（地震調査研究推進本部，2012）。30年以内に大地震が発生する確率が無視できない数値であることを踏まえると，仮に近未来の大地震によって福島第1原発の施設が大きな被害を受けるとするならば，大地震による放射性物質の放出による環境汚染のリスクは依然として高いものと考えられる。このような地震災害の高いリスクおよび放射性物質の半減期が長期であることを考慮すれば，福島第1原発の放射性物質の長期的な管理と除去の問題は極めて重大である。次の大地震により受ける原発施設の被害のリスクや原発施設の被害による放射性物質の環境中への拡散のリスクなどを総合的・包括的な視点で評価する必要があるであろう。したがって，東日本大震災に伴って発生した福島第1原発からの放射性物質の拡散に関する事後解析のみならず，将来の大地震を想定した放射性物質の拡散のリスクについての解析も必要不可欠である。

以上のような観点から，本研究では放射性物質の大気中への拡散を念頭におき，そのための基礎的な情報である局地的な気流について検討をする。大気中の物質拡散の問題を考える際には，発生源からの放出量の的確な把握，発生源近傍（原発施設の建物スケール）での局所的な移動と大気境界層への輸送量の評価，大気境界層の気流による地域規模での移流と拡散の評価，大気境界層から自由大気への地域規模から領域規模（さらには地球規模）での移流と拡散の評価といった点が鍵となる。このような移流と拡散を評価するためには，原発施設の建物スケールから地域規模・領域規模の流れ（風）と乱れ（乱流）を適切に把握しなければならない。このような大気の流れや乱れを把握し評価するためには数値モデルを用いたシミュレーションが有効である。建物スケールの風や乱流の効果は，建物を陽に表現した

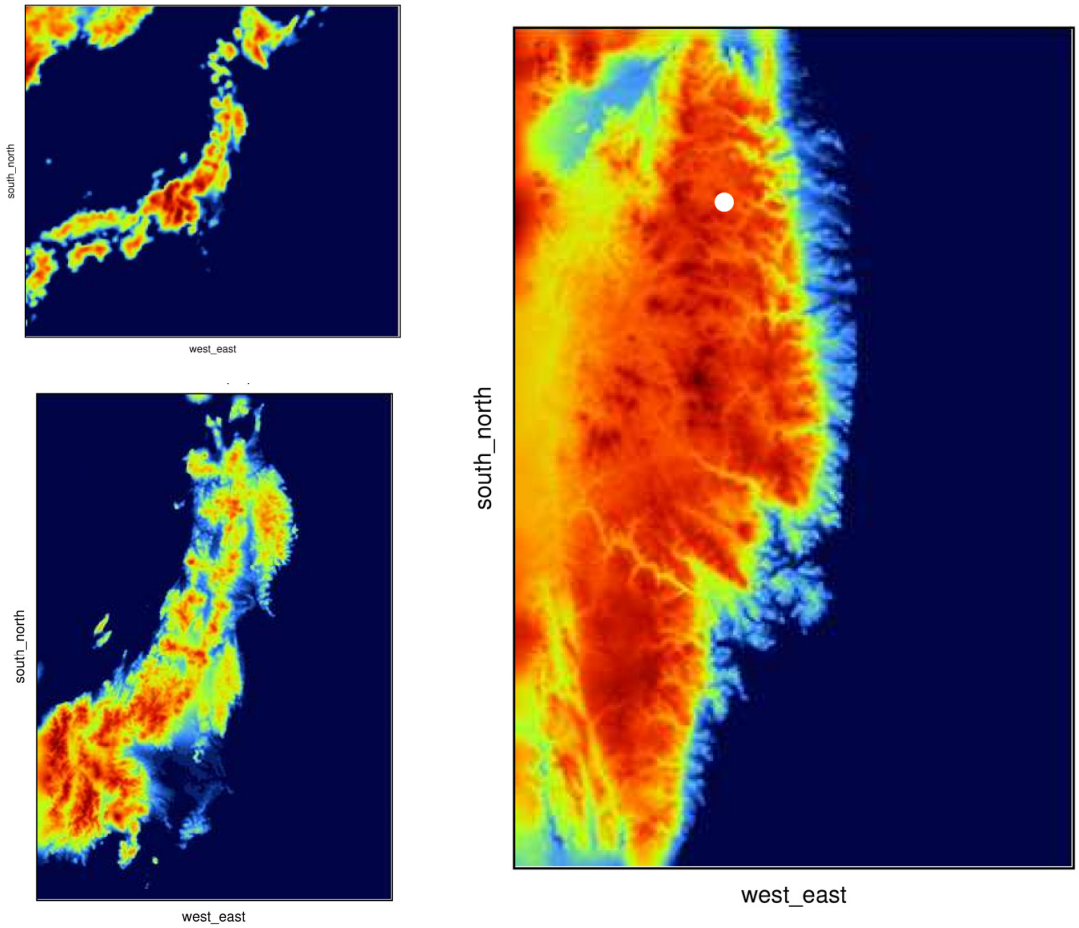


Fig.1 The computational areas with the 10-km grid (Domain1, upper left), the 2-km grid (Domain 2, lower left), and the 400-m grid (Domain 3, right). The color shading indicates the surface elevation scaled by the maximum heights (2253 m for Domain 1, 3200 m for Domain 2, and 1150 m for Domain 3). The white dot in Domain 3 indicates the location of the Iitate AMeDAS observation point.

数値モデルを構築することで評価することができる（例えば，Nakayama et al., 2011；Nakayama et al., 2012）。一方，地域規模や領域規模での風や乱流は，高低気圧・台風・前線・降水系といった様々な天候条件や気象擾乱の影響のもとで時空間に激しく変動するため，気象場の影響を含めて数値モデルにおいて的確に表現する必要がある。同時に，現実的な地形を数値モデルにおいて表現する必要がある。これは，風は地上に近いほど地形の影響を強く受けるためである。地形を詳細に数値モデルで表現するためには高い空間分解能が必要であり，それを実現するものが領域気象モデルである。

地上付近の風を気象モデルで再現する上で地形表現が大事であることが最近の研究で強く主張されている（Jimenez et al., 2008；Takemi et al., 2010；竹見ら，2010；Jimenez and Dudhia, 2012；竹見，2012）。台風の通過に伴う強風の再現数値シミュレーションの場合について，地形表現の違いが地上付近の風の表現に与える影響を調べたところ，同じ空間分解能であってもより精緻に地形を表現した場合のほうが風速の細かい時間変動が表現されることが分かっている（Oku et al., 2010）。特に日本のように国土の大半が急峻かつ複雑な地形によって特徴づけられる場合には，地上近傍から大気境界層での風を数値シミュレーションで再現する上で地形表現の精密さが気象モデルに求められる。福島第1原発が立地する地域の地理的な特徴は，太平洋岸に原発が立地するため東側には海が広がっているものの，その西側には1000 m級の山頂を持つ山々がそびえる阿武隈高地が南北に広がっており，多数の尾根や谷が存在している。日本の原子力発電所の多くは，福島第1原発の立地地域のように，複雑地形上またはその近傍に位置する。したがって，原発施設からの放射性物質の大気拡散を気象モデルにより数値的に解析する場合には，複雑地形の影響を受ける局所的・局地的な気流の時空間変動を可能な限り精度良くモデルで表現す

る必要がある。

本研究では，領域気象モデルを用いて高分解能数値シミュレーションを行うことにより，複雑地形上での気流の局所規模での変動特性を明らかにすることを目的とする。高分解能シミュレーションの結果を低分解能での数値シミュレーションの結果と比較することで，地上付近の風の微細な変動が高分解能化によってどのように表現されるのかについて検討する。本研究では気流に焦点をあてており物質輸送は考慮してはいないものの，本論考の最後に，今後の物質輸送の高分解能数値解析の方向性について議論する。

2. 気象モデルと数値計算の設定

本研究で行う数値シミュレーションに用いた領域気象モデルは，米国国立大気研究センター（NCAR）で開発されたWeather Research and Forecasting (WRF) モデルのAdvanced Research WRF (ARW) Version 3.1.1（Skamarock et al., 2008）である。福島県東部を主たる解析領域とした高解像度数値シミュレーションを行うため，ネスティング機能を利用し，総観規模の効果を取り入れつつ主解析領域を細密格子間隔で分解するように計算領域を設定した。ネスティング機能による高分解能化については，降水現象の再現計算において有用性を調べている（竹見, 2010）。

高分解能計算をすることの目的は，地形の微細な起伏をより正確に表現することで気流の微細な変動を再現することにある。3段階のネスト領域を設定し，水平格子間隔を10 km/2 km/400 mと徐々に細密化した。一番外側の第1領域（Domain 1）は，日本列島のうち北海道・本州・四国・九州の主要4島のほぼ全域を覆う1800 km×1600 kmの領域である。第2領域（Domain 2）は560 km×800 km，第3領域（Domain 3）は100 km×150 kmの領域をカバーする（Fig. 1）。それぞれの計算領域は格子間隔が異なるため，同一地域でも地形表現が大きく異なる。計算領域の上端高度は50 hPaとし，鉛直方向の格子点数は45とし，下層1 kmには14層を配置するように大気下層ほど細密な格子間隔とした。

数値シミュレーションのための初期値・境界値には，気象庁のメソ客観解析値および米国環境予測センター（NCEP）最終解析値を用いた。ネスト領域間のデータのやりとりは，親領域から子領域への一方向のみとしている（1方向ネスティング）。モデルの地形および土地利用の表現には，第1領域および第2領域にはUS Geological Survey (USGS)全球30秒値を用い，第3領域には国土地理院数値地図50 mメッシュ値および国土交通省国土数値情報100 mメッシュ値

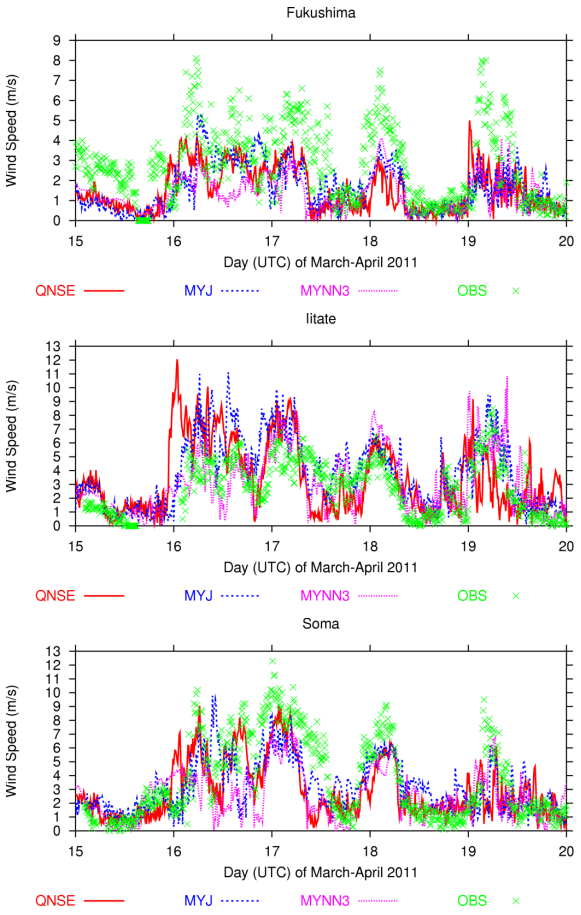


Fig. 2 Time series of surface wind speed from observation (green) and from numerical simulations with the MYJ (blue), the QNSE (red), and the MYNN3 (pink) scheme at Fukushima City (upper), Iitate Town (middle), and Soma City (lower).

を用いた。地形の取り込み方はTakemi（2009）に説明がなされている。

気象の素過程のモデル化としては，雲微物理過程はWSM6スキーム，積雲過程はKain-Fritchスキーム（ただし第1領域のみ），短波放射・長波放射はそれぞれDudhiaスキーム・RRTMスキーム，陸面過程にはNoahスキームを用いた。これらスキームの詳細はSkamarock et al.（2008）の説明を参照されたい。

本研究では主として地上付近における気流の再現性の検討にある。したがって，境界層乱流過程の取り扱いが重要となる。これまでの我々の経験（Takemi, 2009；Takemi et al., 2010；竹見ら，2010；Oku et al., 2010）から，Mellor-Yamada-Janjic (MYJ)スキーム（Janjic, 2002）を基本設定とした。このスキームでは乱流運動エネルギーの輸送方程式を解いて乱流粘性係数・乱流拡散係数を決定している。このスキームと同種のものがWRFに用意されており，本研究では，3種類のスキーム（MYJスキーム, Mellor-Yamada

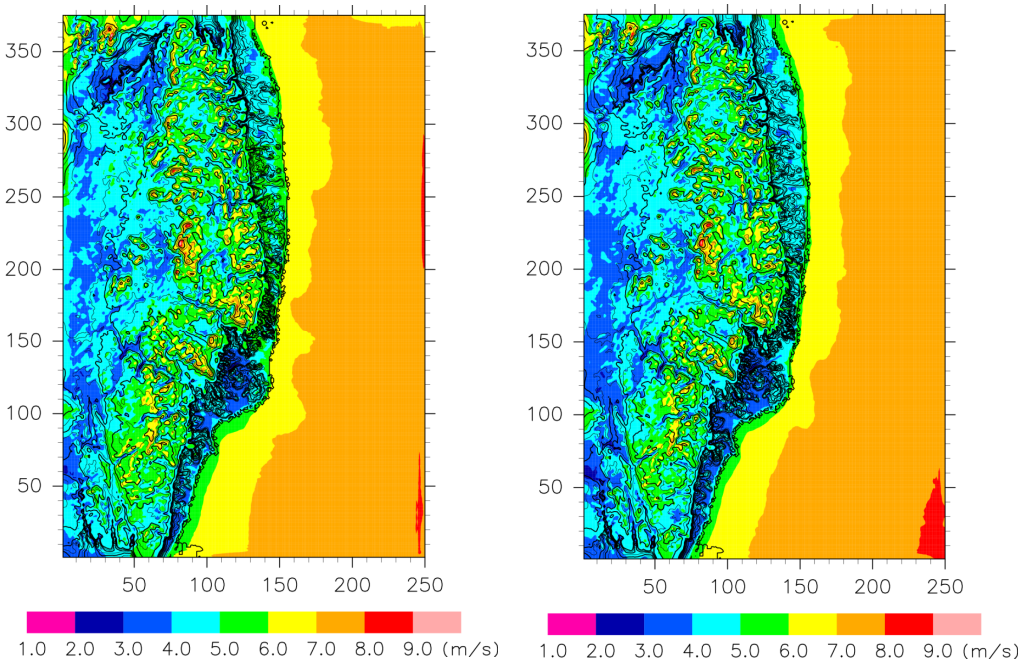


Fig. 3 Spatial distribution of 10-m-level wind speed average in time during the simulated period for the MYJ case (left) and the QNSE case (right) in Domain 3. The solid contour lines indicate the surface elevation.

Nakanishi-Niino Level 3 (MYNN3) スキーム，Quasi-Normal Scale Elimination (QNSE)スキーム）について検討を行った上で，MYJスキームを基本とすることとした。スキーム間の違いについては3.1節で述べる。

数値シミュレーションでは，2011年3月11日0000 UTCから4月1日0000 UTCまでの期間を対象とした。計算結果の出力時間間隔は10分とした。なお，本研究での時刻はすべてUTC（世界標準時）としている。

3. 計算結果

3.1 地上風の表現と境界層スキーム依存性

最初に，気象庁の地方官署およびアメダス観測地点における風速の時間変動が高分解能シミュレーションでどのように表現されるのかについて示す。地震後の停電等の影響により，福島県内の多くの観測地点でデータの欠損が生じた。ここでは，比較的欠損値の少ない福島・飯舘・相馬の3地点の時系列について調べた。Fig. 2は，これら3地点での風速の観測値とモデルによる風速（地上高10 mに換算）の計算値との時系列を示す。福島での風速については，モデル計算で全般に過小評価されているものの時間変動のパターンはある程度観測結果に一致していることが分かる。一方，飯舘・相馬の両地点での風速については，モデル計算は定量的には不十分ではあるものの全般的には観測の大局的な時間変動がよく捉えられているものと言える。各境界層スキーム間の違いは明確には見受けられない。

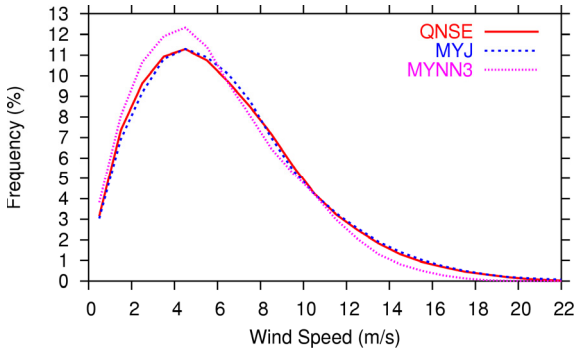


Fig. 4 Frequency distribution of wind speed at the 10-m height above the ground level (AGL) for the QNSE (red), the MYJ (blue), and the MYNN3 (pink) case in Domain 3.

境界層スキームに対する依存性を見るために，Domain 3において各計算格子点別に時間平均（計算期間の全時間平均）した風速の空間分布をFig. 3に示す。平均風速は，阿武隈高地での地形の複雑性に起因する微細な分布構造が両スキームの場合に共通して見て取れる。また，阿武隈高地の東側の沿岸部や西側の盆地部での低風速域の分布の仕方も両スキームで違いは明瞭ではない。このように，風速の平均的な空間分布特性は，今回調べた境界層スキームの

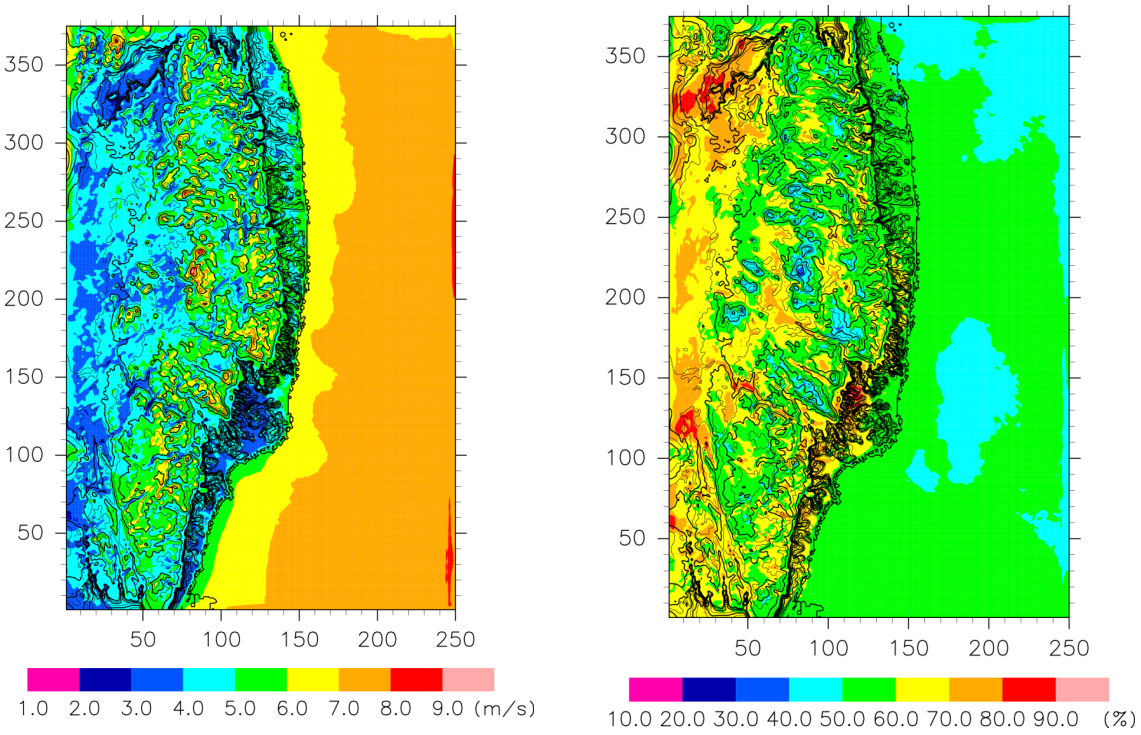


Fig. 5 Spatial distribution of surface wind speed average in time (left) and its standard deviation normalized by the averaged wind speed (right) for the MYJ case in Domain 3. The surface wind here refers to the wind at the 10-m height AGL. The solid contour lines indicate the surface elevation.

範囲内では大きな違いは認められなかった。

Domain 3で計算された地上高10 mでの風速の頻度分布をFig. 4に示す。MYJとQNSEとはほぼ一致した分布となっているのに対し，MYNN3では低風速の頻度が高く評価されていることが分かる。Fig. 2で示した地点別の時系列からは境界層スキームの違いはあまり明瞭には認められないものの，Fig. 4のように計算領域全域かつ計算期間全体で評価すると違いが現れる。このことから，境界層スキームの違いによる風速表現の不確実性には常に留意すべきであることが言える。

3. 2　高分解能化による風速表現

次に，400 m分解能のDomain 3での風速の表現性について詳細に調べる。以下に示すのは，基本としたMYJスキームを用いた結果から求めたものである。

Domain 3における地上での風速変動の空間的なパターンを見るために，計算領域の各格子点での風速の時間平均値とその標準偏差（ただし時間平均値で割って規格化した数値）を求めた。Fig. 5は，地上高10 mでの風速について算出した結果を示す。Fig. 1で見たとおり，福島県東部地域の阿武隈高地には東西に横切るように多数の谷筋があり，高地の西部には福島盆地や郡山盆地などの低地が南北に広がっている。このような地形の複雑さを反映して，Fig. 5では，平均風速は山頂付近・尾根・斜面において強化されている様子や谷筋で弱風域になっている様子，また風速変動については阿武隈高地内の谷筋にあたる地点や福島盆地・郡山盆地などの低地での変動が顕著であることが分かる。このように，地形の微細な起伏に対応した風速分布が高分解能数値シミュレーションによって表現することができる。この結果は，庄内平野での冬季の低気圧に伴う強風事例の再現計算（Takemi et al., 2010）や東京都心部での爆弾低気圧に伴う強風事例の再現計算（竹見ら，2010）においても見出されたものである。高分解能化によって精緻に地形を表現することの重要性があらためて確認できる。

Fig. 5で見られた傾向は，地上高が高くなっても出現する。地上高50 m，100 m，200 m，500 mの風速について，Fig. 5と同様の分布を調べたところ，地上高200 mまでは風速の平均値や変動幅の空間分布のパターンが地形の複雑性に対応していることが確認できた。地上高が500 mになると，風速分布はもはや地形分布を反映しないようになる。言い換えると，500 m高のように大気境界層の上層になると地形の影響は無視できるようになると言えるのである。

3. 3　風速表現の解像度依存性

3.2節では400 m分解能での風速表現について見た。

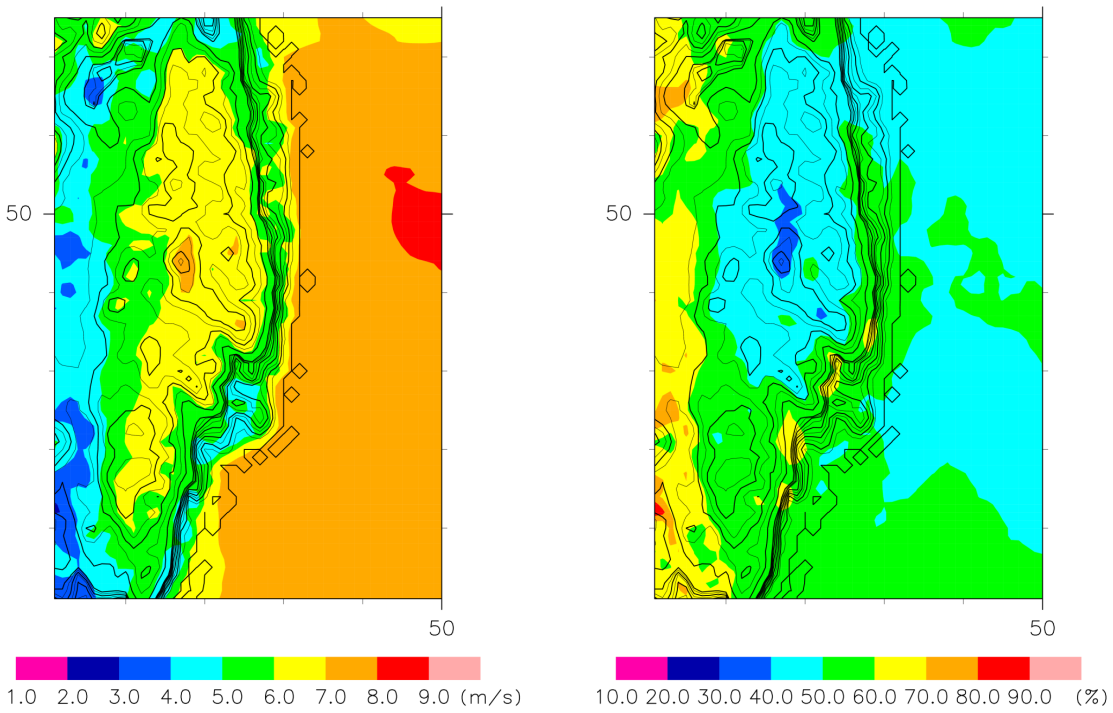


Fig. 6 The same as Fig. 5, except for the case obtained in Domain 2. The area corresponds to the Domain 3 is chosen from the total area of Domain 2.

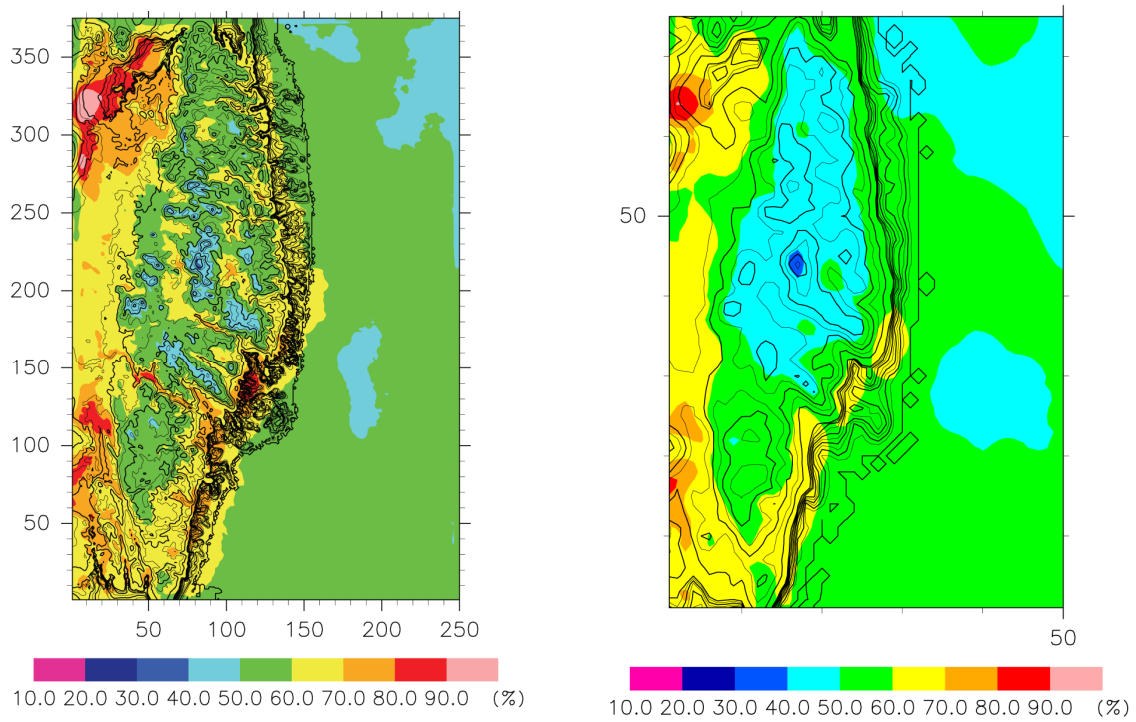


Fig. 7 Spatial distribution of the normalized standard deviation of wind speed at the 100-m AGL for the MYJ case in Domain 3 (left) and Domain 2 (right). The solid contour lines indicate the surface elevation.

本数値シミュレーションでは一方向ネスティングをしているため，Domain 2の結果はDomain 3の結果の影響を受けない。したがって，Domain 2の結果から低解像度の場合の風速表現を見ることができる。

Fig. 5と同様の格子点別の平均風速と標準偏差の空間分布をFig. 6に示す。Domain 2で得られた結果の

うちDomain 3に相当する領域を切り出して表示している。Fig. 5の微細な分布パターンと比べると，Fig. 6には詳細な風速分布の情報が平均風速・風速変動幅の両面で明らかに消失していることが分かる。2 km格子で表現される地形は，400 m格子の場合と比べてかなり平滑化されて表現されているため，当然ながら地形の微細性に対応した風速分布は2 km格子の場合では表現されるべくもない。

地上高が100 mになった場合の風速の変動幅（標準偏差を平均風速で規格化したもの）をFig. 7に示す。この図では，Domain 2とDomain 3の結果を並列して示すことにより，解像度の違いによる風速表現の違いを比較する。高分解能の場合（Fig. 7左）にはFig. 5の右図と同様の微細な空間パターンが確認できるが，一方，低分解能の場合（Fig. 7右）にはFig. 6の右図のような平滑化された分布パターンしか得られないことが分かる。このように，地上高が100 mに上がったとしても，異なる分解能による地形表現の違いが及ぼす風速値への影響は消失することはないのである。この傾向は地上高200 mでも確認された。したがって，大気境界層の下層から中層の高度に至るまで，風速の再現において地形表現が重要であることを認識することができる。

地点別の地上風速の時間変化の解像度依存性を見るため，Domain 2およびDomain 3で得られた結果を比較した（竹見と石川，2012）。飯舘地点での風速時系列を比較したところ，高分解能の場合に比べて低分解能の場合には風速変動がゆるやかで変動の幅も大きくなく，低分解能での風速変動は高分解能の変動を平滑化したようなパターンであった。高分解能の場合には，風速の変動幅が大きくピークの値もより顕著になっている。一般に，危険物質の大気拡散を考える際には，平均量ではなくピーク値の情報が人体影響の点で必須である。したがって，短時間での物質輸送を考える際には高分解能計算が必要不可欠であると言える。

4. まとめ

本研究では，領域気象モデルの水平格子間隔を400 mとして高分解能で地形を詳細に表現することにより，東日本大震災発生日から21日間の福島県東部地域での局地的な気流を再現する数値シミュレーションを行った。本数値シミュレーションの意図は，福島第1原発からの放射性物質の大気中の輸送を考える上で基本情報となる局所的な気流の性状を把握し，高分解能計算による複雑地形上での風速の表現性や再現性を検討することにある。領域気象モデルとしてWRFモデルを用いた。境界層スキームを変更した感度実験を行った上で，数値シミュレーションにおいて基本とする境界層スキームを決め，特に地上付近から境界層内の風の表現性について検討した。対象領域には1000 m級の山がそびえる阿武隈高地があり，高地内には多数の谷筋や尾根が存在している。

高分解能数値シミュレーションにより，対象地域の複雑地形の特徴を反映した風速の時空間変動のパターンを表現することができた。地形の微細構造に対応した詳細な風速の分布特性を数値シミュレーションで表現することができた。

1節で言及した通り，今後は，2011年3月11日の東日本大震災直後の福島第1原発からの放射性物質輸送の事後解析だけでなく，今後数10年以内に発生が懸念される東北地方太平洋岸沖合の顕著地震の影響を評価する必要がある。すなわち，次の大地震で福島第1原発が甚大な被害を受け，放射性物質が再び放出されてしまう最悪の事態を想定し，原発施設の建物スケールからその周辺の地域規模へ，地域規模から福島県や周辺の東北地方や関東地方の領域規模へ，さらには領域規模から地球規模への環境汚染のリスクを評価することである。放射性物質のような人体に影響を及ぼす危険物質については，積算値のみならず瞬間的なピーク値を把握することが重要である。瞬間的な変動を数値モデルによって把握し予測するためには，大気中の乱流をできるだけ精度良く表現することが大事である。このため，ラージ・エディ・シミュレーション（LES）と呼ばれる乱流計算手法を予測計算に用いることが強く望まれる。

しかしながら，LESは微細規模の乱流を陽に解くために計算コストが高く，現時点で予測計算に用いるのは現実的な選択ではない。とは言え，計算機の演算能力の発展は目覚ましいものがあり，現在世界最速である理化学研究所の「京」のようなスーパーコンピュータは10年もすればかなり身近な存在になるものと推測される。よって，LESが予測計算に用いられる日はそう遠くはない。

したがって，現在できることは，近い将来に可能となるであろうLESによる予測計算のための基盤計算技術の開発と確立である。例えば，建物スケールから地域規模まではLESで行い，それ以上のスケールでは領域気象モデルを用い，気象モデルとLESモデルとを結合させた計算手法は有望であると考える。我々は，竹見と中山（2009）で述べた通り，この点を強調してきた。気象モデルとLESモデルの結合による複雑地表面上での乱流変動の数値解析は，その初期的なアプローチがTakemi et al.（2006）により提案されている。また，耐風設計のための手法の一環として気象モデルとLESモデルを併用した解析手法の提案がなされている（内田ら，2010）。さらに，

Nakayama et al.（2012）は，都市域を対象として複雑地表面上での大気乱流の数値解析のため，気象モデルからLESモデルに初期条件・境界条件として接続する新しい手法を提案した。これにより，実際の気象場の影響と都市の建物に起因する乱流との双方を考慮することが可能となる。今後は，このNakayama et al.（2012）の手法をさらに改良して発展させ，気象モデルとLESモデルの両者を効果的に結合させる計算手法として確立させ，物質拡散の問題に適用することが望まれる。

将来の大地震によって最悪の事態が発生した場合を想定し，様々なアプローチで放射性物質の環境中への拡散の問題に取り組むことが学術コミュニティに求められている。そしてこの取り組みは，一時的なものであってはならず，継続的かつ長期的な努力としてなされるべきである。

謝　辞

本研究は，京都大学防災研究所「平成23年度東日本大震災に関する緊急調査」の一環として実施されたものです。

参考文献

内田孝紀，丸山敬，竹見哲也，奥勇一郎，大屋裕二，李貫行（2010）：気象モデルと流体工学モデルを用いた風車設置地点における設計風速評価手法の提案，風力エネルギー協会誌，Vol. 34, pp. 118-124.

地震調査研究推進本部（2012）：長期評価，http://www.jishin.go.jp/main/p_hyoka02.htm.（2012年6月7日閲覧）

竹見哲也（2012）：気象擾乱に伴う突風災害の数値シミュレーション，計算工学，Vol. 17，pp. 16-19.

竹見哲也，石川裕彦（2012）：2011年3月の福島県東部地域における風速特性・拡散特性のモデル解析，「2011年度秋季大会スペシャルセッション『放射性物質輸送モデルの現状と課題』報告」，天気，Vol. 59，pp. 243-244.

竹見哲也（2010）：詳細地形表現による局地豪雨の100 mメッシュ高解像度計算，京都大学防災研究所年報，第53号B, pp. 337-343.

竹見哲也，辰己賢一，石川裕彦（2010）：高分解能領域気象モデルによる気象擾乱に伴う風速の極値の解析，風工学シンポジウム論文集，第21巻，pp. 19-24.

竹見哲也，中山浩成（2009）：微細規模大気流れの気象モデルとCFDモデルの融合解析，日本流体力学会誌「ながれ」，Vol. 28，pp. 13-20.

Chino, M., Nakayama, H., Nagai, H., Terada, H., Katata, G., and Yamazawa, H. (2011) Preliminary estimation of release amounts of 131I and 137Cs accidentally discharged from the Fukushima Daiichi nuclear power plant into the atmosphere, J. Nuclear Sci. Tech., Vol. 48, pp. 1129-1134.

Draxler, R. R., and Rolph, G. D. (2012): Evaluation of the Transfer Coefficient Matrix (TCM) approach to model the atmospheric radionuclide air concentrations from Fukushima, J. Geophys. Res., Vol. 117, D05107, doi:10.1029/2011JD017205.

Janjic, Z. I. (2002): Nonsingular implementation of the Mellor-Yamada level 2.5 scheme in the NCEP Meso model, NCEP Office Note, Vol. 437, 61 pp.

Jimenez, P. A., Gonzalez-Rouco, J. F., Montavez, J. P., Navarro, J., Garcia-Bustamante, E., and Valero, F. (2008): Surface wind regionalization in complex terrain, J. Appl. Meteor. Climatol., Vol. 47, pp. 308-325.

Jimenez, P. A., and Dudhia, J. (2012): Improving the representation of resolved and unresolved topographic effects on surface wind in the WRF model, J. Appl. Meteor. Climatol., Vol. 51, pp. 300-316.

Kawamura, H., Kobayashi, T., Furuno, A., In, T., Ishikawa, Y., Nakayama, T., Shima, S., Awaji, T. (2011): Preliminary numerical experiments on oceanic dispersion of 131I and 137Cs discharged into the ocean because of the Fukushima Daiichi nuclear power plant disaster, J. Nuclear Sci. Tech., Vol. 48, pp. 1349-1356.

Morino, Y., Ohara, T., and Nishizawa, T. (2011): Atmospheric behavior, deposition, and budget of radioactive materials from the Fukushima Daiichi nuclear power plant in March 2011, Geophy. Res. Lett ., Vol. 38, L00G11.

Oku, Y., Takemi, T., Ishikawa, H., Kanada, S., and Nakano, M. (2010): Representation of extreme weather during a typhoon landfall in regional meteorological simulations: a model intercomparison study for Typhoon Songda (2004), Hydrol. Res. Lett., Vol. 4, pp. 1-5.

Nakayama, H., Takemi, T., and Nagai, H. (2011): LES analysis of the aerodynamic surface properties for turbulent flows over building arrays with various geometries, J. Appl. Meteor. Climatol., Vol. 50, pp. 1692-1712.

Nakayama, H., Takemi, T., and Nagai, H. (2012): Large-eddy simulation of urban boundary-layer flows by generating turbulent inflows from mesoscale meteorological simulations, Atmos. Sci. Lett., Vol. 13, doi: 10.1002/asl.377.

Skamarock, W., Klemp, J. B., Dudhia, J., Gill, D. O., Barker, D. M., Duda, M. G., Huang, X.-Y., Wang, W., and Powers, J. G.(2008): A description of the Advanced Research WRF Version 3, NCAR/TN-475+STR, 113 pp.

Stohl, A., Seibert, P., Wotawa, G., Arnold, D., Burkhart, J. F., Eckhardt, S., Tapia, C., Vargas, A., and Yasunari, T. J. (2012): Xenon-133 and caesium-137 releases into the atmosphere from the Fukushima Dai-ichi nuclear power plant: determination of the source term, atmospheric dispersion, and deposition, Atmos. Chem. Phys., Vol. 12, pp. 2313-2343.

Takemi, T., Kusunoki, K., Araki, K., Imai, T., Bessho, K., Hoshino, S., and Hayashi, S. (2010): Representation and localization of gusty winds induced by misocyclones with a high-resolution meteorological modeling. Theoretical and Applied Mechanics Japan, Vol. 58, pp. 121-130.

Takemi, T. (2009): High-resolution numerical simulations of surface wind variability by resolving small-scale terrain features. Theoretical Applied Mechanics Japan, Vol. 57, pp. 421-428.

Takemi, T., Tamura, T., Takei, Y., and Okuda, Y. (2006): Microscale analysis of severe winds within the urban canopy during a period of explosive cyclogenesis by coupling large-eddy simulation and mesoscale meteorological models, The 4th Int'l Symp. Comp. Wind Eng., Yokohama, Kanagawa, Japan, 16-19 July 2006, Journal of Wind Engineering, Japan Association for Wind Engineering, Vol. 31, No.3, pp. 165-168.

Takemura, T., Nakamura, H., Takigawa, M., Kondo, H., Satomura, T., Miyasaka, T., and Nakajima, T. (2011): A numerical simulation of global transport of atmospheric particles emitted from the Fukushima Daiichi nuclear power plant, SOLA, Vol. 7, pp. 101-104.

Yasunari, T., Stohl, A., Hayano, R. S., Burkhart, J. F., Eckhardt, S., and Yasunari, T. (2011): Cesium-137 deposition and contamination of Japanese soils due to the Fukushima nuclear accident, Proc. Nat'l. Acad. Sci., Vol. 108, pp. 19530-19534.

（論文受理日：2012年6月7日）

High-Resolution Meteorological Modeling of Local-Scale Wind Fields over Eastern Fukushima in March 2011

Tetsuya TAKEMI

Synopsis

This study investigated the spatial and temporal changes of local-scale winds over the complex terrain of Fukushima Prefecture in March 2011 by conducting high-resolution numerical simulations with a regional meteorological model. The analyses were intended to gain insights into the airflows relevant to the dispersion of radioactive materials from the Fukushima Daiichi nuclear power plant that was damaged by the great Tohoku earthquake on 11 March 2011. Micro-scale characteristics and local peaks of surface winds due to the micro-scale structures of the terrain were clearly represented by the high-resolution simulations at the 400-m horizontal grid spacing. The effects of the terrain on the variability of winds were identified not only near the surface level but also at the levels of up to the 200-m height above the ground level. A high resolution that is adequate to represent complex terrain features is indispensable for analyzing the spatial and temporal variability of winds near the surface and in the lower part of the atmospheric boundary layer.

Keywords: local circulation, atmospheric boundary-layer flow, topography, regional meteorological model, Fukushima Daiichi nuclear power plant

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

中立に近い大気境界層における組織的乱流構造の出現状況の変化

堀口光章・林泰一・足立アホロ(1)・小野木茂(1)

(1) 気象庁気象研究所

要 旨

大気境界層における組織的な乱流構造について，つくば市気象研究所気象観測鉄塔（高さ213m）での乱流観測データを使用し，安定度が中立に近い状態でのその出現状況の変化を調べた。ウェイブレット分散スペクトルにより，中立に近い状態で，ほぼ中立と言えるような条件の場合と不安定寄りの場合に大きな規模の乱流構造が顕著に出現することが示された。強風の乱流構造の前方に位置する弱風域は中立に近い状態でも不安定寄りの場合に正の温度偏差を示し，大気下層が熱せられ浮力により生じるプリュームの構造に良く似ている。

キーワード: 大気境界層，気象観測鉄塔，ウェイブレット，乱流構造，プリューム

1. はじめに

大気境界層において，大きな規模で秩序だった運動を示す組織的な乱流構造は，熱・運動量の鉛直輸送や乱れの増大に対して重要な役割を担っていると考えられている。これに関して，風のシアーによる乱れの生成が支配的となり浮力による影響が小さい中立に近い場合について，音波を使用したリモートセンシング機器であるドップラーソーダを使用した観測から比較的大きな時間スケールを持った下降する強風の乱流構造が示された（Horiguchi et al., 2010）。この乱流構造は例えばGao et al. (1989) により森林上で観測された構造と良く似ており，より大きな規模で構造の様相をとらえたものと考えられる。さらに，組織的乱流構造のより詳細な構造と接地層より上の高度を含めての運動量輸送や乱れへの影響を調べるために気象研究所気象観測鉄塔（高さ213m）（茨城県つくば市）での観測データを解析している（堀口ら，2008，2010；Horiguchi et al., 2012）。

今回は，観測例間で組織的乱流構造の出現状況を比較し，また一日における時間変化を調べる。そして，中立に近い状態での乱流構造と不安定な時に発生する構造との関連についても調べる。

2. 観測の概要と解析の方法

気象庁気象研究所はつくば市にあり，広大な関東平野のほぼ中央部に位置している。気象観測鉄塔は研究所の敷地内に1975年に建設され，周囲の土地は比較的平坦であるが，高いもので20～30m程度の林や建物が点在している。

気象観測鉄塔は一辺が4mの正三角形をしており，高さは213mである。6高度（10，25，50，100，150，200m）の各高度に鉄塔本体各辺に沿って水平支柱が3本設けられ，塔体の端から長さ6m突き出たその各先端に観測機器が設置されている（花房ら，1979）。乱流測定は，6高度に設置された三次元超音波風速温度計によりサンプリング周波数10Hzで風速3成分と温度の変動についての測定がなされた。なお，鉄塔による影響を避けるため，三方向に伸ばされた各水平支柱の先端に同じ測器を設置，高度213mの鉄塔頂部に設置された二次元超音波風速計により測定される風向に応じて切り替えを行い，その風向に向いた位置の測器のデータを記録している。ただし，以降の解析では，測器の問題で150m高度の乱流測定データが使用できていない場合がある。また各高度には，プロペラ型風向風速計，白金抵抗温度計，容量型湿度計が設置され平均的気象要素が測定された。

この研究での解析は1999年12月から2000年3月ま

での冬季から早春にかけての期間についてのデータに対して行い，30分間を平均化時間として各種統計量の解析を行い，この30分ごとのデータを1パートとして取り扱う。また，水平方向の風速成分を扱う際には50m高度における（水平面内）平均流方向に各高度での風速成分uを取るが，各種フラックスについては各高度での三次元的な平均流方向を考えて，平均流ベクトルを含む鉛直断面内でその平均流ベクトルに直交する上向き方向へのフラックスを計算している。なお，堀口ら（2008，2010）では25m高度の風を基準にしていたが，この高さでは上下の高度に比べて乱れが大きくなっており観測鉄塔周辺の粗度物体（林や建物）によると考えられる。そこで，今回はその高度より高い50mでの風を基準とし，以下のように安定度も同じ50m高度で評価している。

境界層乱流の解析において重要なパラメータとなる接地層での安定度の指標z/L（zは測定高度，LはObukhovの長さ）は次式(1)により定義され，ここでは上記の通り50m高度での測定値によって評価する。

$$z/L = -\frac{\left(g/\overline{T}\right)\left(\overline{w'T'}\right)_0}{u_*^3/kz} \tag{1}$$

ただし，′は変動成分，¯は時間平均，gは重力加速度，Tは気温，wは鉛直方向風速成分，kはvon Karman定数（= 0.4），添え字 $_0$ は地表面での値を示す。u_*は次式(2)のように定義され下向き運動量輸送の大きさに対応し，接地層における特徴的な速度の尺度であり摩擦速度と呼ばれる。

$$u_* = \left(\tau_0/\rho\right)^{1/2} = \left[-\left(\overline{u'w'}\right)_0\right]^{1/2} \tag{2}$$

なお，τは運動量フラックス，ρは空気密度である。

この安定度の指標z/Lの値は，風速鉛直分布が対数則を満たすような場合には浮力による乱流生成率とシアーによる乱流生成率の比に相当し，浮力による寄与が小さい場合にはその値が0に近くなる。この研究で「中立に近い」というのは，この浮力による影響が小さく安定でも不安定でもないという状況を示している。

3. 解析結果

3.1 中立に近い観測例における大きな規模の乱流構造

解析期間中に，高度50mでのz/Lの大きさ（絶対値）が0.2未満で中立に近い状態（各パート30分ごとに評価）が継続したそれぞれ3時間30分の長さを持つ31個の観測例が得られている。なお，大きな規模（時間スケール）の乱流構造を多数解析できるよう，比較的長い時間で一つの観測例としている。

これらの観測例から，6高度全ての観測データがそろっていて，最もその例が多い（20例）昼間の午後の観測時間（開始時刻が12時30分から16時の範囲）でありz/Lの絶対値の平均が一番小さい場合としてケースNo. 29（2000年3月29日13時30分～17時）を典型例として選ぶ。Fig. 1に例として14時から14時30分の時間帯における超音波風速温度計による各高度での（水平面内）風速成分uの時間変化を示す。

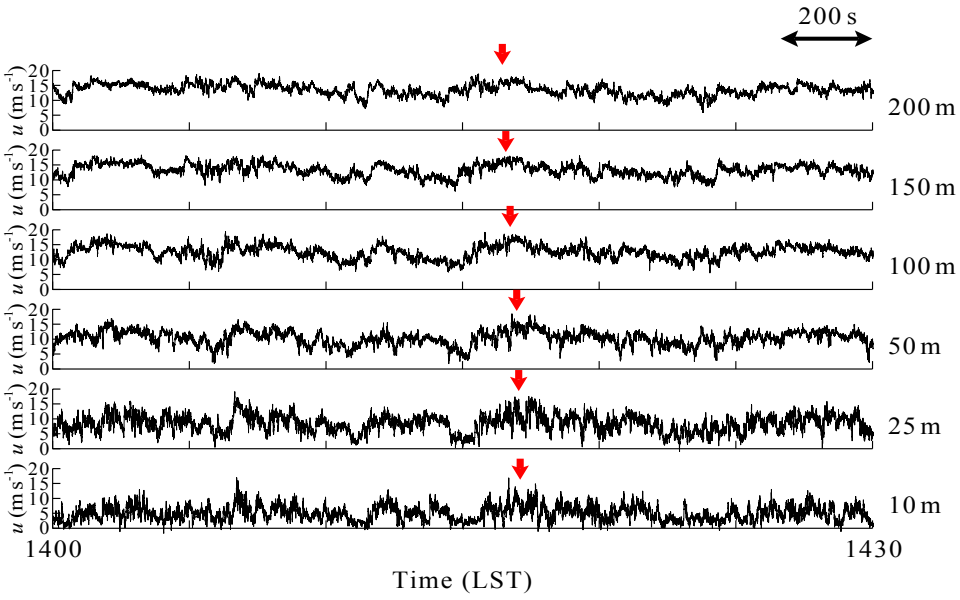


Fig. 1 Time series of streamwise velocity components (u) observed by sonic anemometers at each level during 1400–1430 LST on March 29, 2000. The black arrow denotes a time scale of 200 s and red arrows denote typical large-scale regions of high-speed velocity

各高度で100～200秒程度の大きな時間スケールを持った強風域が見られ（図中，赤の矢印でその例を示す），それはおおよそ同時刻に出現しており，鉛直方向に拡がった構造であることが分かる。

連続したデータ中に不規則に現れる変動を抽出するために連続ウェイブレット変換を使用する。変数 t についてのデータ列 $x(t)$に対して，変動の大きさに対応するスケールパラメータ a，変動の位置に対応するトランスレーションパラメータ b についてのウェイブレット係数 $T(a, b)$は次式(3)に示す通りである。

$$T(a,b)=\left(\frac{1}{a}\right)\int_{-\infty}^{+\infty}\Psi\left(\frac{t-b}{a}\right)^{*}x(t)dt \qquad (3)$$

ただし，$\Psi(t)$は変数tについてのマザーウェイブレットであり，＊は複素共役を示す。

各高度の風速成分uデータからその標準偏差で規格化した（平均値からの）変動成分についてのデータを作成し，さらにスケールのごく小さな変動を除くために20個ずつのブロック平均を施す。このデータに対して次式(4)で定義される“Mexican Hat”関数をマザーウェイブレットとした連続ウェイブレット変換を行う。

$$\Psi(t) = (1-t^2)\exp(-t^2/2) \qquad (4)$$

“Mexican Hat”関数はなめらかでその中心（$t = 0$）について対称な形をしている。

不規則に現れる変動のスケール分布を調べるためにウェイブレット変換によるウェイブレット分散スペクトル（$W(a)$）を作成する（Collineau and Brunet, 1993; Thomas and Foken, 2007）。その定義は次式(5)の通りである。

$$W(a)=\int_{-\infty}^{+\infty}|T(a,b)|^2db \qquad (5)$$

ウェイブレット解析において，スケールパラメータaの2倍の大きさに相当する「時間スケール」がスケール分布を調べるときに使用され，“Mexican Hat”関数の場合にはその関数の中心（$t = 0$）前後の値がプラスの範囲の長さに相当する。ウェイブレット変換ではスケールパラメータaに1, 2, …という整数値を与えるが，今回の解析では，20個ずつのブロック平均を施したデータについてウェイブレット変換を行っており，最小の時間スケールは4秒となる。

各高度のuデータに対するウェイブレット分散スペクトルから，大きな時間スケール（100～300秒の間とする）を持った乱流構造が特に上方の高度において顕著に出現しているかどうかを調べる。実際には，ウェイブレット分散スペクトルにおいて，この時間スケール内で大きな分散の値，さらに，卓越したスケールとしてスペクトルピークを持つかどうかを調べる。上方の高度に注目するのは，上記のようにHoriguchi et al. (2010) で下降する強風の乱流構造が示されており，ここでもまず上方の高度で乱流構造を見るためである。

Fig. 2に例としてケースNo. 29（2000年3月29日13時30分～17時）におけるウェイブレット分散スペクトルを示す。この場合には，高度200mにおいて時間スケール180秒にピークが存在している。なお，フーリエ変換によるパワースペクトルでも同じようにスケール分布を調べることが出来る。ウェイブレット変換での“Mexican Hat”関数とフーリエ変換での正弦関数では形が異なることもあり明確ではないものの，近似的に対応する周波数付近で大きな変動が解析される。ただし，フーリエ変換によるパワースペクトルでは明確なピークを示すことは少ない。それに対してウェイブレット分散スペクトルではピークの位置をはっきりと決めることが出来る場合が多いので，この研究ではウェイブレット分散スペクトルによって特徴的なスケールを調べる。

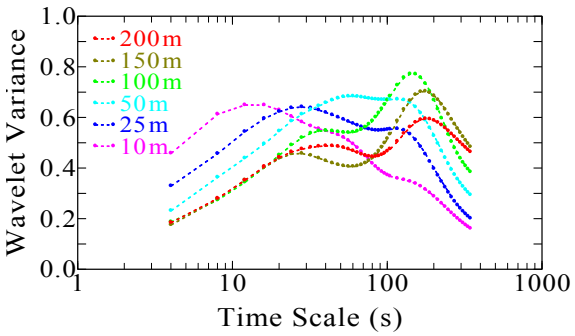


Fig. 2 Wavelet variance spectra for the u velocity component (case No. 29, 1330–1700 LST on March 29, 2000)

ウェイブレット分散スペクトルのピークには調べた時間スケール（4～352秒）の中で最大となる場合と全体での最大ではないがスペクトル分布で極大となる場合の二通りがあり，Table 1では200m高度でのスペクトル分布についてそれらを区別して示す。また安定度を比較するため，z/Lの値の各例7パートでの平均値も示す。

Table 1 Time scale of the peak in the wavelet variance spectrum at the 200-m level for analyzed cases. Average values of *z/L* are also shown

No.	Date	Time (LST)	Average *z/L*	Time scale of the peak in the wavelet variance spectrum (s)	
				global maximum	local maximum
1	3 Dec 1999	0730–1100	0.00	72	
2	3 Dec 1999	1230–1600	−0.04	–	28
3	7 Dec 1999	1330–1700	−0.01	80	
4	12 Dec 1999	1000–1330	−0.13	236	
5	26 Dec 1999	1430–1800	0.03	44	232
6	4 Jan 2000	1230–1600	−0.09	–	48
7	11 Jan 2000	1230–1600	−0.08	–	80
8	20 Jan 2000	1330–1700	−0.03	–	52, 156
9	20 Jan 2000	1830–2200	0.08	28	
10	21 Jan 2000	1430–1800	0.00	72	240
11	31 Jan 2000	1500–1830	0.03	–	108
12	9 Feb 2000	0600–0930	0.01	24	
13	10 Feb 2000	0000–0330	0.11	16	
14	10 Feb 2000	0630–1000	−0.04	40	316
15	16 Feb 2000	1530–1900	0.03	44	
16	21 Feb 2000	1430–1800	−0.02	140	
17	22 Feb 2000	1400–1730	−0.04	112	
18	29 Feb 2000	0630–1000	−0.07	180	60
19	29 Feb 2000	1600–1930	0.03	–	20, 84
20	9 Mar 2000	1600–1930	0.03	220	
21	17 Mar 2000	1500–1830	−0.02	–	40, 112
22	18 Mar 2000	1530–1900	0.01	32	124
23	19 Mar 2000	1530–1900	0.03	40	172
24	20 Mar 2000	1430–1800	−0.07	260	
25	24 Mar 2000	1530–1900	0.05	196	40, 76
26	26 Mar 2000	1500–1830	−0.05	–	
27	29 Mar 2000	0000–0330	0.05	24	
28	29 Mar 2000	0630–1000	−0.05	172	92
29	29 Mar 2000	1330–1700	−0.05	180	40
30	29 Mar 2000	2030–2400	0.06	20	
31	30 Mar 2000	0830–1200	−0.14	240	

Table 1の31例のうち，大きな時間スケール（100～300秒の間）にピーク（最大あるいは極大）が見られるのは17例である。この解析から，大きな規模の乱流構造の出現について以下のようにまとめられる。

・夜間（開始時刻18時30分以降，終了時刻3時30分までの間にある4例）の安定寄り（*z/L*の値が正の値）の時，大きな規模の乱流構造が顕著に現れることはない。

・不安定寄りの時，大きな規模の乱流構造が顕著に現れるか，あるいは，ここで決めた時間スケール（100～300秒の間）にピークは見られず分散の値は時間スケールと共に徐々に大きくなっていくという二つの場合がある。後者の場合，時間スケール100～300秒よりも大きなスケールの変動が存在していることを示している。この例としてケースNo. 6（2000年1月4日12時30分～16時）についてのウェイブレット分散スペクトルをFig. 3に示す。高度200mでのスペクトルを見ると，時間スケール

120秒より大きな時間スケールで徐々に大きな値となる。

・大きな規模の乱流構造は不安定寄りの時に顕著に現れることが多いが，ほぼ中立と言えるような場合にも現れている（最大のピークとしてはケースNo. 20, 25）。

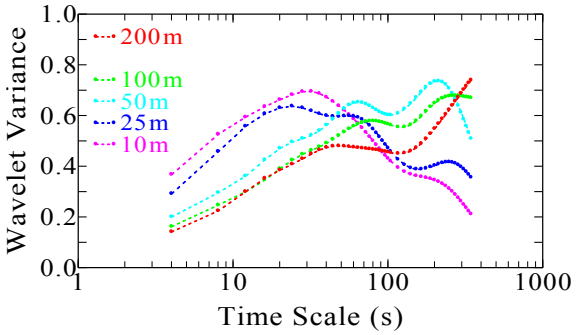


Fig. 3 Wavelet variance spectra for the *u* velocity component (case No. 6, 1230–1600 LST on January 4, 2000). The data at the 150-m level was not measured

3.2　中立に近い状態での乱流構造の時間変化

前節で主には異なる日の観測例間で乱流構造の比較を行ったので，この節では中立に近い状態が継続した時の乱流構造の出現状況について，その（一日における）時間変化を調べる。まず最も長く中立に近い状態が継続した2000年2月9日5時から22時30分の期間についての例を扱う。この日の天候は午前9時に快晴であったのが15時には曇天となった（つくば市館野の気象庁高層気象台における観測より）。

2000年2月9日（5時～22時30分）における安定度の指標*z/L*の値は8時30分までわずかに正の値（安定寄り），その後16時30分まではわずかに負の値（不安定寄り），そしてその後また正の値を示している（Fig. 4）。50m高度での摩擦速度の値については，200m，50m各高度の風速の変化とも対応して，徐々に減少する傾向を示している。

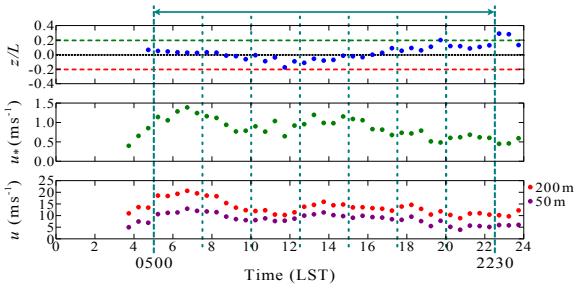


Fig. 4 *z/L*, friction velocity (u_*), and *u* velocity component at the 200 and 50-m levels (February 9, 2000). A period for the analysis and subcases are also shown

大きな規模の乱流構造は30分の平均化時間中にそれほど多く出現しないので，これ以降は5パートを連続し2時間30分ごとのサブケースに分けて解析を行う（Fig. 4に点線で示す）。なお，前節の一例3時間30分の長さよりは時間変化をとらえることを考えて短くしている。

各サブケースでウェイブレット分散スペクトルを調べると（Table 2），中立に近いが安定寄りの状態あるいはほぼ中立に近い5時以降10時までのサブケースでは各高度とも大きな時間スケールでのウェイブレット分散の値は小さく顕著なピークは見られない。例えば5時からのサブケースでは200m高度において時間スケール20秒に最大のピークが見られる（Fig. 5）。296秒に極大のピークもあるが，分散の値はかなり小さい。

Table 2 Time scale of the peak in the wavelet variance spectrum at the 200-m level for subcases on February 9, 2000. The values of *z/L* are also shown

No.	Time (LST)	*z/L*	Time scale of the peak in the wavelet variance spectrum (s)	
			global maximum	local maximum
1	0500–0730	0.03	20	296
2	0730–1000	−0.01	24	124
3	1000–1230	−0.09	160	
4	1230–1500	−0.07	124	
5	1500–1730	0.01	100	
6	1730–2000	0.10	40	
7	2000–2230	0.11	68	28

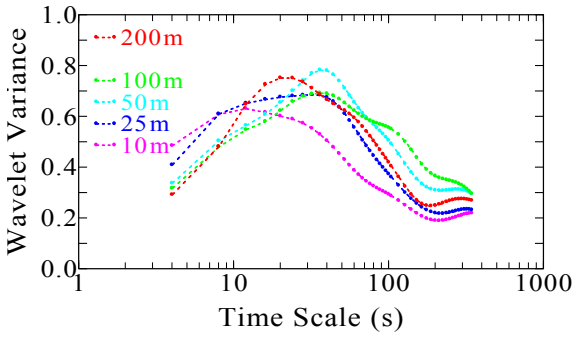


Fig. 5 As Fig. 3, but for the subcase during 0500–0730 LST on February 9, 2000

その後，不安定寄りの状態となった10時以降15時までの二つのサブケースにおいて，上方の高度で100

秒以上の時間スケールに明瞭なピークが見られ，大きな規模の乱流構造が卓越して出現している。例えば10時からのサブケースにおいてはz/L値の平均は−0.09であり，200m高度で時間スケール160秒にピークが見られ（Fig. 6），風速成分uの平均値から空間スケールに換算すると1,800mに相当する。より低い高度（100，50m）でもピークが見られるが，その時間スケールは徐々に小さくなっている。その後，12時30分からのサブケースについてはz/L値の平均が−0.07であり，200m高度において時間スケール124秒にピークが見られる。なお，その後の15時からのサブケースでも200m高度で100秒にそれほど顕著ではないがピークが見られる。この時間帯でのz/L値の平均は0.01とかなり中立に近い状態であった。

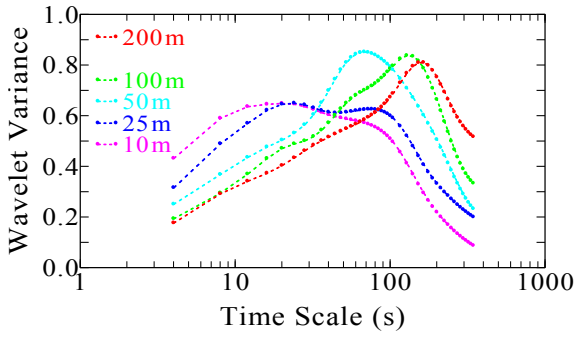


Fig. 6 As Fig. 3, but for the subcase during 1000–1230 LST on February 9, 2000

中立に近い状態が継続した別の日の例（1月21日4時30分から19時30分）を示す。この日の天候は9時，15時とも快晴であった（気象庁高層気象台の観測より）。

z/Lの値は8時までわずかに正の値（安定寄り），その後16時30分まではわずかに負の値（不安定寄り），そしてその後また正の値を示している（Fig. 7）。摩擦速度の値の時間変化については真昼ごろ（9時から16時頃）に少し大きく，上空200m高度の風速は朝方（5時～7時ごろ）に少し強いという傾向が見られる。

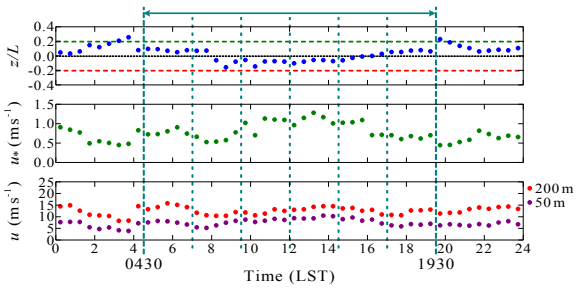


Fig. 7 As Fig. 4, but for the day on January 21, 2000

前の例と同様に5パートを連続した2時間30分ごとのサブケースに分けて解析を行う。その各サブケースでウェイブレット分散スペクトルを調べると，不安定寄りの状態である9時30分以降17時までの三つのサブケースにおいて，上方の高度で100秒以上の時間スケールに明瞭なピークが見られ，大きな規模の乱流構造が卓越して出現している（Table 3）。

Table 3 As Table 2, but for the day on January 21, 2000

No.	Time (LST)	z/L	Time scale of the peak in the wavelet variance spectrum (s)	
			global maximum	local maximum
1	0430–0700	0.07	16	
2	0700–0930	−0.04	36	
3	0930–1200	−0.09	296	
4	1200–1430	−0.08	192	
5	1430–1700	−0.02	244	60
6	1700–1930	0.06	28	

前節で示したように，ほぼ中立と言えるような条件でも大きな規模の乱流構造が出現している場合もあるが，上記二つの例のように一日のうちの時間変化を調べると，大きな規模の乱流構造は安定度が不安定寄りの時に特に顕著に出現していることが分かる。

3.3　不安定時の構造との関連

中立に近い状態でも，前節で示したように昼間のやや不安定寄りの場合で大きな規模の乱流構造が出現しているので，より不安定な時に大気下層が熱せられ浮力により生じる構造との関連を調べる。

3.1節のケースNo. 29（2000年3月29日13時30分～17時）ではz/Lの平均値は−0.05であり，中立に近いがやや不安定寄りの状態であった。この時，高度200mの風速成分uに対するウェイブレット分散スペクトルのピークは時間スケール180秒に位置している。そこで，高度200mでの風速成分uに対するこの時間スケールでのウェイブレット係数の時間変化から，それがしきい値（この例では1.3）を越えて極大になる時間をイベントとして抽出し，そのイベント中心から前後した時間での風速成分u, wについて全イベントでの平均構造を横軸に時間，縦軸に高度をとって作成する。この際にはそれぞれの風速成分を標準偏差で規格化した値について平均を取っている。6個のイベントから作成した平均構造では，下降する強風の

乱流構造（暖色系の色で示す）の前方（図では右側にあたる）に上昇する弱風域（寒色系の色で示す）が存在し，その場所では正の温度偏差を示す（Fig. 8）。正の温度偏差は標準偏差で規格化した値として高度50mで1.4，100mでも同じ値になる。なお，50mでの温度の標準偏差は0.5から0.1℃へと各パートで変化し，100mでの温度の標準偏差も同様に0.4から0.1℃へと各パートで変化している。なお，超音波風速計で測定される温度は，厳密には音速が気温T(K)と水蒸気圧e(hPa)，気圧P(hPa)によって変化することから測定される音仮温度（T_{sv}，単位はK）と呼ばれる量であり，次式(6)の関係がある（文字，2003）。

$$T_{sv} = T(1+0.32e/P) \qquad (6)$$

気温あるいは湿度が低い場合には，この音仮温度と気温との差はあまり大きくない。

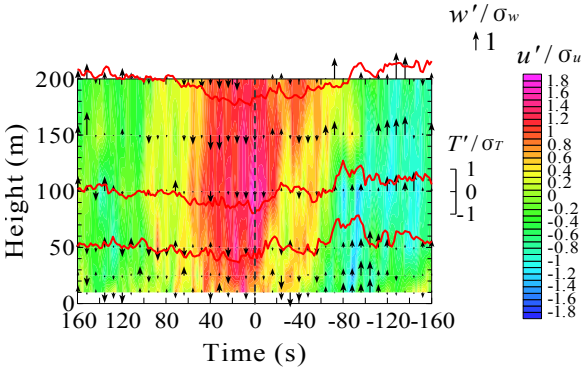


Fig. 8 Conditionally-averaged wind pattern on a time–height cross-section (zero corresponds to the time of the events) for case No. 29 (1330–1700 LST on March 29, 2000). Contours indicate the normalized u' values and arrows denote the normalized w' values. Red lines at each level show the normalized values of temperature deviation

この上昇する弱風で正の温度偏差の部分は日中に大気下層が熱せられ浮力により生じるプリュームの構造と良く似ている（Stull, 1988）。このプリュームは観測により，水平および鉛直に接地層の厚さ（100m）程度の規模を持つ（周囲よりも）高温の上昇流の構造であることが示されている。また，プリュームは平均風によって移動するが，風下側と比較してその風上側は急激な風速（水平および鉛直風）と温度の勾配がある。

今回の中立に近い状態においては，大気下層の加熱によるものではなく，大きな規模の強風の乱流構造（下降流の領域）が侵入することによってその前方の空気が（少し不安定な成層をした大気中を）上昇し，その空気の温度が相対的に高くなったと考えることが出来る。しかし，実際に不安定時の構造とどのような相違があるのかを調べるために，z/Lの値が−0.2以下で不安定な状態が継続した例（2000年2月28日11時～14時30分）を示す。この時のz/Lの値の平均は−0.57である。

この不安定な状態の場合，高度200mの風速成分uに対するウェイブレット分散スペクトルのピークは時間スケール104秒に位置している。この時，高度200mでの風速成分uの平均は9.0ms^{-1}であり，空間スケールとしては900mに相当している。中立に近い状態での例と同様に高度200mでの風速成分uに対するこの時間スケールでのウェイブレット係数の時間変化からイベントを抽出し，イベント時の風速変動の平均構造を作成する（Fig. 9）。この不安定な状態の場合にも下降する強風の乱流構造と，その前方に上昇する弱風域が抽出され，その弱風域では正の温度偏差を示している。正の温度偏差（規格化した値）は高度50mで0.9，100mでは1.0となる。50mでの温度の標準偏差は0.5から0.2℃へと各パートで変化し，100mでの温度の標準偏差も同様に0.5から0.2℃へと各パートで変化している。

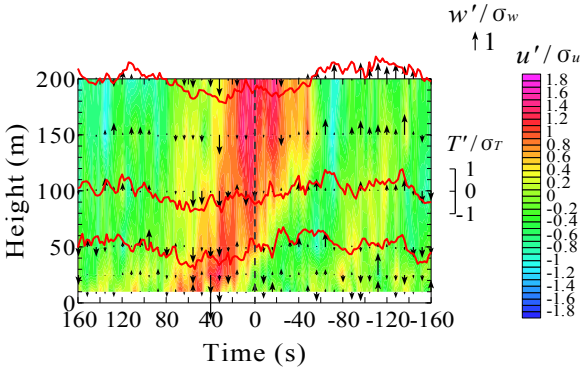


Fig. 9 As Fig. 8, but for the case during 1100–1430 LST on February 28, 2000

不安定な状態であるから，この例の場合の弱風域はプリュームの構造に相当していると考えられる。中立に近い状態での例と比較すると，構造の風下方向への傾きが下層で大きくなっているという特徴が見られる。

別の日の例として，1999年12月8日10時から13時30分の場合を示す。この時の平均のz/Lは−0.69である。この場合，風速が弱い（高度200mでu = 3.6ms^{-1}）ためであることも考えられるが，平均構造はこれまでの例と比べて不明瞭である（Fig. 10）。例えば高度100mでの強風域はイベント中心時間（t = 0）より前の時間へも大きく拡がっている。

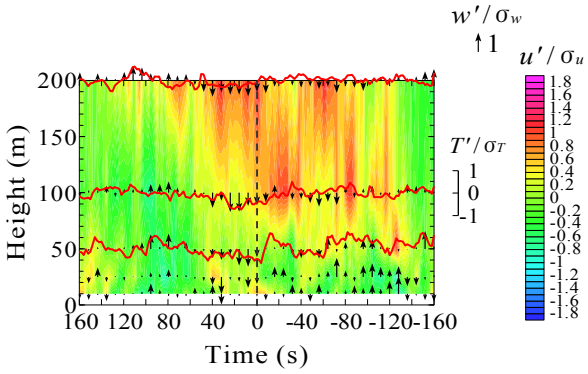


Fig. 10 As Fig. 8, but for the case during 1000–1330 LST on December 8, 1999

この例での風速成分uに対するウェイブレット分散スペクトルでは，高度50m以上で大きな時間スケールにピークが見られスケールは上空の高度の方が大きいが，分散の値は低い高度の方が大きく構造が顕著に現れている（Fig. 11）。

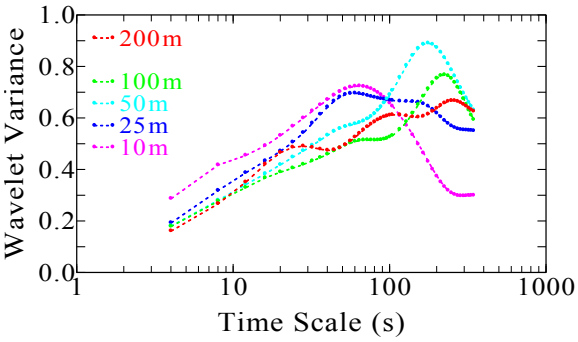


Fig. 11 As Fig. 3, but for the case during 1000–1330 LST on December 8, 1999

以上の例のように，不安定時の構造には中立に近い状態の場合とは異なる特徴が見られる。中立に近い状態の場合には，大きな規模の強風の乱流構造によって乱れとそれに伴う構造が引き起こされているのに対して，不安定時には大気下層からの上昇流の方が主体的になって乱れが引き起こされているという違いによるものと考えられる。

4. おわりに

中立に近い状態で，ほぼ中立と言えるような条件の場合と不安定寄りの場合には時間スケールで100秒以上の大きな規模の乱流構造が顕著に出現することが示された。今後の課題として，中立に近い状態での乱流構造と不安定時の構造について，その鉛直方向への拡がり，構造のスケールの高度変化などを比較し，大気境界層における流れに対する組織的乱流構造の寄与（役割）についてさらに検討する必要がある。

また，中立に近い状態での大きな規模の乱流構造と浮力によって生じる構造との関連性，特に中立から少し不安定寄りの状態で，強風の乱流構造が上昇する（浮力を持った）気流構造の発生に寄与している可能性についても今後検討する。

謝　辞

気象研究所気象観測鉄塔の建設，維持，および観測に携われた気象研究所の皆様に謝意を表する。

参考文献

花房龍男・藤谷徳之助・伴野　登・魚津　博（1979）：筑波研究学園都市に新設された気象観測用鉄塔施設，気象研究所技術報告，第 3 号，50 pp.

堀口光章・林　泰一・足立アホロ・小野木　茂（2008）：大気境界層における乱流構造―気象研究所気象観測鉄塔（つくば）による観測―，京都大学防災研究所年報，第 51 号 B，pp. 449-455.

堀口光章・林　泰一・足立アホロ・小野木　茂（2010）：中立に近い大気境界層における組織的乱流構造―気象研究所気象観測鉄塔での観測例―，京都大学防災研究所年報，第 53 号 B，pp. 329-336.

文字信貴（2003）：植物と微気象―群落大気の乱れとフラックス―，大阪公立大学共同出版会，140 pp.

Collineau, S. and Brunet, Y. (1993): Detection of turbulent coherent motions in a forest canopy. Part I: Wavelet analysis, Boundary-Layer Meteorol., Vol. 65, pp. 357-379.

Gao, W., Shaw, R.H. and Paw, U.K.T. (1989): Observation of organized structure in turbulent flow within and above a forest canopy, Boundary-Layer Meteorol., Vol. 47, pp. 349-377.

Horiguchi, M., Hayashi, T., Hashiguchi, H., Ito, Y. and Ueda, H. (2010): Observations of coherent turbulence structures in the near-neutral atmospheric boundary layer, Boundary-Layer Meteorol., Vol. 136, pp. 25-44.

Horiguchi, M., Hayashi, T., Adachi, A. and Onogi, S. (2012): Large-scale turbulence structures and their contributions to the momentum flux and turbulence in the near-neutral atmospheric boundary layer observed from a 213-m tall meteorological tower, Boundary-Layer Meteorol., Vol. 144, pp. 179-198.

Stull, R.B. (1988): An Introduction to Boundary Layer Meteorology, Kluwer Academic Publishers, 670 pp.

Thomas, C. and Foken, T. (2007): Organised motion in a tall spruce canopy: temporal scales, structure spacing and terrain effects, Boundary-Layer Meteorol., Vol. 122, pp. 123-147.

（論文受理日：2012年6月8日）

Variation in Emergence Properties of Coherent Turbulence Structures in the Near-Neutral Atmospheric Boundary Layer

Mitsuaki HORIGUCHI, Taiichi HAYASHI, Ahoro ADACHI(1) and Shigeru ONOGI(1)

(1) Meteorological Research Institute, Japan Meteorological Agency

Synopsis

Variation in emergence properties of coherent turbulence structures in the near-neutral atmospheric boundary layer is investigated on the basis of the turbulence data observed from a 213-m tall meteorological tower at the Meteorological Research Institute in Tsukuba City. Under near-neutral conditions, large-scale turbulence structures are notably identified from the wavelet variance spectra in almost neutral or slightly unstable conditions. In near-neutral and slightly unstable conditions, the low-speed region in advance of the high-speed structure shows a positive deviation of temperature and is similar to the plume structure that is forced by buoyancy in the heated lower layer.

Keywords: atmospheric boundary layer, meteorological tower, wavelet, turbulence structure, plume

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

瓦による合わせガラスの耐衝撃破壊特性

丸山　敬・河井宏允・加茂正人・西村宏昭(1)

(1) 日本建築総合試験所

要　旨

本研究では，強風による飛散物に対する外装材の耐衝撃性能の試験・評価方法を策定する資料とするため，日本における代表的な飛散物である和瓦を加撃体として用いた試験を行い，ISO 16932に規定された評価方法に準じて合わせガラスの耐衝撃破壊特性を明らかにした。さらに，瓦の衝撃力を不貫通速度の大きさとして評価するとともに，ISO 16932に規定された加撃体に対して瓦の衝撃力と等価な衝突速度を求め，瓦の衝撃力を評価できるようにISO規格と整合性のとれた標準加撃体を提案した。

キーワード: 瓦，耐衝撃試験，合わせガラス，飛散物，ISO 16932，標準加撃体

1.　はじめに

日本においては，外装材の耐風性能はこれまで，強風による耐風圧性能に関してのみ評価されており，建築基準法・同施行令や建築物荷重指針・同解説でも，耐えるべき風圧力の算定方法のみが示されているだけで，飛散物に対する破壊についての耐風性能の評価方法がないのが現状である。そこで筆者らはガラスの飛散物に対する耐衝撃性能を明らかにするためにISO 16932（以下ISO規格と略記する）に従った試験装置を開発し，衝撃試験を行って種々のガラスの耐衝撃性能を明らかにしてきた（丸山ら,2011）。

日本における強風時の飛散物による建物被害をみると，種々の飛散物が原因となっていることがわかるが，なかでも瓦等の屋根葺材の飛散による被害が多くみられる。ところで，ISO規格による耐衝撃性能試験では木片や小さな飛散物を模擬した鋼球を加撃体とした試験が行われるが，瓦等の屋根葺材を加撃体とした試験には対応できないという問題点がある。そこで筆者らは，加撃体として瓦を用いた衝撃試験を行うことができる装置を開発し，瓦を加撃体として用いた場合の合わせガラスの耐衝撃破壊特性を明らかにする実験を行った。また，ISO規格で用いられる加撃体による結果とも照らし合わせ，瓦の衝撃力と等価な衝突速度を求め，瓦の衝撃力を評価できるようにISO規格と整合性のとれた標準加撃体の検討を行った。

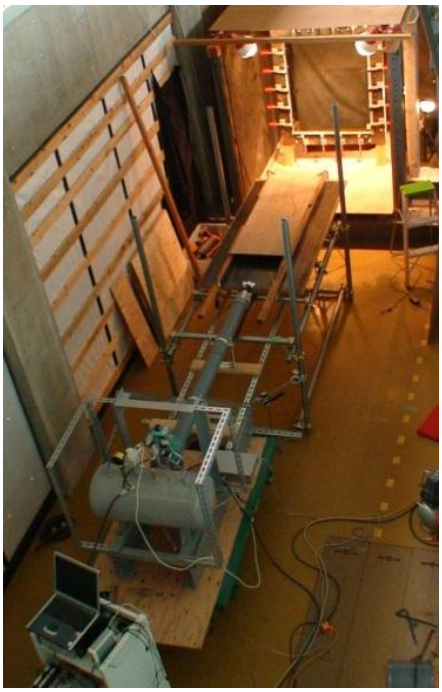
2.　試験の概要

2.1　試験装置

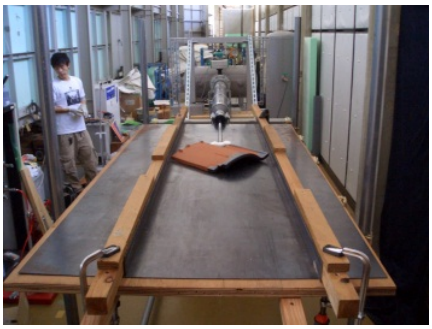
本研究で用いた射出装置はISO規格に準じた衝撃試験用射出装置（丸山ら,2009）を改良して瓦を射出できるようにしたものである。瓦はエアータンクに接続された塩ビパイプの砲身の前方に設けられたガイドに装填され（Photo 1a），砲身内に仕組まれたステンレスパイプのアームの先端で押し出される（Photo 1d）。助走路にはガイドが設けられ（Photo 1b,c），試験体の指定された衝撃位置に向けて射出することができる。砲身の先端部にはスプリングによる押し戻しと，圧縮空気の逃げ穴を設けて指定速度以上の加速が行われないような機構を設け，瓦を押し出すアームが瓦とともに飛び出さないようにしてある。加撃速度は試験体の衝撃位置付近を高速度カメラにより毎秒5000コマのスピードで撮影して算出した（Photo 2）。今回の実験では瓦の衝突速度は最高で31m/sまで出せることを確認した。

2.2　試験方法

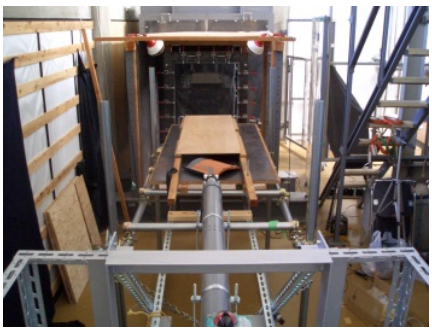
本研究では瓦の衝撃力を評価するために，合わせガラスを試験体として用いる。ここで用いた合わせガラスに関しては，ISO規格に準じた衝撃試験が既に行われており，その耐衝撃性能が明らかになっている（丸山ら,2011）。したがって，ISO規格で用いられる加撃体による衝撃力と瓦による衝撃力の比較を



a. Over view



b. Guide without cover panel



c. Guide with cover panel

d. Pushing rod

Photo 1 Air cannon to propel missile

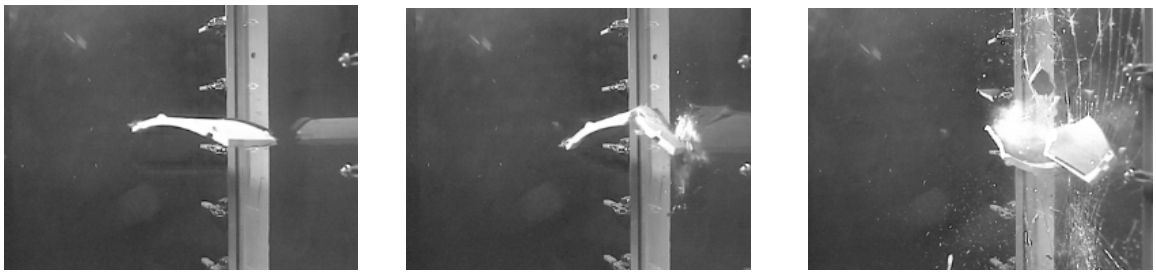


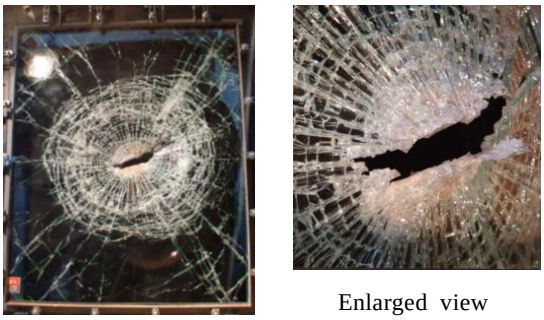
Photo 2 Instantaneous pictures of roof tile impact recorded by high-speed video camera

行うことができるため，瓦の衝撃力を評価するための試験体として用いた。瓦による衝撃力はISO規格に従い，所定以上の開口や亀裂が生じるかどうかで判断した。すなわち，Photo 3 に示すように合わせガラスの試験体に瓦を衝突させた時に，瓦が貫通するか，直径76mmの硬い球が通過する開口より大きな開口，あるいは125mm以上の亀裂が見られた場合に瓦がその合わせガラスを破壊する衝撃力を持つものとする。ISO規格で用いられる加撃体についても同様に，所定以上の開口や亀裂が生じる場合にその合わせガラスを破壊する衝撃力を持つものとする。以下，衝撃力は加撃体が上記の開口や亀裂が生じる最低の速度（以下貫通速度と呼ぶ）で評価する。

瓦の衝撃力の評価に先立ち，合わせガラスの瓦による破壊性状を瓦の種類による違い，衝突位置による違い，および，加撃位置による違いについて調べた。

2.3　加撃位置による違い

屋根瓦には種々の種類があるが，ここでは住宅の



Enlarged view

Photo 3 Opening on laminated glass

屋根に一般的に用いられるJIS規格のＪ型を加撃体として用いた。強風によって瓦が飛散する際，割れた破片が飛散する場合も考えられるが，割れずに衝突する場合が最も危険と考えられるので，ここでは，一枚を健全な形で衝突させて衝撃特性を求めた。また，瓦がどのような姿勢で衝突するかによっても衝撃力は変化すると考えられるので，衝突の姿勢と，衝突する位置を変化させで貫通速度を調べた。瓦の形状はPhoto 4に示すように対称形ではなく，加撃す

るときに試験体に衝突する瓦の部位（以後，加撃位置と呼ぶ）によって衝撃力も異なると考えられるので，加撃位置の違いによる貫通速度の変化を調べた。加撃位置はPhoto 4のように四通りに変化させ，ガラス厚さ5mm，中間膜の厚さ30mil（1milは0.025mm）の合わせガラス（以降合わせガラスの種類はガラス厚+中間膜の厚：5mm+30milのように表記）を試験体として中央に加撃した。貫通速度が最も低くなる加撃位置は，図中欠き込みの有るNo2であったので，以下の試験ではこの加撃位置で衝突させることにした。なお，角以外の辺での衝突や面での衝突による貫通速度は，上記の角部による衝突速度よりも大きくなり，衝撃力は小さくなった。

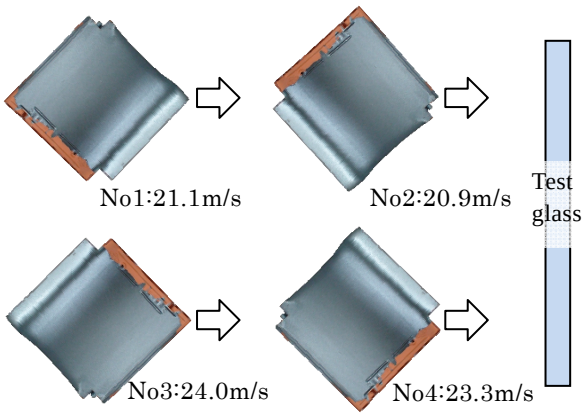
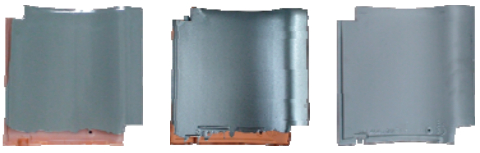


Photo 4 Variation of penetrating speed with direction of impact

2.4　瓦の種類による違い

瓦の種類による貫通速度の変化を，5mm+30milの合わせガラスを試験体として調べた。瓦は試験体の中央に衝突させ，Photo 5に示した釉薬瓦2種類（艶あり，艶なし）と，いぶし瓦1種類を用いたが，貫通速度はそれぞれ，21.7，20.9，20.9m/sとなり，違いはほとんど見られなかった。

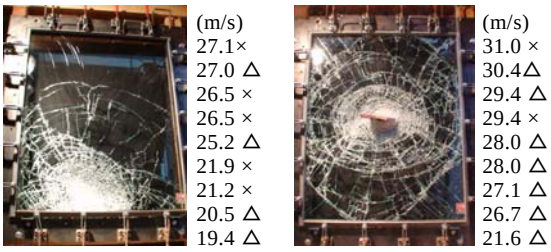


	Glazed	Glazed matting	Fumigated
mass：	2.8kg	2.7kg	2.8kg
penetrating missile speed	21.7m/s	20.9m/s	20.9m/s

Photo 5 Roof tiles（JIS,J-type）

2.5　衝突位置による違い

Photo 6に示すように，瓦が試験体に衝突する位置による貫通速度の違いを5mm+60milの合わせガラスを用い，釉薬瓦（艶なし）を加撃して調べた。図中に数字で示すように瓦を衝突させる速度を少しずつ変化させて，ISO規格の判定に不合格となる衝突速度（図中×で表示）を求めた。その結果，衝突位置が中央の場合貫通速度は29.4m/s，左下の場合21.2m/sとなり，左下の方が中央よりも貫通速度は低くなり，瓦に対する耐衝撃性能は弱くなることが判った。



a. Low-left　　b. Center

Photo 6 Variation of penetrating speed with impacting location

3.　ISO規格との比較

ISO規格で用いられる加撃体(Table 1)がもつ衝撃力と，瓦による衝撃力の比較を行うために釉薬瓦(艶なし)を衝突させて，合わせガラスの種類（ガラスの厚さと中間膜の厚さ）による耐衝撃性能の違いを調べた。ここでは規定以上の亀裂や開口が生じず，ISO規格の判定に合格する最大速度を“不貫通速度”と呼ぶことにし，この速度までは耐衝撃性能を有すると判定する。結果はTable 2に示すように，衝突位置が中央の方が左下よりも不貫通速度は大きくなった。また，ガラス厚および中間膜厚がそれぞれ厚くなるほど不貫通速度は大きくなることがわかった。表中にはISO規格に規定された木材を用いた場合の対応する不貫通速度も示す。表の値より瓦の衝撃力と等価な衝撃力をもつ他の加撃体の速度を求めることができる。例えば，瓦による合わせガラス5mm+60milの不貫通速度は20.5m/sであり，等価な衝撃力をもつ加撃体は，ISO規格による加撃体ではBタイプで21.7m/s，Cタイプで14.4m/s，ツーバイフォー3kgの質量をもつ木材では16.3m/sとなった。

Table 1 Applicable missiles of ISO 16932

Type	Missile	Impact speed (tolerance)
A	2±0.1g（small steel ball）	39.7m/s（±1%）
B	2.05±0.1kg（2×4 lumber）	12.2m/s（±2%）
C	4.1±0.1kg（2×4 lumber）	15.3m/s（±2%）
D	4.1±0.1kg（2×4 lumber）	24.4m/s（±1%）
E	6.8±0.1kg（2×4 lumber）	22.4m/s（±2%）

Table 2 Difference of un-penetrating missile speed with variation of tested laminated glasses

Type of laminated glass Thickness glass＋laminate＋glass	Location of impact Roof tile Low-left	Roof tile Center	Missile of ISO Low-left
5mm+30mil+5mm	16.1	20.8	－
6mm+30mil+6mm	16.8	19.0	B:14.1
3mm+60mil+3mm	13.4	－	－
5mm+60mil+5mm	20.5	28.0	B:21.7, 3kg:16.3, C:14.4
5mm+90mil+5mm	27.8<	－	－

Meaning of symbols
－ : Not tested
B, C : Missile type of ISO 16932
3kg : 2×4 lumber

Table 3 Recommended reference missile for the standard impact test

Type	Equivalent ISO missile type	mass and speed
a	A（2g×10, 39.7m/s）	2g（Small steal ball）, 40m/s
b	Middle between Aand B【New】	1kg（2×4 lumber）, 15m/s
c	B（2.05kg, 12.2m/s）	2kg（2×4 lumber）, 13m/s
d	Middle between B and C【New】 (Equivalent to roof tile with speed of 20m/s)	3kg（2×4 lumber）, 16m/s
e	C（4.10kg, 15.3m/s）	4kg（2×4 lumber）, 16m/s
f	D（4.10kg, 24.4m/s）	4kg（2×4 lumber）, 25m/s
g	E（6.80kg, 22.4m/s）	7kg（2×4 lumber）, 22m/s

4. 耐衝撃性能評価用標準加撃体の提案

前節の実験で明らかにした合わせガラスの耐衝撃性能の結果をふまえて，日本国内用の規準やガイドラインの作成に資するための標準加撃体を新たに提案する。

提案する耐衝撃性能評価試験方法は基本的にISO規格（ISO 16932）と同様とする。ただし，建築物の防御レベル，強風ゾーン，載荷圧力の設定，圧力載荷順序に関しては改良が必要であるがここでは言及しない。用いる加撃体に関しては，以下の考察により，ISO規格による加撃体Bタイプと加撃体Cタイプの間に瓦の衝撃力を評価するための加撃体を新設する。すなわち，前節の結果から，速度20.5m/sの瓦がもつ衝撃力は，質量2.05kgのツーバイフォー木材（ISO規格による加撃体Bタイプ）で速度21.7 m/sと，3kgの質量をもつツーバイフォー木材で速度16.3m/sと，質量4.1kgのツーバイフォー木材（ISO規格による加撃体Cタイプ）で速度14.4m/sと等価な衝撃力をもつことがわかっている。これは，速度20.5m/sの瓦がもつ衝撃力がISO規格による加撃体Bタイプ（速度12.2m/s）のもつ衝撃力よりも大きく，加撃体Cタイプ（速度15.3m/s）のもつ衝撃力よりも小さいことを示しており，3kgの質量をもつツーバイフォー木材を加撃体として用いた場合には速度16.3m/sのもつ衝撃力と等価であることを意味している。また，瓦の衝撃力を評価するために用いた合わせガラス5mm+60mil+5mmは，一般に最もよく使われるグレードの合わせガラスの1つであるため，この合わせガラスが速度20m/sで飛来する瓦に対する耐衝撃防御を保証することができることを意味している。さらに，ISO規格の基となったASTM E1996-04では，Bタイプよりも衝撃力の小さな加撃体（質量0.91kg，速度15.2m/s）を規定しており，同様な衝撃力を評価することにより，より細かな防御性能を規定できるようにする。以上の考察から，耐衝撃性能評価用の標準加撃体を日本での運用に適するようにTable 3のように提案する。ここで，新しく提案する加撃体のタイプの作成に際しては，数値は小数点以下をまるめ，原則として衝撃力の大きなものほど数値が大きくなるように配慮した。

5. まとめ

本研究では，強風による飛散物に対する外装材の耐衝撃性能の試験・評価方法を策定するための資料とするために，日本における代表的な飛散物である和瓦を加撃体として用いた試験を行って，合わせガ

ラスの耐衝撃破壊特性を明らかにした。結果はISO 16932に規定された耐衝撃特性の評価方法に準じて評価し，合わせガラスの耐衝撃性能を求めて，瓦の衝撃力を不貫通速度の大きさとして評価した。それによると，合わせガラスはJIS規格のＪ型瓦に対して，ある1つの角から瓦が衝突する場合に最も耐衝撃性能が弱く，また，試験体の中央部よりも縁に衝突する場合の方が弱いことが判かった。一方，瓦の種類に関してはほぼ同じ重さの瓦であれば，釉薬や粘土の質，焼成の違いによらず，ほぼ同じ耐衝撃性能を示すことが判った。これらの結果から，ISO 16932に規定された加撃体に対して瓦の衝撃力と等価な衝突速度を求め, 瓦の衝撃力を評価できるようにISO規格と整合性のとれた標準加撃体を提案した。

謝　辞

本研究は科学研究費補助金基盤研究(Ｂ)一般の補助をうけて行われた。また，ガラス試験体は板硝子協会から提供していただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

丸山　敬・河井宏允・西村宏昭・加茂正人（2009）：外装材耐衝撃性能試験用エアーキャノン，日本風工学会誌，Vol.34, No.2 (No.119), pp.31-38.

丸山敬・河井宏允・西村宏昭・加茂正人・前田豊（2011）：ISO試験法に基づく板ガラスの耐衝撃破壊特性，京都大学防災研究所年報，第54号，pp.347-360.

ISO 16932 : Glass in building－ Destructive - windstorm - resistant security glazing－ Test and classification.

ASTM E1996-04 : Standard Specification for Performance of Exterior Windows, Curtain Walls, Doors, and Impact Protective Systems Impacted by Windborne Debris in Hurricanes, ASTM（American Society for Testing and Materials）Standard.

（論文受理日：2012年6月8日）

Resistant and Failure Characteristics of Laminated Glass Impacted by Roof Tile

Takashi MARUYAMA, Hiromasa KAWAI, Masato KAMO and Hiroaki NISHIMURA(1)

(1) General Building Research Corporation of Japan

Synopsis

Impact resistant test of glazing was carried out by using a newly developed air-cannon, that is a missile-propulsion device. Resistant and failure characteristics of laminated glass were investigated by roof tile missile. A series of tests was carried out by varying the impact speed, the kind of roof tile, the impact location of roof tile and the location of the glass where impacted. The results were compared with the specification of ISO16932 and the reference missile for the standard impact test in Japan was proposed.

Keywords: roof tile, impact resistant test, laminated glass, flying debris, ISO 16932, reference missile

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

地形性降雨を考慮したレーダー短時間降雨予測へのエラーアンサンブルの導入（II）

中北英一・吉開朋弘(1)・キムスンミン(1)

(1) 京都大学大学院工学研究科

要　旨

本研究は，山岳域における地形性降雨の定量的影響を評価し，2～3時間先の予測精度の向上を目指すものである。2011年9月に近畿地方に記録的豪雨をもたらした台風12号事例において，移流モデルを用いたレーダー短時間降雨予測手法をベースに，物理的雲水量算定手法と，統計的バイアス補正手法の2つの手法を導入することにより，連続予測を行う事で積算雨量分布の再現に成功した。同時に，台風12号事例の積算雨量に占める地形性降雨の割合を，立平モデルを用いて定量的に示すことができた。

キーワード：レーダー，地形性降雨，アンサンブル，短時間降雨予測

1. はじめに

山岳域の多い我が国では，地形の影響を受けて降雨が強化される地形性降雨という現象が起こりやすい。特に台風時においてはこの傾向が強く，長時間にわたる強雨をもたらし大規模な土砂災害や河川災害を引き起こしやすい。このような災害の典型例として，2011年9月の台風12号事例が記憶に新しい。この台風は同年9月3日に四国に上陸し，その後数日にわたって日本付近に停滞した。その結果，紀伊半島の山岳域を中心に累積雨量1,500～2,000mmという記録的な大雨をもたらした。これにより紀伊半島南部の各地で大規模な土砂災害が引き起こされ，死者73名・行方不明者19名という，我が国史上稀にみる台風災害となった。この現象をレーダーエコーで観ると，雨域が山岳斜面上で急激に強化され停滞する性質があるため，予測が非常に困難な現象である。そのため，2～3時間先の定量的な予測精度は低い。この現象を定量的に予測することができれば，ダムオペレーションや土砂災害に対する避難指示の観点から非常に役に立つ情報となるであろう。

現状の降雨予測では，対象とする予測時間スケールに応じて，運動学的手法，物理学的手法の2種類の予測手法が用いられている。運動学的手法はレーダー情報や気象衛星情報から降雨強度分布を推定し，降雨分布の時間変動パターンを幾何的に捉えて時間的に外挿する手法であり，計算負荷が小さく短時間で予測可能であるため，1～3時間程度の短時間予測に用いられている。また物理学的手法は大気の連続式や運動方程式などの物理方程式を積分して水蒸気や気温，気圧といった大気の物理量の変化を各々物理的に予測する手法であり，数時間～数日，また数十年先の温暖化予測などにも用いられている。しかその分計算負荷が大きく，物理量の挙動が場に馴染むまでに時間がかかるため，予測の精度が向上するまでに時間がかかるという課題がある。

このような予測の現状と近年のコンピュータの性能の発達を踏まえ，近年注目されてきた予測手法に，アンサンブル予測という手法がある。この手法は初期条件を微小に変化させた複数の予測を同時に走らせることにより，1つの予測では決定論的に予測不可能であった偶然誤差やカオスといった不確定要素を，一定の幅を持った形で確率的に予測する手法である。この手法により，決定論的な予測が不可能であった範囲に関しても，「最も確からしい予測結果」の提示が可能になり，今後期待されている手法である。実際に気象庁の週間予報や地球温暖化影響評価にもこの手法が使われている。

本研究は，移流モデルを用いたレーダー短時間降雨予測手法（運動学的手法）をベースに，水蒸気凝結や雲水から降雨への転換等を考慮した物理学的手法と，アンサンブル予測によるリアルタイムバイア

ス補正を行う手法を導入することにより，2～3時間先の予測精度の向上を目指すものである。対象事例は昨年近畿地方に豪雨をもたらした台風12号とした。

2. レーダー情報を用いた地形性降雨の算定手法

2.1 立平モデル概要

(1)雲水量の算定手法

本研究では，地形性降雨の算定を行う際に，立平（1976）によって提案された物理的計算手法を用いる。この手法は，気塊が山岳斜面に沿って上昇することによる水蒸気凝結や，雲粒自身の成長，またSeeder- feeder 機構による降水への転換による雲水量の変化を考慮した手法である。雲粒の速度が空気の速度に等しいとすれば，気塊中の雲水量 L [g/m^3] の時間変化は以下の式 (1) のように表される。

$$\frac{dL}{dt} = -cL - a\left(L - L_c\right) + WG - WL\left(\partial \ln \rho_v / \partial z\right) \quad (1)$$

ここで，c は上空からの降水雲粒補足（Seeder Feeder 機構による）の割合，a は雲粒自身による降水への成長（Auto Conversion）の割合，L_c は降水へと転換する限界の雲水量[g/m^3] ，W は斜面による気塊の鉛直風速[m/s] ， G は気塊が単位距離上昇する間の水蒸気凝結による L の増加量， ρ_v は水蒸気量[g/m^3] を表す。右辺第一項と第二項は，降水へ転換することによる雲水量の減少を表し，右辺第三項は気塊の上昇による水蒸気の凝結を，右辺第四項は大気の圧縮性による見かけ上の L の変化をそれぞれ表す。右辺第四項は第三項に比べて 1 オーダー小さいので無視し，この式を水平風の風向きに沿って時間的に積分すると，

$$L_{out} = \frac{WG + aL_c}{c + a} + \left(L_{in} - \frac{WG + aL_c}{c + a} \right) e^{-(c+a)\Delta t} \quad (2)$$

となる。ここで，L_{in} はメッシュへの流入側の雲水量，Δt は気塊が 1 メッシュを通過する時間[s] である。地形性降雨強度 R_O [mm/h] は，メッシュから流出する雲水量 L_{out} , メッシュ内を気塊が通過する間に凝結し増加した雲水量 $WG\Delta t$, そして流入する雲水量 L_{in} の収支を考えると，式 (3) により解析的に計算される。ここで，H は上下方向に物理量を一様と考える層厚[m] である。

$$R_O = \frac{L_{in} + WG\Delta t - L_{out}}{\Delta t} \times 3.6 \times H \quad (3)$$

(2) レーダー情報からの地形性降雨分離手法

レーダー情報から得られた降雨強度 R_{radar} を地形の影響を受けない非地形性降雨 R_N と地形性降雨 R_O に分離する数値計算方法に関してはこれまで様々な変遷を経てきたが，本研究では中北・寺園（2008）により提案された数値計算方法を用いている。過去の計算手法の変遷については, Kataoka et al.(2001), 中北ら（2007）を参照されたい。

レーダー情報による降雨強度 R_{radar} を非地形性降雨強度 R_N と地形性降雨強度 R_O の和であると仮定し，

$$R_{radar} = R_O + R_N \quad (4)$$

と表わす。ここで中北・寺園 (2008) は，立平 (1976) の論文中で示されている補捉率 c と非地形性降雨 R_N の値をフィッティングすることで式 (5) の様な非線形関係を求めた。

$$c = 0.6778 R_N^{\,0.731} \times 10^{-3} \quad (5)$$

この式 (5) を式 (2) に代入し，得られた L_{out} の値を (3) に代入することにより, 地形性降雨強度 R_O が非地形性降雨強度 R_N の関数として表されるため, 式 (4) と連立することでレーダー情報の分離が可能となる。ただし，分離計算の際には Auto conversion の割合 a の影響を微小として無視している。

本研究では中北・寺園（2008）に従い，s 座標をもって地上から高度が約 200m, 400m, 1000m, 2000m, 3000m, 4000m, 5000m における風速，水蒸気量，飽和水蒸気量を代表値として, それぞれの層厚を 200m, 200m, 1000m, 1000m, 1000m, 1000m, 1000m とし，各層ごとに GPV 情報から算定した風速, 水蒸気量を基に雲水量及び地形性降雨の算定を行った。各層に対応する飽和水蒸気量 ρ_s と水蒸気量 ρ_v , 水平風速の値は AMeDAS 観測値から中北（1990）に従い算定した方法で求めた。以下に Fig.1 を用いて地形性降雨の算定手順について詳しく説明する。

[1]レーダー観測降雨 R_{radar} が最下層，すなわち地上からの高度約 200m の降雨 R_1 であると仮定し, 2.3.2 に示した方法により地形性降雨 R_{O1} と非地形性降雨 R_{N1} の分離を行う。

[2]ここで算定された非地形性降雨 R_{N1} は，その直上の層における地形性降雨と非地形性降雨の合成 R_2 であるとし, これを同じ方法で地形性降雨 R_{O2} と非地形性降雨 R_{N2} へ分離する。($R_{N1} = R_2 = R_{O2} + R_{N2}$)

[3]この操作を上層にむけて地上からの高度が約 5000m までの 7 層で繰り返す。

[4]最後に各々の層での地形性降雨を積算することで地形性降雨を算定する。その結果算定された地形性降雨 $R_{O,total}$ は各層における Ro を積算した値となる。

$$R_{O,total} = \sum_{i=1}^{7} R_{Oi}. \qquad (6)$$

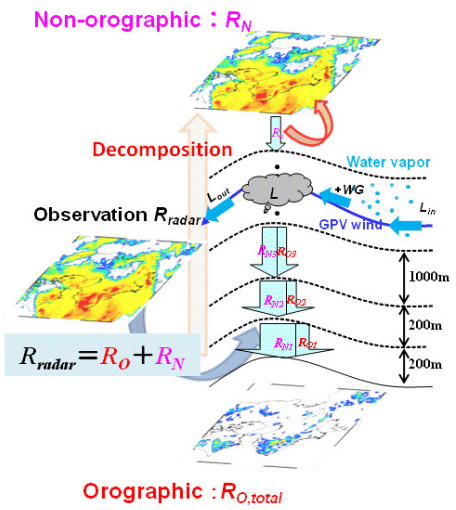


Fig.1　Procedure for decomposition of radar rainfall intensity(R_{radar}) into orographic(R_O) and non-orographic rainfall (R_N)

2.2　地形性降雨を考慮した移流モデル

このようにして分離した非地形性降雨 R_N のみを，椎葉ら（1984）の移流モデルに適用する。初期時刻とその 5 分前，10 分前のレーダー情報から得られた非地形性降雨 R_N を以下の式 (7) の $R(x, y)$ とみなし，移流ベクトル$(u_r(x, y)\ v_r(x, y))$ に沿って移流しながら予測時刻まで外挿する。

$$\frac{\partial r(x,y)}{\partial t} + u(x,y)\frac{\partial r(x,y)}{\partial x} + v(x,y)\frac{\partial r(x,y)}{\partial y} = \delta(x,y) \qquad (7)$$

ここで，雨域の移流ベクトル $(u_r(x, y)\ v_r(x, y))$，単位時間当たりの発達・衰弱量 $\delta(x, y)$ は，

$$u_r(x,y) = c_1 x + c_2 y + c_3 \qquad (8)$$

$$v_r(x,y) = c_4 x + c_5 y + c_6 \qquad (9)$$

$$\delta(x,y) = c_7 x + c_8 y + c_9 \qquad (10)$$

の様に位置の一次式として表現できると仮定し，式 (7) と合わせて線形最小自乗法問題に定式化し，c_1～c_9 を推定する。Fig.2 に予測の手順を示す。予測の手順は以下の通りである。

[1] まず移流モデルの移流ベクトル算定に必要なレーダー情報を準備する。本研究では，初期時刻 t_0 から t_0-10 [min]の 3 つのレーダー観測降雨を用いた。

[2] それぞれの時刻において，2.1 節に示した手順により雲水量 L 及び地形性降雨 Ro の算定を行う。

[3]時刻 t_0~t_0-10 [min]の 3 枚の非地形性降雨 R_N を用いて 4.1 節に示す方法で移流ベクトルを同定し，リードタイム ΔT 分先まで 10 分ごとの雨域の移動を予測する。

[4]時刻 $t_0+\Delta T$ において，[2]と同様に雲水量 L の分布を予め算定しておき，そこに移流モデルにより予測された非地形性降雨の値を最上層における非地形性降雨 R_{N7} であるとし，最下層へ向けて地形性降雨 R_O の算定を行う。この際，上層における非地形性降雨と地形性降雨の値の和が下層における非地形性降雨であるとして算定を行っている。すなわち，

$$R_{Nk} = R_{Nk+1} + R_{Ok+1} \quad (k = 1,2,...,6). \qquad (11)$$

[5]最下層における非地形性降雨と地形性降雨の和 R_1 を予測降雨 R_p とし，この値を予測降雨とする。

$$R_P = R_{N1} + R_{O1}. \qquad (12)$$

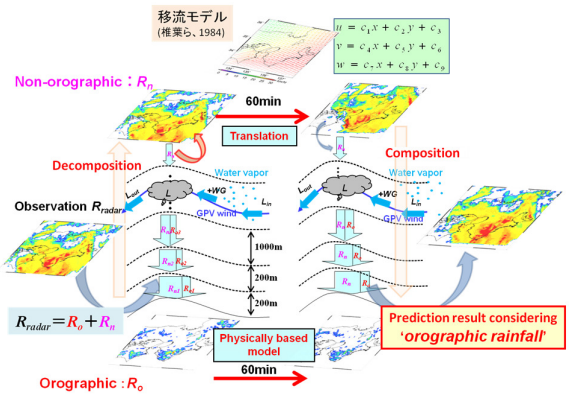


Fig.2 Procedure for short-term rainfall prediction by using the Translation Model with consideration of orographic rainfall.

2.3　予測誤差を用いたアンサンブル予測手法

ここでは，Kim et al.（2009）のエラーアンサンブル予測手法について述べる。Kim et al.(2009)は，椎葉ら（1984）が開発した位置の一次式を用いて移流ベクトルを設定する移流モデルを用いて予測を行い，メッシュごとに予測降雨強度分布と実際に観測された降雨強度分布との差を取って得られる予測誤差の空間分布（Error Field）を算出した。次に，現在時刻(予測開始時刻)までの複数枚のエラーフィールドを用いて，メッシュごとのエラー成分のアンサンブル平均をとり，エラーアンサンブル平均フィールド（Error Ensemble Mean Field）及びエラー標準偏差フィールド（Error Standard Deviation Field）を算出することで，予測誤差の空間的性質を表現した。さらにこのエラーの空間的性質に時間的継続性があるという仮定のもと，予測時刻に起こりうるエラーフィールドを確率的にアンサンブル発生することで，より精度の高い予測を可能にした。具体的な予測の手

順をFig.3を用いて示す。ただし，予測対象領域がM行×N列個のメッシュで構成されているとした時，以下に示すフィールド(例：$\mathbf{R}_{p,k}$)とは，MN次元の列ベクトルの意味で用いる。

[1] まず予測計算の初期値となる過去のレーダー情報をΔt [min]間隔（今回は5min）で用意し，予測開始時刻t_0と予測先までの時間間隔ΔT [min]及びアンサンブル発生させるエラーフィールド枚数nを決定する。ここで言うエラーフィールド枚数とは，後にエラーアンサンブル平均フィールドを算出する際に用いるエラーフィールドのサンプル数であり，n枚の場合は，時刻$t_0-(n-1)\Delta t$からt_0までのΔt分間隔n枚のフィールドを指す。

[2] これらのエラーフィールドを算出するために，時刻$t_0-\Delta T$から$t_0-\Delta T-(n-1)\Delta t$まで$\Delta t$ [min]ずつ遡ってそれぞれΔT [min]先を予測した，n枚の予測降雨分布$\mathbf{R}_{p,k}$ $(k=1,2,...,n)$を用意する。

[3] 予測降雨分布$\mathbf{R}_{p,k}$ $(k=1,2,...,n)$と同時刻に観測されたレーダー観測降雨 $\mathbf{R}_{O,k}$ $(k=1,2,...,n)$を用意し，式（13）のようにエラーフィールド$\mathbf{E}_k$ $(k=1,2,...,n)$を算定する。

$$\mathbf{E}_k=\mathbf{R}_{o,k}-\mathbf{R}_{p,k} \qquad (k=1,2,.....,n). \tag{13}$$

[4] 得られたn枚のエラーフィールド$\mathbf{E}_k$から，メッシュごとにエラー値のアンサンブル平均を取りフィールドと標準偏差フィールドを求める。

$$\bar{\mathbf{E}}=\frac{1}{\mathbf{n}}\sum_{k=1}^{n}\mathbf{E}_k, \tag{14}$$

$$\sigma_{E_{i,j}}=\sqrt{\frac{1}{n}\sum_{k=1}^{n}(E_{k,i,j}-\bar{E}_{i,j})^2}. \tag{15}$$

予測開始時刻t_0から移流モデルを用いて予測した予測降雨$\mathbf{R}_p$ (Deterministic Prediction Field)に，このエラーアンサンブル平均フィールド$\bar{\mathbf{E}}$を加えることで，バイアス補正を行った決定論的予測降雨$\mathbf{BM}_p$が得られる。

$$\mathbf{BM}_p=\mathbf{R}_p+\bar{\mathbf{E}}. \tag{16}$$

Kim et al. (2009)は，距離に応じたエラーの空間相関を用いて，N枚のユニットランダムエラーフィールドを発生させ，確率的に予測誤差をランダム発生させる予測手法を用いているが，本研究においては用いていないので，その記述は割愛する。

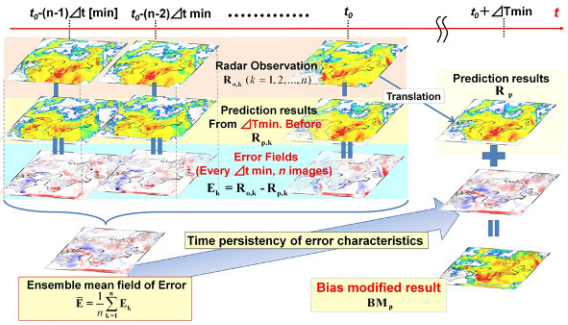


Fig.3 Schematic drawing of the algorithm of error-ensemble prediction.

3. 台風12号事例への適用

3.1 予測諸元

本研究では前章で述べた予測手法を，2011年9月の台風12号事例へ適用した。適用例をTable 1に示す。caseAは椎葉ら（1984）のオリジナルの移流モデル，caseBは中北・寺園（2008）の地形性降雨を考慮した移流モデル，caseCはKim et al.（2009）のエラーアンサンブル予測，caseDは中北ら（2011）の地形性降雨を考慮したエラーアンサンブル予測である。本研究では今後これらの手法をcaseA～caseDとして扱う。

レーダー情報は，国土交通省Cバンド全国合成レーダーを用いた。このレーダー情報を，東経135度30分，北緯34度40分を中心としてGauss-Krueger図法にて投影を行い，東西369km×南北369kmの対象領域を作成した。なお，積算雨量や相関係数，RMSE等の指標を用いた精度評価対象地域は，領域全域及び新宮川流域を囲む東西28km×南北31km（Fig.4の赤枠内）の領域とした。計算格子間隔は水平方向3km，時間分解能は5分とした。立平モデルの入力値として用いる水蒸気及び風速情報は，気象庁数値予報GPVのMSM情報を用いた。解析対象期間は2011年9月1日09時00分～9月5日09時00分とし，caseA~caseDの4つの予測手法を用いて，初期時刻を5分間隔で変更しながら，それぞれ60，90，120，150，180分先までの予測を行った。精度評価は，1メッシュごとの予測降雨と観測降雨の降雨強度から相関係数とRMSEを算定した。

Table 1 Prediction cases

	Translation Model	*Tatehira Model*	*Error Ensemble*
case A	○	×	×
case B	○	○	×
case C	○	×	○
case D	○	○	○

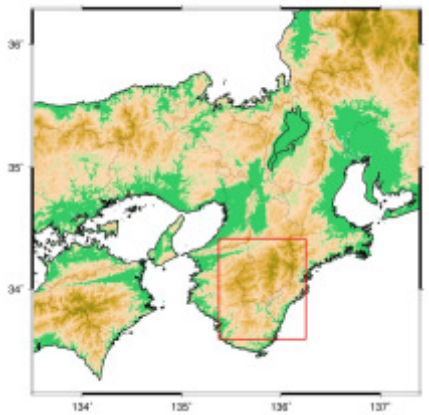


Fig.4 Analysis area (Total) and accuracy validation area (inside of the red square)

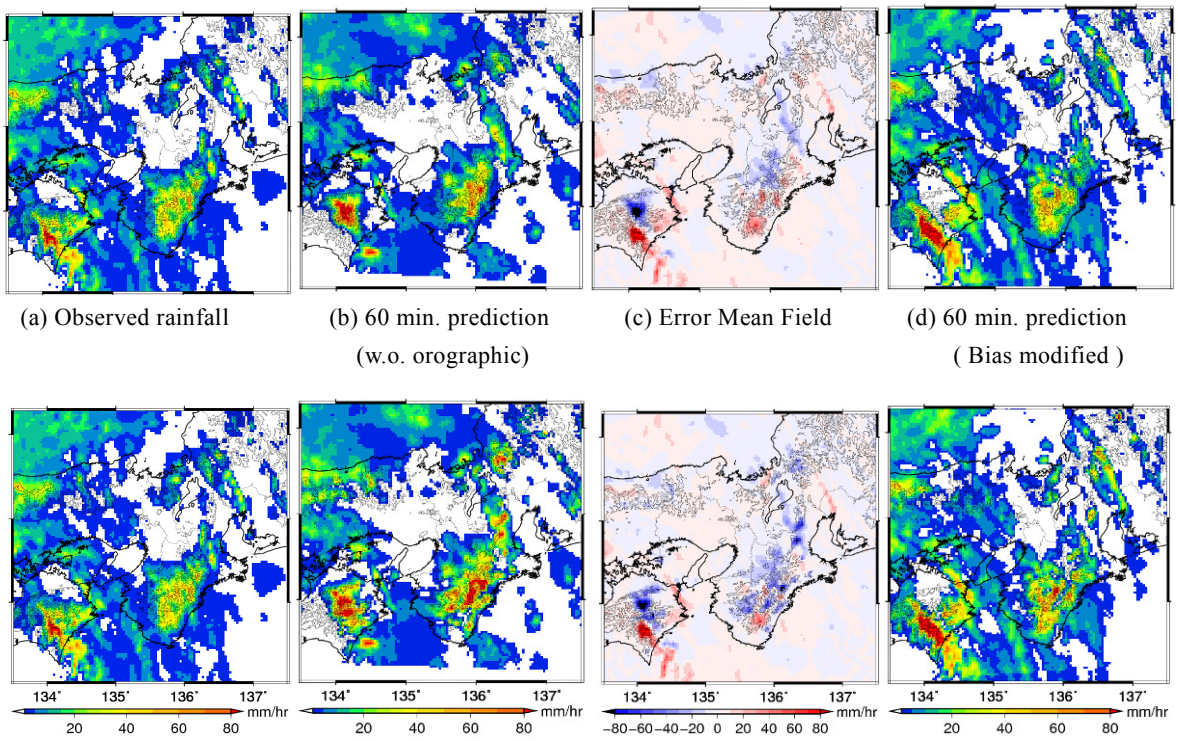
3.2　予測結果

Fig.5は，9月3日午前6時時点の観測降雨((a),(e))と，それぞれのケースにおける60分予測の結果（(b),(d),(f),(h)），及びcaseCとcaseDの予測に用いたError Mean Field（(c),(g)）である。対象領域である新宮川流域において，地形性降雨を考慮したcaseBの予測結果がcaseAよりも強い値をとっている。しかしこの結果は観測降雨よりも過大な予測となっているため，(g)のError Mean Fieldにおいて過大評価バイアス（青色）として現れ，バイアス補正を行ったcaseDによる結果では過大分が抑制された結果となっている。

Fig.6は，9月1日18時から9月5日0時までのcaseA~caseDの予測結果とその時刻の観測降雨をメッシュごとの降雨強度瞬時値で比較した，相関係数とRMSEの時系列図である。各ケースとも時期によって精度の上下はあるが，相関係数，RMSE共に期間全体的として見ると，精度の低い順にcaseA＜caseB＜caseD＜caseCとなっている事が分かる。また，caseA，caseBはリードタイムが長くなるにつれて予測精度が徐々に落ちていく傾向が見られるけれども，caseC，caseDに関してはリードタイムにあまり影響されずに180分先の予測においても相関係数0.6前後の予測精度を保つことができている。

3.3　予測値の積算雨量分布

Fig.7に，9月1日09時～5日09時までの観測積算雨量[mm]分布と，caseA~Dを用いた60分先予測値を積算した予測積算雨量[mm]分布図を示す((a)~(e))。ただし，caseC，Dの予測の際に用いたError Fieldの枚数nは3枚とした。これを見ると紀伊半島南東部における積算値1,500mm以上の分布が，caseAにおいては表現されていないものの，caseB,C,Dについては非常に精度良く表現されている事が見て取れる。特にcaseC,Dの



(a) Observed rainfall　(b) 60 min. prediction (w.o. orographic)　(c) Error Mean Field　(d) 60 min. prediction (Bias modified)

(e) Observed rainfall　(f) 60 min. prediction (w. orographic)　(g) Error Mean Field　(h) 60 min. prediction (Bias modified)

Fig.5 Observed rainfall field((a),(e)) and 60-min. prediction results((b),(d),(f),(h)) and error mean fields((c),(g)). (03 Sep. 2011 06:00 a.m.)

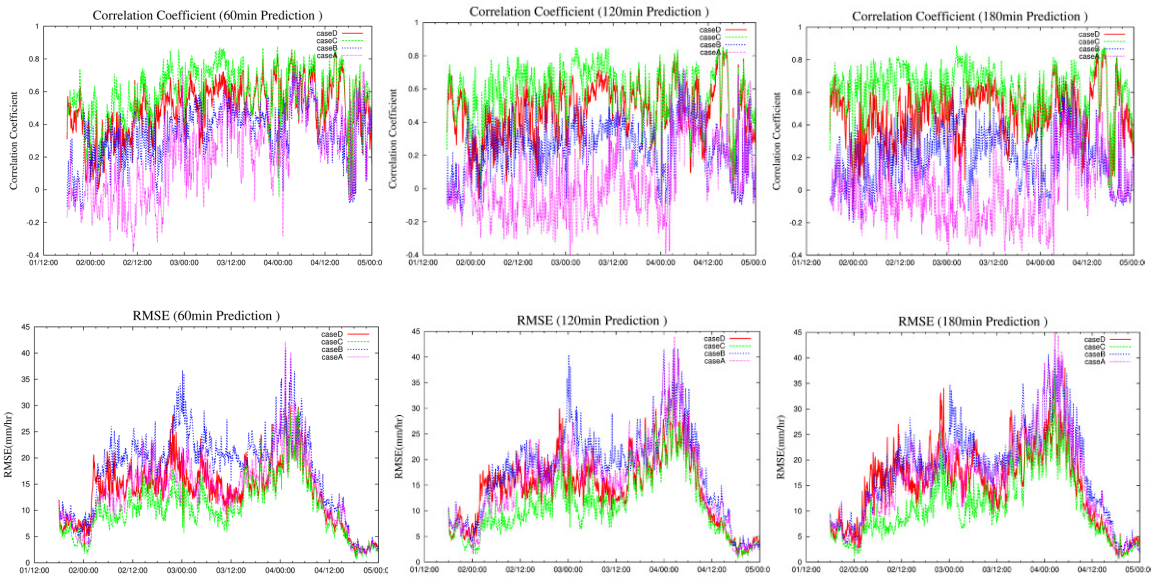


Fig.6 Validation of prediction accuracy with CC and RMSE
(01 Sep. 2011 09:00a.m. ~ 05 Sep. 2011 00:00a.m.)

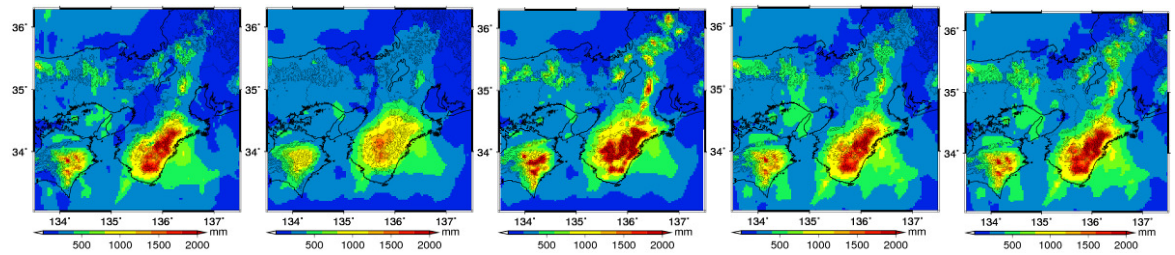
分布は観測降雨の積算雨量分布と酷似しており，ほぼ完全に再現できていると言える。そこで各積算雨量分布について，新宮川水系における観測降雨とのメッシュごとの対応関係を散布図に表した**((f)~(i))**。この結果を見ても，caseCにおいて観測積算雨量との相関が0.995という非常に高い値となっており，RMSEにおいても総降雨量91万mmに対して97mmと高精度である。また流域積算雨量においても誤差7%と，非常に精度良く再現できていることが裏付けられる。caseDにおいても，相関係数0.98，RMSEが185mmという値を取っており，エラーアンサンブル予測手法が積算雨量の再現に絶大な効力を持っている事が推測される。Fig.8はcaseA～caseDまでの予測手法について， 180分予測の降雨強度瞬時値を，9月1日午前9時～5日午前9時まで5分ごとに積算した雨量分布及び観測降雨と比較した散布図を示したものである。これらの図（Fig.7,8）から考えられる事を以下に記す。

3.4　積算雨量分布に関する考察

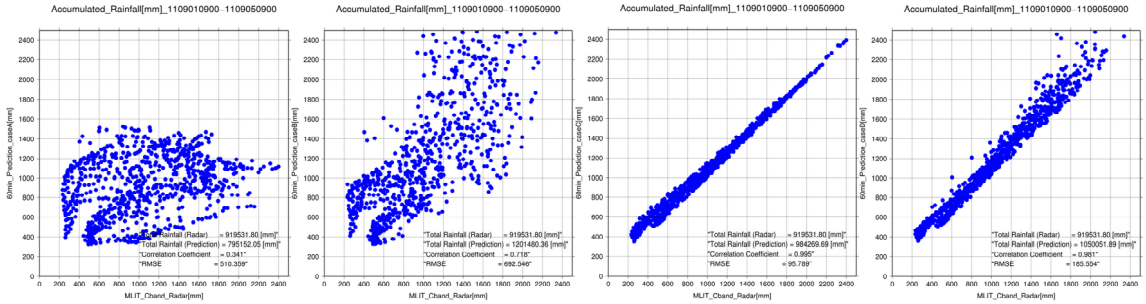
まずcaseAと観測積算雨量を比較する。Fig.7(a),(b)の60分予測の積算値をみると，紀伊半島とその南東海上に広がる積算雨量500mm以上の分布はよく一致している。しかし観測降雨の1,500mm以上の分布は再現されておらず，caseAの結果では全体的に過小評価となっている。Fig.7(f)の散布図を見ても，新宮川水系における過小評価傾向が表れている。この過小評価傾向はFig.8の180分先予測によりさらに顕著になり，60分先予測では再現できていた500mm以上の領域の分布も北西側にずれている。これは事例を通じて紀伊半島南東部に停滞していた強雨域を予測のインプットとして北西側へ移流させているためであり，移流モデルの特性から定性的に理解できる。

次にcaseBでは，紀伊半島南東部に強雨域が広がっており，caseAとの差から積算雨量分布に与える立平モデルの影響が大きいことが想像できる。ここで500mm付近の雨域の分布に着目すると，この分布はcaseAの分布に従っており，非地形性降雨の移流による効果で生じている事がわかる。さらに1,000mm（黄色）の範囲のcaseAとの対応関係に注目すると，移流する強雨域がリードタイムに従って北西に流れていくことで和歌山県付近の紀伊半島南東側における地形性強雨域が弱くなっている。これはseeder-feeder機構に従って，非地形性降雨の関数として地形性降雨を算定しているためであると考えられる。また散布図に着目すると，caseAに比べて強雨域の対応が良くなっている。これは立平モデルによる降雨強化の成果であると言える。

次にcaseC，caseDに関しては，リードタイムの影響をほとんど受けず，180分予測においても十分な精度を維持している。caseA,Bと同様に，散布図の弱雨域において若干のばらつきが見られるけれども，非の打ちどころが無い精度である。これはエラーアンサンブル手法が予測の積算値に及ぼす影響を表しており，これほど高精度の結果であるため慎重に検討する必要がある。これらの精度の原因に関して，エラーアンサンブル手法を用いた予測値を積算する意味について，式を用いて考察を行う。

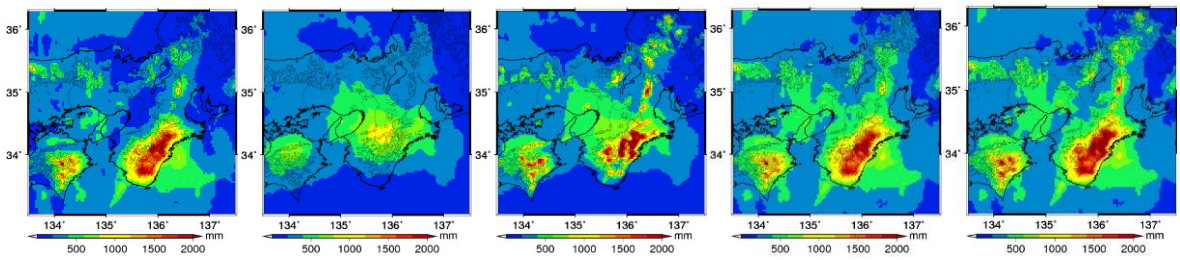


(a) Observed rainfall (b) case A (c) case B (d) case C (e) case D

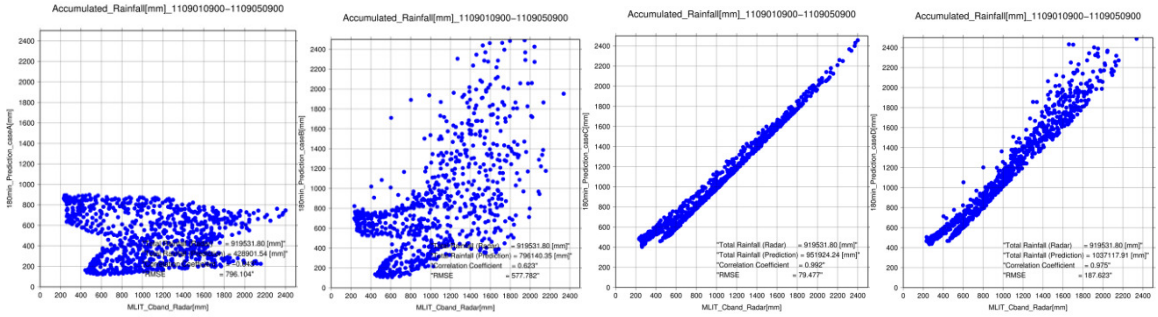


(f) case A (g) case B (h) case C (i) case D

Fig.7 Spatial distributions and scatter grams of accumulated rainfall amount (60 min. prediction)
(01 Sep. 2011 09:00a.m. ~ 05 Sep. 2011 09:00a.m.)



(a) Observed rainfall (b) case A (c) case B (d) case C (e) case D



(f) case A (g) case B (h) case C (i) case D

Fig.8 Spatial distributions and scatter grams of accumulated rainfall amount (180 min. prediction)
(01 Sep. 2011 09:00a.m. ~ 05 Sep. 2011 09:00a.m.)

3.5 数学的考察

ここでは，前節に述べてきた予測の積算値について，エラーアンサンブル予測手法（caseC及びcaseD）を用いた予測の積算値が観測とほぼ一致する理由について，数学的に考察する。いま，Fig.4のように，EMF算定枚数を n 枚として ΔT分先のエラーアンサンブル予測を行う場合を考える。対象領域をM行×N列個のメッシュで構成されている列ベクトルで表した時， EF及びEMF及びエラー標準偏差フィールド（Error Standard Deviation Field, 以下 : ESTF）はそれぞれ式(13)～(15)の様に算定される。また，予測開始時刻 t_0 から移流モデルを用いて予測した予測降雨 $\mathbf{R_p}$ (Deterministic Prediction Field)に，エラーアンサンブル平均フィールド $\overline{\mathbf{E}}$ を加えることで得られる，バイアス補正を行った決定論的予測降雨 $\mathbf{BM_p}$ は式(16)の様に与えられる。

ここで予測値を積算することを考える。解析対象時刻の初めから最後の時刻まで，5分間隔でN_T枚の予測，観測及びエラーフィールドが存在すると仮定する。このとき，初期時刻から第l枚目のフィールドをそれぞれ $\mathbf{R_{p,l}},\mathbf{R_{o,l}},\overline{\mathbf{E}}_\mathbf{l}$ と表す。それぞれのN_T枚の積算値を $\mathbf{TR_p},\mathbf{TR_o},\mathbf{T\overline{E}}$ と置くと，

$$\mathbf{TR_p}=\sum_{l=1}^{N_T}\mathbf{R_{p,l}}, \tag{17}$$

$$\mathbf{TR_o}=\sum_{l=1}^{N_T}\mathbf{R_{o,l}}, \tag{18}$$

$$\mathbf{T\overline{E}}=\sum_{l=1}^{N_T}\overline{\mathbf{E}}_\mathbf{l}, \tag{19}$$

と表される。ただし，EMFを作成する際には過去の時刻からの予測値を用いる必要があるので，解析対象時刻の前後に十分な量の観測及び予測降雨が準備されている状態を仮定する。

ここで，エラーアンサンブル予測手法（caseC及びcaseD）を用いた予測の積算値 $\mathbf{TBM_p}$ は，

$$\mathbf{TBM_p}=\sum_{l=1}^{N_T}\mathbf{BM_{p,l}}=\sum_{l=1}^{N_T}(\mathbf{R_{p,l}}+\overline{\mathbf{E}}_{\mathbf{l\text{-}(\Delta T/\Delta t_0)}}), \tag{20}$$

となる。ここで，初期時刻から第l枚目のバイアス補正予測を行う際に用いるEMFは，第 $l-(\Delta T/\Delta t)$ 枚目のEMFである事に注意したい。

この $\mathbf{TBM_p}$ を， $\mathbf{TR_p},\mathbf{TR_o},\mathbf{T\overline{E}}$ を用いて展開，整理すると，

$$\mathbf{TBM_p}=\mathbf{TR_o}+\Delta\overline{\mathbf{E}}_{\mathbf{m\text{-}1}}+\Delta\overline{\mathbf{E}}_{\mathbf{n\text{-}1}} \tag{21}$$

と表わされる。ここで $\Delta\overline{\mathbf{E}}_{\mathbf{m-1}}$， $\Delta\overline{\mathbf{E}}_{\mathbf{n\text{-}1}}$ はリードタイムによる時刻のずれから生じる誤差項とEMF算定枚数により生じる誤差項であり，m=$\Delta T/\Delta t$とすると，それぞれ，

$$\Delta\overline{\mathbf{E}}_{\mathbf{m-1}}=\sum_{k=N_T-(m-1)}^{N_T}\overline{\mathbf{E}}_\mathbf{k}-\sum_{k=-(m-1)}^{0}\overline{\mathbf{E}}_\mathbf{k} \tag{22}$$

$$\Delta\overline{\mathbf{E}}_{\mathbf{n\text{-}1}}=\frac{1}{\mathbf{n}}\sum_{\mathbf{k=1}}^{\mathbf{n-1}}k(\mathbf{E_{k-(n-1)}}+\mathbf{E_{N_T-(k-1)}})-\sum_{\mathbf{l=N_T-n}}^{\mathbf{N_T}}\mathbf{E_l} \tag{23}$$

と表わされる。これは，エラーアンサンブルによるバイアス補正を用いた予測の積算値が，観測降雨の積算値と，リードタイムによる時刻のずれから生じる誤差，及びEMF算定枚数の影響により生じる誤差の和として表されるという事である。先にも述べたが，解析期間全体を通して積算した場合，$m,n<<N_T$ となるため，式（21）の右辺後半の二項の影響は，右辺第一項に比べて非常に小さい。そのため，caseC及びcaseDにおける予測の積算値は，ほぼ観測降雨を連続的に足し合わせた値とほぼ一致することが説明できる。また，誤差項の物理的意味を解釈すると，対象期間の前後数十分～数時間の間の予測誤差によって積算値の差が生じることが分かり，今回の様に対象期間を通じて誤差の傾向が変化しない事例，すなわち誤差の持続性の高い事例においては，予測の積算値が観測値にほぼ一致していても不思議ではない。リードタイムとEMF算定枚数による誤差項の性質については，対象事例や予測条件を変化させながら，今後統計的な議論を行う必要がある。エラーアンサンブル手法によるバイアス補正がどのような時空間スケールの現象に適していて，どのような降雨現象に効果があるのか。また物理パラメータとの相関という点でどのように影響するのか。これらの点をより深く分析することで，予測の特性を物理モデルの改良及びレーダー情報のキャリブレーション等の実用的な手法で用いることが今後大いに期待される。

4. 立平モデルを用いた地形性降雨の定量推定

第3章では，エラーアンサンブルによる統計的バイアス補正を行う事で，持続性の強い降雨事例については180分先予測についても高精度で予測可能であるという事を示した。しかし物理手法と統計的手法を組み合わせたcaseDよりも，物理手法を用いないcaseCの方が高精度であるという結果になった。実運用上の課題である計算時間とのバランスを考えても，現時点ではcaseCの利便性が高いと考えられる。しかし，移動速度の速い台風など，降雨の持続性が低い事例または山岳域で雨域が急速に発達する事例など

においては，過去の統計値による補正は困難であり，精度が低くなると考えられる。そこで本章では，物理的手法の最大の特性である定量性を活かし，レーダー情報から立平モデルにより理論上算定される地形性降雨の割合を推定する。これにより，山岳域に差しかかる前の雨域から移動先の山岳域における降雨強化を前もって定量的に推定することが可能となる。また，地上雨量計の無い山地やレーダービームの届かない地域における地形性降雨の増分を考慮する事ができ，レーダーのキャリブレーションにも効果を発揮する事が期待される。

4.1　台風12号事例における地形性降雨の定量推定

ここでは，台風 12 号事例の積算雨量の中で地形性降雨の割合がどの程度のものであったかを推定する。推定方法を以下に示す。

[1] 立平モデルを用いた地形性降雨分離手法によって，台風12号事例の全期間において地形性降雨と非地形性降雨R_Nの分離を行う。

[2] 算定した地形性降雨の総降雨量分布を作成する。

[3] 積算総降雨量分布からの地形性降雨積算雨量の割合を地点ごとに算定する。

以上の手順で推定を行った。この順序に従い，以下に結果を示してゆく。

まず国土交通省Cバンド全国合成レーダ雨量計を用いて算定された地形性降雨の値を8月31日00時～9月5日09時の期間で積算する。Fig.9に国土交通省レーダ雨量計の積算雨量R_{total}と算定された地形性降雨の積算雨量$R_{O,total}$の分布を示す。次にこの2つの値から，各メッシュにおける地形性降雨の割合r_{Ro}を以下の様にして求める。

$$r_{Ro} = \frac{R_{o,totalij}}{R_{totalij}}. \tag{24}$$

このr_{Ro}の分布をFig.10に示す。また，解析対象領域における総降雨量の値と，その内の地形性降雨の積算雨量値及び割合をTable 2に示す。

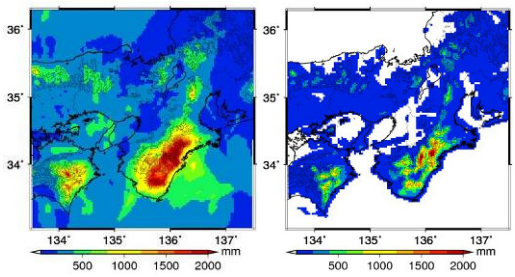


Fig.9 Total rainfall amount and estimated orographic rainfall amount
(31 Aug. 2011 00:00 a.m. ~ 05 Sep. 2011 09:00 a.m.)

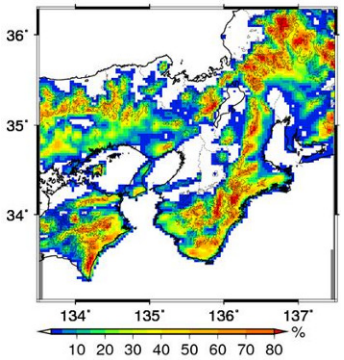


Fig.10 Spatial distribution of the ratio of orographic rainfall
(31 Aug. 2011 00:00 a.m. ~ 05 Sep. 2011 09:00 a.m.)

Table 2 Accumulated rainfall amount and orographic rainfall amount and its percentage

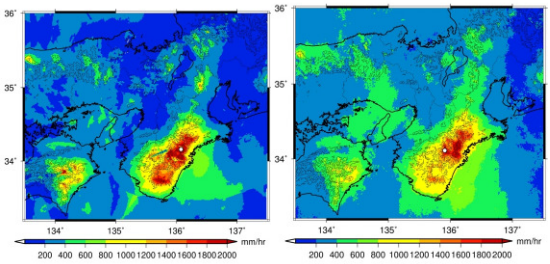
Total rainfall	Orographic rainfall	the ratio of Orographic rainfall
968225 [mm]	344754 [mm]	35.6 [%]

この表によると，積算雨量に占める地形性降雨の割合は，対象流域全体で見ると35.6%であるという結果が得られた。Fig.10に示す地点ごとの割合から，大台ケ原の山岳域を中心に地形性降雨の割合が高いことがわかる。分布としては概ね地点標高に沿った分布を示しており，近畿南部の地形性降雨の割合が高い地域がFig.9左図の強雨域に対応している事がわかる。次節では，地形性降雨がレーダー観測降雨強度に及ぼす降雨強化の定量的影響について述べる。

4.2　レーダー観測高度の違いによる地形性降雨強化の影響

Fig.9は，国土交通省と気象庁それぞれの全国合成Cバンドレーダー情報を用いて，8月31日午前0時から9月5日午前9時までの累積雨量の比較を行った結果である。左図が気象庁全国合成レーダー，右図が国土交通省全国合成レーダ雨量計の累積雨量分布である。図中の白丸は，それぞれのレーダーによる累積雨量の最大値観測点である。どちらの結果においても紀伊山地大台ケ原の南東側に強雨域が形成されており，その積算雨量の最大値は，国土交通省レーダ雨量計で2,604mm（東経136.0749度，北緯34.1604度），気象庁全国合成レーダーで2,996mm　(東経135.9125度，北緯34.1084度)であった。また領域全体に着目すると，気象庁レーダーの方は淡路島の北西側や養老山地の南側にかけて累積雨量400～800mmの分布が広がっているのに対し，国土交通省レーダーではそれが表現されていない。また国土交通省レーダーでは紀伊半島南部や養老山地付近，徳島県の山岳域に

おいて1,600mm以上の分布が観測されているが，気象庁レーダーではそれが表現されていない。



(a) MLIT radar　　(b) JMA radar

Fig.9 Accumulated rainfall amount by Typhoon 1112 (31 Aug. 2011 00:00 a.m. ~ 05 Sep. 2011 09:00 a.m.)

この差異の原因については，山岳遮蔽や降雨減衰の影響などが考えられる。しかしそれらの指標は個々のレーダーの性能及び補正方法に由来する指標であるため，本研究ではこの差が生じる原因を，レーダー観測高度の違いによって生じる，seeder-feeder 機構による降雨強化の影響であると仮定し，物理的地形性降雨算定手法を用いた説明可能性を検証する。なお，この仮定は意図的に 2 つのレーダーの観測精度の優劣を決めようとするものではなく，観測高度と地形性降雨との関係性を定量的に推定するための仮定である。

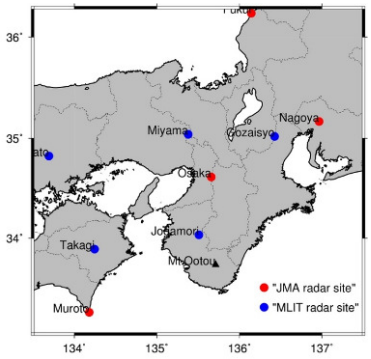


Fig.10 Radar sites of JMA(red) and MLIT(blue)

Fig.10 に国土交通省及び気象庁が有する近畿地方のレーダーサイトの一覧を示す。赤で示した点が気象庁レーダーサイト，青で示した点が国土交通省レーダーサイトである。ここで近畿地方の南部にある大塔山(東経 135 度 42 分 50 秒,北緯 33 度 43 分 36 秒)に着目すると，国土交通省レーダーの中で最寄りのレーダーは城ヶ森山レーダー(東経 135 度 30 分 39 秒，北緯 34 度 1 分 58 秒)であり，大塔山からの距離は直線距離に換算すると 38.9km 離れた地点にある。次に気象庁レーダーの中で最寄りのレーダーサイトは大阪レーダー(東経 135 度 39 分 32 秒，北緯 34 度 36 分 46 秒)であり，直線距離換算で 98.8km 離れている。

これらの直線距離と，各レーダーサイトの標高 h_0 及び最下層ビーム仰角 θ の情報を用いて，式（25）に従い大塔山地点におけるビーム高度 h を算定した。

$$h = h_0 + r\sin\theta + \left(\frac{r^2}{2R'}\right)\cos\theta. \qquad (25)$$

ここで，R' は地球の有効半径であり，電磁波の屈折率 n の鉛直勾配 dn/dh （-4×10^{-8} m）と地球半径 R を用いて，

$$R' = \frac{R}{1+R(dn/dh)} \approx \frac{4}{3}R \qquad (26)$$

と表される。式（25）において高度 h と h_0 を m，r を km 単位で表わすと，

$$h = h_0 + 1000r\sin\theta + 0.0589r^2\cos\theta \qquad (27)$$

となる。その計算結果を Table 2 に示す。国土交通省城ヶ森山レーダー(標高 1290.9m)と，気象庁の大阪，名古屋，室戸岬，静岡レーダーの合計 5 点のレーダーサイトから，式（27）を用いて算定した大塔山地点におけるビーム高度である。これから最下層のデータを比較してみると，大塔山地点上空において，城ヶ森山レーダーでは高度 1516m を，気象庁室戸岬レーダーでは高度 2092m 付近を観測していることが分かる。次節では，この観測高度の違いによる seeder-feeder 機構の効果を検証していく。

Table 3 Radar site and its characteristics

Radar Site	h_0 [m]	r [km]	θ [deg]	h [m]
Muroto (JMA)	200.3	152.01	0.2	2092.0
Jogamori (MLIT)	1290.9	38.90	0.2	1515.8

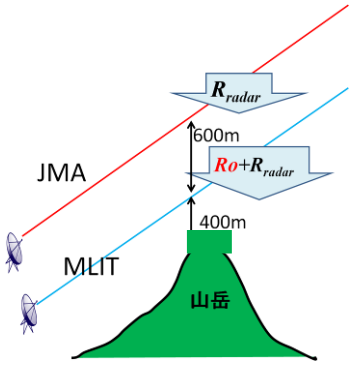


Fig.11 Rainfall enhancement of the seeder-feeder effect induced from the difference of beam height

上記で求めたレーダーの観測降雨の差を基に，seeder-feeder 機構で算定される地形性降雨の量を定量的に求め，その増加分を考慮した事例積算雨量分布を作成する。具体的な手順を以下に示す。

[1] 大塔山付近における国土交通省城ヶ森山レーダーの観測高度と，気象庁室戸岬レーダーの観測高度を用いて，それぞれ立平モデルでどの高度を通っているのかを決定する。

[2] 気象庁全国合成レーダーの観測値を室戸岬レーダーの通過高度(第 k 層)における降雨 R_{radar} とし，城ヶ森山レーダーの通過高度（第 m 層）まで落下する際に増加する地形性降雨分布及び落下後の推定降雨強度 R_{Ex} を式（28）に従い推定する。

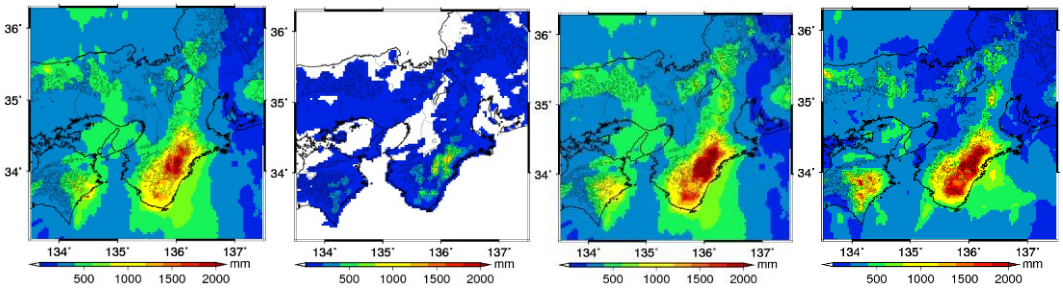
$$R_{Ex} = R_{radar} + \sum_{i=m}^{k} R_{Oi} \qquad (28)$$

[3] この計算を 8 月 31 日 0 時～9 月 5 日 9 時まで行うことで，seeder-feeder 機構を考慮した場合の気象庁レーダー積算雨量分布を作成する。

[4] Fig.9 (a)の国土交通省レーダ雨量計の総降雨量分布図と比較することで，通過高度の違いによる seeder-feeder 機構の効果を定量的に推定する。

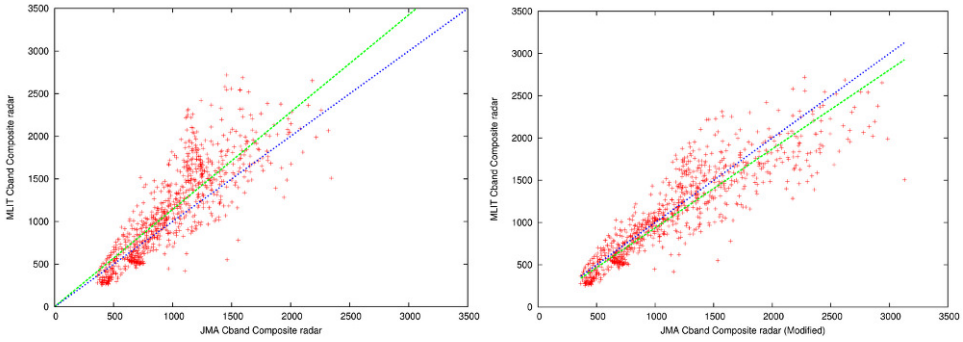
Table 3 によると，大塔山上空において，国土交通省城ヶ森山レーダーの観測高度は 1,516m，気象庁室戸岬レーダーの観測高度は 2,092m である。大塔山の標高が 1,122m であるから，それぞれの地表からの高度は 394m，970m である。そこで，気象庁レーダー観測高度を z＝1,000m（第 3 層）として，z=400m（第 2 層）の層まで下ろした場合の降雨強度の算定を行った。

Fig.12 は，8 月 31 日 0 時から 9 月 5 日 9 時までの気象庁レーダー積算雨量の分布(a)，算定された地形性降雨の増分(b)，それを考慮した積算雨量分布(c)，および国土交通省積算雨量分布(d)である。(b)の図からレーダーの観測高度を考慮した地形性降雨の増分が，多い所で 1000mm 近くに達している事が読み取れる。その増分を考慮することで，和歌山県の大塔山付近，及び三重県における総降雨量が全体的に増加し，国土交通省レーダーの分布に近くなっていることが分かる。Fig.13 は，新宮川水系（Fig.4 赤枠内）における積算雨量をメッシュごとに比較したものである。横軸が気象庁レーダーの積算雨量（左図：地形性降雨増分考慮なし，右図：地形性降雨増分考慮あり）で，縦軸が国土交通省全国合成レーダ雨量計の積算



(a) JMA radar (R_{radar})　(b) Orographic enhancement ($\triangle R_O$)　(c) Extended JMA (R_{Ex})　(d) MLIT radar

Fig.12 Accumulated rainfall amount considering orographic enhancement of seeder-feeder mechanism
(31 Aug. 2011 00:00 a.m. ~ 05 Sep. 2011 09:00 a.m.)



(a) JMA (R_{radar}) vs MLIT　(b) JMA(R_{Ex}) vs MLIT

Fig.13 Scatter grams of the accumulated rainfall amount between JMA and MLIT radar.
(31 Aug. 2011 00:00 a.m. ~ 05 Sep. 2011 09:00 a.m.)

Table 4 Accumulated rainfall amount values of JMA radar (R_{radar}), Extended JMA radar (R_{Ex}) and MLIT radar. (31 Aug. 2011 00:00 a.m. ~ 05 Sep. 2011 09:00 a.m.)

	Total (JMA) [mm]	Total (MLIT) [mm]	CC	RMSE [mm]	Regression Coefficient
JMA (R_{radar}) - MLIT	855118	962077	0.84	324	1.142
JMA (R_{Ex}) - MLIT	1015256	962077	0.89	267	0.935

雨量である。相関係数が 0.84 から 0.89 に増加し，緑色で示した線形回帰係数の値も 1.142 から補正により 0.935 と改善された。また RMSE の値も 324[mm] から 267[mm]へ減少している。

以上本節では，気象庁全国合成レーダーと国土交通省全国合成レーダ雨量計の，近畿南部地方における積算雨量の差が，レーダーの通過高度の違いによる seeder-feeder 機構の効果により生じると仮定して，説明可能性の検討を行った。その結果，600m のレーダービーム高度の違いを考慮する事により，新宮川水系の積算雨量で 160138[mm]，すなわち総積算雨量の約 16%が seeder-feeder 機構の効果により表現された。その効果を気象庁レーダーの積算雨量に加えたところ，2 つの積算雨量の差が減少した。これから，今回の台風の様な大規模な地形性降雨事例において，seeder-feeder 機構による降雨強化の効果は無視する事ができず，レーダー観測高度から地上に達する間に数十%のオーダーで増加する可能性があるという事が言える。そのため，強雨時にレーダー雨量が地上雨量に比べて過小評価する傾向にあるという C バンドレーダーの問題点を解決するための，一つの重要な指標になると考えられる。

5. 結論

本研究では，2011年台風12号事例を対象に，運動学的手法（移流モデル），物理学的手法（立平モデル），統計学的手法（エラーアンサンブル）の3種のモデルを用いて降雨予測及び地形性降雨の定量評価を行った。その結果以下のことが明らかとなった。

[1] 2011年台風12号事例において，事例を通じた積算雨量の中の地形性降雨の割合を求めたところ，35.6%であった。

[2] 和歌山県大塔山上空を観測する2基のレーダーの観測高度の違いにより生じる地形性降雨の影響を定量的に評価した所，降雨量の総和に対して16%の増加が認められた。

[3] エラーアンサンブル予測手法を移流モデルに導入することにより，180分先までの予測精度が向上した。

[4] エラーアンサンブル予測手法による予測の積算値が観測値と高い相関を持つことが示された。

今回の事例は3日間もの長時間地形性降雨が同一地帯に停滞した事例であったため，他の事例に比べ予測の誤差の持続性が非常に大きい事例であったと思われる。そのためバイアス補正の影響が非常に大きく働き，これほど高い予測精度が得られたと思われる。予測誤差の持続性という観点から，今後多様なケースで精度検証を行い，精度検証を行うとともに，流出モデルと組み合わせた定量的な精度評価を行う必要がある。

謝　辞

本研究を進めるにあたり，終始ご協力いただいた防災研究所気象水気象災害研究部門水文気象災害研究分野の皆様に深く感謝する。また本研究で用いたレーダー情報を提供していただいた国土交通省近畿地方整備局，防災研究所生存圏研究所の皆様に感謝申し上げる。

参考文献

椎葉充晴，高棹琢馬，中北英一（1984）：移流モデルによる短時間降雨予測の検討，土木学会水理講演会論文集，No28, pp.349-354.

立平良三（1976）：雨滴成長を考慮した地形性降雨の計算，天気，Vol.23, No2, pp.27-32.

中北英一，足立充，北井剛（2007）：地形性降雨を導入したレーダーおよび GPV 情報を用いた台風性降雨予測手法の開発，水工学論文集，第 51 巻，pp.337-342.

中北英一，寺園正彦（2008）：地形性降雨の非地形性降雨に対する非線形効果を考慮した短時間降雨予測手法，水工学論文集，第 52 巻，pp.331-336.

中北英一，吉開朋弘，キムスンミン（2011）：地形性降雨を考慮したレーダー短時間降雨予測へのエラーアンサンブルの導入，水工学論文集，第 55 巻，pp.619-624.

Kataoka, K., Daitou, H., Kamisaka, K., Ikebuchi, S., Nakakita, E., Oishi, S., Fujita A. and Takada, N. (2001):

Study on orographic rainfall characteristics and short-term prediction using radar data in mountainous region, *Proc. of 5th Int. Symp. on Hydrological Applications of Weather Radar*, Kyoto, Japan, pp.305-310.

Kim, S., Tachikawa, Y., Sayama, T. and Takara K. (2009): Ensemble flood forecasting with stochastic radar image extrapolation and a distributed hydrologic model , *Hydorol. Process.*, 23, pp.597-61.

Nakakita, E., Ikebuchi, S., Nakamura, T. , Kanmuri, M., Okuda, M., Yamaji A. and Takasao T. (1996): Short-term rainfall prediction method using a volume scanning radar and GPV data from numerical weather prediction, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 101, No. D21, pp.26181-26197.

（論文受理日：2012年6月8日）

Application of Error-Ensemble Method to a Short-term Rainfall Prediction with Translation Model Considering Orographic Rainfall (II)

Eiichi NAKAKITA, Tomohiro YOSHIKAI(1) and Sunmin KIM(1)

(1) Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

To improve accuracy of short term rainfall prediction, especially for orographic rainfall over mountain areas, a physical approach and a stochastic approach were introduced into a radar image extrapolation method with translation model. In the physical approach, total rain field observed by radar is separated into orographic and non-orographic rain fields by solving physically-based equations. In the stochastic approach, a bias-modified prediction field was calculated from a lot of spatial error distributions of the pre-predicted rain fields. As a result, we could duplicate the spatial distribution of accumulated rainfall in Typhoon 1112 case accurately. In the future, more accurate predictions can be expected by innovating its physical mechanism of the orographic rainfall.

Keywords: Radar, Orographic rainfall, Ensemble prediction, Short-term rainfall prediction

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

ドップラー風速を用いたゲリラ豪雨のタマゴの危険性予知に関する研究

中北英一・西脇隆太(1)・山口弘誠

(1)京都大学大学院工学研究科

要 旨

近年のゲリラ豪雨災害事例を例に挙げ，1 分 1 秒でも早くゲリラ豪雨を探知・予測する超短時間降雨予測を実現するために，中北ら (2011) によるゲリラ豪雨の早期探知に関する研究を踏まえ，探知したゲリラ豪雨のタマゴが発達するか否かの「危険性予知」を本研究の目的と設定した。国土交通省 X バンド MP レーダで観測されるドップラー風速から二つのスケールの渦度，メソγ渦およびミクロ渦に関して，豪雨との関連性を調べた。その結果，メソγ渦が形成されている時は地上では豪雨となることがわかった。またミクロ渦に関しては，発達する全事例の半数以上の事例においてタマゴ時点での存在が確認できた。発達しない事例においてもミクロ渦の存在が確認されたことから，タマゴ時点では発達するかどうかの判断は難しいものの，タマゴの 5 分後の渦度分布をみることでタマゴの危険性予知に資する可能性が十分に明らかになった。

キーワード: ゲリラ豪雨，積乱雲のタマゴ，危険性予知，渦度

1. はじめに

1.1 研究の背景

(1) ゲリラ豪雨災害の特徴

昨今，豪雨の発生頻度について温暖化，都市化と絡めて議論されるようになってきおり，最近数年の豪雨を振り返っても，広範囲での記録的な豪雨である，2009 年 7 月末梅雨前線による中国・九州北部豪雨，2010 年 10 月奄美での豪雨，2011 年 9 月近畿南部に甚大な被害をもたらした台風等の，集中豪雨が挙げられ，今後の増加が懸念される。しかし，近年発生したこのような豪雨のなかでも 2008 年に頻繁化した局地的集中豪雨（局地的大雨）と呼ばれる時間・空間的に小さなスケールの豪雨は，これまでに例のない災害をもたらし社会に多大なインパクトを与えた。いわゆる「ゲリラ豪雨」と呼ばれるものである。突然発生し，急激に発達した積乱雲による降水が小流域での出水を引き起こし，その激流により人命が失われる災害が相次いで発生した。予想をはるかに超えた急激な出水，ならびに親水空間の利用や下水道の整備の際に水流のそばに人がいたことに，「ゲリラ豪雨」による災害の共通点がある。予想を超えた急激な激しい出水の原因は，積乱雲が突然発生，急激に発達し豪雨をもたらしたこと，その豪雨が災害発生場所の上流にももたらされたこと，そして上流に降った豪雨が直ぐに出水するほど集水域の面積が小さかったこと，都市域であったため降雨が素早く下水道システムに流れ込んだこと，が考えられ，いくつかの要因が重なり悲惨な災害が起こった。現在話題にのぼっている地球規模での気候変動や都市部におけるヒートアイランド現象などが要因となりゲリラ豪雨はこれからも発生しうる可能性がある。今このゲリラ豪雨に対するきめ細かな防災情報の提供等の早急な対策が求められており，この豪雨の予測を可能にすることは水害による事故の防止及び軽減のため，また人々が安心して暮らせる社会のためにも大変重要かつ緊急な課題であると言える。

(2)ゲリラ豪雨の早期探知，自動追跡について

このように時間，空間スケールの小さな豪雨の監視体制の強化を目的に国土交通省は平成 21 年度に，従来から使用されていた C バンドレーダーより高分解能を持つ X バンド MP レーダを導入した。そこで中北ら（2010）は，この X バンド MP レーダによる高仰角観測データを解析することにより，同じ X バンドの低仰角のみの観測に比べ約 3 分早く，上空でゲリラ豪雨を探知することに成功した。早期探知といってもこのように 5 分にも満たない時間ではあるが，タイムスケールが非常に小さいゲリラ豪雨において，1 分 1 秒でも早くゲリラ豪雨の存在を探知することが災害を軽減するリードタイムの確保に繋がるため，この 2 分，3 分は決して軽視できない時間となる。従って，高仰角観測はゲリラ豪雨の早期発見という観点からゲリラ豪雨災害の軽減に極めて有効であると示したと言える。また，中北ら(2011)はゲリラ豪雨の早期探知の他にも，3 次元的に降水域を自動追跡するモデルの開発に成功し，また，その追跡結果を用いた体積や内部挙動といった降水域の特性の解析も行った。

1.2 研究の目的

上空でできたゲリラ豪雨をもたらす可能性がある降水セル，いわゆる「タマゴ」を全て危険とみなし過ぎて，警報を出した場合は，警報が出たにも関わらず豪雨が降らないという事態が増えて，警報がオオカミ少年化してしまい，いざという時に避難活動の遅れがでてしまう可能性がある。従って発生したタマゴが危険か否かという判断をできる限り早く，かつ正確に行うことも早期発見，追跡と並んで重要な課題である。しかし，現在このタマゴの危険性に関する研究はあまり行われていない。そこで本研究では X バンド MP レーダの高仰角観測によって早期探知された上空のゲリラ豪雨のタマゴが発達して地上に豪雨をもたらすのか，あるいは発達せずに消滅していくのかというタマゴの危険性を定量的な視点よりも定性的な視点を重視して，予知することを目的とする。手法としては，レーダーによって直接観測されるドップラー風速を用いて，ゲリラ豪雨のタマゴ内にある渦を捉える。また，本研究ではスケールの異なる 2 つの渦（メソγ渦とミクロ渦）を考え，それぞれの渦の存在から危険性を予知していく。

2. XバンドMPレーダとドップラー風速

2.1 ゲリラ豪雨の危険性予知にドップラー風速を用いる理由

ゲリラ豪雨の危険性予知の方法に関しては主に，中北ら（2011）によって，レーダー観測を用いる方法と，レーダー観測に加え現業の気象予報結果を用いる方法の 2 つの方法による詳細な検討がされている。まず観測を用いる手法の一つとして，タマゴの発生高度とタマゴの危険性との関連性を検討した。従来から言われてきた，発生高度が高い方がタマゴが発達しやすいのではないか，という見解についてはあまり関連性は見られなかった。次に中北ら（2011）は予測モデルを用いる方法として，GPV 情報と AMeDAS を用いて推定した大気の力学的指標とタマゴの危険性予知との関連性を検討している。先の研究では力学的指標として気流の水平収束を取り上げてタマゴの危険性との関連性を調べている。その結果，タマゴの発生近辺の広い領域で風が収束していることから上昇気流の存在が確認でき，タマゴの危険性と気流の水平収束との大まかな関連性は示されているが，詳しく知るためにはタマゴ近辺でのピンポイントな収発散を知る必要がある。そこで，中北ら（2011)は時間,空間共に高い分解能を持ち，リアルタイムで直接レーダー観測されているドップラー風速を利用した。ドップラー風速とは，レーダービームが照射された降水粒子の移動速度のビーム方向成分で，電波のドップラーシフトから観測されるものであり，その具体的な利用法として，積乱雲の発生・発達に関係する収束域や内部の渦形成（詳しくは次章にて述べる）の様子をドップラー風速を用いて把握することなどが挙げられる。中北（2011）は，わずか 2 事例ではあるがタマゴが発達している時，レーダーから遠ざかる方向のドップラー風速とレーダーに近づく方向のドップラー風速がタマゴ内で混在していることを発見し，発達するタマゴ内での渦の存在の可能性を示唆している。このことから本研究では渦の存在とタマゴの危険性との関連性を極めて詳細に検討していくことにする。

2.2 X バンド MP レーダについて

X バンド MP レーダは現在，関東，中部，

近畿，北陸，東北，中国，九州に導入されており,近畿には 4 台の X バンド MP レーダ(田口，六甲，葛城，鷲峰山）が導入されている。本研究では主に鷲峰山のレーダー情報を用いる。また MP とは Multi Parameter のことで，ここでの MP とは水平方向の電波(水平偏波）と鉛直方向の電波（垂直偏波）の 2 種類の偏波のことを指す。しかし，本研究ではドップラー風速の利用を中心に考えていくのでここではあまり詳しくは触れないことにする。また X バンド MP レーダは，仰角を変化させながら降雨を観測できる 3 次元レーダーであり，降雨の立体構造を観測できるという利点を持つ。現業の観測では 1 分間のうち 3 仰角を観測し，そのなかで地方合成に用いるため固定仰角観測を 1 仰角，残り 2 仰角で 3 次元観測を行っている。現在は低仰角を密に観測する仰角となっており，固定仰角観測では半径 40km の定量観測範囲と半径 80km の定性観測範囲で観測している。

2.3 レーダーデータの処理

1回のレーダーの3次元観測は5分を要するため，厳密にはレーダーの仰角ごとに観測時刻が異なる。そのため，データの出力された時刻はボリュームスキャンの中間時刻とするのが一般的である。しかし，本研究では防災に視点を置いており，現実の観測においてボリュームスキャンの中間時刻では，走査が完了していない。そのため，本研究ではリアルタイムでの情報配信を意識し，データがすべて観測された時刻を立体観測全体の出力時刻としている。すなわち，立体観測が1 サイクル終了する時刻にすべての仰角の観測がなされ，その時刻での反射強度やドップラー風速の空間分布の観測値が瞬時に得られるものと見なして，レーダー情報を使用した。また，用いるデータは低い仰角から順次仰角を上げるようなデータセットとして，立体観測データを作成した。これによりビームの走査時間による降水域の移動や傾き等を容易に把握できるようにした。本研究での解析対象に抽出したゲリラ豪雨の事例においてタマゴの探知には上で述べた方法で作成したデータを使用し，反射強度やドップラー風速に関しては上で述べた処理に加えて，各種解析を行い易くするために,データの空間配置を中北ら(1990)に従い3次元デカルト直交座標系（以下，直交座標系と呼ぶ）における格子点上の値に変換した。また，極座標系を直交座標系に変換する際に水平方向200ｍ×200ｍ，鉛直方向200ｍという粗めの格子を考え，各格子のデータとして格子の中心に格子点データとして受信電力値を与えた。この格子は，Ｘバンドレーダーの距離方向の分解能が150mであることに注意し，その分解能に対応した大きさで作成している。次に，レーダービームが通過していない格子点に値を挿入するため，鉛直方向に線形に内挿補間を行う。さらに，こうして作成した3次元の格子点データを高度ごとに分類し（200m間隔），等高度面データ（CAPPI=Constant Altitude Plan Positioning Indicatorデータ）を作成し，高度ごとの反射強度とドップラー風速の平面分布を求めた。本研究ではこうして作成された反射強度とドップラー風速のデータを利用していく。

3. メソγ渦を用いたタマゴの渦解析

3.1 渦度解析に着目する理由

積乱雲の有無に関わらず大気には鉛直シアーによって水平方向に軸をもつ水平渦が形成されていることがある。ここに積乱雲の形成に伴う上昇気流が存在するとこの水平渦が立ち上がり積乱雲内に鉛直方向に軸を持つ鉛直渦が形成され空気塊は回転しながら上昇していく。積乱雲の発達は断熱過程であり，このとき渦位は保存されるので，上昇気流によって引き伸ばされた空気塊は時に大きな渦度を生み出す。そして水蒸気の凝結熱による加熱が上昇流の加速に大きく寄与している（例えば，新野ら，2001）ことがわかっており，渦は積乱雲の周囲の水蒸気を積乱雲内に取り込む役割を果たす。このことから，上昇流によって鉛直渦が形成され，その渦が周囲の水蒸気を取り込み積乱雲内の水蒸気量を増やし，上昇気流を加速させることによってさらに渦を強くするという正のフィードバック効果が見えてくる。従って渦度が大きいほど積乱雲は発達すると考えることができる。以上のことから，渦度の推定はゲリラ豪雨のタマゴの危険性予知に有効な指標となりうる可能性が極めて高いと考えられる。これが渦度推定の理由である。

3.2 メソγ渦の渦推定法

局所的な渦が多数集まってある程度組織化された2km程度の直径を持つ比較的大きな

渦を本研究ではメソγ渦と定義する。
また，メソγ渦の半径と中心の求め方については，降水粒子が鉛直方向のある軸の周りに様々な同心円を描きながら運動していると考え，降水粒子が形成するメソγ渦が同心円状の運動をしていると仮定する。すると，降水粒子の速度は回転速度と環境場の水平風の速度のベクトル和となる。レーダーが観測するドップラー風速の値は降水粒子の速度のレーダービーム方向成分の値なので，観測される値は円運動している降水粒子の速度のレーダービーム方向成分の大きさと，その環境場に吹いている水平風のレーダービーム方向成分の大きさの和となる。特に，円運動している降水粒子の速度方向とレーダービームが直交する点ではレーダーが観測するドップラー風速の大きさは環境場の水平風のレーダービーム方向成分のみとなり，このような点は各円につき必ず2地点存在し，この2地点を結んでできる直線がその円運動の直径と考えることができる。また，メソγ渦の内側でも同様に降水粒子は同心円を描きながら運動していると仮定しているので，レーダーの観測値が環境場の水平風のレーダービーム方向成分のみの値となる点はレーダービーム方向に一直線に並ぶことになり，この一直線上はほぼ同じ観測値（環境場の水平風のレーダービーム方向成分）が並ぶと考えられる。従って，レーダービーム方向に大きさのほぼ等しい観測値を得た範囲の両端を結んだ直線を渦の直径と考えることができ，渦の中心はこの直線の中点と考えることができる。（fig.1を参照）
このような考えに基づいてドップラー風速のCAPII データから目視によってメソγ渦の存在を確認した。

3.3　メソγ渦の渦度推定法

ここでは 3.2 節によって形が決定されたメソγ渦の渦度の推定法について述べる。Fig.1 のようにレーダーからの環境場の水平風方向に y 軸をとる。水平風がどのように吹いていても fig.1 のように軸がとれるので fig.1 のように軸を決定しても一般性は失われない。

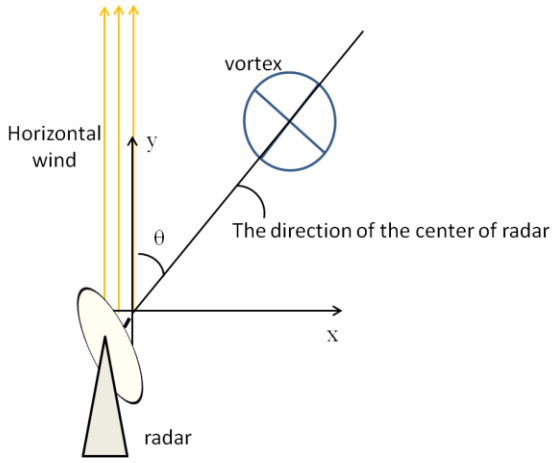


Fig.1 Axis of coordinates

また，渦は前節で述べたように反時計まわりで円運動していると仮定する。ここで降水粒子の円運動の回転速度を $\boldsymbol{V}$（大きさ V）とし，fig.2 のように角度 α, β, θ 及び水平風 $\boldsymbol{V_p}$（大きさ V_p）を設定する。

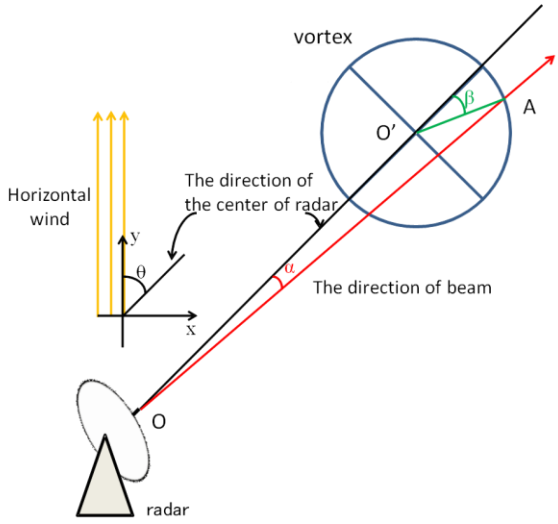


Fig. 2　α，β，θ and V_p

レーダーで観測されるドップラー風速 P は，

$$P = V\sin(\beta-\alpha)+V_p\cos(\theta+\alpha) \qquad (1)$$

となる。ここで β は OO' と $O'A$ のなす角度（rad），α は OO' と OA のなす角度（rad），θ は OO' と水平風のなす角度（rad）である。また図 3.1 において三角形 $OO'A$ において，

$$r\sin(\beta-\alpha) = R\sin\alpha \qquad (2)$$

となる。また，(2)から

$$\sin(\beta-\alpha)=\frac{R}{r}\sin\alpha \qquad (3)$$

となるので(2),(3)からレーダーの観測値 P は，

$$P=V\frac{R}{r}\sin\alpha+V_p\cos(\theta+\alpha) \qquad (4)$$

となる。ここで R はレーダーから渦の中心までの距離（km），r は渦の半径（km）において，R/r の値が V, V_p と比べて充分大きいと考えると，$V(R/r)\sin\alpha \gg V_p\cos(\theta+\alpha)$ となり（$\alpha=0$ 近辺では $V_p\cos(\theta+\alpha)$ の項の方が大きくなるがその時の値は高々 $V_p\cos(\theta+\alpha)$ なのでこれが P の最大値になりうることはない。），P が最大となる α は $V(R/r)\sin\alpha$ が最大となる時と考えてよい。従って，レーダーの観測値 P が最大となるのはレーダーからのビームが渦と接するときである。

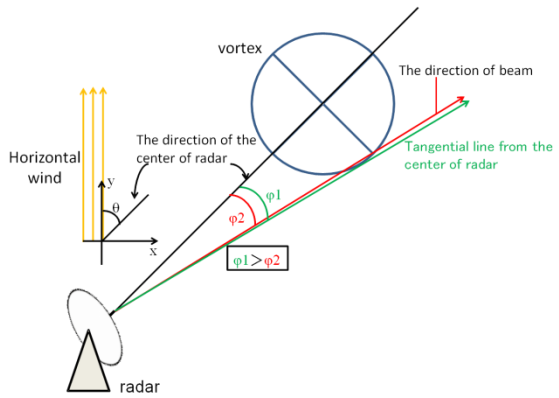


Fig.3 ϕ_1, ϕ_2

また fig.3 において ϕ_1, ϕ_2 をそれぞれ

ϕ_1：レーダーから引いた渦の接線と水平風のなす角度(rad)

ϕ_2：レーダーと渦の中心を結んだ直線と垂直になる直径の端とレーダーとの角度(rad)

とすると

$$\sin\phi_1=\frac{r}{R} \qquad \sin\phi_2=\frac{r}{\sqrt{R^2+r^2}} \qquad (5)$$

となる。ここで r/R が十分に小さいと考え，

$(r/R)^2 \ll 1$ とできるとすると，

$$\frac{r}{\sqrt{R^2+r^2}}\cong\frac{r}{R}\left(1-\frac{1}{2}\left(\frac{r}{R}\right)^2\right)\cong\frac{r}{R} \qquad (6)$$

とできるので $\sin\phi_2\cong r/R$ となり，(5)から $\phi_1\cong\phi_2$ となる。

すなわち，R/r の値が V, V_p と比べて充分大きく，且つ $r/R\ll1$ とできる場合はレーダーの観測値の最大値はほぼ，レーダーと渦の中心を結んだ直線と垂直になる直径の端にレーダーから引いた直線方向(ϕ_2)の値に近似できることになる。

以上からレーダーで観測されるドップラー風速の最大値 P_{max} は，上記の近似が成り立ち，

$$P_{max}=V\frac{R}{r}\sin\phi_2+V_p\cos(\theta+\phi_2) \qquad (7)$$

と表すことができる。また，同様に考えるとレーダーで観測されるドップラー風速の最小値 P_{min} は，

$$P_{min}=-V\frac{R}{r}\sin\phi_2+V_p\cos(\theta-\phi_2) \qquad (8)$$

となる。レーダーの観測から得ることのできるドップラー風速の情報はこの P_{max} 及び P_{min} である。渦度の定義式は $(\partial v/\partial x)-(\partial u/\partial y)$ であるが，本研究では P_{max} と P_{min} の差をとり，その値を両地点の距離，つまり，渦の直径で除したものを渦度推定の方法として採用した。

上記の推定法を採用した場合の渦度は，$\sin\phi_2=r/R$ を用いると，

$$\frac{P_{max}-P_{min}}{2r}=\frac{V}{r}-V_p\frac{\sin\theta}{R} \qquad (9)$$

となる。実際の渦度は，

$$\frac{V-(-V)}{2r}=\frac{V}{r} \qquad (10)$$

となることから真値よりも $V_p\sin\theta/R$ だけ小さくなる。

以上から水平風を加味したメソγ渦の渦度推定には，水平風とのなす角度の違

いによって，即ちメソγ渦を見る角度によって誤差が生じることが分かる。ただし，$r/R \ll 1$ としているので基本的に誤差は小さな値をとるため，定性的な評価を行う時は無視できるオーダーであるものの，定量的な評価も行うために推定された渦度との比較を行い誤差を評価する。

3.4　メソγ渦によるゲリラ豪雨解析

本研究におけるゲリラ豪雨の解析の対象事例として抽出した事例は全部で13事例あり，このときゲリラ豪雨の選定基準として，「孤立」・「急激に発達」・「持続性」という定性的な判断基準に加えて，地上の降り始め時刻から30分以内に50mm/hの降雨強度へ発達した事例という定量的基準を設けて選定した。各事例の日付，発生場所，地上での雨の降り始めの時刻，タマゴを探知した時刻とその時の立体観測の仰角番号をそれぞれTable.1に示す。また，メソγ渦が確認された2010年8月6日の事例におけるタマゴ探知時のエコー3次元画像，メソγ渦確認時のエコー3次元画像及びドップラー風速の分布をfig.4に示す。またtable.2に示すように，発達しなかった事例も4事例を抽出し，比較対象に用いることとする。メソγ渦はタマゴが探知された時刻に形成されているとは限らず，むしろある程度積乱雲が組織化されたときに形成されているものであるため，タマゴの探知時刻で発達するかどうかという判断は難しい。ただし，タマゴの探知した時点で予知できていなくても，地上での豪雨がもたらされる時刻より前にメソγ渦の存在が確認できるかどうかという視点から見ると，防災上充分に意義深いと考える。

Table.1 The date, generating place, time when rain falls at ground, detection time of baby cell and number of angle of all the 13　develop cases

Date	Generating place	The time when rain falls at ground	detection time of baby cell and number of angle
2010/7/24	Southwest of Lake Biwa	17:00	16:56 EL4
2010/8/6	West of DPRI	15:44	15:37 EL6
2010/8/24	Southeast of Lake Biwa	16:49	16:46 EL4
2010/8/24	Southwest of Lake Biwa	16:59	16:52 EL6※
2010/8/26	North part of Nara Pref.	16:52	1651: EL4
2010/8/29	North part of Nara Pref.	16:10	16:06 EL4
2010/8/30	Southeast of Lake Biwa	15:28	15:22 EL6
2010/8/31	Northwest part of Mie Pref.	15:21	15:14 EL9
2011/7/11	Northeast part of Nara Pref. ～South part of Shiga Pref.	15:24	15:21 EL6
2011/7/24	North part of Nara Pref.	16:24	16:30 EL3
2011/7/26	East part of Kyoto Pref.	14:33	14:35 EL3
2011/7/28	Center part of Kyoto Pref.	10:18	10:25 EL3
2011/7/31	Southeast of Lake Biwa	16:42	16:40 EL4

※baby cell was detected earlier by Doppler velocity than by echo

Table.2 The date, generating place, time when rain falls at ground, detection time of baby cell and number of angle of all the 4 not develop cases

Date	Generating place	The time when rain falls at ground	detection time of baby cell and number of angle
2010/8/6	West of DPRI	15:45	15:43 EL7
2010/8/21	North part of Nara Pref.	16:35	16:32 EL5
2010/8/22	Northwest of DPRI	15:12	15:07 EL5
2010/8/26	Northeast of Naa Pref.	16:41	16:37 EL6

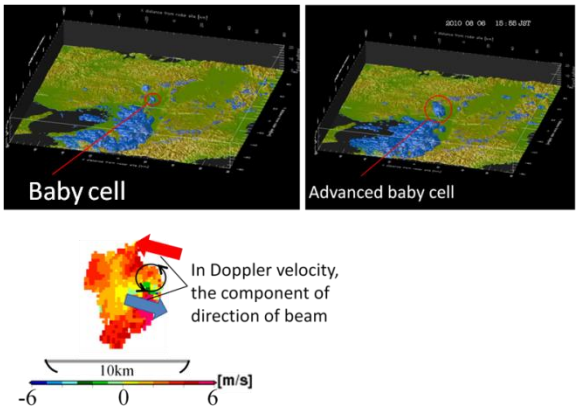


Fig.4 Echo three-dimensional image of the detection time of baby cell(upper left), echo three-dimensional image of the time when meso γ vortex was identified(upper right) and the distribution of Doppler velocity at the same time

3.5　渦度の誤差評価

誤差が無視できない事例が本研究の対象事例に含まれているかどうか検討するため，

本研究でメソγ渦が確認できた 9 事例についての誤差項の評価を行った結果，2010 年 8 月 6 日，2010 年 8 月 31 日の 2 事例で誤差が 10%を上回る結果となったのでこの両事例に関しては今後この点に注意して解析を進めていく必要があるものの，基本的に本研究では渦度の正確な値の推定に重点を置いておらず，あくまで渦度は危険性の定性的な予知の手段として用いているので，本研究での渦度推定法における渦の仮定（円運動をしているなど）によるこの程度の誤差は許容するものとする。

3.6 メソγ渦による豪雨の発達の解析

(1)メソγ渦の有無と地上での豪雨の関連性

発達した 13 事例中 9 事例でメソγ渦の存在が確認できた。この 9 事例におけるメソγ渦の出現高度は 2～6km，その鉛直方向の広がりは 200m～1400m であり，その直径は約 1500m であった。Orlanski（1975）の大気現象の空間スケール分類法によるとメソγスケールは 2～20km の大気現象とされており，本研究の解析で確認された渦の空間スケールもメソγスケールに準ずるスケールとなっている。また，発達しなかった 4 事例においてはいずれもメソγ渦が存在していなかったため，本研究の対象事例においては，メソγ渦が存在すると必ず豪雨をもたらすと言える。そのため，メソγ渦の存在によって警報を促すことが可能であると考える。一方で，豪雨がもたらされているときに必ずしもメソγ渦が存在していたとは限らなかった。

(2)メソγ渦と豪雨の発達の時間発展

メソγ渦が存在し，豪雨がもたらされた 9 事例全てにおいて，メソγ渦の出現時刻は，地上での降り始め時刻よりは遅れるが，地上で豪雨をもたらすよりも必ず早い時刻であり，その時間差は平均で 8.9 分前であることがわかった。また，本研究ではゲリラ豪雨の事例抽出に 50mm/h より強い降雨強度を基準としているがメソγ渦が確認できた事例では全ての事例で 60mm/h を超える強い降雨強度を観測していた。加えて，地上での雨の強さが最大となる時刻とメソγ渦の出現時刻を比較すると，10.7 分前に上空でメソγ渦が確認されていることもわかった。メソγ渦が確認された 9 事例において，タマゴ探知時刻，メソγ渦発生時刻，地上での降雨強度最大時刻の時間関係を平均したものを fig.5 に示す。また，メソγ渦の予知精度を table.3 に示す。

(3)渦度と地上降雨強度との関係

渦度の大きさと最大地上降雨強度の関係を調べたところ，相関係数が 0.18 であり，強い相関はみられなかった。したがって，メソγ渦の渦度を用いたタマゴの危険性の定量的な評価は難しいと考える。

3.7 メソγ渦のまとめ

ここまで，メソγ渦の有無と地上での豪雨の関連性，メソγ渦と豪雨の発達の時間発展について述べてきた。これらをベースに，メソγ渦がゲリラ豪雨の危険性予知に活かせるかどうかという観点からまとめると以下のようである。

地上で 60mm/h 以上の雨が降る時には必ずメソγ渦が確認できることから，メソγ渦が第 1 章で述べた警報のオオカミ少年化の防止に繋がることは間違いない。また，メソγ渦が確認できてから約 10 分後に地上での雨の強さが最大となることが明らかになったことから，メソγ渦は定性的ではあるが，タマゴの危険性の予知に有効であるといえる。

しかしながら，メソγ渦の推定方法として，半径と中心を決める際のパラメータの閾値に明確な数字を定めていないことなど，目視によって渦の存在を決めているという問題があり，自動化する作業が必要である。さらに本質的な問題として，より早期にタマゴの危険性を予知できないかという課題が残る。そこでこのような課題を解決するためにミクロ渦という渦を次章以降で取り上げていく。

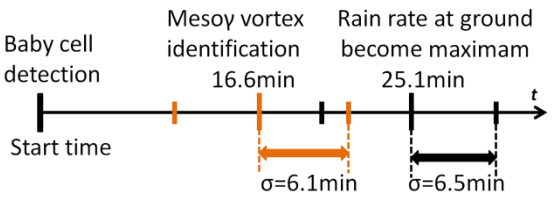


Fig.5 The average time when mesoγ vorex was identified and when rain rate at ground became maximan.(We considered The time of baby cell was detected as start time) σ : standard deviation

Table.3 Forecast accuracy of meso γ vortex

		real		sum
		danger	safe	
forecast	danger	9	0	9
	safe	4	4	8
sum		13	4	17

4. ミクロ渦を用いたタマゴの渦解析

4.1 ミクロ渦の定義と渦度推定法

前章の最後でメソγ渦の課題として，より早期に危険性を判断することの必要性をあげた。具体的には，地上に豪雨がもたらされる直前ではなく,よりタマゴの発生に近い時刻，もしくはタマゴの発生時に渦を確認できないか，ということである。この時の渦を 3.1 節で述べた現象と対応させると，気流の鉛直シアによって水平渦が形成され，それが上昇気流によって立ち上がり，鉛直渦となった直後における渦管のことであり，X バンド MP レーダによるドップラー風速でこれを捉えることができるのかということを見ていく。従って，本章ではメソγ渦よりさらに空間スケールの小さな渦を対象とし，この渦をミクロ渦と呼ぶことにする。ミクロ渦は，より微分的な概念に基づいた渦度を求めることによってその存在を確認する。前章でのメソγ渦は本章でいうところのミクロ渦が集まった積分的な概念に基づいていると考えると考えやすい。また本章では，メソγ渦の存在が確認される時刻より前にミクロ渦の存在は確認されているか，あるいは，ミクロ渦の渦度分布が地上にもたらされる豪雨と何か関連性を持っているのかについて詳細に検討していく。

また渦度の推定法に関しては，格子点データの差をとり，格子点間の距離で除するという 3.3 節で述べた方法と方針は変わらない。また，ミクロ渦が確認された 2010 年 8 月 31 日の事例における,ミクロ渦確認時のエコー3 次元画像，ドップラー風速の分布及び渦度分布を fig.6 に示す。

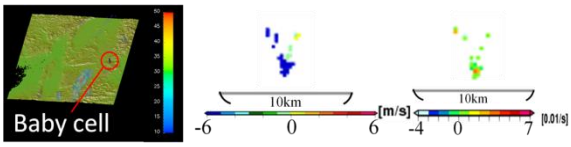


Fig.6 At the time when micro vortex was identified, echo three-dimensional image(left), the distribution of Doppler velocity(center) and the distribution vorticity(right)

4.2 ミクロ渦による豪雨の発達の解析

(1)ミクロ渦の有無と地上での豪雨の関連性

第 3 章で述べたとおり,メソγ渦は 13 事例中 9 事例で存在が確認されたが，ミクロ渦は豪雨事例 13 事例中全てでその存在が確認できた。この時の渦の出現高度は約 3～8km であった。また全ての事例で，渦度が 0.05s^{-1} 以上のミクロ渦が確認でき，渦度 0.05 s^{-1} 以上のミクロ渦が存在する状態が 5 分間以上続いた。一方,発達しなかった 4 事例に関しても，2010 年 8 月 21 日を除く他 3 事例でミクロ渦が確認できた。そしてこの発達しなかったがミクロ渦が確認できた 3 事例に関しても渦度が 0.05s^{-1} 以上のミクロ渦が確認できた。しかし，発達しなかった事例は発達した事例とは違い，渦度が 0.05s^{-1} 以上の状態が 5 分も続かなかった。Fig.7 にその一例を示す。以上からミクロ渦に関しては確認できたしても必ずそのタマゴが発達するとは限らないものの，タマゴの 5 分後の渦度分布をみることで，タマゴの危険性予知の可能性があると考える。

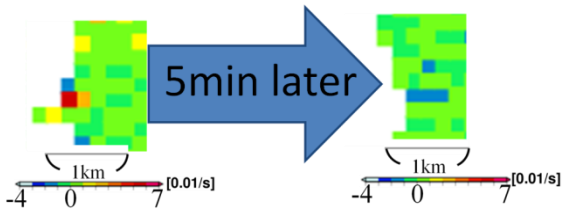


Fig.7 In not develop case, the distribution of vorticity at the time when micro vortex was identified(left) and at 5 minutes later after micro vortex was identified(right)

(2)ミクロ渦と豪雨の発達の時間発展

ミクロ渦はタマゴを探知してから平均で約 6.5 分後に確認されている。この 6.5 分という時間についてだが，2.3 節で述べた処理方法でデータを作成している。従って，得られるデータは立体観測全体が走査し終わる 5 分の間隔であるため，もしタマゴを探知したのと同時にミクロ渦を確認していたとしても，

その時刻が含まれる 5 分サイクルの立体観測の走査が終了する時刻のデータとしてミクロ渦が確認される。このデータの作成方法上やむを得ず発生する時間差を加味しての 6.5 分なので，実際はこの時間差よりも短い時間で探知できていると考えてよい。つまり，タマゴを探知した時刻が含まれる 5 分データにミクロ渦が確認されているのであれば，それはタマゴの探知とほぼ同時にミクロ渦ができていると考えてよい。そこで，タマゴ探知した時刻が含まれる 5 分データにミクロ渦が確認された事例は，発達した 13 事例中 7 事例であった。すなわち，タマゴの探知時点で危険性予知を行うことができ，これはより早期に危険性を予知するという前章の最後で述べた課題を解決できるものである。

また地上での降雨強度が最大となる時刻とミクロ渦の確認時刻を比較すると，全事例を平均して 18.4 分前に上空でミクロ渦が確認されていることもわかった。メソγ渦は 10.7 分前に確認されたことと比較すると，ミクロ渦はメソγ渦よりさらに 7.7 分前に出現していることがわかった。また，全 13 事例を平均して，タマゴの探知時刻をスタートとする降り始め時刻，ミクロ渦の発生時刻，メソγ渦の発生時刻，地上での降強度最大時刻の関係を fig.8 に示す。

4.3　ミクロ渦のまとめ

本章では，メソγ渦の場合と比較しながら，ミクロ渦によるタマゴの渦度解析を行ってきた。Fig.9 にタマゴ探知，ミクロ渦，メソγ渦，地上降雨強度最大の平均的な時間関係を示す。53%（13 事例中 7 事例）でタマゴ時点でミクロ渦の存在が確認でき，タマゴ時点では発達するかどうかの判断は難しいものの，タマゴの 5 分後のミクロ渦の渦度分布をみることでタマゴの危険性予知に資する可能性が十分に明らかになった。Table.4 にミクロ渦の予知精度を示す。なお，Table.4 に示した結果は fig.7 で示したような 5 分後にミクロ渦が消滅した場合も正しく予知できたとしている。

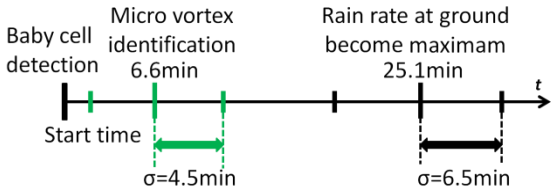


Fig.8 The average time when micro vorex was identified and when rain rate at ground became maximan.(We considered The time of baby cell was detected as start time)　σ : standard deviation

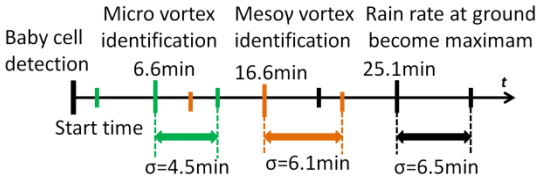


Fig.9 The average time relation of the detection of baby cell, the identification of micro vortex, the identification of meso γ vortex and the maxium rainrate at ground (We considered The time of baby cell was detected as start time)　σ : standard deviation

Table.4 Forecast accuracy of micro vortex

		real		sum
		danger	safe	
forecast	danger	13	0	13
	safe	0	4	4
sum		13	4	17

5.　複数のレーダーを用いた 1 分毎の渦度解析

5.1　解析方法

前節までは，単独のレーダーサイト（鷲峰山レーダー）の情報を用いて，5 分ごとの 3 次元データを作成し，渦度解析を行ってきた。しかし，本節では近畿に配備されている他のレーダーサイトからの情報も用いて，1 分毎の渦度解析を行うことにする。ある降水セルを複数のレーダーから観測するとレーダーによって観測する高度が違う。観測高度はレーダーから降水セルまでの水平距離とその時の観測仰角から求めることができる。このこと

を利用して，降水セルの渦度の 3 次元分布をおよそ 1 分毎に把握することができる。なお，渦度の求め方はミクロ渦の渦度推定と同様の方法で求めている。

5.2　1 分毎のミクロ渦によるタマゴの解析

実際に本研究で抽出した事例を用いて 1 事例ではあるが 5.1 節で述べた方法で解析を行った。用いた事例としては 2011 年 7 月 24 日の事例である。Table.1 を見れば分かるが，この事例は，地上で降雨がもたらされてから，上空で降水セルを発見した事例である。しかし複数のレーダーを用いて観測をすると，16 時 22 分に田口レーダーがタマゴを探知していた。続いて 16 時 23 分に六甲，葛城両レーダーがタマゴを探知している。この時間における高度ごとの渦度分布を fig.10 に示す。

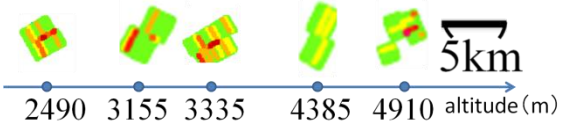


Fig.10 The distribution of vortex at each altitude (date and time: 2011.7.24 16:23)

16 時 23 分の時の高度ごとの渦度を見ると，2500m から 3500m にかけて渦度が大きくなっていることがわかる。

このことから，わずか 1 事例ではあるが複数のレーダーを使用することによって渦管の存在が確認することができ，危険性の早期の予知並びにタマゴの早期探知の可能性が示された。今後は，防災の観点から都市部を中心に事例解析を進めていく。

6.　まとめと今後の課題

本研究は，上空で探知されたゲリラ豪雨のタマゴが発達する危険性があるか否かの判断を定性的に予知することを目的とした。そして，その判断の指標にタマゴ内の渦の存在に着目し，スケールの違うメソγ渦とミクロ渦の 2 つの渦を定義して，これらの渦とゲリラ豪雨との関連を，13 の発達事例と 4 の発達しない事例を解析することにより検討した。その結果メソγ渦に関しては，タマゴ探知からやや遅れるものの確実な指標としての可能性が示唆された。また，ミクロ渦に関しては，タマゴ時点では発達するかどうかの判断は難しいものの，タマゴの 5 分後のミクロ渦の渦度分布をみることでタマゴの危険性が予知できる可能性が示唆された。また複数のレーダーを用いることによっておよそ 1 分毎の渦度の 3 次元分布が把握でき，複数のレーダーを用いることがタマゴの危険性予知に有効であることを示した。

今後の課題としては，事例解析を進めて，本研究における推定法から推定された渦度と豪雨との関連性を定量的に評価していきたい。また，本研究とタマゴの早期探知と自動追跡に関する研究を融合し，一連のゲリラ豪雨の予報システムの開発にも取り組んでいくことによって，ゲリラ豪雨災害の軽減を目指していきたい。簡易ではあるがこの注意喚起の一例を fig.11 に示す。

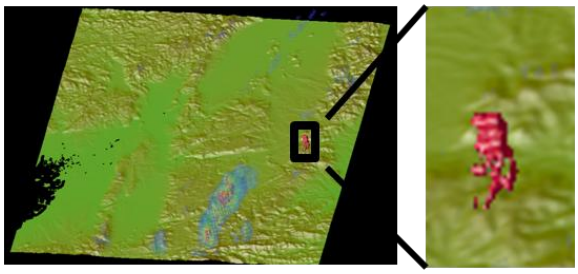


Fig.11 Echo three-dimensional image baby cell which has the danger of developing flashes red

参考文献

白石栄一: 局地的な降雨観測・予測技術の動向，科学技術動向，文部科学省科学技術政策研究所科学技術動向研究センター，第 95 号，pp.34-45，2009

高橋劭: 雲の物理―雲粒形成から雲運動まで―，東京堂出版，pp.172, 1987

中北英一:地形が降雨場に及ぼす影響を考慮した短時間降雨予測手法の開発と 3 次元レーダー情報の利用に関する研究，京都大学博士論文 1990

中北英一・山邊洋之・山口弘誠: ゲリラ豪雨の早期探知に関する研究，水工学論文集，第 54 巻, 2010

中北英一・山邊洋之・山口弘誠: X バンド MP レーダーを用いたゲリラ豪雨の早期探知と追跡，京都大学防災研究所年報，第 54 号 B, 2011

新野宏・野田暁・柳瀬亘: 大気の対流と渦の数値シミュレーション，日本数値流体力学会誌，第 9 巻，第 5 号，pp.141-152, 2001

三隅良平・圓山憲一: 下層空気収束による積

乱雲の降水強化-形成される下層雲の役割に注目した数値実験-，日本気象学会 1052:202，2008
Orlanski, I.: A rational subdivision of scales for atmospheric processes, *Bull, Amer, Meteor, Soc*, Vol56, pp.527-530, 1975

（論文受理日：2012 年 6 月 8 日）

Research on Anticipation of Risk of a Baby Cell of Guerrilla-heavy Rain by Analysis in Terms of Vorticity that Uses Doppler Velocity

Eiichi NAKAKITA, Ryuta NISHIWAKI(1)and Kosei YAMAGUCHI

(1) Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

Localized torrential rainfall caused heavy rainfall disasters in Summer and Baiu season of Japan called as “Guerrilla-heavy-rainfall” in Japanese media.The rainfall was produced by an isolated cumulonimbus that grew rapidly.To prevent these disasters, Japanese government recently installed networks of X-band polarimeric Doppler radars over major urban areas in Japan.X-band radar is suitable to realize earlier and more detailed detection of the baby cell, because X-band radar has higher sensitivity and spatial resolution.This research investigates the growth of the baby rain cell to become large cumulative clouds by focusing on its vorticity using Doppler velocity.In this research, we define two vortexes with different size, and evaluate a relationship qualitatively between rainfall and the existence of vortex.

Keywords: Guerrilla-heavy-rainfall, baby cell of cumulative clouds, anticipation of risk, vorticity

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

偶発波浪荷重に対するカウンターウェイトブロックの活用法に関する研究

平石哲也・松下紘資(1)・川田達也(1)・安藤明博(1)

(1) 京都大学工学研究科社会基盤工学専攻

要 旨

地球規模の気候変動により台風が大きくなり，想定を越える波浪外力が発生するリスクが高まっている。設計で対象としている波を越える状態を偶発荷重とし，防波堤などの沿岸構造物の改良が必須となっている。そこで，既存のケーソン式防波堤の背後に捨石を詰め込める孔を有するブロックを充填して，摩擦抵抗や転倒に対する抵抗を比較的簡単に向上させることを提案した。本研究では，マウンド上の引っ張り試験によってカウンターウェイトブロックの抵抗値の評価を評価し，実際の設計への活用法を提案した。

キーワード: カウンターウェイトブロック，偶発波浪荷重，摩擦係数，模型実験

1. はじめに

昨今，偶発波浪荷重が注目されている。偶発波浪荷重とは防波堤などの設計波浪の荷重を超えるような波浪荷重のことである。東日本震災後，このような想定を超える外力に対する粘り強い構造が求められるようになった。津波だけでなく，台風災害についても，我が国の平成 23 年台風第 12，15 号災害だけでなく，ニューヨークにハリケーンが来襲するほど異常な海象現象が頻発している。我が国における台風 12 号災害では奈良県上北山村のアメダスで 72 時間雨量がこれまでの観測記録を大幅に上回り，台風 15 号災害においても東京都江戸川区臨海で最大風速が統計開始以来最大の 30.5m/s を記録した。

ニューヨークにハリケーンが近づいたのは 1985 年以来で，ハリケーンの中心部がニューヨークを通過したのは 1893 年以来のことである。このように昨今異常な海象が続いており，偶発波浪荷重に対する防波堤などの改良が必要である。しかし，新たな防波堤の建設や既存の防波堤の大幅な改良は経済的にも困難であるので，既存の防波堤や海岸堤防が想定外の外力に対しても転倒や滑動しないように背後に廉価なサポーターを入れるような方法が現実的かつ効果的である。そのサポーターとして間瀬・平石ら(2011)はカウンターウェイトブロックを提案している。そこで本研究ではカウンターウェイトブロックの模型を用いてその改良を目指す。

2. カウンターウェイトブロックの概要

カウンターウェイトブロックとは防波堤の背後の脚部に設置することにより防波堤全体の摩擦力を増大させ，波力に対する抵抗力を高めるブロックであり，Fig.1 のように方塊ブロックの中に孔をつくりフレーム状にしたコンクリートブロックである。従来のブロックと比べ材料費が安価で施工も簡単であり，港湾工事において優れたブロックである。孔の中に砕石を詰めることでマウンド砕石とのかみ合わせによる摩擦力の増大を期待した形状であり，間瀬・平石ら（2011）によって基礎的な模型実験が行われている。それは簡単なカウンターウェイトブロックの模型をマウンド上でウィンチを用いて引っ張り，摩擦力を測定し摩擦係数を求めるという実験である。孔の有無，孔の大きさ，ブロックの高さ，孔に詰める砕石の量，砕石の大きさの観点から実験を行い，その結果，孔の中に詰めた砕石とマウンド砕石のかみ合わせにより，ブロックの摩擦力の増大を確認している。また，砕石同士のかみ合わせ抵抗は破壊抵抗係数を用いモデル化した。ただし試用的な実験で，サンプリング周期が長いことや，ブロックの形が実際の設計から導かれているわけではなく，直接現場の設計に適用することは難しい。そこで本研究では，模型サイズがより大きく，ブロックの底面にくぼみをつくり，ブロックそのものとマウンド砕石のかみ合わせも期待した現地施工用の足つきブロックを提

案する。この実験ブロックは現場用への設計，施工が可能になるように，製作図面も完成している(松下ら 2011)。すなわち，より実用に即した模型での実験を行い，現場への適用が可能な摩擦力の増大と破壊抵抗係数を用いたモデルの適用性を検証した。

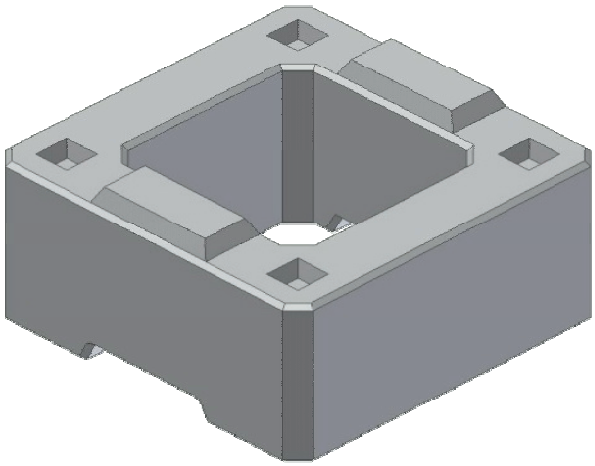


Fig.1 Image of counter-weight type block

3. 摩擦係数の重要性

3.1 防波堤の設計式

波浪に関する変動状態の照査式は堤体の重量 W_d から，堤体が受ける浮力 P_{Bd} と揚圧力 P_{Ub} を減算し堤体底面と基礎との摩擦力を乗算したものが水平波力 P_{Hd} 以上になるものとされている(日本港湾協会 2007)。

$$f_d(W_d - P_{Bd} - P_{Ud}) \geq P_{Hd} \quad (1)$$

f_d: 堤体底面と基礎との摩擦係数
W: 堤体の重量(kN/m)
P_{Bd}: 浮力(kN/m)
P_{Ud}: 揚圧力(kN/m)
P_{Hd}: 水平波力(kN/m)

よって防波堤を設計する際に，堤体のコンクリートブロックと基礎部の捨て石の間の摩擦係数について考えることは非常に有用なことである。

3.2 各種材料における摩擦係数の変化

(1) 実験装置

カウンターウェイトブロックの摩擦係数がマウンドの条件によってどのように変化するかを調べるため，カウンターウェイトブロックの模型を用いて実験を行った。この実験は間瀬・平石ら(2011)の実験と同じように京都大学宇治川オープンラボラトリーの実験水槽内に粒径 10~30mm の砕石で作成された縦×横×高さが 20m×2m×0.4m のマウンド上でブロックを用いて引っ張り実験を行った。引っ張りには巻き取り速度 6cm/s の低速ウィンチを使用した。許容値 500N のロードセルをデータロガーに接続し，パソコンにデータを収録し解析を行った。サンプリング周波数は 50Hz で，10 秒間計測し，安定した測定ができるように，計測開始 5 秒後から 5 秒間引っ張った。

実験の様子を Photo.1 に示す。この実験で用いたブロックは平型ブロック，孔小の有孔型ブロック，孔大の有孔型ブロックの 3 種類である。平型ブロックは重さ 45.8kg，縦×横×高さが 40cm×40cm×13cm，比重が 2.4，孔小の有孔型ブロックは重さ 32.8kg，縦×横×高さが 40cm×40cm×13cm，孔の大きさが 20cm×20cm×13cm，比重が 2.4 である。孔大の有孔型ブロックは縦×横×高さが 40cm×40cm×13cm，孔の大きさが 24cm×24cm×13cm，比重が 2.4 である。各ブロックを Photo 2 に示す。この実験で用いた砕石は赤色の砕石材，緑色の砕石材，小石の 3 種類である。各砕石材の重さ，形状は 50 個の平均値として求めた。赤色砕石材は重さ 122.6g，密度 2.7g/cm³，最大横幅 4.7cm，縦長 7.0cm，厚さ 2.7cm，形状係数（横/縦比）0.67，平均粒径 5.4cm であった。緑色の砕石材の場合は，重さ 69.3g，密度 2.5g/cm^3，最大横幅 4.61cm，縦長 5.18cm，厚さ 2.56cm，形状係数(横/縦比)0.89，平均粒径 4.1cm であった。小石は粒径が 3mm 程度である。各砕石材を Photo-3 に，重さと形状を Table.1 に示す。

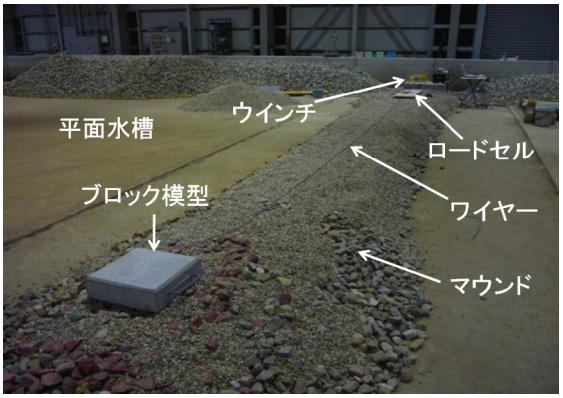
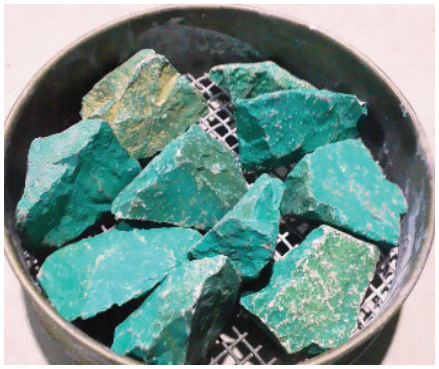


Photo 1 Overview of experimental installation (Rectangular model is block and tension meter can obtain the rolling up force)

Photo 2 Block model with hall

(a) Ruble on mound



(b) Rubble employed to fill the step

Photo 3 Special rubble employed in counterweight block

Table 1 Dimension of rubbles in experiment

	Red (Mound)	Green	Orange(inner)
Weight	122.6g	69.3g	135.4g
Density	2.7g/cm3	2.5g/cm3	2.5g/cm3
Width	4.7cm	4.6cm	5.1cm
Length	7.0cm	5.2cm	7.1cm
Thickness	2.7cm	2.6cm	3.4cm
W/L	0.67	0.89	0.72
Diameter	5.4cm	4.1cm	5.2cm

(2) 実験データの解析方法

Photo 1 の実験装置から，Fig.2 のように時間を横軸に，ウィンチの張力(N)を縦軸にとったデータが得られる。 N_dはデータ数であり N_dをサンプリング周波数で割ったものが時間(s)となる。黄色い点のような引っ張り後の最初のピーク発生時をブロックが動き出す瞬間とし静止摩擦力とした。各ケースにおいて測定を 5 回以上行い，他と大きく異なる値は間引いて，残った 5 回の平均値を摩擦力 F とした。ブロックあるいはブロックと砕石を加えた質量を m とし重力加速度を g として F を mg で除して摩擦係数を求めた。重力加速度は 9.8m/s^2 とした。

$$\mu = \frac{F}{mg} \qquad (2)$$

μ：摩擦係数

F：摩擦力(N)

m：ブロックあるいはブロックと砕石を加えた質量（kg）

g：重力加速度(m/s^2)

(3) 実験ケース

実験ではブロックの有効性だけではなく材料特性などについても基礎的な知見が得られるようにマウンド材の種類を変えて，全部で 6 ケースの実験を行った。

ケース 1 は砕石をボンドで固定したマウンド。

ケース 2 は木枠に赤色の砕石を詰めたマウンド。

ケース 3 は木枠に緑色の砕石を詰めたマウンド。

ケース 4 は目の細かなタイルを引いたマウンド。

ケース 5 は小石を木枠に詰めボンドで固定したマウンド。

ケース 6 はケース 5 のマウンドを釘で下のマウンドに固定したマウンド。

ケース 2 からケース 6 で用いた木枠はそれ自体が動いてしまわないようにマウンド砕石に埋め込み固定した。各ケースの代表写真を Photo.4 に示す。

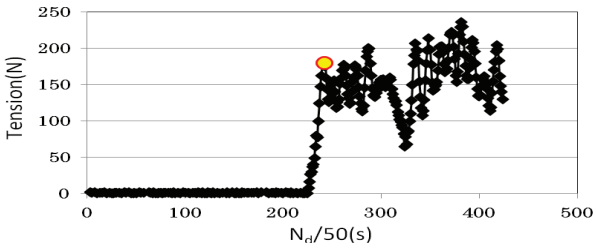


Fig. 2 Variation of measured tension on time

(a) Frame in Case 2

(b) Tile for Case4

(c) Panel for Case 5 and 6

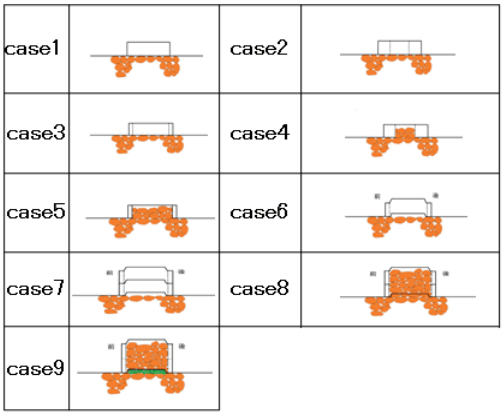
Photo.4 Variation of mound employer in friction test

（4）実験結果

実験結果を Table.2 に示す。Fig.3 は平型ブロックでの実験結果を，横軸に実験ケース，縦軸に摩擦係数をとってグラフにしたものである。ケース 4 のタイルのマウンドで 0.66 と最も高い値が得られた。続いてケース 5 で 0.50，ケース 6 で 0.45 と強く固定されたマウンドで高い値が得られ，ケース 1 で 0.37，ケース 2 で 0.29，ケース 3 で 0.23 と固定が完全ではなく，多少動くことのできるマウンドでは小さな摩擦力が得られた。このことから平型ブロックでは接地面積の大きい，より安定したマウンドで高い摩擦係数が得られることが分かる。

つぎにケース 3，ケース 4，ケース 6 について平型ブロックと有孔型ブロック(孔に砕石をつめたもの)の摩擦係数を比較する。Fig.4， Fig.5， Fig.6 は横軸にブロックの種類，縦軸に摩擦係数をとった各マウンドのグラフである。凹凸のあるマウンドであるケース 3 やケース 6 では中詰め砕石とのかみ合わせが発揮できるため，孔に砕石をつめた有効型ブロックでは平型ブロックより高い摩擦係数が得られた。一方で平らなマウンドであるケース 4 では接地面積が減ったため，平型ブロックより低い摩擦係数となった。

Table 2 Tension test for normal and counterweight block



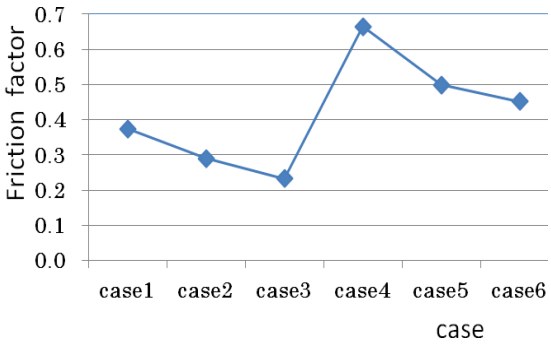


Fig.3 Variation of friction factor of flat type block

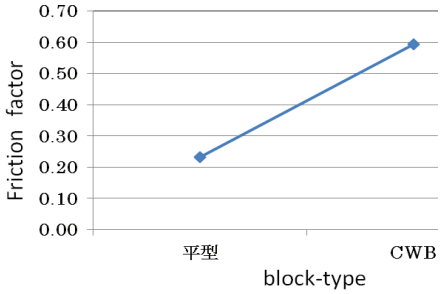


Fig.4 Variation of friction factor for flat and counterweit block(CWB)

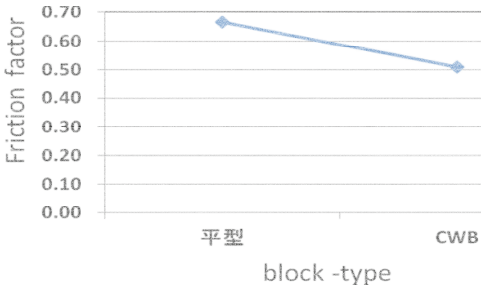


Fig.5 Variation of flat and CWB for case 4

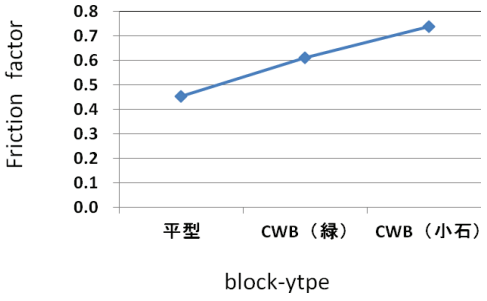


Fig.6 Variation of case with inner ruble side inside foot and bed

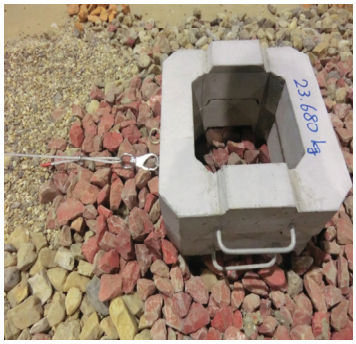
4. 実用型カウンターウェイト模型の実験内容

4.1 実験の方法

基本的な実験装置は 3 章の各種材料における摩擦係数の変化に関する実験と同じであるが，ブロックの大型化に対応してロードセルを許容値 1000N のものに変更した。ただし，マウンド砕石の上に 3 章の実験で使用した特殊なマウンドは置かず，現場の状態により近づけるためのように砕石の上に直接カウンターウェイトブロックを置いて実験を行った。間瀬・平石ら(2011)が行った実験は，3 章の実験のようにブロックが動き出す瞬間の張力を静止摩擦力とみなし，摩擦係数を評価した。その際，サンプリング周波数を 50Hz および 100Hz に設定したが，顕著な差異は確認さなかった。そこで本研究では，サンプリング周波数を 50Hz と設定した。

下迫ら（1998）により防波堤の設計に関しては，耐用期間中の期待滑動量が 30cm 以下となるような設計法が提案されている。本研究で提案するカウンターウェイトブロックは静止時より滑動時に大きな抵抗力を発揮することがわかっている。そこで本研究では下迫ら（1998）により提案されている防波堤の期待滑動量 30cm（実験では 1/5 の 6cm）までブロックの滑動を許容し，期待滑動量以内における張力の最大値を最大摩擦力として定めた。さらに，より正確に最大値を求めるため，サンプリング周波数を 100Hz とした。計測時間を 5 秒間とし，計測開始 2 秒後から 3 秒間の引張り試験を行った。

(a) First layer



(b) Completed model with two layers

Photo.5 1/5 Scale prototype CWB

6cm/s の低速ウィンチで引っ張っているため，引っ張り開始後 1 秒間の最大値を最大摩擦力とする。すなわち，Fig.7 の黄色い点のように，赤い矢印の間の計測値の最大値を最大摩擦力とした。ブロック模型に関して本実験ではより実用に適したブロックを新しく考案し，実験を行った。これは，Photo-5 のように，ブロック底面にくぼみを作り，マウンド砕石とのかみ合わせを期待した形状である。実用するブロックの大きさは縦×横×高さが 2m×2m×1m と仮定し，その 1/5 の大きさの模型を使用した。

実験の実施を促進するため，2 分割し，縦×横×高のブロックを作製して，実験を行った。その際，連結ブロックの大きさは縦×横×高さが 40cm×40cm×20cm となり，現地で施工となるブロックの 1/5 縮尺模型になる。すなわち大きさが 40cm×40cm×10cm のブロックを二段重ねて現地に合わせた，孔の大きさは縦×横×高さ 24cm×24cm×20cm の立方体の角を落とした形状になっている。この足つきブロックの重さは 1 段目のブロックが 23.1kg，二段目のブロックが 23.6kg で合計 46.7kg である。この足つきブロックに加え，この実験では **3.2** の実験で用いた平型ブロック，孔小の有孔型ブロック，孔大の有孔型ブロックも用いた。

この実験で使用した砕石は，マウンドの赤い砕石，中詰めに用いたオレンジ色の砕石，および後述する足部の空間に充当する緑色の砕石である。オレンジ色の砕石の形状は 74 個の砕石の平均値を求めた。その結果は，重さ 135.4g，密度 2.5g/cm^3，最大横幅 5.13cm，縦長 7.11cm，厚さ 3.42cm，形状係数（横/縦比）0.72，平均粒径 5.2cm であった。赤い砕石，オレンジ色の砕石の形状は 3 章の実験と同じである。

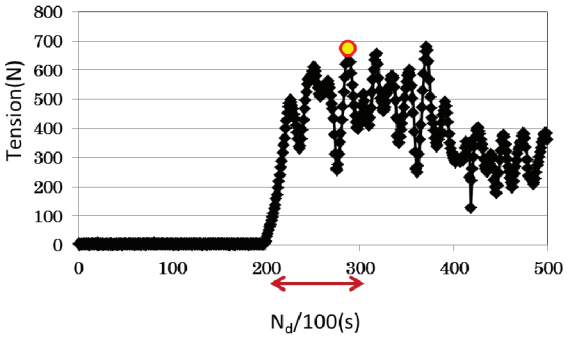


Fig.7 Maximum tension in permeable horizontal displacement

各ケースにつき 7 回測定し，最大値と最小値を取り去って，5 回の平均値をブロックの最大摩擦力とした。平型ブロックに関しては 5 回測定し，その平均値を最大摩擦力とした。つまり本実験で得られた

最大値とは最大値の平均値のことである。測定で得られた最大摩擦力を F，ブロックあるいはブロックと中詰め砕石の合計の質量を m，重力加速度を g とする。F を mg で割った値をコンクリート部分と中詰め砕石部分の合計の摩擦係数という意味で，全体摩擦係数を μ とする。

$$\mu = \frac{F}{mg} \tag{3}$$

μ：全体摩擦係数
F：測定で得られた全体摩擦力(N)
m:ブロックあるいはブロックと中詰め砕石の合計質量(kg)
g；重力加速度(m/s^2)

次に砕石を詰めなかったケースにおいて，その時の全体摩擦係数 μ をコンクリート部分のみの摩擦係数という意味でコンクリート摩擦係数 μ_c とする。

最後に孔に砕石を詰めたケースにおいてその最大摩擦力 F から，そのブロックのコンクリート部分の摩擦力，つまりそのブロックの質量を m_c とすれば $\mu_c m_c g$ を引き，中詰め砕石の質量を m_s として，$m_s g$ で$(F-\mu_c mg)$を割ったものを中詰め砕石の摩擦係数という意味で定義し，中詰め摩擦係数 μ_s とする。

$$\mu_s = \frac{F - \mu_c m_c g}{m_s g} \tag{4}$$

μ_s：中詰め摩擦係数
F：測定で得られた全体摩擦力(N)
μ_c：コンクリート摩擦係数
m_c：ブロックの質量(kg)
m_s：詰め砕石の質量(kg)
g：重力加速度(m/s^2)

この中詰め摩擦係数 μ_s の値から中詰め砕石による抵抗力の効果を評価していく。

4.2 実験ケース

この実験で行ったケースを Tabe.3 に示す。実験は全部で 9 ケース行った各ケースの内容を以下に示す。

ケース 1 は平型ブロック。

ケース 2 は孔小の有孔型ブロックに中詰め砕石材を入れない。

ケース 3 は孔大の有孔型ブロックに中詰め砕石材を入れない。

ケース 4 は孔小の有孔型ブロックにオレンジの中詰め砕石材を入れる。

ケース 5 は孔大の有孔型ブロックにオレンジの中詰め砕石材を入れる。

ケース 6 は足つきブロック 1 段。

ケース 7 は足つきブロック 2 段。

ケース 8 は足つきブロック 2 段にオレンジの砕石材を入れる。

ケース 9 は足つきブロック 2 段にオレンジの砕石材を入れ底面のくぼみ部分に緑の砕石材を入れる。

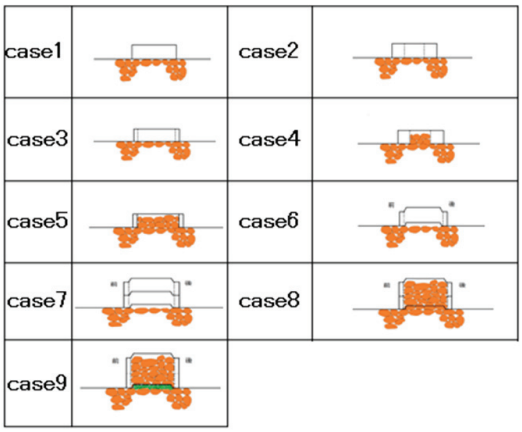
以上のケースから新しく提案した足つき(有孔型)ブロックの性能を評価した。

5. カウンターウェイトブロックの実験結果

5.1 本実験の特徴

足つき有孔型ブロックを用いたカウンターウェイト実験の結果をまとめる。最初に本実験と間瀬・平石ら(2011)の実験の結果を比較する。これはブロックが動く瞬間の値を摩擦力としたときと，30cm の滑

Table 3 Experimental case of prototype block with short foot



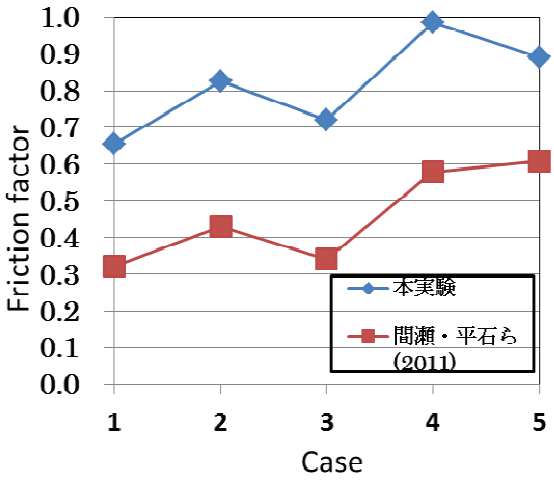


Fig.8 Comparison of friction factor for case using initial(red) and maximum (blue) tension

動範囲内での最大値を摩擦力としたときの違いでの比較である。Fig. 8 は本実験の結果と初期移動時の最大値を摩擦係数とした間瀬・平石ら(2011)の実験

の結果を比較したものである。グラフの縦軸が摩擦係数(Friction factor)で横軸が実験ケースである。実験ケースは本実験でのケース番号で間瀬・平石ら(2011)の実験で対応するケースを本実験でのケース番号に置き換えている。

まずコンクリート摩擦係数 μ_c について比較する。本実験と間瀬・平石ら(2011)の実験の順で比較すると，平型ブロックで 0.65 と 0.32，孔小の有孔型ブロックでは 0.83 と 0.43，孔大の有孔型ブロックでは 0.72 と 0.34 であった。

平型ブロックでは 0.65 と通常の港湾施設の設計で用いられているコンクリートと捨て石の静止摩擦係数 0.6 に近い値が得られた。このことから本実験においてブロックの滑動を許容し 30cm としたときの値は，現地において，初期の移動を許容したときの摩擦力と同等になることがわかる。

孔小の有孔型ブロック，孔大の有孔型ブロックにおいても，平型より高い摩擦係数が得られており，砕石マウンドの際はブロックが動く瞬間よりもブロックがやや滑動した際に大きな摩擦力を発揮することがわかった。

次に中詰摩擦係数について比較する。Fig.9 は中詰め摩擦係数を比較したものである。本実験と間瀬・平石ら(2011)の順で比較すると，孔小のブロックでは 1.73 と 1.39，孔大のブロックでは 1.37 と 1.41 であり，両実験において中詰摩擦係数にはそれほど大きな違いは得られなかった。このことから中詰め砕石はブロックが動き出した瞬間にすぐに初期の変形により高い摩擦力を発揮することがわかる。

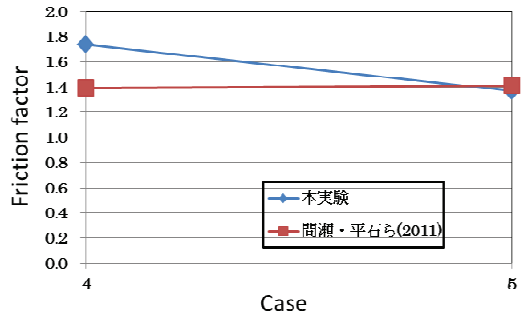


Fig.9 Comparison of total friction in case using initial(red) and maximum(blue) data

5.2 足つきブロックの特徴

標準ブロック(足をつけない)と足つきブロックの実験結果をそれぞれ Fig.10 に示す。まず足つきブロックのコンクリート摩擦係数 μ_c は 1 段では 0.84，2 段では 0.81 であった。1 段と 2 段での差は，ほとんどなくまた孔小の有孔型ブロックの μ_c=0.83 と孔大の有孔型ブロックの μ_c=0.72 との差もあまりなく，足つきブロックの特徴であった底面のくぼみの効果はそれほど顕著ではないことがわかる。

次に全体摩擦係数 μ で比較する。Fig.11 ではブロックの孔に砕石を詰めたケースにおいて，ケース 6 では 0.90，ケース 5 では 0.89，ケース 8 では 0.94，ケース 9 では 0.90 となった。この結果から標準ブロック，足つきブロックともに孔に砕石を詰めないケースより，詰めたケースのほうが高い摩擦係数がでているが，とりわけ足つきブロックで高い値が出るというわけではなく，足つきブロックの底面のくぼみの効果は見られなかった。またケース 8，とケース 9 の比較から足つきブロックのくぼみ部分にあらかじめ砕石を詰めると効果は小さくなることがわかったので，足つきブロックの底面をとがらせても，それほど高い摩擦力とはならないことがわかった。

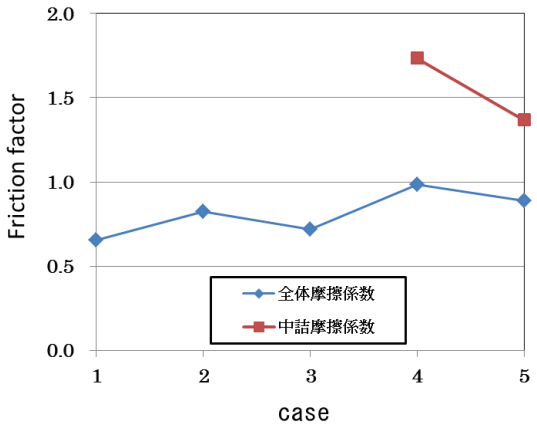


Fig.10 Total(blue) and inner(red) friction factor of counterweight block

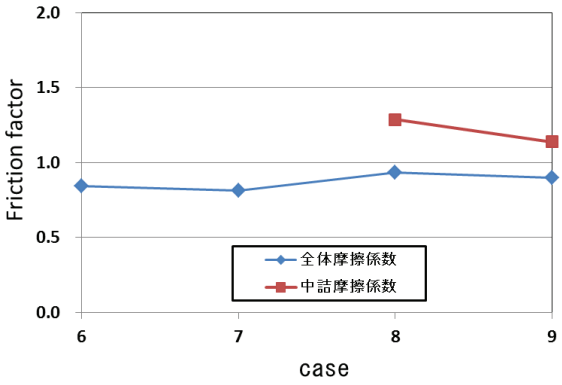


Fig.11 Total (blue) and inner(red) friction factor of counterweight block with foot

最後に中詰摩擦係数 μ_s を比較する。ケース 4 で 1.73，ケース 5 で 1.37，ケース 8 で 1.29，ケース 9 で 1.14 となった。足つきブロックのほうが中詰摩擦係数が小さくでているがこれは中詰め砕石の量が足つきブロックのほうが多いため，中詰め砕石の単位質量当

たりの摩擦力でみると小さくなるためと思われる。

6. 破壊抵抗係数の決定

6.1 破壊抵抗係数

前章までにおいて実験によりカウンターウェイトブロックの摩擦力を各ケースについて調べてきた。カウンターウェイトブロックの中詰め砕石と摩擦力の関係は間瀬・平石ら(2011)により破壊抵抗係数を用いた式によって摩擦力を求める推定式として定式化されている。そこで本章では本実験で得られた実験値と破壊抵抗係数を用いた式により得られる推定値とを比較し推定式の評価をおこなう。

6.2 カウンターウェイトブロックの水平抵抗力推定式

まず水平抵抗力はコンクリート面と砕石での抵抗力の合力となるが，本研究では，砕石の抵抗力に比べコンクリート面の抵抗力は小さいので，砕石の抵抗力で代表できる。中詰め砕石を同じ質量を持つ直径 d_a の完全な球体と仮定する。この際マウンド砕石も中詰め砕石と同じ形状であると仮定する。ブロックの孔が正方形であるとして，中詰め砕石が稠密に詰まっており，Fig.12 のように表面のマウンド砕石とかみ合っているとする。この際，中詰め砕石 1 個につきマウンド砕石との抵抗面が 1 つ生まれる。この面により，引っ張り力に抵抗していると考える。以上の仮定により，ブロック孔の 1 辺の長さ B を，球と考えた石の代表直径 d_a で割たものが 1 列あたりの中詰め砕石の数，すなわち 1 列あたりの抵抗面の数であるのでその値を列の分だけ足し合わせたもの，つまり 2 乗したものが全体の抵抗面の数 N_r になる。

$$N_r = \left(\frac{B}{d_a}\right)^2 \tag{5}$$

N_r：抵抗面の数
B：ブロックの孔の 1 辺の長さ(m)
d_a：球と考えた石の代表直径(m)
ここで石を球と考えた時の代表直径は以下の式に従い計算した

$$m_s = \frac{M}{N_s} \tag{6}$$

m_s：石 1 つ当たりの質量(kg)
M：中詰め砕石の総質量(kg)
N_s：中詰め砕石の数

$$V_s = \frac{m_s}{\rho} \tag{7}$$

m_s：砕石 1 つあたりの
V_s：砕石 1 つあたりの体積
ρ：砕石の平均密度(kg/m^3)

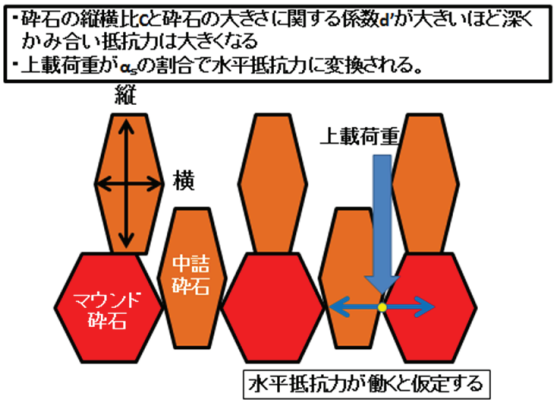


Fig.12 Resistance image of inner ruble against outer ruble on mound

$$V_s = \frac{4}{3}\pi r^3$$

$$r = \left(\frac{3}{4\pi}V_s\right)^{\frac{1}{3}} \tag{8}$$

r：球と考えた砕石の半径(m)
V_s：砕石 1 つあたりの体積(m^3)

$$d_a = 2r \tag{9}$$

d_a：球と考えた石の代表直径(m)
r：球と考えた砕石の半径(m)

抵抗面 1 つあたりの抵抗力 f_s は最下層の中詰め砕石に加わる垂直方向の力と砕石の形状による係数 C と d'に比例すると仮定し，その比例係数を破壊抵抗係数 α_s とする。C は砕石の形に関係する係数で石の縦横比であり，d'は石の大きさに関係する係数であり，球と考えた砕石の代表直径を単位 cm であらわしたときの絶対値で，ここでは無次元量である。砕石のかみ合わせは C と d'が大きいほど，つまり砕石の形状が細長く，大きさが大きいほど強くなり，水平抵抗力は増大する。砕石のかみ合わせにより，上載荷重による垂直方向の力は水平方向の力になる。この砕石のかみ合わせの特性によって，垂直方向の力が水平方向の力に変換される割合が破壊抵抗係数 α_s である。

垂直方向の力は最下層の砕石の上に積まれた砕石の総質量である。ブロック高さ（石の層圧）D を球と考えた石の代表直径 d_a で割ったものが積まれた石の数となるので，石 1 つ当たりの質量 m_s と重力加速度 g をかけたものが垂直方向の力となる。

$$f_s = d' \times C \times \alpha_s \times m_s \times \frac{D}{d_a} \times g \tag{10}$$

f_s：抵抗面あたりの抵抗力(N)

d'：石の直径で定まる係数 (ここでは 5.69 を使っている)
d_a：球と考えた石の代表直径(m)
C：石の縦横比
α_s：破壊抵抗係数
m_s：石 1 つあたりの質量(kg)
D：ブロックの高さ(m)
g ：重力加速度(m/s^2)

抵抗面あたりの抵抗力 f_s はそれぞれ等しいと考えられるので，水平抵抗力 F_s は f_s に抵抗面の数 N_r をかけたものとなる。カウンターウェイトブロックの全体の抵抗力はこの水平抵抗力 F_s と考えることができる。

$$F_s = N_r \times d' \times C \times \alpha_s \times m_s \times \frac{D}{d_a} \times g \qquad (11)$$

F_s：水平抵抗力(N)
N_r：抵抗面の数
d'：石の直径で定まる係数(ここでは 5.69 を使っている)
d_a：球と考えた石の代表直径(m)
C：石の縦横比
α_s：破壊抵抗係数
m_s：石 1 つあたりの質量(kg)
D：ブロック高さ(m)
g：重力加速度(m/s^2)

以上がカウンターウェイトブロックの抵抗力推定式である。本実験で得られた値とこの推定式から得られる値とを比較し評価する。

6.3 推定値と実験値の比較

実験ケース 4，ケース 5，ケース 8，ケース 9 のケースごとに求めた α_s は Fig 13 のとおりである。平均すると破壊抵抗係数 α_s を約 0.9 と決定できる。各ケースの実験値と推定値を，Fig.14 に示す。グラフは横軸に実験値，縦軸に推定値をとったものである。実験値と推定値の相関係数 R は 0.88 であった。

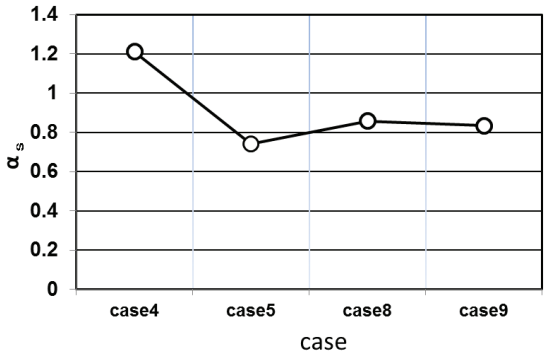


Fig.13 Resistance coefficient αs obtained in experimental case

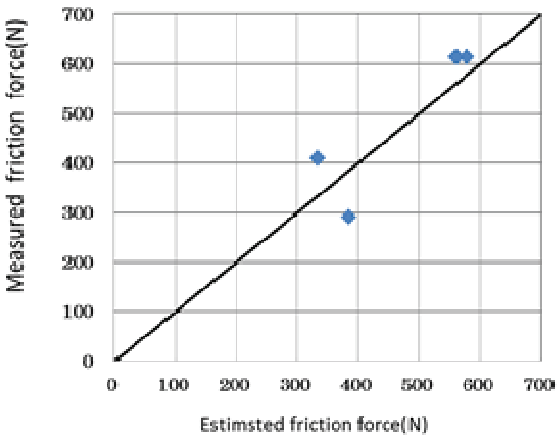


Fig.14 Comparison of measured and expected horizontal friction on mound

間瀬・平石ら(2011)の実験では，破壊抵抗係数 α_s が 0.6，実験値と推定値の相関係数が 0.62 であり，本実験で得られた値のほうが高い相関が得られた．これは本実験では滑動を 30cm 許容した際の最大値を採用したため，より高い水平抵抗力が安定して得られたものと思われる。

7. 設計フロー

7.1 カウンターウェイトブロックの水平抵抗

本章では水平抵抗力の推定式と 6 章で得られた破壊抵抗係数 α_s の近似値 0.9 をもちいて，実際に用いられるサイズのカウンターウェイトブロックをおくことでどの程度の水平抵抗力の増加が見込まれるかを試算している。なお，ここでは，カウンターウェイトブロックの水平抵抗を支配的である中詰め砕石の抵抗のみで代表させた。

フルードの相似則より相似比 L_r は模型サイズ L_m を実物サイズ L_p を割ったものである。時間比 T_r は相似比 L_r の平方根に比例するので力の比 N_r はコンクリートの密度が一定なら L_r の 3 乗に比例する。ここでコンクリートブロックが受ける浮力を考慮すると式(11)において m_s を m_s から水の密度 ρ と，球とした石の体積 V_s をかけた浮力を引いたものに置き換えればよい。

$$L_r = \frac{L_m}{L_p} \qquad (12)$$

L_p：相似比
L_m：模型サイズ(m)
L_p：実物サイズ(m)

$$T_r = \sqrt{L_r} \qquad (13)$$

T_r：時間の相似比

$$N_r = L_r^3 \tag{14}$$

N_r：力の相似比

カウンターウェイトブロックの実物の大きさは縦×横×高さが 2m×2m×1m であるとして，後述の Fig. 16 のようにカウンターウェイトブロックを設置する。この時本実験で用いた模型との相似比（縮尺）L_rは 1/5 である。**6 章**で得られた式を用いてカウンターウェイトブロック 1 個において得られる水平抵抗力 F_sを計算する。中詰め砕石の大きさも 5 倍つまり砕石の代表直径の値 d_aも 5 倍になったとして式(11)を用い F_sを求める。ここで d'は砕石の直径に関する係数であり無次元量ではあるが，式を考慮するときに実験値の直径を使用しているので 5 倍になる。この表現法については，今後もより適切な式形態を考える必要がある。

上記のフルードの相似則と係数 d'の効果を考えると，実物大での推定値は模型実験での推定値に$(1/L_r)^4$をかけたものになる。また水中での使用となるので砕石の水中重量を用いて計算すれば実物でのカウンターウェイトブロック 1 個当たりの水平抵抗力 F_sは 229.9kN となる。

7. 2 防波堤が受ける波力と安全率

防波堤の受ける波圧合力は合田式(合田(2008))を用いて計算し防波堤の例を用い偶発波浪荷重を受けた時，防波堤の安全率を比較する.偶発波浪荷重は設計波の周期を 2 倍にして波高を 1.2 倍，1.4 倍，1.5 倍の 3 段階に変化させる。カウンターウェイトブロックは防波堤の背後に 4 個置いた時と 6 個置いた時の 2 ケースについて検証する。Fig.15 は CWB の活用法を示した模式図で上段から，CWB を使用しない，CWB を 4 個使用する，CWB を 6 個使用する場合の断面のイメージを示す。

合田式では以下の諸式で波力が計算できる。

$$\eta^* = 0.75(1+\cos\beta)\lambda_1 H_D$$

$$p_1 = 0.5(1+\cos\beta)(\alpha_1\lambda_1 + \alpha_2\lambda_2\cos^2\beta)\rho_0 g H_D$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)}$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$p_u = 0.5(1+\cos\beta)\alpha_1\alpha_3\lambda_3\rho_0 g H_D \tag{15}$$

η^*：静水面上波圧強度が 0 となる高さ(m)

p_1：静水面における波圧強度(kN/m^2)

p_2：海底面における波圧強度(kN/m^2)

p_3：直立壁底面における波圧強度(kN/m2)

p_u：揚圧力(kN/m2)

h_c：静水面から直立壁天端までの高さ(m)

h：直立壁前面における水深(m)

h_b：直立壁全面から沖側へ有義波高の 5 倍だけ離れ点での水深(m)

h'：直立壁底面の水深(m)

d：根固め工またはマウンド被覆工天端のいずれか小さいほうの水深(m)

ρ_0：海水の密度(t/m^3)

g：重力加速度(m/s2)

H_d：設計計算に用いる波高(m)

L：水深 h における設計計算に用いる波長(m)

β: 直立壁法線の垂線と波の主方向から±15°の範囲で最も危険な方向となす角度

λ_1，λ_2：波圧の補正係数

λ_3：揚圧力の補正係数

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5\left(\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)}\right)$$

$$\alpha_2 = \min\left\{\frac{h_b - d}{3h_b}\left(\frac{H_D}{3h_b}\right)^2, \frac{2d}{H_D}\right\}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h}\left(1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)}\right) \tag{16}$$

ここで設計値はそれぞれ h_cが 3.4m，h が 10.1m，h_bが 10.4m，h'が 7.1m，d が 5.6m，ρ_0が 1.03，g が 9.8，H_dが 8.0m，周期 T は 11.4s，L は $1.56T^2 tanh(2\pi h/L)$に等しいとし数値計算からもとめた。設計値では L =107.5m，周期 2 倍の偶発波浪荷重では $L2$=224.0m となった。β は 15°，λ_1，λ_2，λ_3は 1 とした。つまり仮定した波浪は周期 T=11.4s, 波長 L=107.5m, 波高 H_d=8m を設計波とし，偶発波浪として T=22.8s，L=224.0m，H_d=9.6m，の波浪，T=22.8s，L=224.0m，H_d=11.2m，の波浪，T=22.8s，L=224.0m，H_d=12m の波浪の 4 種類である。

防波堤の大きさは縦×横×高さが 15.0m×2.0m×10.5m，重さが 700t とした。

設計波では α_1が 0.921，α_2が 0.314，α_3が 0.893 となり η^*が 11.8m，p_1が 96.3kN/m^2，p_2が 81.7kN/m^2，p_3が 86.03kN/m^2，p_Uが 130.5kN/m^2 となり波圧の合力 P は上で求めた波圧を積分して 1855.3kN となる。安全率 $S.F.$は式(13)であらわされる。

カウンターウェイトブロックには孔があるため，揚圧力はカウンターウェイトブロックには作用しないと仮定した。

$$P = 0.5(p_1 + p_3)h' + 0.5(p_1 + p_4)\eta^*$$

$$p_4 = p_1(1-\frac{h_c}{\eta^*})$$

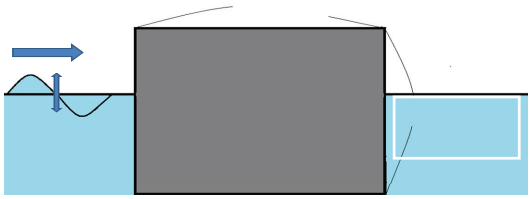
$$S.F. = \frac{\mu(W-U)+N}{P} \quad (17)$$

μ：コンクリート面と砕石の摩擦係数(ここでは 0.6 とした。)

W：防波堤の静水中重量(N)

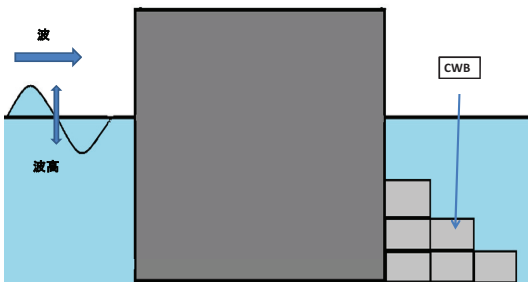
U：揚圧力(N)

N：カウンターウェイトブロックの水平抵抗力(N)



(a) Original case without CWB

(b) Improved case with CWB(4)



（c）Improoved case woth 6CWB

Fig.15 Improved caisson employong CWB

このときの各設定における安全率を Fig.15 に示す. カウンターウェイトブロックなし，設計波の時，安全率 *S.F.*は 1.27 となる。また偶発波浪を想定した時は波高 1.2 倍，1.4 倍，1.5 倍でそれぞれ安全率 S.F. は 0.74，0.53，0.45 となる。カウンターウェイトブロックを 4 個置いた時の安全率は設計波，偶発波浪 1.2 倍，1.4 倍，1.5 倍の順で 1.77，1.07，0.78，0.68 であり 6 個置いた時は 2.01，1.23，0.91，0.79 となった。カウンターウェイトブロックを 6 個置いた時は波高 1.2 倍, 周期 2 倍の偶発波浪の際にも安全率 1.23 と 1.20 以上の値となり偶発波浪に対しても設計条件を満たす構造物となる。Fig.16 に CWB の設置個数に伴う防波堤の安全率の変化を示す。

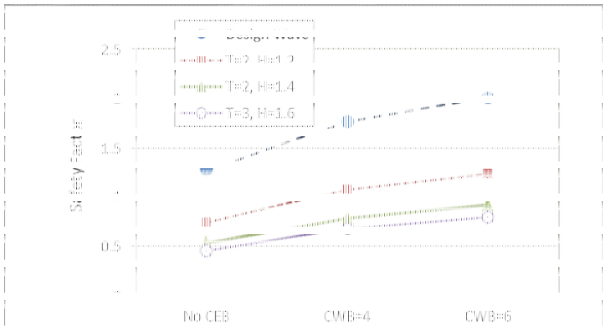


Fig.16 Variation of safety factor due to number of CWB. T=2 indicates that wave period becomes twice larger than original. H=1.2 indicates that the wave height become 1.2times larger than original.

8. まとめ

第 1 章では近年の異常な海象の例をあげ，偶発波浪にたいして粘り強い構造が必要とされていること。粘り強い構造の点で滑動後の摩擦力が重要であることを述べた。

第 2 章では今年の海水浴事故と波形勾配の関係をまとめることで波の周期の重要性を説明した。

第 3 章では防波堤の設計式と様々なマウンド材料での実験から摩擦係数の重要性を説明した。

第 4, 5 章では足つきカウンターウェイトブロックと標準ブロックとの比較からその効果を評価した。その結果，足つきブロックより標準ブロックの方が大きい効果が得られた。そのことからカウンターウェイトブロックは底面にとがった部分がなくても十分効果があることがわかった。またブロックの移動を許容することで大きな効果が得られることが分かった。

第 6, 7 章ではカウンターウェイトブロックの抵抗力の推定式を説明し，本実験との適合性を調べることでその精度を評価し，推定式を用いてカウンターウェイトブロックの設計フローを示した。カウンターウェイトブロックを設置することで偶発波浪荷重が作用した際にも，安全率 1. 2 以上を保つことが可能となりカウンターウェイトブロックの有用性が確認できた。

今後は水平抵抗力の推定式を，コンクリート面も含めて評価できるよう改良する。設計フローにおいて，推定式の砕石の大きさに関する係数である d' にフルード則を適用することについての検討，造波水槽など用いて水中での挙動を解析等が課題である。

参考文献

気象庁　ホームページ　：
http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/new/jyun_sokuji 20110915-0922.pdf(参照日 2011.10.31)
http://www.jma.go.jp/jma/menu/h23t12-portal.html
(参照日 2011.10.31)

合田良實(2008)：耐波工学(港湾・海岸構造物の耐波設計)，鹿島出版会，pp.101-110

財団法人　沿岸技術研究センター(2007)：港湾構造物設計事例集，pp.1-70

下迫健一郎，高橋重雄(1998)：期待滑動量を用いた混成防波堤直立部の信頼設計法，港湾技術研究所報告，第 37 巻，第３号，pp.3-30

社団法人　日本港湾協会(1999)：港湾施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，pp.310

平石哲也・平山克也・加島寛章・春尾和人・宮里一郎(2008)：偶発波浪荷重による被害例とその特性，海岸工学論文集，第 55 巻，pp.981-985

間瀬肇・平石哲也・川田達也・行本卓生・徳永誠之・松下紘資(2011)：偶発波浪荷重対策としてのカウンターウェイトブロックの開発，海岸工学論文集，第 58 巻，pp.696-700

（論文受理日：2012年5月15日）

Experimental Study on Application of Counterweight Block for Breakwater Improvement

Tetsuya HIRAISHI, Hiroshi MATSUSITA(1), Tatsuya KAWATA(1) and Akihiro ANDO(1)

(1) Department of Civil and Earth Resources Engineering, Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

Wave heights and periods have been increased mainly due to the global warming. The probability of accidental waves larger than the design wave condition increases. The improvement of breakwater needs the large cost and long construction duration. A simple improve method to increase the breakwater stability is proposed. In the implementation, a rectangular concrete block with central hole filled in rubles is installed at the backside of breakwater to increase the horizontal resistance expecting ruble friction. Experimental works with 1/4 scaled mode demonstrate the application of the counterweight blocks (CWB).The safety factor of breakwater sliding due to accidental wave condition is partially improved by employing CWB.

Keywords: counterweight block, model experiment, tension meter, breakwater stability

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

田辺中島高潮観測塔における2011年夏季台風接近時の現地観測結果

馬場康之・久保輝広・森信人・木原直人(1)

(1) （財）電力中央研究所　地球工学研究所

要　旨

白浜海象観測所では，毎年夏期に台風接近時の気象・海象データ計測を目的とした集中観測を実施している。2011年の夏期集中観測は8/11～11/8の間実施され，観測塔による波高，潮位，海水温計測に加えて，ADCPによる流速分布計測，水深30mまで計測範囲を拡張した海水温計測が実施された。観測期間中，台風12号および台風15号が紀伊半島付近を通過した。観測塔近くでADCPにより計測された流速分布は，風の変化（特に南北方向）に対応した変化を示しており，台風最接近時にはADCP設置地点（水深約9.2m）付近まで鉛直混合が発達していることが確認された。また，台風接近時の観測塔付近の波浪状況や水温の鉛直分布が台風12号および台風15号で異なる様子が計測されたほか，河川水位の上昇に対応すると思われる表層水温の低下も観測された。

キーワード: 現地観測，台風，鉛直混合

1.　はじめに

白浜海象観測所では，毎年夏に台風接近時の気象・海象データ計測を目的とした集中観測を実施している（例えば，森ら，2010；木原ら，2011；森ら，2011）。2011年夏季の現地観測は，「強風時を対象とした大気・海洋相互作用観測プロジェクト」（防災研，電中研）の一部として実施されたものであり，強風時の海洋表層における物理過程，特に鉛直混合に着目して，台風接近時の海水混合の観測を，気象・海象の観測と並行して行ったものである。

2.　現地観測の概要

白浜海象観測所・田辺中島高潮観測塔は和歌山県南部の田辺湾湾口部にあり，Fig. 1に示す観測機器を設置して，以下の項目についての計測を行った。

大気圧，気圧，比湿，風速，風向，波高，海面温度，水温（全6点），流速，流向

2011年の夏期集中観測は8/11～11/8の間実施された。2011年に紀伊半島付近に接近した台風は3つで，そのうち2つ（台風12号，15号）の来襲時における観測データを収集することができた。台風12号は紀伊半島を中心に多大な豪雨災害をもたらしたことは記憶に新しいところであるが，以下ではこれら3つの台風について概説する。

2.1　紀伊半島に来襲した3つの台風

(1)　台風6号

Fig. 2は，台風6号の移動経路である。台風6号は非常に勢力が強く，超大型の台風で，四国付近に接近

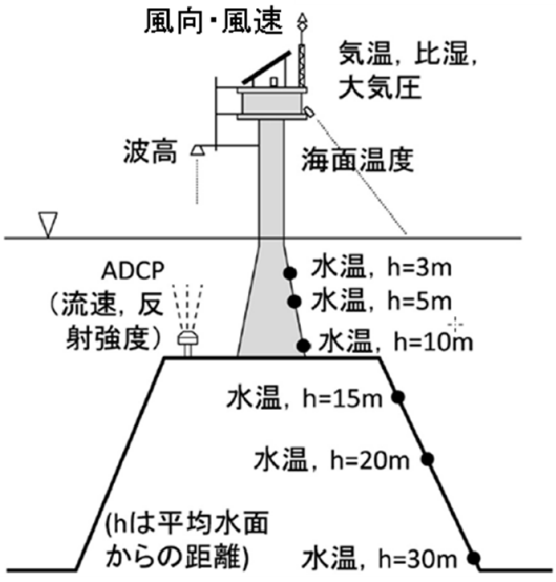


Fig. 1 Measurement set-up at observation tower

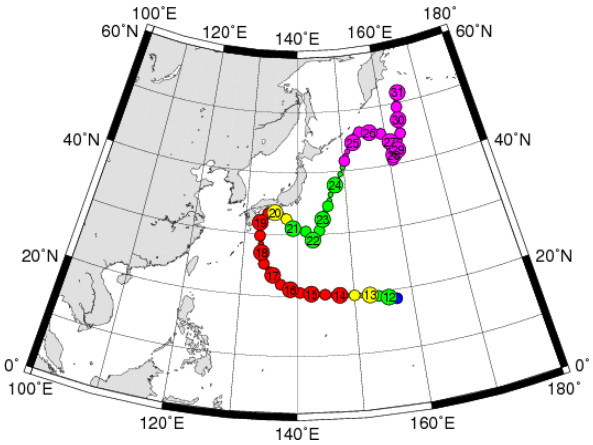


Fig. 2 Track of typhoon 2011/06 (Ma-on)
(from Digital Typhoon Data)

した後，7/20に紀伊半島付近を西から東に縦断する形で移動した。次に示す台風12号と同様に，日本への接近速度が遅く，四国や紀伊半島で800㎜前後の24時間雨量を記録した。

(2)　台風12号

Fig. 3は，台風12号の移動経路である。大型で強い台風であり，9/2～9/3にかけて四国から中国地方にかけてゆっくりと北上した。台風の動きが遅かったために，西日本を中心に長時間にわたって大雨となった。特に紀伊半島では広い範囲で総降雨量が1000㎜を超え，多いところでは1800mmを上回るなど記録的な大雨となり，土砂災害，河道閉塞，浸水被害など各地に甚大な被害をもたらした（気象庁，2011）。

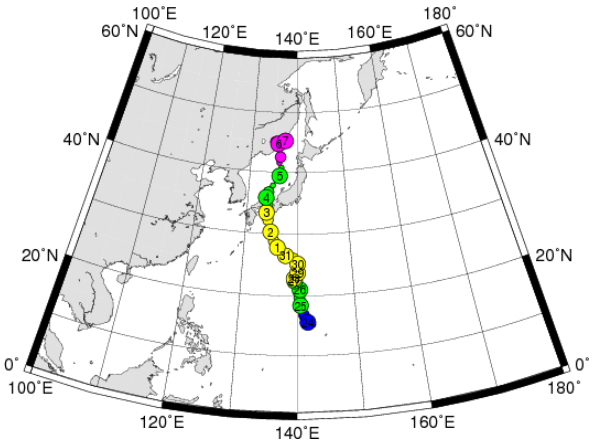


Fig. 3 Track of typhoon 2011/12 (Talas)
(from Digital Typhoon Data)

(3)　台風15号

Fig. 4は，台風15号の移動経路である。2011年に日本に上陸した3個目の台風であり，勢力が非常に強く上陸時の中心気圧は950hPaを下回っていた。台風15号は9/21に静岡県浜松市付近に上陸した後，速度を上げながら東日本を縦断する形で北東に移動した。台風15号通過時には広い範囲で大雨，暴風となり，名古屋の庄内川の越水による浸水被害が出たほか，関東地方では強風のために公共交通機関への影響が広がった。

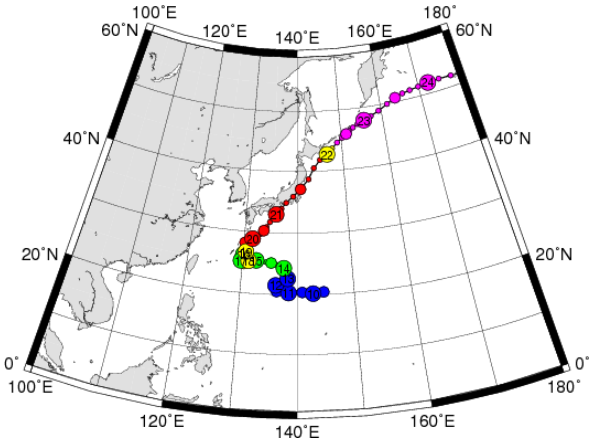


Fig. 4 Track of typhoon 2011/15 (Roke)
(from Digital Typhoon Data)

3.　観測結果

3.1　気象・海象の状況

Fig. 5，Fig. 6は，田辺中島観測塔で計測された風速・風向，有義波高・有義波周期，気圧および潮位の時系列である。これらの観測データは，白浜海象観測所web上で公開されているデータであり，毎時の平均値を示している。

白浜海象観測所・観測データページ
http://www.dpri.kyoto-u.ac.jp/~rcfcd/frs/shirahama/data.php

計測結果はそれぞれ台風12号，台風15号の接近時前後の結果であり，観測塔付近における台風の最接近が気圧が最低となる時期と考えると，台風12号は9/2の18時頃，台風15号は9/20の12時頃となる。先に述べたように，台風12号は9/2～9/4にかけての移動速度が非常に遅く，Fig. 5においても9/2～9/3を中心に気圧の低い状態が続き，平均風速が20m/sを超す状況が長時間継続している様子が確認できる。

一方，台風15号（Fig. 6）は非常に勢力が強く，気圧低下の度合いは台風12号よりも大きいものの，紀伊半島の南をかすめるように速度を上げながら通過したため，観測塔周辺での風の強い状況は9/20の後半のみとなっている。

台風の移動が二つの台風で大きく異なったため，

風速・風向の時間変化にもその影響が出ている。台風12号の場合，南南西または南からの強風（20m/sを程度）が約1日半にわたって連続した。台風の中心が観測塔の西側（四国～中国地方）をゆっくりと北上したことで，台風の接近中，観測地点が台風の右側にあったことと対応している。台風15号では台風接近前は10m/s以下の南よりの風が，台風最接近から通過後の半日程度の間は北からの吹き返しが強く吹いている。これは，観測塔の南側（紀伊半島南端）を台風が北東に通過したことによるもので，台風の通過に伴う風向の変化が明瞭に表れている。

波の状況も2つの台風来襲時の特徴は異なり，台風12号の際は有義波高が最大で2m程度にとどまっている。周期は台風接近前から最接近にかけては12秒程度のうねりを伴う波が進入し，台風通過後は徐々に周期が短くなっている。有義波周期の時間変化は台風15号においてもほぼ同様であるが，台風最接近時には周期が16秒程度に増加していること，また有義波高も台風接近前で3m程度，最接近時には5mに達する値となり，風速の変化と同様に短時間で変化する結果となっている。

Fig. 7，Fig. 8は，観測塔での計測結果を，他の計測結果と比較したものである。風速・風向の比較には南紀白浜空港アメダスの時間データを，有義波高，有義波周期については，観測塔近く（北西側）に設置されたADCPの計測結果を比較に用いた。

いずれの比較においても，観測塔でのデータとアメダスおよびADCPのデータはほぼ同様の時間変化を持つことが確認されるが，強風時の風速，台風最接近時の有義波高や，台風通過後の有義波周期などに計測結果の異なる部分が認められる。逆に，風向については一致の度合いが高く，異なる2地点（アメダスは海抜100m程度の高台，観測塔は海抜20m付近で計測）の結果であるにも関わらず，良好に一致していることがわかる。

有義波高，有義波周期の計測結果については，観測塔周辺の海底地形の影響や，観測塔での計測位置（観測塔南側で計測しているため，北寄りの波については観測塔自体の影響が考えられる）の影響などが含まれており，観測データの処理系を含めた観測内容確認作業を実施中である。

3. 2　流速分布の時間変化

Fig. 1に示されているADCP（Acoustic Doppler Current Profiler）は，超音波を使って流速・流向の鉛直分布を計測することができる。ここで用いている機器は流速と同時に波に関する観測（波高，周期，波向きなど）も計測することができ，波のデータは先のFig. 7，Fig. 8に示した通りである。

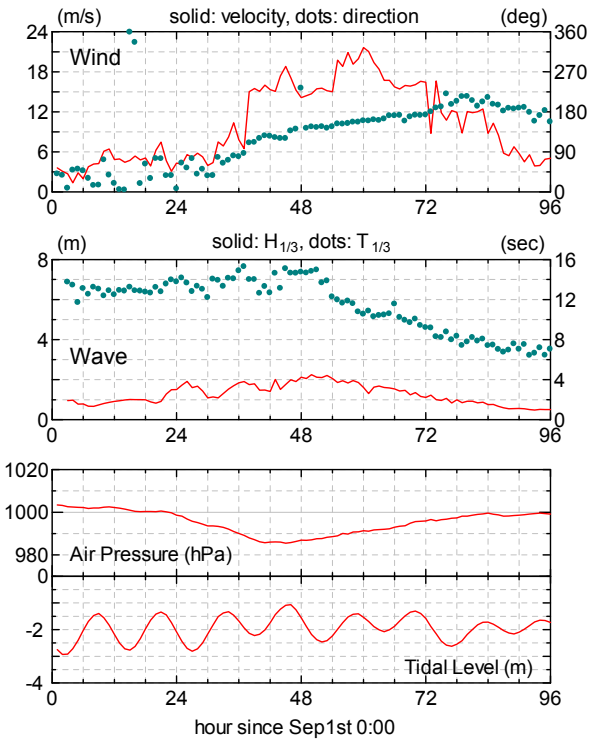


Fig. 5 Temporal variations of wind, wave, air pressure and tidal level (Typhoon 2011/12)

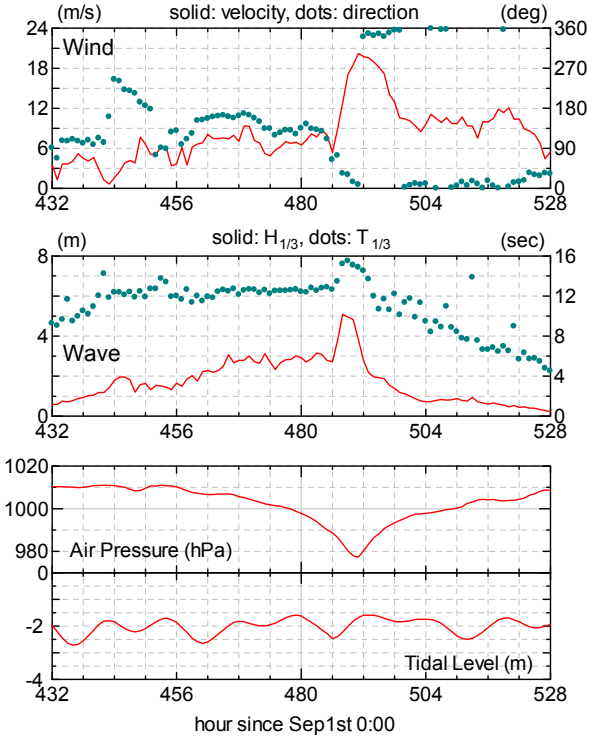


Fig. 6 Temporal variations of wind, wave, air pressure and tidal level (Typhoon 2011/15)

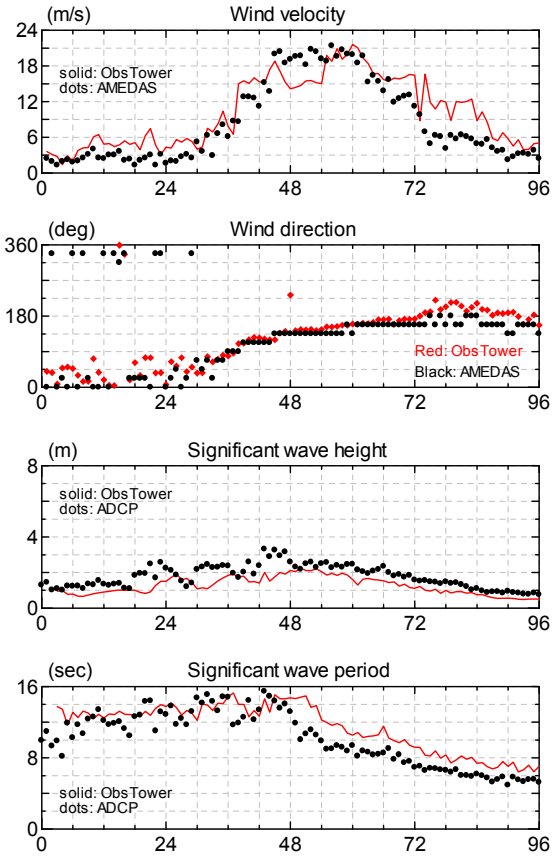


Fig. 7 Comparisons of measured results on wind and wave (Typhoon 2011/12)

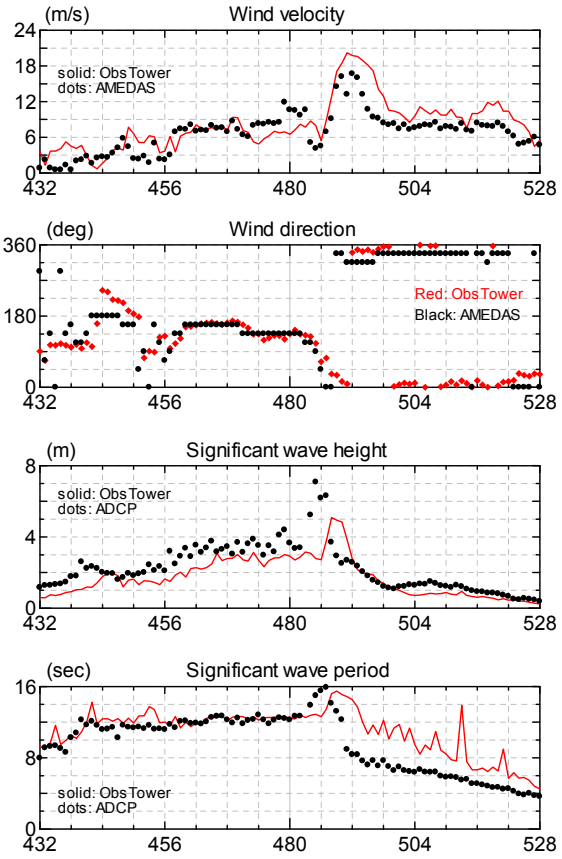


Fig. 8 Comparisons of measured results on wind and wave (Typhoon 2011/15)

Fig. 9，Fig. 10は，台風12号接近前後の水平方向流速，鉛直方向流速の時間変化を示したものである。流速データは水深3m付近，9m付近のデータで約1m厚（3層分）のデータの平均値を示している。鉛直方向の流速は台風接近時においても小さな値にとどまっている。水平方向の流速は台風接近時の南南東または南からの強風に対応して，北または北西向きの流速が卓越していることがわかる。ただし，流速は0.2～0.3m/s程度に留まっている。また，9/1の後半に南～南西向きの比較的強い流れが観測されている。この時は目立って強い風が吹いている期間ではない（Fig. 5参照）ので，別の要因により引き起こされているものと予想される。後で示すように，台風12号接近前は水深の深い層での水温変化が激しく，これら水温変動を伴う要因との関係が考えられる。

Fig. 11，Fig. 12は，同じく台風15号接近前後の水平方向流速，鉛直方向流速の時間変化である。台風15号の際も鉛直方向流速は小さい値に留まっているが，台風接近時にやや流速値が大きくなる傾向がみられる。水平方向の流速は，台風接近時には北向きの流れが，台風通過後は吹き返しの風に伴う南西方向の流れが発生している様子が見られる。また，台風12号の場合と比較して，台風15号通過後の流れは，3m

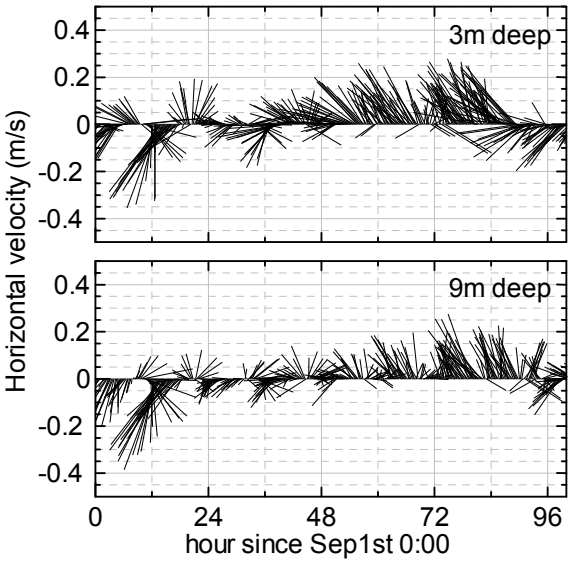


Fig. 9 Horizontal velocity vectors measured by ADCP (Typhoon 2011/12)

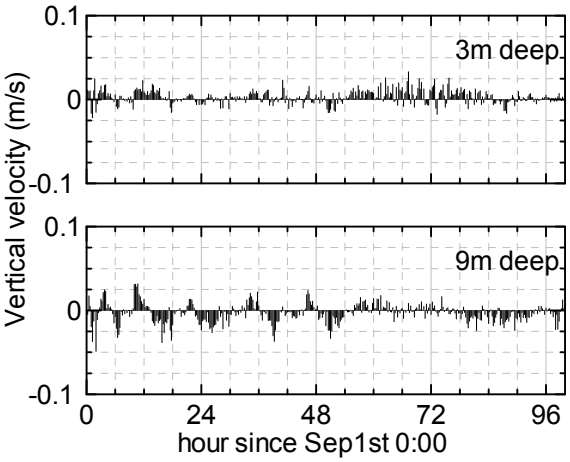


Fig. 10 Vertical velocity vectors measured by ADCP (Typhoon 2011/12)

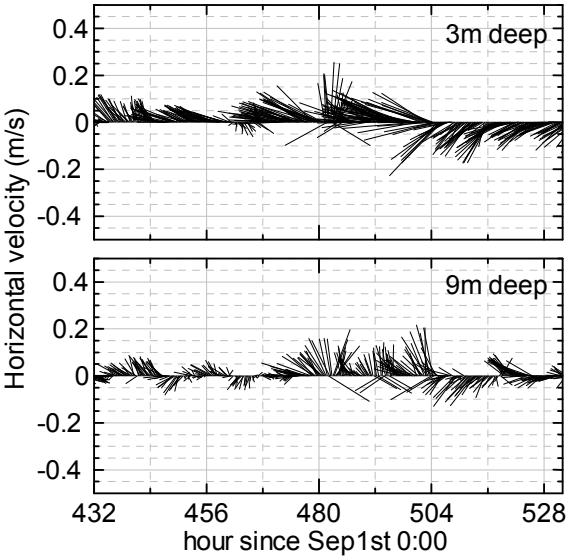


Fig. 11 Horizontal velocity vectors measured by ADCP (Typhoon 2011/15)

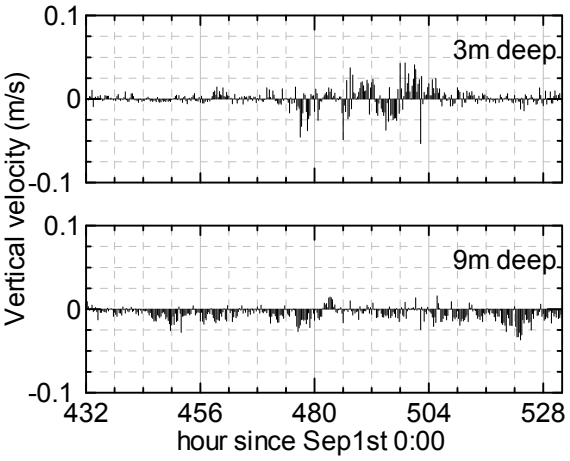
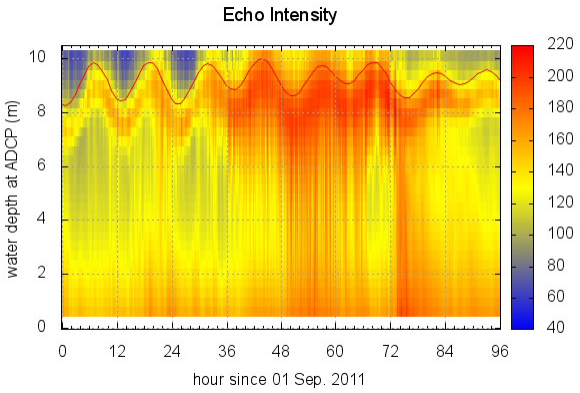


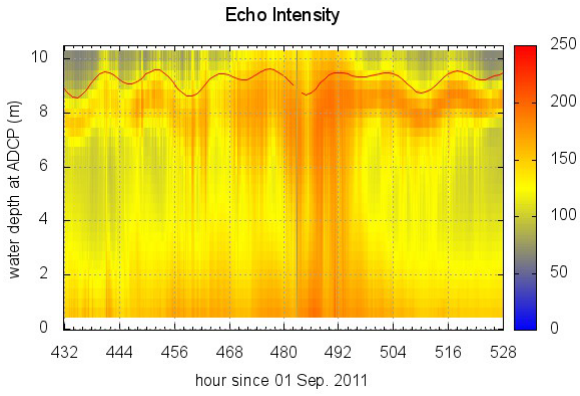
Fig. 12 Vertical velocity vectors measured by ADCP (Typhoon 2011/15)

層と9m層で流向が異なる状況が確認されている。

台風が接近して波が高い状況になると，砕波，鉛直混合による気泡の混入が進行し，ADCPの計測結果において本体から発信された音波の反射強度が増加する結果となる。Fig. 13は，台風接近時の反射強度の時系列を示したものである（縦軸：ADCPからの距離，赤線：海水面）。台風12号，15号ともに台風最接近時を中心に，反射強度の高い部分がADCPの設置水深にまで達している様子がわかる。2009年の計測結果（森ら，2010）では，台風最接近の前からうねりの影響と考えられる反射強度の増加が指摘されており，今回の観測結果でも同様に台風最接近前から表層付近を中心に反射強度が増大していることが確認できる。台風12号の際は，有義波高は台風通過前後を通じて大きな変化がないものの，最接近時を中心に反射強度の大きい部分が水深方向に広がっており，一日以上連続した強風が鉛直混合に大きな影響を与えていることがわかる。また台風12号の際は9/3の未明（74，75時間後付近）に反射強度の高い部分が全層にわたって確認されているが，台風15号の場合は台風通過後には反射強度の高い部分は海面表層付近に限定されている。



(a) Typhoon 2011/12



(b) Typhoon 2011/15

Fig. 13 Temporal variations of echo intensity

3.3　水温の時間変化

Fig. 14は台風12号接近前後の観測塔付近における水温の時間変化，Fig. 15は水深10m以浅の水温変化と，田辺湾に流入する会津川・高山寺地点の水位変化を合わせて示したものである。

Fig. 14には水深の異なる7地点での水温の時間変化が示されている。水深25m，30m以外の水温は，台風接近前は26.5～27.5度の間に分布しており，台風の接近に伴い鉛直混合が進行するにつれて同じ水温になるとともに，やや水温が上昇する結果が認められる。一方，水深25m，30m地点の水温は，他の水温よりも低く，また非常に大きな変動を示している。特に，水深30mの水温は一日の間に2度程度変化しており，外海水の進入などの影響を考慮する必要があると思われる。

Fig. 15に示すように，水深10m以浅の水温は台風接近前から同程度であり，強風，波浪の影響を受けてほぼ一様化していることがわかる。台風通過後は水深3mの水温が急激に低下し，周期的に変動する状況も確認できる。台風12号は先に示したように記録的な大雨をもたらし，会津川の水位（高山寺地点）も台風接近中から通過後にかけて非常に高い状態であることがわかる。ここに結果は示していないが，ADCPと同じ位置で計測された電気伝導度は，台風最接近時の頃から下がり始め，水深3m地点の水深が急激に低下するタイミングで，電気伝導度が最も低い値を取っていることから，表層の水温低下には河川からの淡水流入の影響が考えられる。なお，電気伝導度は9/4の終わり（96時間後頃）には，台風接近前の値にまで回復しているが，水深3m地点の水温は依然低い状態が続いている。

Fig. 16，Fig. 17は，台風15号接近時の水温変化および表層付近の水温と会津川の水位の変化をそれぞれ示している。

台風接近時に全観測地点の水温がほぼ一様になるのは台風15号接近時においても同じであるが，台風接近前の水温の鉛直分布は台風12号接近前と大きく異なる。台風15号接近前は，表層から水深30mまでの水温が約0.5度の幅に収まり，鉛直方向の温度変化が非常に小さい状態となっている。Fig. 14に示した結果と同様，外海側との影響を考える必要があると

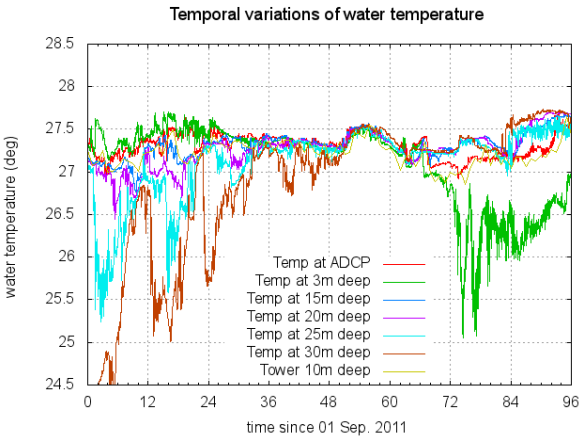


Fig. 14 Temporal variations of water temperature at different depth (Typhoon 2011/12)

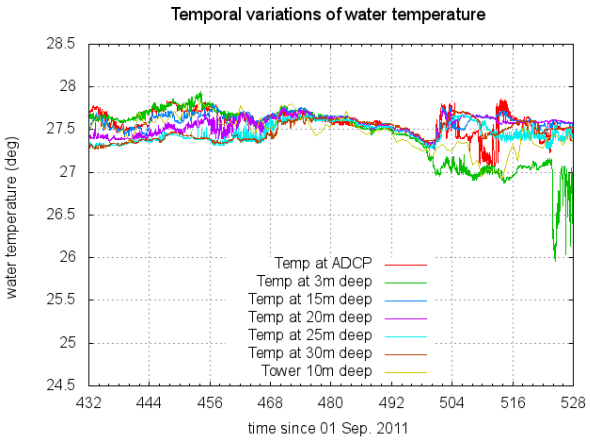


Fig. 16 Temporal variations of water temperature at different depth (Typhoon 2011/15)

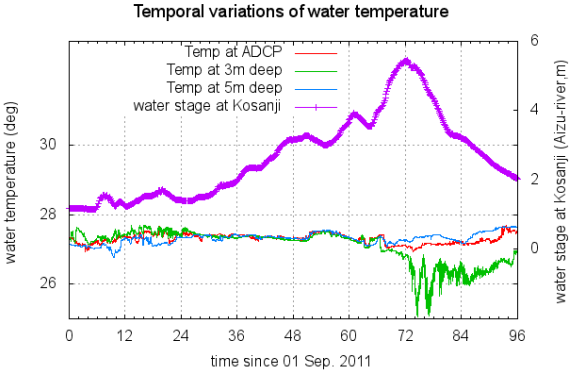


Fig. 15 Temporal variations of water temperature at near surface and water stage of Aizu river (Typhoon 2011/12)

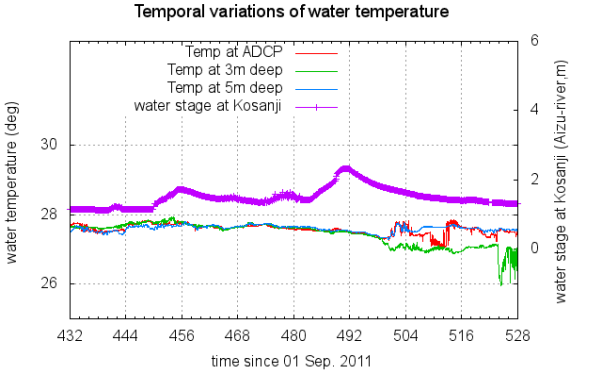


Fig. 17 Temporal variations of water temperature at near surface and water stage of Aizu river (Typhoon 2011/15)

思われる。また，Fig. 16に示すように，台風15号の際は台風最接近時に全層の水温がほぼ一様になるとともに水温が低下し，台風通過後に水深3m地点以外の水深がやや上昇する結果となっている。

台風15号の通過後も，水深3m地点の水温が低下する様子が確認できる。この時の電気伝導度は計測できておらず，河川水流入の影響については評価できないが，水温が低下しているのは水深3m地点のみに留まっていること，風や波の影響が弱まった9/22の後半になって水深3m地点で水温の急激な低下が計測されている。

4. まとめ

本報告は，2011年夏期に白浜海象観測所・田辺中島高潮観測塔周辺で実施された現地観測の結果について，その概要を示したものである。2011年の観測では，台風12号，15号接近時の現地データを収集することができた。台風12号は観測地点を台風右側に入れたままゆっくりと北上したため，約一日半にわたって強風が連続し，台風15号は紀伊半島南端をかすめて北東に移動したため，接近前と通過後で風向が大きく変化するなど，異なる特徴を持つ台風に関する現地データとなった。また，水温変化からはそれぞれの台風接近前の水温の鉛直構造が大きく違っていること，台風接近時には全層にわたって水温が一様化して台風通過後も表層を除いて混合した状態が継続することなどが確認された。

ここでは観測結果を示し，その概要を報告するに留まっているが，観測データの詳細な解析と検討を行うとともに，継続的な現地データの収集，蓄積を行う予定である。

謝　辞

本研究は，防災研究所一般共同研究「強風時を対象とした大気・海洋相互作用観測プロジェクト」（防災研，電中研）の成果である。現地観測の実施ならびにデータの処理，検討にご協力いただいた各位に記して謝意を表する。

参考文献

気象庁（2010）：災害時気象速報　平成23年台風12号による8月30日から9月5日にかけての大雨と暴風

木原直人，中屋耕，坪野考樹，松山昌史，平口博丸，森信人，鈴木崇之，武藤裕則（2011）：うねりと発達中の風波が混在する湾内における大気・海洋間運動量輸送，土木学会論文集B2(海岸工学)，第67巻，pp.51-55.

木原直人，中屋耕，坪野考樹，松山昌史，平口博丸，大原信，森信人，鈴木崇之，武藤裕則（2011）：気象擾乱の数値予測精度向上のための研究(その2)－現地観測による沿岸域での大気・海洋運動量輸送に関する検討－，電力中央研究所報告，N11055.

デジタル台風：http://agora.ex.nii.ac.jp/digital-typhoon/

森信人・鈴木崇之・木原直人（2010）：海洋表層鉛直混合におよぼす波浪の影響，京都大学防災研究所年報，第53号B，pp. 425-432.

森信人，田中悠祐，間瀬肇，鈴木崇之，木原直人（2011）：沿岸域における強風時の強鉛直混合についての数値実験，土木学会論文集B2(海岸工学)，第67巻，pp.321-325.

（論文受理日：2012年6月8日）

Field Measurements at Tanabe-Nakashima Observation Tower in the Summer of 2011 (during the typhoon season)

Yasuyuki BABA, Teruhiro KUBO, Nobuhito MORI and Naoto KIHARA[(1)]

(1) Central Research Institute of Electric Power Industory

Synopsis

This paper shows some results of a field observation carried out in the summer of 2011. The field observation have been conducted for three months (from August to October) at the observation tower of Shirahama Oceanographic Observatory. During the observation, two typhoons (No.12 and No.15) hit the Kii peninsula, and the current and temperature profiles have been measured under the storm conditions as well as wave and wind conditions. Under the storm conditions, the current and temperature profiles show uniform distributions in the vertical direction, and this means that vertical mixing develop well in the surface layer. After typhoon passed, water temperature decreased in 04 Sep. 2011. Electric conductivity also dropped down at the same time. It is expected that flood water from the river would flow into the Tanabe bay and reached to the observation area.

Keywords: field observation, typhoon, vertical mixing

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

大潟海岸・上下浜の海浜地形と海浜底質の粒度組成
—主にビーチカスプにおいて—

内山　清

要　旨

砂・礫海岸である大潟海岸の中央部より，3 ㎞程，北東寄りの上下浜で海浜の調査を行った。2009 年 10 月 30 日と 2010 年 10 月 8 日の 2 回，海浜の前浜に形成されるビーチカスプのうちの小カスプにおいて，断面を得るために地形測量を行う，とともに，極高点と極低点というように，交互に，数十個の底質を採取した。形成状態の変異差を調べるために，大カスプの突出部と湾入部で，それぞれ，それらの行為を行った。また，2010 年 10 月 8 日に，大カスプの突出部と湾入部において，汀線から小カスプの極高点，あるいは極低点を通って，後浜，あるいは前浜のみ（湾入部），まで，地形測量と５ｍ間隔の底質採取をそれぞれ行った。これらを分析，解析して，熟考する事こそが，海岸侵食の原因解明に至る糸口となるのではないか。

キーワード：大カスプ，小カスプ，突出部，湾入部，極高点，極低点

1.　緒言

大潟海岸は，上越市郷津から柏崎市米山に至る全長約 27 ㎞のほぼ直線状の砂・礫海岸である。大潟波浪観測所は大潟区四ツ屋浜に立地していて，潟町砂丘が一番発達している場所でもある。また，この海岸は，大潟海岸のほぼ中央に位置している。直江津港防波堤の延伸工事が竣工した今，徐徐に北東側へ海岸侵食が進み，うの浜付近までは海浜が消滅してしまった。そのうえ，これより北東側へ約 1.7 ㎞に位置する上下浜の海岸でも，相当に進行している事がうけてとれる。自然の節理に従って，あらゆる要素と緊密に，そして微妙にバランスをとりながら動作する事から鑑み，ミクロからマクロへと考察し，熟考する事こそが，新しく，重要な知見を得る方法である。この意味において，今回は，9 月から 11 月頃までにしか海浜に形成する事のない，上下浜でのビーチカスプの調査を行った事で得た，海浜地形特性と海浜底質の粒度組成をしっかりと考察・熟考する事だ。上述の事を確実に実行する事こそが，海岸侵食の原因解明に資するものと考える。

2.　ビーチカスプの地形

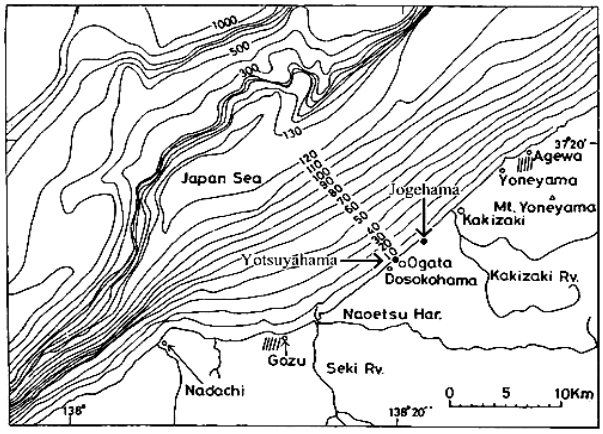


Fig.1 Positional topography of Ogata Coast.

ビーチカスプには，大カスプと小カスプの二種類がある。いずれも，リンクしているすべてのファクターにおいて，自然のバランスがとれているが故に，形成されるものである。大カスプは，“汀線の出入り”として観測され，それぞれ突出部，湾入部と定義される。このような現象を示す海岸を波状海岸と言う。

小カスプは，波が汀線で砕波し，遡上する，これらの諸条件により，汀線から後浜の方向へ一定の距離の地点を，汀線に沿って，山と谷が交互に，一列に形成される。ここで，山の頂点を極高点，谷を極低点と

それぞれ命名する。(Fig.6,7,8,9) の断面図に示すように,もし,夕焼けに染まった海を背景にして,後浜を背に,その整列を見た時には,ちょうど,ドローネの曲線を思わせるような陰影である。また,芸術的でもあり,リズミックな軽快な感じさえする。

2.1 大カスプ

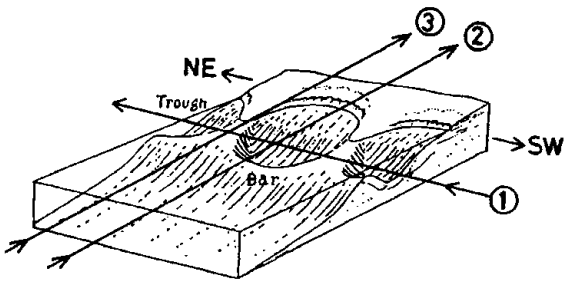


Fig.2 The measuring lines and the model graph, on the crescent-shaped bar.

(Fig.2) は,上下浜の海岸で深浅測量を行う際,①,②,③が測量の順番を示している。また,同時に,弧状沿岸砂州の模式図でもある。この図のように,大カスプの突出部は弧状沿岸砂州の接合部に, 湾入部は弧状沿岸砂州の中心部にそれぞれ対応し,対をなして移動するものと考えられる。

(1) 前回と今回の地形上での差異

大カスプの地形上での差異を考察する場合,上述のごとく, (Fig.2) の①での測量による海底地形図からの判断が自然である。この事により,まず, (内山,2004) の (Fig.3,4,5,6) の海底地形図に示すとおり,山と谷との比高が大きい場合には約３m,小さい場合には約１m と,変化に富んだ海底地形をしている。上述の事から,前回の観測の大カスプの特性は,波長が約400～500m で,汀線がリズミックに出入りを繰返して出現する事がわかった。また,2001 年 9 月 27 日および2002 年 10 月 18 日に実測した突出部と湾入部の移動距離は,それぞれ,約 73m と約 38m で,北東の方向へ移動した事になる (内山,2003) (Fig.4)。突出部と湾入部の出入りの差も顕著であったに違いない。このように,2001 年,2002 年の頃は,そんなに海岸侵食が進んでいないため,自然の節理に則する動作をしていた事にある。

一方,今回の大カスプの状態を考察するに際し,(Fig.2) の①の測量による地形図であるが,2009 年には測量ができず,従って,地形図はなく,2010 年 11 月 7 日に測量の地形図を代用して考察する。(Fig.3) の海底地形図に示すように,山と谷との比高が小さく,一定である。この図内に入っている箇所で約１m であって,図から外れている箇所で,０から南西へ約１kmの付近において,初めて約２m という有様となる。よって,突出部と湾入部の出入りの差も小さく,これらの移動した形跡もない。要は,固定された単調な大カスプの状態になってしまっている。そのうえ,波長が約 1 kmと,前回の調査の時の約２倍程になってしまった。上述の要因として,相当程度に海岸侵食が進んだ事を指摘できる。それは,冬季に海浜の湾入部が消滅してしまい,水が傾斜護岸の下から三分の二の地点位まで,遡上する有様である。突出部だけが,僅かに残る程度である。上下浜の海岸は,南西へ約 1.3 kmの地点に離岸提,北東へ約 2.9 kmの地点に柿崎漁港,と閉ざされた中での水,砂・礫の動作となるであろう。そのうえ,北東へ約 3.8 kmの地点にある柿崎川河口で,2009 年 4 月から 2010 年 3 月まで,土砂の回収工事を行っており,この際の浮遊土砂が北東から南西へ向う沿岸流によって運ばれて,この海岸に堆積したのではないだろうか。この事を,ある程度明確にするために,次回になると思うが,上下浜の海岸の海底底質の粒度組成で考察したいと思っている。この場においては,ときに, (Fig.4) と (Fig.５) において,弧状沿岸砂州の接合部と中心部の,二つの図の岸・沖方向の断面図で,極深部と Trough の水深が本来,それぞれ, ５～６m, ７～８m となるはずである。しかし,これらの図から,二つの地点で約２m の砂が,それぞれ堆積している事がわかる。堆積した物が“砂”である事は,2010 年 11 月 7 日に,この 2 地点で採取して来た事から自明の理である。上述のような事が,大カスプの形成に変調を来す所以であるに違いない。

(2) 大カスプの形成の成因とその過程

大カスプは,一定の間隔ごとに,海浜が砂・礫の堆積と侵食を交互に繰返して行って,形成に至る。別な言い方をすると,砂・礫の海への収支は大カスプを介して行われる事になる。要は,突出部は堆積の作用,湾入部は侵食の作用,がそれぞれ行われる。よって,突出部の海浜の幅は広く,湾入部のそれは狭いのが,それぞれの特徴である。第一義の要因は,砂・礫を移動させる水の流れである事がわかる。

日本海側および上下浜の海岸では,夏季に北から,冬季には西ないし北西から風が吹く頻度がそれぞれ高い。特に,西ないし北西から吹く風は強風となる。一方,北からの風は,発達する事もなく,精精強くなっても 10～15m/s 位である。上述の事情から,冬季には,沿岸流が南西から北東へ流れ,波は西からやって来る。しかも,常時,猛烈に発達する事が多い。一方,

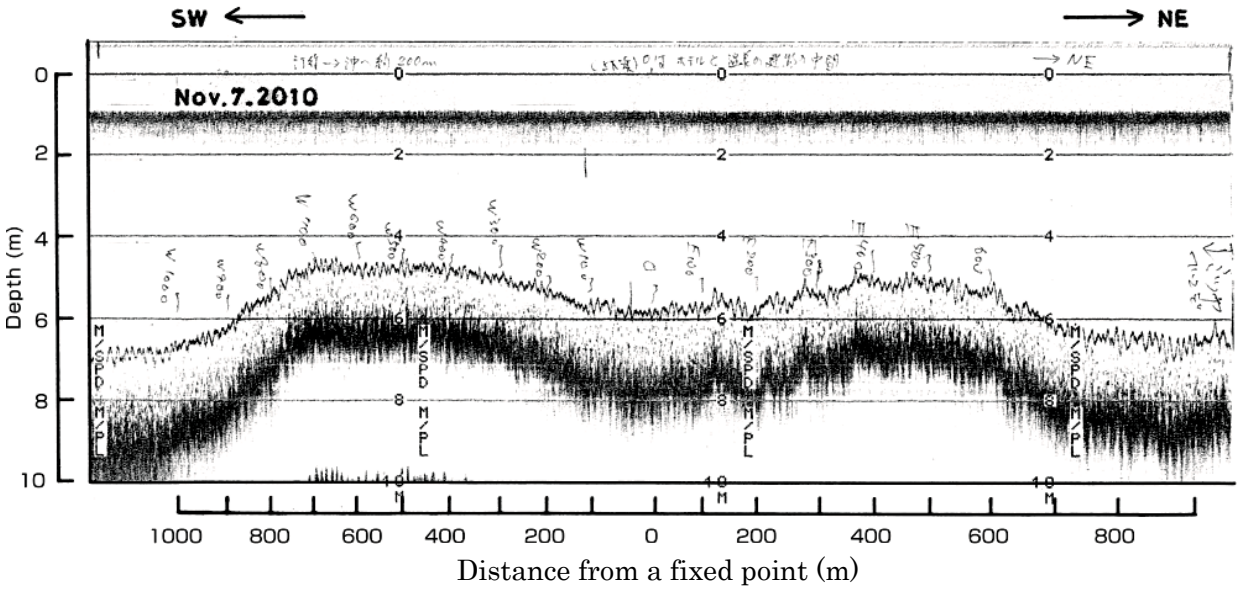


Fig.3 The bottom profile, from south west to north east, 200m offshore along the shoreline.

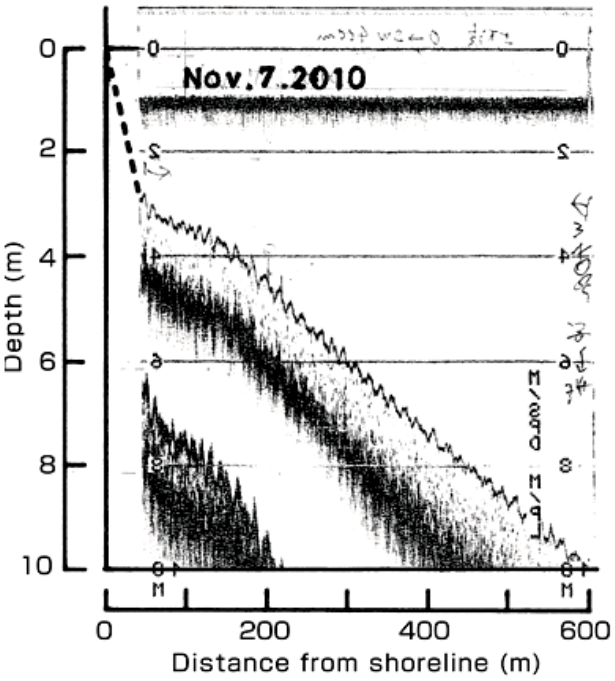


Fig.4 The bottom profile, from shoreline to offshore, on the jointed measuring line of the crescent-shaped bar.

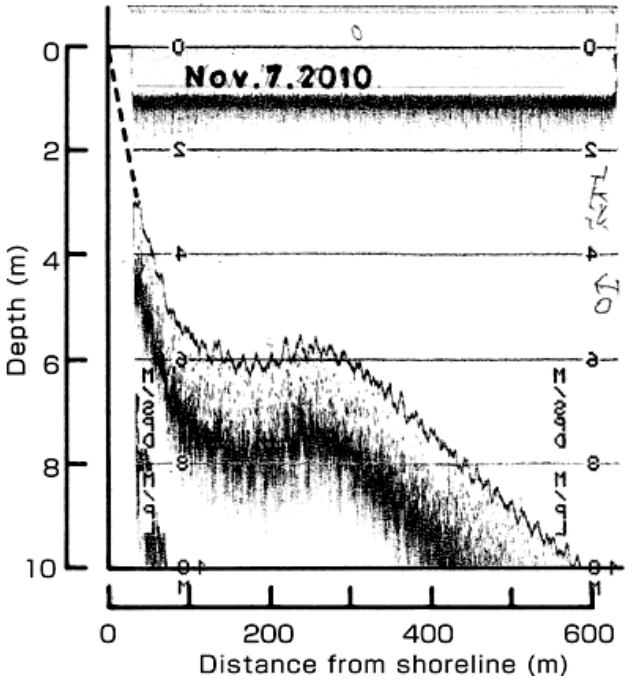


Fig.5 The bottom profile, from shoreline to offshore, on the central measuring line of the crescent-shaped bar.

夏季には, 沿岸流が北東から南西へ流れ, 波は北からやって来る事が多い。よって, あまり発達する事はない。そのうえ, 上下浜海岸は, 両側から, 人口構造物に挟まれているため, 幾多の変則的な事が生じやすい。

汀線から沖へ約 300～400m 位の海底で微小な異変が起きると, 波は凸レンズを通ったかの様に海岸線の一箇所に焦点を合わせ, 集中するようになる。あるいは, 波が汀線付近に近付いた時, 角度の違いで, 波の一部分においてオーバーラップし, ベクトルの合成によって, 発達する事になる。それが, 汀線で砕波して, 多量の水が勢いよく遡上する事によって, 砂・礫を巻き込んで海浜に堆積するだろう。しかし, その水が海へ戻る時には, それ以上の多量の砂・礫を侵食して流れ下だることになる。そして, この箇所が大カ

スプの湾入部となるのである。水の一部は砂浜に滲透するが,大部分の水は海底を沖の方へ,砂・礫を侵食しながら流れ下だる。この水の流れを離岸流と言う。水の流れの勢いが弱まった,汀線から沖へ約 300～400m 位の地点で,運んで来た砂・礫を堆積・積み上げる,しかも,分級作用を施しながら,大体“砂”のみをである。この箇所を,弧状沿岸砂州中心部の Bar と言う。ここで今度は,沿岸流が加味して,ベクトルの合成が起こる。合成された水の流れは,堆積された砂の箇所,つまり,Bar の縁を回り込むようにして,砂を運びながら岸側へ向う。そこで,汀線から沖へ約 150～200m の箇所に堆積し,ここが弧状沿岸砂州接合部の極浅部となる。また,それが,沿岸流によって運ばれて海浜に堆積し,この箇所が大カスプの突出部となるのである。上述が真実に限り無く近い,成因とその過程ではないだろうか。

2.2 小カスプ

小カスプは,（Fig.6,7,8,9）に示すように,海浜上で,小高い山と小さな谷が交互に,一列となって形成される。主に前浜での形成が多く,海浜の幅の広い箇所では,後浜でも形成となる。条件さえ合致した時には,何列もできる事もある。汀線から後浜へ一定の距離の地点を汀線に沿って現れ,ちょうど自然が織成す芸術作品のように思える。それらの型や位置については,後述する事にする。

(1) 前回と今回の地形状での差異

前回の調査は,2000 年 4 月 14 日に行った。今回のように,海浜地形の測量を行っていないため,上述のような小カスプの断面図はない。従って,形成した位置と波長のみの比較による考察に止める。そのうえ,大カスプの湾入部での小カスプの調査が抜けていて,また,海浜地形の汀線から後浜までの測量も抜けている。まったく,整合性がない事がわかったし,大失敗であった。2000 年 4 月 14 日の調査において,二段の小カスプの形成があった。一段目と二段目のそれぞれの位置と波長については,汀線から後浜へ約 7～10m,約 25～30m の地点,測量した 29 スパン,15 スパンのそれぞれの相加平均で,19m,43m を示す。

ここで,大ざっぱではあるが,前回と今回の状況を比較するに止める。まず,大きな違いは,前回において,二段の小カスプが形成されたという事である。（内山,2003）の（Fig.5）2001 年 9 月 25 日,（Fig.６）2002 年 10 月 18 日にそれぞれ測量した海浜地形図（汀線から後浜まで）を代用で検証し,（Fig.10,11,12,13）2010 年 10 月 8 日測量の海浜地形図（汀線から後浜まで）とを見比べる。海浜の幅でみると,今回は,突出部で約 3～4m,湾入部で約 2m ないし 8m,それぞれ狭くなった事がわかる。また,前浜の傾斜角度は,ほとんど変わりがないようだ。要は,2000 年 4 月 14 日のこの時期は,まだ,侵食がそんなに進行していなかった事がわかる。だからして,4 月に小カスプの形成があって,しかも,二段の形成が生じる事は,もっともな話である。前回の海底地形図（岸沖方向）で,いずれも代用の四つの図であるが,（内山,2004）の（Fig.8,7）2001 年 8 月 6 日,（Fig.10,9）2002 年 9 月 20 日,と今回の（Fig.4,5）2010 年 11 月 7 日を比べた時,前者の方が明らかに,極深部,Trough から汀線にかけて,急傾斜になっている。一方,後者では,極深部と Trough に厚く砂が堆積して（この件は次回,明確にする）,それらの地点から汀線にかけて,緩い傾斜の状態だ。この事から前回においては,波が上述の両地点を通って,急傾斜にさしかかった時には,急に発達する事になり,波力が最高調に達してから汀線で砕波し,遡上する事になる。これにより,遡上した水の先端は海浜の後浜基部にまで達し,二段の小カスプはもとより,一段のそれの形成に繋がるのである。しかし,波が絶頂期よりも衰退期に小カスプの形成になっている傾向のようだ。しかも,水が遡上した最先端点と汀線の中間点付近に,一列に,および汀線に沿って形成となる。小カスプの一,二段についての詳細は,（内山,2003）を見ていただきたい。

(2) 今回の 2009 年 10 月 30 日と 2010 年 10 月 8 日の両者における地形状の差異

まず,両者の差異の考察の前に,2009 年 10 月 30 日に近い時期での海底地形と海浜地形（汀線から後浜まで）測量が抜けているため,図がなく,推測の域内の考察に止める。（Fig.6,7）,（Fig.8,9）は,後浜から汀線の方を向いた時の小カスプの断面図である。縦軸の縮尺を大きくとって,誇張して描いている。なお,底質採取や波長の測定は,極高点の数で,10 数点から 20 点前後の範囲で行ったが,測量して地形図・断面図に,ほんの一部を描いた。これから,比高を算出する事になる。

(a). 前者において（Fig.6,7）,突出部での形成の位置は,汀線から後浜の方へ約 5～7m である。波長は,測定した全 21 スパンで,相加平均すると 18.7m になる。比高は,四つの相加平均で,41.7cm を示す。突出部では,後述する湾入部と違って,波は少し減衰して汀線で砕波し,遡上する事になる。この後の形成の過程は,後述の湾入部と全く類似している。ただし,突出部の海浜の幅は広いため,水が遡上した最先端と汀線の中間点付近の位置に,小カスプの形成となる。極低点から北東側の極高点の方へ上がった中間点付近にある膨らみは,次の説明からである。10 月 30 日というと,夏季から冬季へ移行の時期であって,むしろ,

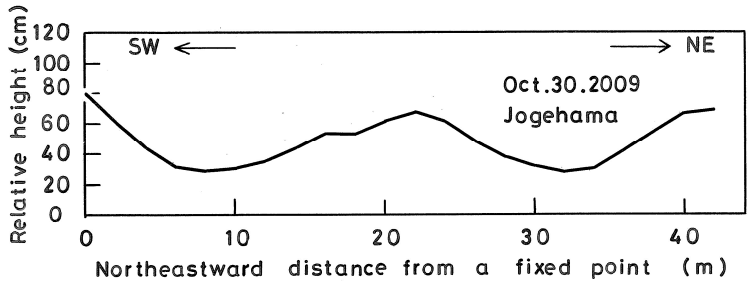


Fig.6 The beach profile of the small cusp, on the foreshore. On the projection of the large cusp.

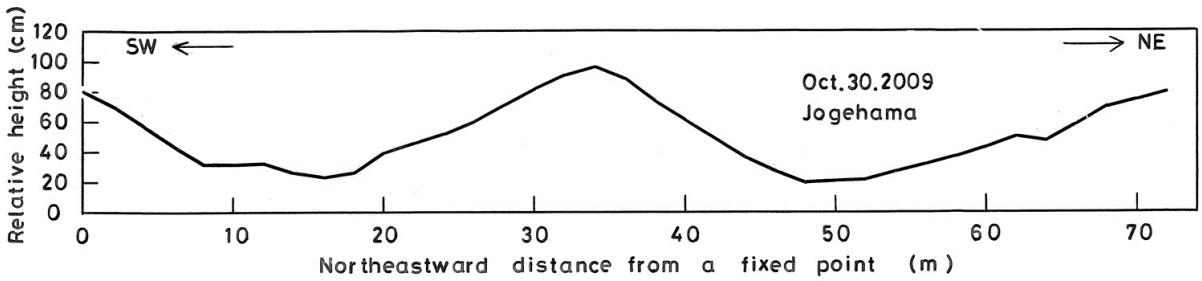


Fig.7 The beach profile of the small cusp, on the foreshore. On the embayment of the large cusp.

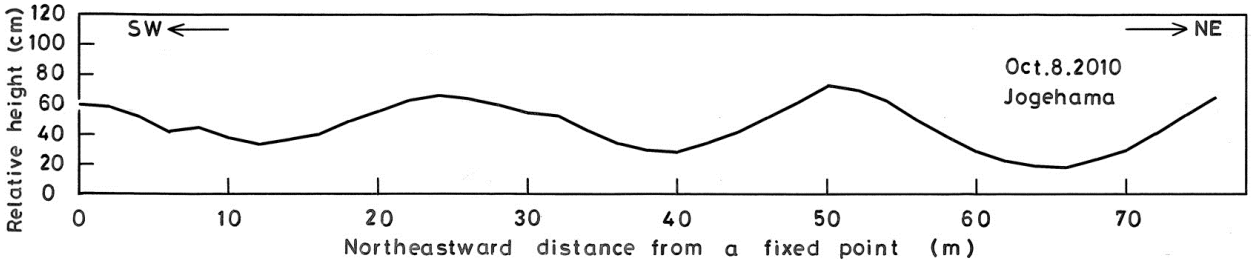


Fig.8 The beach profile of the small cusp, on the foreshore. On the projection of the large cusp.

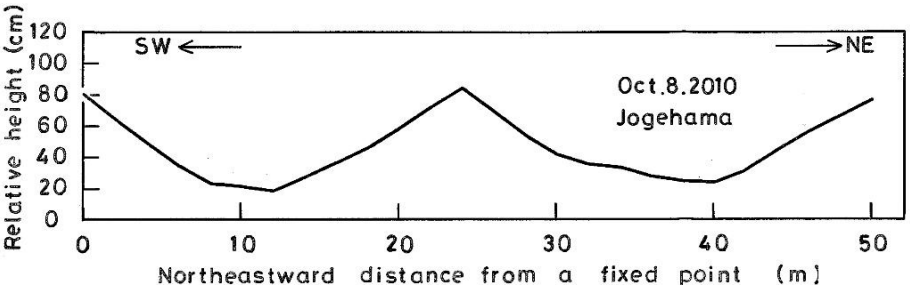


Fig.9 The beach profile of the small cusp, on the foreshore. On the embayment of the large cusp.

冬季にやや入ってきた状態である。それ故,北寄りからの風よりも西寄りからの方が,強さ,回数ともに頻度が高くなる。そのため,波力の大きい波が西から進入する。汀線に近付くにつれて海底は浅くなってくるから,普通は汀線付近で屈折して,汀線のある点の微分係数が0の接線に対して直角に砕波するはずである。しかし,波力が大きく,屈折しきれず,そのまま角度を保って砕波し,遡上する。これにより,砂・礫が水に乗って運び上げられて,堆積し,膨らみとなった。

湾入部において,形成の位置は,汀線から後浜の方へ約7～10mである。波長は,測定した全12スパンあって,相加平均すると 36.6m になる。比高は,四つの相加平均で,66.1cmを示す。大カスプの突出部と湾入部の海浜における,それぞれの小カスプの形状を比較してみると,波長と比高で,数字の上から湾入部の方が圧倒的に大きい。そのうえ,形成の位置も,突出部に比べて,2～3m程後浜側となる。断面図の極低点から北東側の極高点との中間点付近に,膨らみがある。突出部の所で論述の波の動作や事情に付加して,明らかに湾入部では,波力の強い,大きな波が汀線で砕波し,遡上した事になる。遡上した水の最先端は,傾斜護岸の三分の二位の高さまで上がり,勢いのある戻り水として流れ下だる。その一部は護岸の隙間から落ちて海浜に滲透し,大部分の水は海に戻る。この時,海浜の砂・礫を削り取って,海へ運ぶ。この箇所が極低点となる。波は汀線で砕波して,ある程度,扇状に遡上するからして,その強弱によって波長が決まってくる。砂・礫が分級作用や浮力を受けながら押上げられて堆積する地点がある。これが,極高点としての出現となる。

上述の第一義的な要因は海底地形によるのだ。しかし,この年は,深浅測量と海浜地形の汀線から後浜までの測量を行っておらず,推測の城内で熟考する事で,仕方無い。柿崎川河口の浚渫工事は,2009年4月に始まり,2010年3月に終わっている。この事から,2009年10月30日の測量・調査日（小カスプの）に,多量の砂が運ばれて,上下浜の海底に堆積する事はなかったのではないか。そのうえ,この時期は冬季の入口で,西寄りからの風,波と南西からの沿岸流と,それぞれに作用する頻度が高くなってくる。この事から,恐らく,海底地形は,（内山,2004）の（Fig.3,4,5,6）や（Fig.7～14）にそれぞれ類似していたのではないだろうか,しかし,それらはわからない。また,海浜地形の汀線から後浜においても,（内山,2003）の（Fig.5,6）に類似していたか,やや幅が狭かったのではないか,とそれぞれ類推する。

従って,突出部の海浜では,海底の弧状沿岸砂州接合部に対応とあって,波は浅い箇所を通って汀線にやって来る事になる。やや,衰退ぎみの波は,汀線で砕波し遡上するが,海浜の幅も広く,傾斜も緩いため,先端の水は行き着く所まで行くが,そのほとんどが滲透してしまって,戻り水で流れ下だる事はない。それ故に,汀線に近く,波長の短い,比高の小さい,の形成となるようだ。

一方,湾入部の海浜は,海底の弧状沿岸砂州中心部に対応していて,波がBarの浅い箇所を一瞬にして通過し,やや衰退するが,Trough でまた発達し,汀線までの急傾斜を波力の最高調を維持しながら,汀線で砕波し,遡上する。遡上の際には,ある程度の砂・礫を巻き込んで,海浜の前浜の急傾斜を扇状のように上がりきり,小高い山となって堆積する。これが,極高点となって出現する。また,遡上した水の先端が傾斜護岸の三分の二位の高さまで上がり,一部の水はブロックの隙間から落ちて海浜に滲透するが,大部分の水が流れ下だって,砂・礫を削り海へ流出する。これで,海浜の前浜に極低点となって出現するが,海に流出した水は,砂・礫を伴って,離岸流として海底を流れ下だる。

(b). 後者において（Fig.8,9）,突出部の海浜に形成の小カスプの位置は,汀線から後浜へ約 12m である。波長は,測量した 9 スパンで,相加平均すると,25.5mとなる。比高は,四つの相加平均で,38.5cmを示す。突出部は,弧状沿岸砂州接合部に対応している事で,極浅部から汀線まで,緩やかに浅くなっている。従って,波も徐徐に波力,および大きさが減衰して,汀線に入ってから砕波する事になる。砕波して,遡上する水は,汀線からあまり遠くない距離だけ先端が行き着く。汀線で砕波して遡上する水の性質として,扇状になり,砂・礫を運び上げる事である。突出部における海浜の幅は,湾入部のそれと違って広い。この事から,遡上した水は,戻り水として流れ下だって,砂・礫を削る事もなく海浜に滲透するのが,大部分となる。これらの事から,突出部は堆積の場である事がわかる。上述からして,比高が小さく,波長が湾入部のそれと比べてやや長い小カスプの形成となったのであろう。極低点から南西側に出来た小さな膨らみは,10月8日のこの時期,まだ,北寄りからの波で,大きな波がやって来る頻度が高い。この事で,大きな波が,汀線付近で屈折しきれず,ある角度を保ったまま砕波し,砂・礫を運び上げて,膨らみの量だけ堆積となったのではないか。

一方,湾入部の海浜に形成の小カスプの位置は,汀線から後浜へ約13mである。波長は,測量した9スパンで,相加平均すると,23.7mとなる。比高は,四つの相加平均で,59.6cmを示す。湾入部は,弧状沿岸砂州中心部に対応していて,Trough から汀線まで急傾斜

している。また,海浜の幅も狭く,遡上する水は一直線に傾斜護岸の三分の二程の高さまでかけ上ぼる。もちろん,扇状に砂・礫を運び上げる行為もあるだろう。遡上した先端の水の一部はブロックの隙間から落ちて滲透するが,大部分の水は傾斜護岸から加速度を付けて,流れ下だって,砂・礫を削って,海へ流出する。その後,離岸流として海底を, 砂・礫を伴って沖へ流れ下る事になる。こんな風にして,比高が大きく,波長がやや短い,小カスプが出来上がったのだろう。

小カスプの形成の過程,事情は,前者で論述のように双方とも類似する。しかし,風向,波向,これらの発達する回数および沿岸流の方向,発達の回数,のそれぞれの頻度は,前者と後者で相反する事になる。

(3) 小カスプの形成の成因とその過程

まず,砂・礫海岸である事が第一条件である。粒径の大きさが違う事で,浮力,分級作用に差ができ,堆積や移動の際にも,速さ,程度の面で差が生じる事になる。夏季と冬季において,発達して吹いて来る風の方向や発達して流れ行く沿岸流の方向,のそれぞれの頻度が,その二つの時期で相反する事である。それに付随して,離岸流も発達する事だ。これらの条件のもとで,砂州が弧状に形成される事である。弧状沿岸砂州が出来れば,接合部,中心部と対になる大カスプの突出部,湾入部が出来てくる。要は,弧状沿岸砂州と大カスプの突出部,湾入部の間を砂・礫が循環する事になる。この循環が,バランスの良し,悪しによって,海浜の安定か,堆積か,また, 侵食となって行く。この意味で,突出部と湾入部の海浜に形成の小カスプは,重要な一つの役目を担う事になる。

詳述するにあたり,海底地形で, (内山,2004) の (Fig.3,4,5,6) , (Fig.8,7,10,9,12,11,14,13) と海浜地形で,小カスプの断面図の (Fig.6,7,8,9) ,汀線から後浜までの断面図の (内山,2003) の (Fig.5,6) および (Fig.10,11,12,13) をそれぞれ,熟慮な考察のために使用する。形成の第一義的な要因は,波である。次に,海底地形で,つまり,砂・礫の堆積具合によって,波が発達,減衰や屈折,干渉する。それらにより,形成の仕方が違ってくる。波は大小であれ,あらゆる方向からやって来る。日本海側あるいは,上下浜の海岸においては,10 月 30 日の時期は冬季の入口の頃で,西寄りから,また,10 月 8 日の時期は夏季の終焉の頃で,北寄りから,とそれぞれ,強い風および大きな波が,やって来る頻度が高い。この事は,直江津港にある各役所,事業所からいただいた,風速計,波高計のそれぞれのデータを精査して,確証済みである。

あらゆる方向からやって来た大小の波であっても,弧状沿岸砂州中心部の Bar の浅い箇所の上を通る事になる。砂州の中心部は弧状になっており,言わば凸レンズという様相である。この事から,砂州の上を通った波は屈折し,焦点に向う事になる。当然,この時点で,波は少し減衰する。焦点の位置も汀線より少し沖側にある。砂州の上を通り過ぎて,次は,Trough の水深の深い箇所で少し発達してから,徐徐に浅くなって行き,波は少しずつ減衰もする。汀線近くになると,屈折して,汀線に対して直角に進入し,砕波となる。しかし,ここで,屈折する波と,しない波が出現する。小さな波は素直に屈折して,汀線に対して直角に入ってくる。それに対して,大きな波は屈折しきれずに,汀線に対してある角度を保ったまま進入し,砕波する事になる。当然,ここに砕波のための時間差が生じる。速く汀線付近に到達した大きな波は,前に屈折して汀線に対して直角になった,遅い,小さな波に追い付き,オーバーラップする箇所が出現する。このようにオーバーラップした事によって,ベクトルの合成が起り,波力を強め,砕波して遡上する。この動作を行った先の海浜上には,小カスプの極低点が出現し,両側へは扇状に砂・礫を積み上げるように遡上して,小カスプの極高点の出現となる。このように,波が汀線付近でオーバーラップする箇所は,大体,小カスプの波長の距離ごとに,等間隔に,汀線に沿って起る事がわかった。上述の詳細なる成因は,長い間の熟慮なる観察から確証を得たのである。

上述の他の形成の条件や事象について述べる。海浜の前浜において,傾斜角度が,多くの文献によると,4～7 度がそれの条件である,となっている。しかし,長い間の考察した結果では,7～9 度位が最も形成しやすい角度である事が判明した。海底地形では,しっかりとした弧状沿岸砂州の形成・発達がある事。これにより,バランスの良い砂・礫の収支が行われ,小カスプの形成にとって最適な波の屈折とオーバーラップが得られる事となる。上下浜の海岸では,西寄り,あるいは北寄り,からの波がやって来る頻度が高い事だが,それぞれの波がやって来る側に面した大カスプの突出部においては,明瞭な,比高の大きい,小カスプの形成が見られる。一方,影になる側においては,波が回り込んで来る事があったとしても,小カスプの形成が,不明瞭または,見られない。また,形成時の傾向として,汀線から離れて,後浜へ近付くにつれ,波長が長くなる。波が汀線で砕波し,遡上した水の最高到達地点と汀線の中間付近に,汀線に沿って一列に形成する。しかも,波の絶頂期よりも衰退期での形成が多い。

3. 海浜底質の粒度組成

3.1 海浜底質採取と粒度分析

前述のように,明瞭な小カスプの形成があるのは,9,10,11 月頃なのだ。この時期は,夏季の終焉,冬季の入口,という事で,ちょうど境目の頃である。つまり,北寄りから,あるいは西寄りから,とそれぞれ大きな波が順番にやって来て,形成には最適となる。海底においても,砂・礫の海浜への収支もバランスがとれている。従って,波が弧状沿岸砂州のそれぞれの地点で,屈折,減衰,発達,等を起しやすく,小カスプの形成には最良と化す。しかし,大カスプの突出部,湾入部が弧状沿岸砂州の接合部,中心部にそれぞれ対応し,砂・礫の収支はそれらを介して行いながら,沿岸流に従って移動するような自然の節理に添う動作は,あまり顕著でない。上下浜の海岸は,両側を人工構造物に挟まれているため,上述のような動作はあまり勝れていない。固定してしまったようで,ここ数年間は同じ場所に,大カスプと弧状沿岸砂州のそれぞれの地点が存在しているようだ。ともすると,小カスプの極高点と極低点も,同じ位置にあるような気さえする。

上述の事象を加味しながら,2009 年 10 月 30 日に,大カスプの突出部と湾入部において,小カスプの極高点,極低点,という具合に,交互に,それぞれ全部で 43 個,25 個の海浜底質採取を行った。また,次の年の 2010 年 10 月 8 日においても,前述と同様な手法を用いて,それぞれ全部で 19 個,19 個を採取した。それに付随して,大カスプの突出部,湾入部において,小カスプの極高点および極低点を通る,汀線から後浜までの二つの測線で,5m 間隔の海浜底質の採取を行った。

上述の条件のもとで,一定量採取した試料を自然乾燥し,均質に処理して,1/4φ間隔の標準フルイを用いて,慎重に,かつ,精度の高い粒度分析を行った。また,以下において,解析時すべて,ウエントワースの粒径区分に従って表現する。

3.2　近似計算による粒度組成（中央粒径：Mdφ,標準偏差：σφ,歪度：αφ,尖度：βφ）

(1)　大カスプにおける,汀線から後浜までの海浜の粒度組成

突出部（Fig.10,11）において,小カスプの極高点を通る測線（Fig.10）の Mdφは,汀線～汀線から後浜へ約 15m の地点間で,－0.7～－0.4φの値を示し,極粗砂で組成する。汀線から後浜へ約 18m の地点は,－1.99φの値を示し,小礫・中礫の組成である。これは,小カスプの極高点より後浜側へ約 6m の地点が窪んだ状態で,礫等が堆積しやすい。この原理はというと,海浜底質の採取を行った頃は 10 月 8 日で,夏季の終焉に近い頃である。北寄りからの風も強く吹き,沿岸流も北東から南西へ向う,といった状態になる頻度は高い。先述のごとく,2010 年 10 月 8 日の突出部,湾入部の小カスプの断面図（Fig.8,9）を見てのとおり,極低点よりやや南西側に,少し盛り上がりが見られる。これで,波が北側から大きなエネルギーを持って進入したという証なのである。以前は,糸魚川の海に流出する,いくつかの河川からの礫は,南西から北東へ向う沿岸流に乗って来て,大潟海岸に多量堆積し,滞留した事である。この事は,鉱物組成からも明確になっている。しかし,直江津港防波堤の延伸によって,それが遮断の結末となり,現在では,前年報（内山,2010）にも記述したように,米山を源流とする河川から流出した礫は,夏季に頻度が高い北東から南西へ向う沿岸流に乗って,少量だがやって来る。そこで,上下浜の海岸の汀線付近で滞留する事になる。9 月から 10 月にかけての北からの大きな波によって,汀線で砕波して遡上する水に乗り,運び上げられて窪地に堆積する。つまり,突出部の極低点を通る汀線から後浜までの測線は,一番傾斜が緩い事から,遡上して,この地点を通り,大きな浮力を生みやすい。極低点といい,前浜自体が－1.0～0φの極粗砂の堆積で 70～90%位からして,堆積しやすく,また移動しやすい砂である事がわかる（内山,2010）。極低点を通って遡上する水は,ちょうど水路の様な所を通るから,勢,および力を増し,この地点を通り過ぎると扇状に広がる。この広がった水に乗って,ポケット状になった窪地に転がり込むのである。これが,その地点に多量な礫が堆積する所以であって,すべて,小カスプの極高点の裏へ約 6m の地点には,ポケット状の窪地があって,多量の礫を堆積させている。汀線から後浜へ約 20m の地点～後浜へ約 30m の地点間は,0～1.0φの値を示して,粗砂で組成する。この区間は後浜の域に入るので,細粒化しているのがわかる。特に,汀線から後浜へ約 30m の地点では,極めて 0φに近い粗砂で組成となる。σφは,汀線～汀線から後浜へ約 15m の地点間で,極めて値が小さく,高い頻度の分級作用が行われた。この地点間は前浜という事で,波が絶えず,砕波して遡上し,分級作用も繰返し受ける事から淘汰が大変良い。汀線から後浜へ約 18m の地点は前述のように,ポケット状の窪地なので,極めて淘汰が悪い。極低点を通って勢いよく上がって来る水が,分級作用もできないような状態で,礫とこれよりも細粒な成分を混合して運んで来て,この窪地に堆積し,淘汰が悪くなった。汀線から後浜へ約 20m の地点～後浜へ約 30m の地点間の後浜では,あまり水が来る事もなく,分級作用も起りにくい。粗砂を主要成分として,中砂,細砂へと細粒成分が少しずつ混合する頻度を増す事により,淘汰が悪くなって行く。αφは,

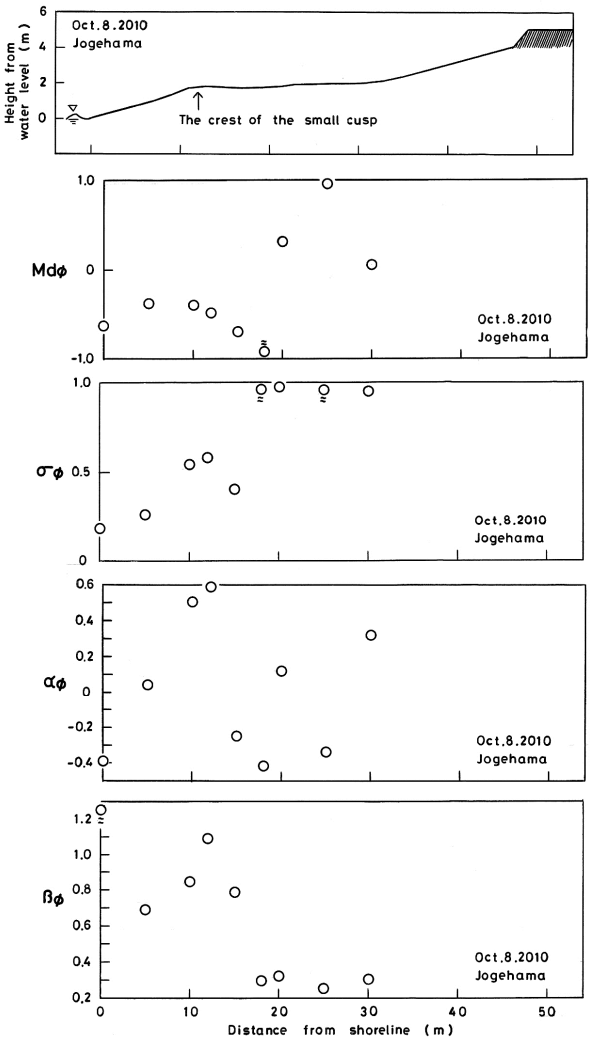


Fig.10 The beach profile that goes through at the crest of the small cusp,from shoreline to the sea bank, on the projection of the large cusp and each distributions of those grain size characteristics of the beach sediment,on the measuring line.

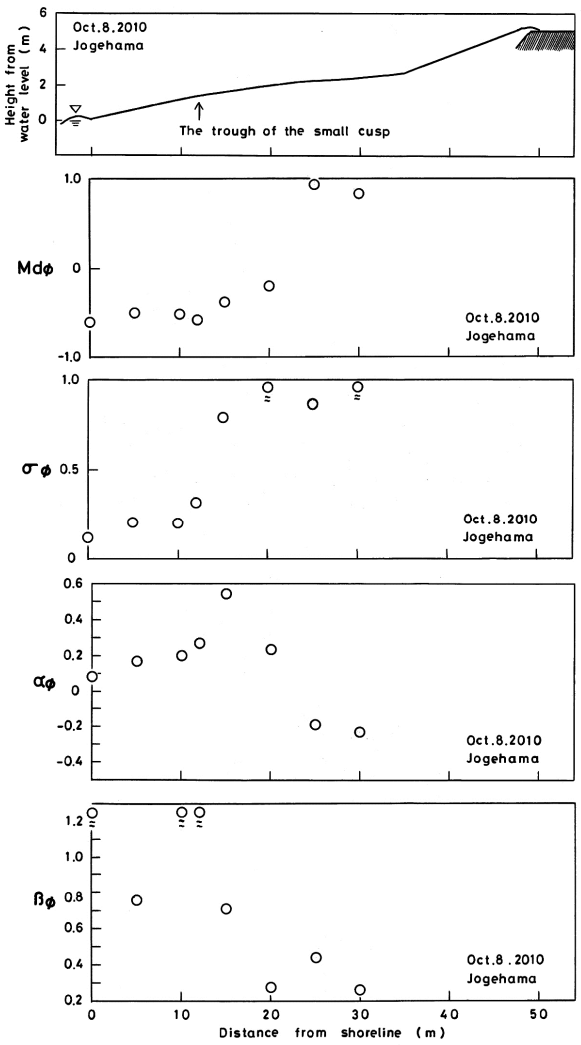


Fig.11 The beach profile that goes through at the trough of the small cusp,from the shoreline to the sea bank, on the projection of the large cusp and each distributions of those grain size characteristics of the beach sediment,on the measuring line.

汀線,汀線から後浜へ約 15m の地点,約 18m の窪地,約 25m の地点,の 4 地点が負にシフトする。また,汀線から後浜へ約 5m の地点,約 10m の地点,約 12m の地点,約 20m の地点,約 30m の地点,の 5 地点で正にシフトしている。このように,どちらかにシフトするのは,Mdφの主要成分の混合の仕方とσφの分級作用の度合による兼合で決まる。つまり,(内山,2010)に論述したが,負側あるいは正側にシフトするのは,主要成分よりさらに粗粒な,あるいは細粒な,微量な成分が分布曲線の負あるいは粗粒側に,正あるいは細粒側に,その反対側より長い“tail”をもつことが,その方に歪む要因なのである。βφは,汀線から後浜へ約 5m の地点～後浜へ約 15m の地点間の 4 丸で,σφの値と山型の傾向が類似し,1 丸,1 丸,精査した時に,σφの値と逆相関している。汀線と汀線から後浜へ約 18m の地点～後浜へ約 30m の地点間で,σφの値と完全なる逆相関として現れる。

小カスプの極低点を通る測線 (Fig. 11) の Mdφは,汀線～汀線から後浜へ約 20m の地点間で,－0.6～－0.2φの値を示し,極粗砂の組成である。汀線から後浜へ約 25m の地点～後浜へ約 30m の地点間の後浜の 2 丸について,0.8～1.0φの値で,極めて中砂に近い粗砂の組成となる。大まかな傾向は,この測線の地形と類似した滑らかな右肩上がりのようだ。σφは,汀線～汀線から後浜へ約 12m の地点間の前浜の値が小さく,激しい分級作用が起ったと思われる。汀線から後浜へ約 15m の地点,約 20m の地点,の 2 地点については,値が大きく,あまり分級作用を受けなかったようだ。これは,この測線が大カスプの突出部における小カスプの極低点を通る事から,遡上する水の力も弱く,

そのうえ,海浜の幅も広く,水の最先端がこの 2 地点に時々しか到達しなかったろう。このため,汀線～汀線から後浜へ約 12m の地点間に堆積して混合する主要成分の極粗砂よりも細粒な成分の粗砂,中砂等が浮遊して,この2地点に運ばれて来て混合する事により,淘汰を悪くする事に繋がった。この事については,次に論述するαφが,この2地点の正にシフトしている事から証明できる。汀線から後浜へ約 25m の地点,約 30m の地点の 2 地点についても,淘汰が大変悪い。この2地点が後浜基部に近く,遡上した水の先端はあまり到達しなかったろう。そのため,主要成分の粗砂よりも粗粒な成分の極粗砂か,あるいは小礫等が,何らかの方法で運ばれて堆積,混合する事により,淘汰を悪くした。この 2 地点の淘汰を悪くしている砂は,海浜の後浜基部に形成する海岸砂丘の関与によるものと思われる。全体的な傾向として,後浜へ向って右肩上がりとなる。αφは,前述のような方法で負,正どちらかにシフトするか,決まってくる。汀線～汀線から後浜へ約 20m の地点間は正にシフトする。これは,この地点間の主要成分が極粗砂で,6 丸ともに正にシフトする事から,それよりも細粒成分が粗粒成分より微量同志の混合で,勝っている事により,そうさせた。汀線から後浜へ約 25m の地点,約 30m の地点,の 2 地点については,負にシフトしていて,前述のように,海岸砂丘砂が大きく関与しているに違いない。βφは,再三再四論述のように,σφの値と逆相関している。ここにおいても,全体的な傾向として,後浜へ向って右肩下がりの傾向を示す。しかし,汀線から後浜へ約 5m の地点で,値が両側の地点の値よりやや小さい。この事は,分布曲線において,5～16％と 84～95％に対応するそれぞれのφ値,つまり両側の“tail”が,この地点の両側の地点のそれらの“tail”よりもやや短かった事を物語っている。

湾入部（Fig.12,13）において,小カスプの極高点を通る測線（Fig.12）の Mdφは,－1.0～－0.2φの値で,極粗砂の組成となる。全体的な傾向として,汀線から護岸（後浜はない）の方へ向って右肩下がりだ。突出部におけるこの測線（前浜のみ）とも,全く同様な傾向を示す。汀線から護岸の方へ約 17m の地点は護岸の上に堆積した底質で,礫成分がない。これは,北東から南西へ向う沿岸流に乗ってやって来る（内山,2010）礫成分は,この時期まだ離岸流があまり強い流れでないので,大抵,Nearshore に堆積となる。この頃,北からの波が主流だが,時々西から大きな波が来る時もある。湾入部は,突出部に比べて,海底,前浜の傾斜が急であるから,それらの波が砕波し,遡上する時の水の力は増す。しかも,小カスプの比高も大きいから,大きく,多量の礫成分が水に乗って,傾斜護岸の中程までかけ上がって,少量の水は護岸の隙間から落ちて滲透する。また,大部分の水は礫成分を伴って,極低点を削りながら海へ流出する。この測線は,海浜の幅も狭く急傾斜で,突出部のこの測線のようなポケット状の窪地もなく,礫が堆積しようもないのが実情だ。σφは,汀線の淘汰は良いが,護岸に近付くにつれて悪くなる傾向がある。これは,極高点を通る測線のため,砕波して遡上する水が極高点までの急傾斜を上ぼりきる前に,二つに分割して両側の極低点を通る測線を遡上するから,あまり,分級作用は行わないようだ。一応,右肩上がりのような傾向を示す気がする。αφは,汀線～汀線から護岸の方へ約 13m の地点間の 4 丸は正にシフトしている。汀線を除いて,主要成分の極粗砂よりも細粒な微量成分が,それよりも粗粒な微量成分より,分布曲線上で,正側の“tail”の長さが勝っている事から,そうさせたのだろう。汀線から護岸の方向へ約 15m の地点,約 17m の地点,の 2 丸は負にシフトする。これらの地点は,傾斜護岸の際という事で,分割して両側の極低点を通って来た,遡上の一部の水の合流点でもある。また,傾斜護岸の中程まで上がった水が流れ下だり着く地点でもある。このように二つの方法で運ばれて来た主要成分の極粗砂よりも粗粒な微量成分が,分布曲線上で前述の逆動作となる事で,そうなった。βφは,全体的な傾向として,σφの値の傾向と類似した,右肩上がりだが,σφの値と 1 丸,1 丸,精査して見比べたとき,逆相関しているような気がする。

小カスプの極低点を通る測線（Fig.13）の Mdφは,汀線と汀線から護岸の方へ約 10m の地点,約 14m の地点の3地点において,主要成分が極粗砂の組成である。しかし,汀線から護岸の方へ約 5m の地点,約 13m の地点,の 2 地点は,主要成分が極粗砂に近い粗砂で組成している。全体的な傾向としては,右肩上がりを示す。σφは,汀線と汀線から護岸の方へ約 5m の地点,約 10m の地点,の 3 地点で値が小さく,顕著な分級作用が行われたようだ。汀線を除く 2 地点では,汀線で砕波して遡上する水と傾斜護岸の中程まで上がって戻る水と,常時,水が通る事から,そうなったのだろう。汀線から護岸の方へ約 13m の地点,約 14m の地点,の２地点は値が大きく,淘汰が悪い。主要成分が粗砂か,これに近い極粗砂,の組成で,また,水の合流点と傾斜護岸の際,という理由から,それらよりも細粒成分が滞留し,分級作用を鈍くした。全体的な傾向は,護岸の方向へ右肩上がりである。αφは,全丸の５丸が正にシフトしている。主要成分の極粗砂・粗砂よりも微量な細粒成分が,微量な粗粒成分より,分布曲線

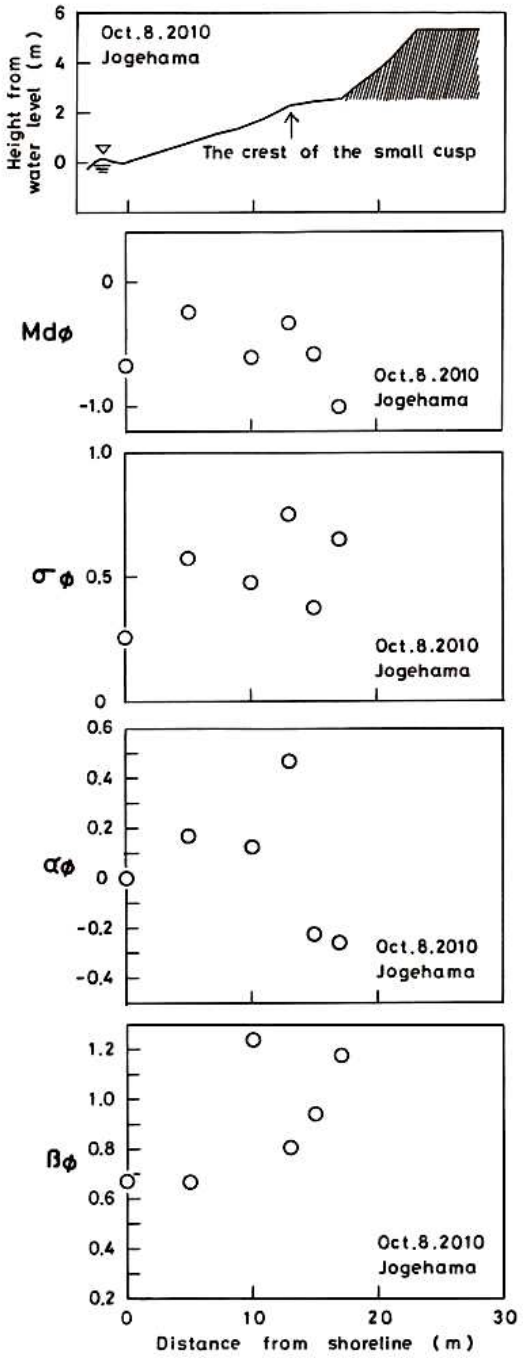


Fig.12 The beach profile that goes through at the crest of the small cusp,from the shoreline to the sea bank, on the embayment of the large cusp and each distributions of those grain size characteristics of the beach sediment,on the measuring line.

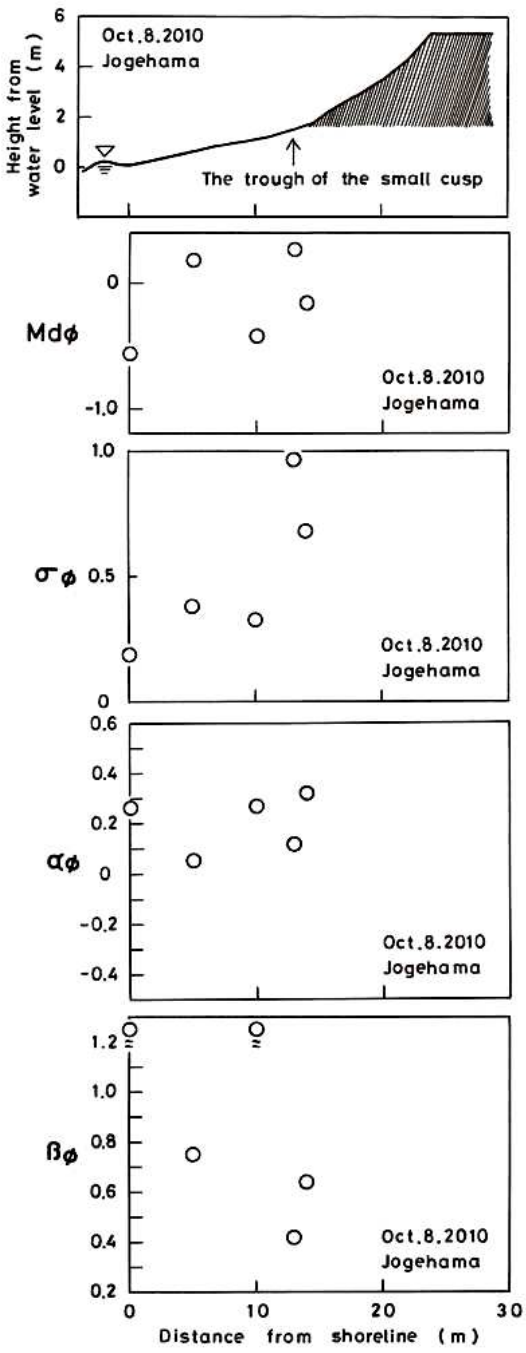


Fig.13 The beach profile that goes through at the trough of the small cusp,from the shoreline to the sea bank, on the embayment of the large cusp and each distributions of those grain size characteristics of the beach sediment,on the measuring line.

上で正側の“tail”を長くした事による。βφは,右肩下がりの全体的な傾向があり,σφの値とは逆相関する。1丸だけ首をかしげるが,σφの値と精査して見比べた時,逆相関がわかる。

(2) ある定点より北東の方向へ,小カスプの極高点と極低点の海浜底質の粒度組成

まず,以後の図中に出て来る記号を説明すると,♁ :小カスプの極高点, ⚲ : 小カスプの極低点,のように明記する。

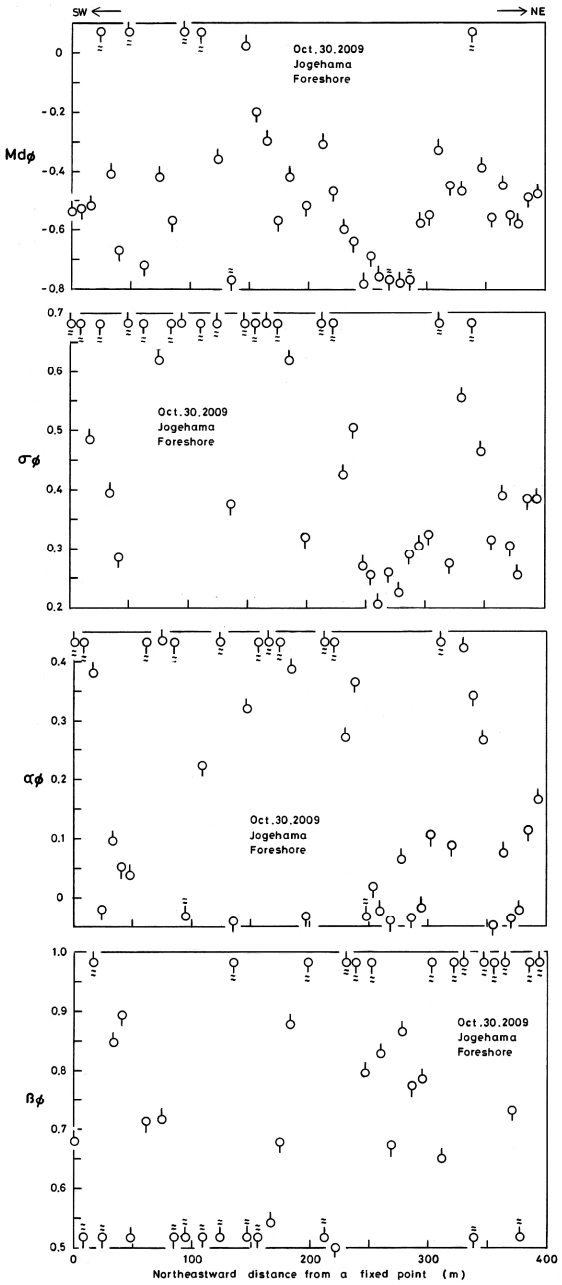


Fig.14 Each distributions of those grain size characteristics of the beach sediment,at both crests and troughs,of the small cusp.On the projection of the large cusp.

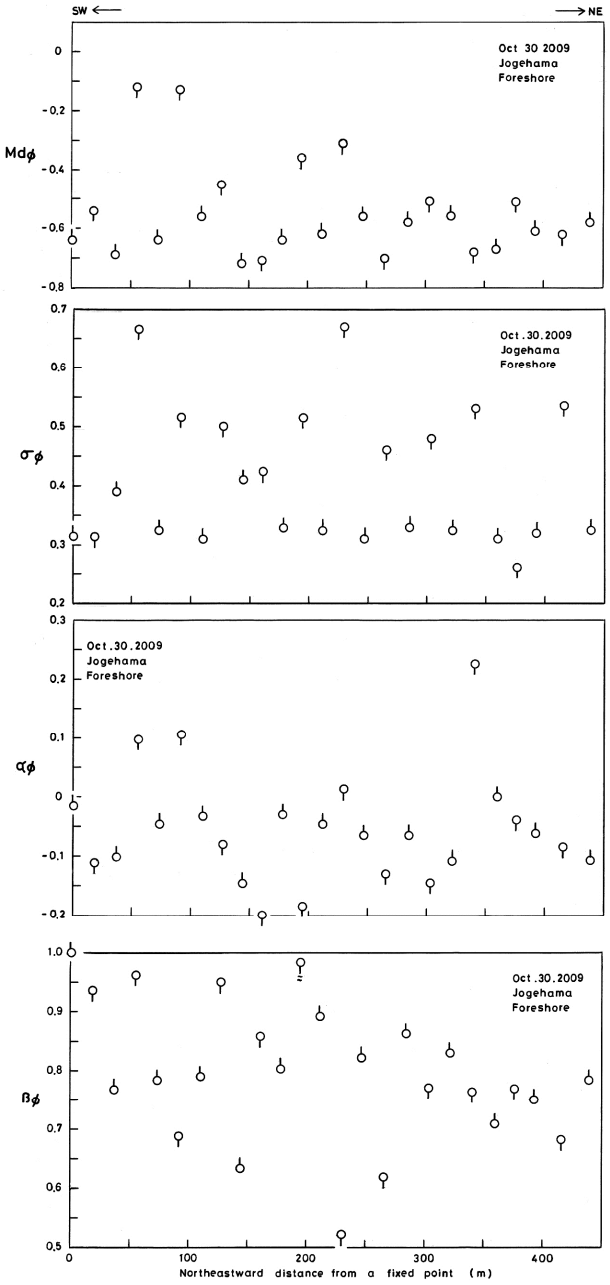


Fig.15 Each distributions of those grain size characteristics of the beach sediment,at both crests and troughs,of the small cusp.On the embayment of the large cusp.

(a). 2009 年 10 月 30 日

大カスプの突出部において(Fig.14),Mdφは,全体的な傾向として,定点から北東へ約 275m の地点付近で極小値を示し,V 字型のようだ。極小値を示す丸の主要成分を小礫に近い極粗砂で組成している。0φより値の大きい6丸が,主要成分を粗砂で組成していて,極高点と極低点で,半半に分けている。前述の主要成分が粗砂で組成している6丸を除いて,定点～定点から北東へ約 260m の地点間で,－0.8～－0.2φの値を示し,やや,変化の幅が広く,主要成分を極粗砂で組成する。また,極高点と極低点の値が交互に変化し,極低点の値が極粗砂の範囲内で,極高点の値よりも粗粒側に位置する丸が,微少なりとも多いようだ。定点から北東へ約 290m の地点～北東へ約 400m の地点間は－0.6～－0.3φの値で,変化の幅が狭い。後述するが,恐らく,激しく分級作用を受けたものと思われる。この区間も前区間と同様に,極低点の値の方が粗粒となるような丸が微少なりとも極高点の値より多

いようだ。

前述のような粒度組成の状況において,この小カスプの形成の場所は大カスプの突出部で,連結して対になっているのは,弧状沿岸砂州接合部である。海底には多量の細粒成分が堆積していて,この時期,風,波,水の流れ,ともども,冬季の様相になりかけてくる事でもある。しかし,役所,事業所の観測データでは,まだ北寄りからのそれらの頻度が高いようだ。つまり,北からの波と北東からの沿岸流が,この小カスプの形成に多大なる貢献をしている事がわかる。先述したが,この小カスプの極低点より微少,北東側にある小さな膨らみは,西から大きな波が進入したという証拠になるが,小カスプの形成にとって取るに足りない。定点から北東へ約275mの地点付近の値が大きく落ち込んでいるのは,北東から南西へ向う沿岸流に乗ってやって来る礫成分や粗粒成分が,もっと流れ行く先の途中の上下浜海岸の汀線付近か,また Nearshore に多量,滞留する事になる。次に,北からの波が汀線付近にたどり着く途中の弧状沿岸砂州中心部の Bar の上を通過する。この時,Bar がちょうど凸レンズのような役目を担って,屈折し,前述の地点付近の汀線の手前に焦点を合わせる。また,西からやって来る波も,弧状沿岸砂州接合部の極浅部を通るため屈折して,先程の焦点の位置にやって来る。そこで,両方からの波が汀線の手前でオーバーラップをし,ベクトルの合成により波力を増し,砕波して遡上する時に,激しい分級作用を行う。礫成分と粗粒成分が前述のような行為を受けて,小礫に近い極粗砂が小カスプの位置に滞留し,混合する事になる。その一方の礫成分は,水路のようになった極低点を水に乗って運ばれて,極高点の裏の約 6m 程の地点の窪地に堆積となる。そもそも,大潟海岸では,北寄りからの波,水の流れ,の時は堆積,西寄りからのそれらの時は侵食となる傾向を示す。また,北寄りからの波,水の流れのあった後に大カスプの突出部の北東側,あるいは湾入部の南西側の前浜に多量なる礫の堆積を必ず見る事ができる。この事は,度度の観察で確証済みである。

σφは,定点から北東へ約 160m の地点付近で極小値を示し,V 字型の傾向をしている。前述の極小値を示す地点より,少し南西側へ移動しているのがわかる。このように,この地点付近の淘汰が極めて良い原因は,前述の Mdφの所で論述した事情に加味して,地形状にもある。それは,大カスプの突出部で傾斜が緩く,小カスプの形成が汀線に近く,波長が短く,比高が小さい,等等のいくつかの要因が重なってそうなったのだろう。そのうえ,主要成分が極粗砂のうちの粗粒側の組成であって,堆積しやすく移動しやすい性質(内山,2010)がそうさせたのだ。定点～定点から北東へ約240mの地点間は,大部分の値が大きく,淘汰が非常に悪い。この区間の極高点と極低点の値の差異による傾向は認められない。この区間の小カスプは,全体の三分の二位が南西側に位置していて,北からの波の場合は,やや影になる部分に当たり,弧状沿岸砂州接合部の極浅部を回り込むようにして,エネルギーが弱まった状態で汀線に進入し,砕波する事になる。もちろん,西からの波とオーバーラップし,ベクトルの合成も起る。遡上する水に乗って,それぞれに堆積し混合するが,主要成分の極粗砂よりも細粒な粗砂である。それらの行動が淘汰を悪くしたのだろう。定点から北東へ約 280m の地点～北東へ約 400m の地点間は,2 丸で極めて淘汰が悪く,そのうち,1 丸は極高点で,もう 1 丸は極低点であり,半半となる。その他のいくつかの丸は安定した値を示し,淘汰が良い。この区間の汀線は波が来る方向に面している事や,礫,粗粒成分の堆積場が水の流れて来る方向に面している事,等等が分級作用を促進させる方向に導いたと思う。ややもすると,極低点の方が極高点より,淘汰の良い事で勝っているような気がする。

αφは,前述で,Mdφとσφの値がそれぞれ極小値を示した地点付近が,αφの場合に,定点から北東へ約 240m の地点～北東へ約 300m の地点間に相当し,5 丸が負に,2 丸が極めて 0 に近い正に,それぞれシフトする。Mdφとσφの所で論述したような,それぞれの行為を受ける事により,分布曲線の負側,あるいは正側,のどちらかの“tail”の長さによって決まる。定点～定点から北東へ約 240m の地点間は,4 丸が負にシフトし,そのうち 1 丸が極高点,3 丸が極低点である。他の全丸が正にシフトし,極高点と極低点の差異による傾向は認められない。定点から北東へ約 300m の地点～北東へ約 400m の地点間は,3 丸が負にシフトし,そのうち,1 丸が極高点で,2 丸が極低点である。他の全丸は,頻度が小さいながら正にシフトとなる。このように,Mdφやσφで論述の動作が行われる事と,その二つとの関係やリンクしている自然界のそれぞれの営み,相互のバランスの上で初めて,αφが生み出される事がわかる。後述のβφについても同様である。

βφは,σφと逆相関の傾向を示して,1 丸,1 丸,凝視して見比べると一層,明瞭となる。

大カスプの湾入部において(Fig.15),Mdφは,定点～定点から北東へ約 240m の地点間で－0.75～－0.1φの値を示し,幅の広い値の変化をしている。大体,極高点の値が下側の粗粒ぎみ,極低点の値が上側の細粒ぎみ,といった傾向のようだ。要は,この区間では,全体で主要成分を極粗砂の組成であるが,極高点

のやや小礫に近い極粗砂の組成と極低点のやや粗砂に近い 2 丸,および極粗砂の中間位の 4 丸,とそれぞれ組成する。海岸線が北寄りからの波,水の流れ,に面している,しかし,西寄りからのそれらにとっては影になる箇所だ。従って,先述のように,この時期まだ,北寄りからの波,水の流れの頻度が高い故に,当然,北からはそれ程大きくない波がやって来る。また,西からも頻度は低いが来る。その途中,弧状沿岸砂州接合部の極浅部の上を通るため,屈折し,エネルギーの低下は免れない。それでも,西からの波の場合は,元元,エネルギーの閾値が高い事により,汀線の手前で北からの波とオーバーラップをし,ベクトルの合成が行われる。そのうえ,この箇所は弧状沿岸砂州の中心部であって,Nearshore,前浜,と急傾斜である。このため,砕波する際には猛烈に発達し,遡上する水は粗粒成分や礫を乗せて一気に,その極高点をかけ上がる。粗粒成分を極高点付近に滞留させ,礫は水の行き着く箇所の傾斜護岸の根元に堆積となって,水も同地点で滲透となる。一方,極高点の少し汀線寄りで分割となった遡上する水は,極低点を通るしか道はない。極高点の両側の極低点は傾斜が緩くなっているので,水は一段と勢いを増して上がる。勢い余って,傾斜護岸の中程まで行き,戻り水として極低点を通り,海へ流出する場合もある。このような,それぞれの動作に従って粒度組成が決まってくるのである。定点から北東へ約 240m の地点～北東へ約 450m の地点間は－0.7～－0.5φの値で,変化の幅が狭い。主要成分が極粗砂で,このうちの粗粒成分で組成している。この区間は,北寄りからの波,水の流れに対して,影になる箇所となり,この時期の北からの波は,西からの波と違って,大きく発達する事はない。そのうえ,北東側すぐ隣に位置する弧状沿岸砂州接合部の極浅部の上を通るため屈折し,エネルギーを低下したままの状態で汀線の手前までやって来る。一方,西からの波は弧状沿岸砂州中心部の Bar の上を通り,屈折し,エネルギーの低下も免れない。しかし,中心部の Bar は接合部の極浅部よりも水深が深く,また,弧状になっていて,屈折して焦点に向う波と直進する波とが出現する事になる。この直進してきた波が,北からの波と汀線の手前でオーバーラップをし,ベクトルの合成が行われる。この時点で急激に発達し,砕波し,遡上する。元元,西からの波はエネルギーを蓄積していて閾値が高い事から,弧状沿岸砂州中心部の Bar の浅い箇所を通って屈折し,減衰しても,北からの波とオーバーラップをし,ベクトルの合成を起す事により,Nearshore の急傾斜にさしかかる時は急激に発達するのである。要は,この区間で値の変化の幅が広い事や,極粗砂のうちの粗粒側の成分の組成である事から,平均して安定な,前区間のような遡上した時の水の動作が行われた事と思う。

最後に見方を変えて熟考してみる。まず,極高点だけを線で結んで,次に極低点のみでもそうしてみる。すると,全体から見た両者の値の変化の傾向がそれぞれ明瞭に見える。極高点は－0.72～－0.52φの間を値が変化し,その幅は狭く,不規則に上下を繰返す。全体が主要成分の極粗砂のうちの小礫に近い砂の組成となっている。この事から,大カスプの湾入部に形成の小カスプの極高点に対して,平均的な安定した波,水の流れの作用が施されたものと思われる。極低点は－0.71～－0.12φの間を値が変化し,幅も非常に広い。極大値を示す値も四つあり,それらの値に伴って山も四つ出現する。山の高さ,大きさも北東側へ向って縮小,山と山のスパンも,約 150m,約 80m,約 70m という具合で,北東へ向って狭くなっている。このように,極低点に対して,北東から定点の方へ収束するように波,水の流れ,が作用したのだろう。

σφは,極高点だけを見ると,0.31～0.33 の値の変化で,大部分が一直線上に並んでいるようだ。2 丸だけ,値が大きく,0.39～0.41 間の変化をする。大変淘汰が良く一定の値を示すのは,極高点に対して波,水の流れ,が平均して安定であり,分級作用もそのように施されたからだといえるだろう。一方,極低点だけを見ると,0.26～0.67 の値の変化で,非常に変化に富んでいる。先程の Mdφの極低点で,山が四つできていて,定点から北東へそれが小さくなっている事だったが,σφにおいても同様な感じがするようだ。つまり,主要成分の極粗砂の中で,そのうちの 0φに近い細粒成分が混合してくると,分級作用がその混合度合によって,鈍ってくる事になる。波,あるいは遡上する水は,湾入部の極低点に対し大きく関与して値を顕著に変化させるが,極高点に対しては安定していて,一定のように思う。

αφは,極低点の４丸が正にシフトし,他全丸と,極高点の全丸が負にシフトしている。極低点の４丸はσφの所で論述した,四つの山のうちで,定点から北東側へ３丸の極大値の位置に,それぞれ相当しているようだ。正にシフトする極低点の４丸については,主要成分の極粗砂より,もっと細粒な成分が,もっと粗粒な成分より,それぞれ微量の範囲で勝って,分布曲線の正側の“tail”を,反対側のそれより長くした事でそうなった。負にシフトする大部分は,前述の４丸と逆の動作が行われたのである。

βφは,定点～定点から北東へ約 300m の地点付近間で,極高点と極低点共に,値が乱変化している。定点から北東へ約 300m の地点付近～北東へ約 450m の地点付近間は両者共に,安定した値で推移する。1 丸,

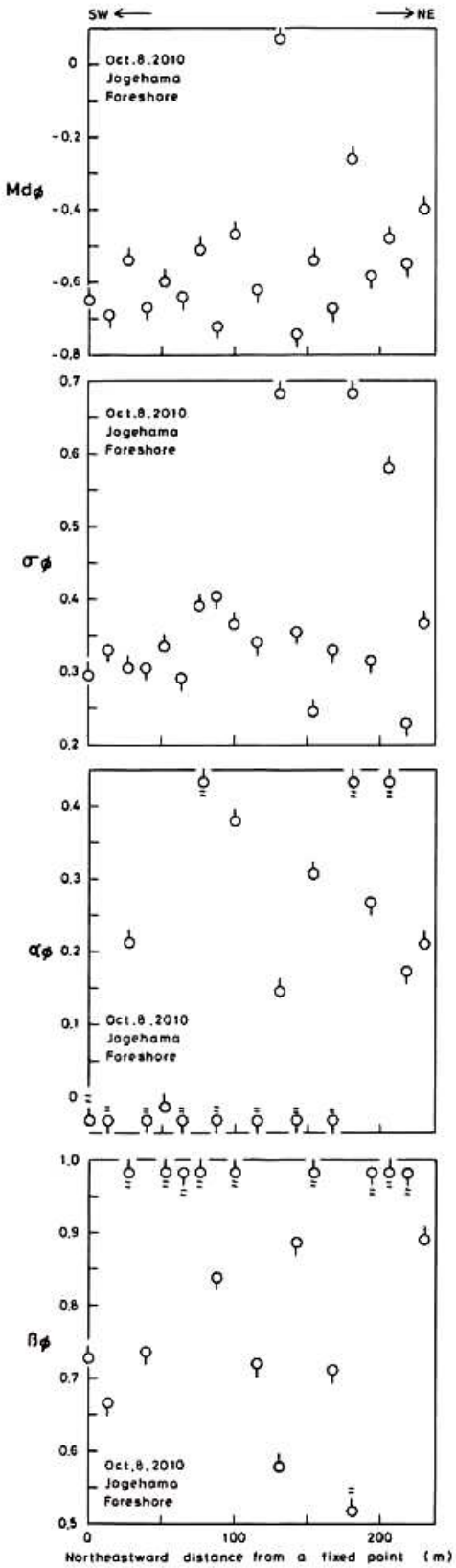


Fig.16 Each distributions of those grain size characteristics of the beach sediment,at both crests and troughs,of the small cusp. On the projection of the large cusp.

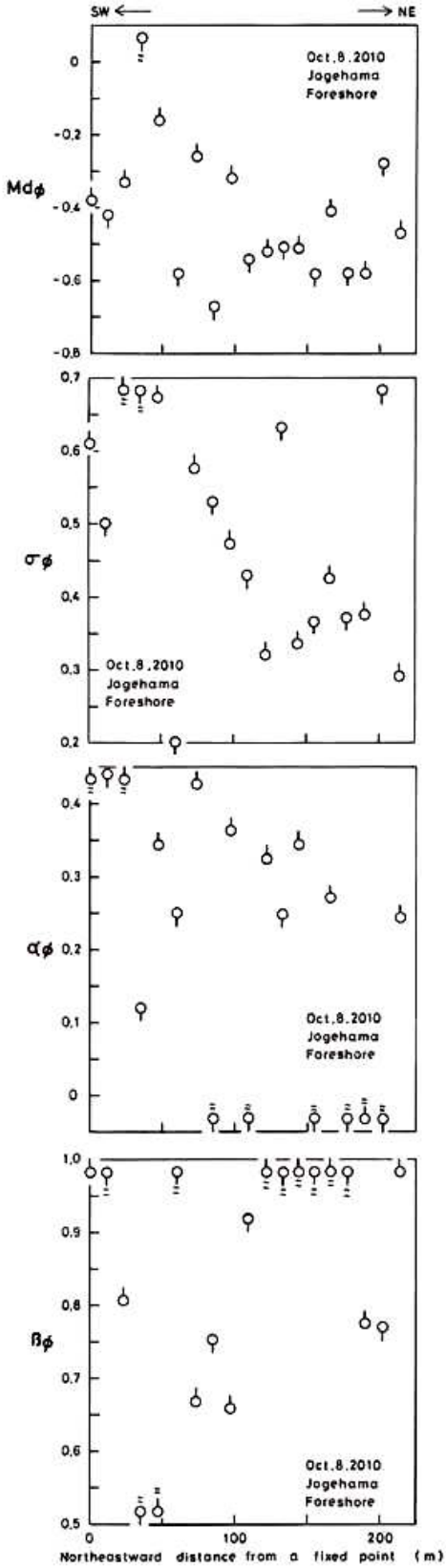


Fig.17 Each distributions of those grain size characteristics of the beach sediment,at both crests and troughs,of the small cusp. On the embayment of the large cusp.

1 丸,凝視しながら,σφの値の全丸と相,対比した時,逆相関しているようだ。

(b). 2010 年 10 月 8 日

大カスプの突出部において(Fig.16),Mdφは極高点で−0.65〜＋0.07φの値の変化となっている。定点から北東へ約 130m の地点,および定点から北東へ約 180mの地点,の 2 地点の丸がそれぞれ極大値を示し,急上昇,急降下して,それぞれ大小の二つの山を形成している。傾向として,北東へ向って,やや,右肩上がりのようだ。極高点の値の全丸は,極低点のそれの全丸の上段の座を維持している。大小,二つの山を形作る一角の極大値は,主要成分をそれぞれ,粗砂と粗砂に近い極粗砂で組成する。その 2 地点の位置は,突出部の中央地点と北東側へ寄った地点である。この時期,まだ夏季の終盤であって,北寄りからの風,波,水の流れ,の頻度が非常に高い。この弧状沿岸砂州接合部,中心部には多量な細粒成分が堆積している事がわかる (Fig.3,4,5)。特に接合部には,輪を掛けて多い。(内山,2004) の同地点の海底地形図と見比べて,大変な変わりようである。柿崎川河口の回収工事が 2009 年 4 月に始まり,2010 年の夏季には終わった,と聞いている。恐らく,その回収工事の残留土砂が,北東からの沿岸流に乗って流れて来て堆積したのではないだろうか。この事については次回に証明したいと思う。前述の大きな山の形成で,極大値を示す丸の説明は,北からの波が接合部の極浅部の上を通る時に屈折し,衰退するが,この後,極深部に来て少し発達するだろう。汀線の手前に差掛って,わずかな西からの波とオーバーラップをし,ベクトルの合成により発達する。砕波してから,湾入部の前浜の傾斜より緩やかなので,水はゆっくり遡上して,主要成分の粗砂を中心とした細粒成分を極高点に運び上げて,混合する事により,このような組成になったものと思う。もう一つの小さい山で極大値を示す地点は,北東側へ少し移動になり,また,北東側隣の湾入部に差掛ってもくる。従って,北からの波は汀線の手前まで真直ぐ入って来て,極浅部で屈折した西からの波とオーバーラップをし,ベクトルの合成が起り,前述の波のエネルギーよりも上手となる。このため,極粗砂の中でも,細粒ぎみな砂を極高点に運び上げて混合するので,このような状態になった。定点〜定点から北東へ約 110m の地点間の 5 丸は−0.65〜−0.47φの値で,北東へ向ってジグザグと徐徐に値を大きくしている。この地点間の海浜は,突出部の中心より南西側に位置する,と共に,南西側すぐ隣の湾入部の一部でもある。従って,この時期まだ小さな波が西からやって来て,弧状沿岸砂州中心部の Bar の上を通ると多少屈折し,次に,Trough を通り少し発達し,汀線の手前まで来る。ここで,北からの波が,弧状沿岸砂州接合部の極浅部で大きく屈折して,突出部の前面を回り込むように,汀線の手前の浅い箇所にたどり着く。そこで,西,北からの波はオーバーラップを起し,ベクトルの合成で発達し,砕波に至る。それで,極粗砂のうち粗粒側の砂を極高点に運び上げて混合する事から,図のような組成となった。定点から北東へ約 200m の地点〜北東へ約 230m の地点間の 2 丸については,定点から北東へ約 180m の地点付近の極大値を示す丸が組成した場合と類似した,西,北からの波の作用を受けて,図のように組成したのだろう。

極低点では,−0.75〜−0.55φの値を変化する。全体の傾向は,極高点の全体の値よりも下段に位置し,ジグザグと上下を繰返しながら北東へ向って,右肩上がりで細粒化している。西からの波と北からの波の両方のエネルギーのバランスによって,ここでは,粒度組成が決まってくるようだ。その意味で,北東から定点へ近付くにつれて,西からの波がエネルギーの面で優勢に作用し,動作が行われたために,極粗砂のうちの粗粒側の組成になったものと思われる。それに加担して,この小カスプの地形で,波長がある程度長く比高は小さい,傾斜が緩やか,等も見逃せない。この粒径の砂は,堆積しやすく,移動しやすい性質があって (内山,2010),緩い傾斜のところに,強く遡上する水により大きく浮力が働いて,運び上げられ,混合する事により,そのような組成になったものと考えられる。

σφは極高点において,前述の Mdφで極大値を示した 2 丸と同地点で,σφもそれぞれ極大値を示し,二つの山を形成している。この二つの極大値の,それぞれ前後の丸の値は,急上昇,急降下の状態だ。定点から北東へ約 100m の地点〜北東へ約 230m の地点間は,大カスプの突出部の中央よりも北東側に位置している事で,西からの波は弧状沿岸砂州接合部の極浅部の上を通り,屈折,エネルギーを落として,突出部の前面を回り込むように汀線の手前までやって来る。一方,北からの波は弧状沿岸砂州中心部の Bar の上を通り,少しだけ屈折,エネルギーを衰退させて汀線の手前まで来る。ここで,両方向からの波がオーバーラップしてベクトルの合成を行う事によって,大きく発達して砕波する事になる。遡上する水が極高点に対して,それぞれ作用する動作に斑ができて,極端である事がわかった。つまり,この区間の極高点で,どのような動作だったかというと,元元,極高点には主要成分の極粗砂のうち,粗粒ぎみな砂が多量,堆積しているが,そこへ,発達して大きなエネルギーを持って遡上した水が,極粗砂のうちの細粒ぎみな砂や極粗砂に近い粗砂,等を中心にした細粒成分を極高

点に運び上げる。今まで堆積していた,主要成分の極粗砂のうちの粗粒ぎみな砂や粗粒成分・礫は,極高点から後浜より約6mの所の窪み付近に追いやられて堆積する。このように,極大値を示す極高点には,多量の極粗砂のうちの細粒ぎみな砂や極粗砂に近い粗砂または細粒成分が堆積し,混合する事で主要成分を成し,淘汰を極めて悪くした。一方,この区間で極めて淘汰を良くした地点の極高点では,発達して遡上した水が,この極高点まで到達したか,しないかくらいで,ほとんど極低点の方へ流れたのではないか。従って,後述のαφが正にシフトしている事から,主要成分より細粒な成分を微量だけ運び上げて混合するが,元元,残留していた極粗砂のうちのやや粗粒ぎみな砂が主要成分を成す事により,淘汰を極めて良くしたのである。定点～定点から北東へ約 80m の地点間の 4 丸は,北東へ向って右肩上がりで変化し,淘汰が悪く推移する。平均して安定したバランスのとれた,遡上する水の作用を受けたものと思う。

極低点において,定点から北東へ約10mの地点～北東へ約90mの地点間で,4丸が小さいV字型の変化をしている。この区間は突出部でありながら,南西側隣の湾入部の一部でもある。この事から,西からの波と北からの波が汀線の手前でオーバーラップし,ベクトルの合成の時に,バランスの崩れた状態で砕波し,遡上した水がこれらの極低点に作用したと思う。後述になるが,この4丸のαφは負にシフトしている事から,残留している小礫に近い極粗砂のうちの粗粒な成分か,あるいは砂が,どれだけの量を水が運んで付加して,混合するかによって,σφの値を決めているように思う。このような事は,極低点で,傾斜が緩いからこそ見えてくる事象である。定点から北東へ約 110m の地点～北東へ約 220m の地点間は北東へ向って,緩やかに値が小さくなって行く。後述になるが,この区間の 5 丸のαφのうち,定点側の 3 丸が負に,北東側の2丸が正に,それぞれシフトしている事から,西からの波,北からの波が互いに安定して,バランスよく,これらの極低点に対して作用したようだが,それぞれの主要成分よりも,粗粒あるいは細粒な成分が,またどれだけの量が,運ばれて付加し,混合するか,というその“さじ加減”でそれらのσφの値が決まる気がする。

αφは,極高点において,定点付近の丸と定点から北東へ約50mの地点付近の丸,の2丸が負にシフトして,他の全丸が正にシフトしている。一方,極低点においても,定点から北東へ約190mの地点付近の丸,定点から北東へ約 220m の地点付近の丸,の 2 丸が正にシフトして,他全丸が負にシフトする。このように,負側あるいは正側に歪むのは,Mdφ,σφの所で詳細な論述のごとく,大カスプの突出部,極高点,極低点,等という場所の条件の元で,波,水の流れ,からそれぞれ,いろんな作用を受ける事で決まる。主要成分よりさらに粗粒な,あるいは細粒な,微量な成分が分布曲線の負あるいは粗粒側に,正あるいは細粒側に,その反対側よりも長い“tail”を持つ事が,その方に歪む要因なのである。つまり,これらのαφの値がどちらかに歪むのは,Mdφ,σφ,βφ,等の,いろいろなファクターとリンクして,微妙なバランスの上で動いているが,それらの微妙な食い違いによって決まってくる。

βφは,極高点において,定点から北東へ約130mの地点付近の丸と北東へ約 180m の地点付近の丸が,σφでは極大値を示し,二つの山を形成した。それらの丸がβφでは,二つそれぞれ極小値を示し,深く落ち込んでいる。それぞれ,1 丸,1 丸,注視してσφの値と見比べると,逆相関している事がわかる。極低点においても同様に,σφの値とは逆相関しているようだ。

大カスプの湾入部において(Fig.17),Mdφは極高点で,定点から北東へ約 50m の地点付近と北東へ約 170m の地点付近のそれぞれ 2 丸で極大値を示し,二つの大小の山の形成が見られる。定点～定点から北東へ約 100m の地点付近間の 5 丸は,主要成分を極粗砂のうちの細粒ぎみな砂で組成するが,大きい山の極大値を示す丸は,粗砂に近い極粗砂でそれを組成する。この区間の位置は,観測した小カスプ全体の中央から南西側で,そのすぐ隣の突出部の一部でもある。従って,西からやって来る波は南西側隣の弧状沿岸砂州接合部の極浅部の上を通って屈折し,またある程度衰退して,突出部の前面を回り込むように汀線の手前まで進む。一方,北からの波は弧状沿岸砂州中心部のBarの上を通って少しだけ屈折し,エネルギーを落として汀線の手前まで来る。ここで双方の波がオーバーラップをして,ベクトルの合成が行われ,発達して砕波,遡上となる。この場所は湾入部で,極高点という事で,Troughから汀線までと,汀線から前浜の極高点まではそれぞれ急傾斜であり,おまけに,先述のように,小カスプの形成時は波のエネルギーの面で,絶頂期よりも衰退期に形成のようだ。このため,発達後,砕波して遡上した水は極高点まで砂・礫を運び上げて,そこに到達するのがやっとのようだ。あるいは,そのような動作は顕著に行われなかったのだろう。そのため,後述するが,この区間でのσφの淘汰の悪さ,αφの正にシフト,からみて,主要成分の極粗砂のうち,粗砂に近い砂,極粗砂に近い粗砂,それらよりも細粒な成分,等を運び上げて混合する事で,主要成分と化し,図のようになったのだ。定点

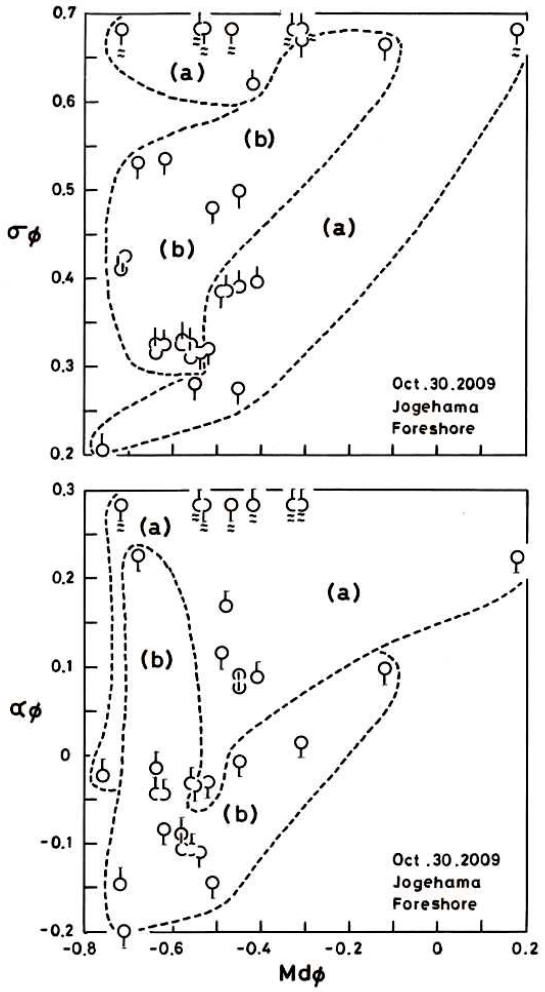
から北東へ約 120m の地点付近～北東へ約 150m の地点付近間の 2 丸は,主要成分の極粗砂のうちのやや,粗粒ぎみな砂で組成している。後述になるが,この 2 丸のσφの値をみると,共に極めて淘汰が良い事から,粗粒成分を運び上げて混合する事で,それらの主要成分の組成になった。この 2 地点のある位置は,湾入部の中心からやや,北東寄りである事から,西からの波は,この湾入部に対応している弧状沿岸砂州中心部の Bar の南西側端の上を通る事になる。ここで屈折し,少し衰退するが,Bar の上を通る事から,それが凸レンズの様相を呈し,2 地点の汀線の手前で焦点を結び,それを目掛けて進む。元元,西からの波は先述のように,エネルギーの閾値が高い事から,自分自身で猛烈に発達するのかもしれない。一方,北からの波は北東側隣の弧状沿岸砂州接合部の極浅部の上を通り,大きく衰退し,屈折して突出部の前面を回り込むようにして,この2地点の汀線の手前までやって来る。ここで,双方がオーバーラップしてベクトルの合成が起り,砕波し遡上する水はこの 2 地点で,主要成分と成り得るだけの粗粒成分を運び上げて混合する。ここで,この 2 丸の Mdφが大体同値のようだが,後述のようにσφ,αφの値で,北東側の丸が南西側の丸より,それぞれわずかに,大きく,正側で大きく,となっている。この事から,主要成分の極粗砂のうちの粗粒ぎみな砂を,きっちり運び上げて混合し,付随して,主要成分より細粒な成分を微量,運び上げて混合した事だろう。北東側の丸の方が,混合する微量差で優勢となった事である。定点から北東へ約 160m の地点付近～北東へ約 220m の地点付近間の 3 丸で,一番南西側の丸が極大値を示し,前前地点間で大きな山ができたが,今度は小さな山ができている。後述になるが,σφの値をみると,北東へ向って小さくなっている事から,その方向へ,西からの波は順次発達して,また北からの波は屈折を繰返して,衰退の一途をたどる。このように,主要成分となるだけの成分と量を運び上げて混合する事で,この状態になった。

極低点では大部分の丸が,極高点の値よりも下段に位置し,2 丸のみが上段に位置する。波が各箇所にどのように作用するか,は極高点の所で詳細に論述したが,いずれにしても,南西側あるいは北東側に近付くにつれて,対する作用の仕方が緩慢になるようだ。この箇所は,極高点より傾斜が緩い事,比高が大きい事,前浜の裏側基部に傾斜護岸がある事,等で,粗粒成分が堆積しやすいが,また,細粒成分も同様である。極低点がちょうど水路のようになって,砕波して遡上する水はここを勢いよく流れ上がる。護岸の中程まで上ぼって,また,元来た道を流れ下だり,海へ流出する流れもある。この事から,大きな浮力が働き,大きな礫や粗粒成分が多量,運び上げられる。極低点を過ぎた所で,水は扇状になり,極高点裏の前浜基部の傾斜護岸との境目に,それらの堆積が見られる。極低点には,水の浮力によって運び上げられる粗粒成分が滞留する事になるが,戻り水による海への流出の際,多大なる分級作用を受けて細粒成分のみが残留する事から,2 丸の主要成分の値を大きくした所以である。

σφは,極高点において,定点から北東へ約 20m の地点付近,と北東へ約 170m の地点付近の 2 丸が,それぞれ極大値を示し,大きな山と小さな山を形成している。大体,極大値を示す丸の位置が,Mdφのそれらと類似するが,定点側の極大値を示す丸の位置が 25m 位,定点の方へ寄っている。ここで,波が各小カスプに与える作用については,Mdφの所で地点間に分けて詳細に論述したので省略する。定点～定点から北東へ約90mの地点付近間で,一つの大きな山ができて,淘汰が悪い。主要成分が極粗砂のうち細粒ぎみな砂である事と,後述になるが,αφの値が正にシフトしている事から,主要成分よりさらに細粒な成分が,図のように淘汰を悪くする量だけ運び上げられ混合する事で,そうなった。定点から北東へ約 120m の地点付近～北東へ約 150m の地点付近間の 2 丸で,大変淘汰が良い。主要成分が極粗砂のうちの粗粒ぎみな砂であって,また後述になるが,αφの値も正にシフトしている。この事から,主要成分の極粗砂のうちの粗粒ぎみな砂が多量,運び上げられて滞留するところに,それよりもさらに細粒な成分が粗粒な成分より微量分だけ勝って付加する事で,淘汰を良くした。定点から北東へ約 170m の地点付近～北東へ約 220m の地点付近間の3丸で,一番定点寄りの極大値を示す小さい山の頂点から北東へ向って,値が小さくなっている。3 丸共に主要成分が極粗砂のうちの粗粒ぎみな砂で,真中の丸のみ,Mdφの値が粗粒側へ落ち込み,またαφの値も負にシフトする。北東へ向って,順次淘汰をよくして行ったが,主要成分を組成する時に,それよりもさらに粗粒な,あるいは細粒な,付加する成分の量で若干のバランスの檫れがあったものと思われる。

極低点では,数箇所の急上昇,急降下があり,大きな傾向は見つけにくい。また,Mdφ,αφ,の値との整合性もないようだ。波が砕波して遡上する水の極低点に対する作用の仕方,この地形状の事,等で,主要成分の組成の際に,アンバランスな動作が続いたのだろう。

αφは極高点において,大部分の丸が正にシフトするが,1 丸のみ負にシフトしている。極低点では,4 丸が正に,5 丸が負に,それぞれシフトする。このよう



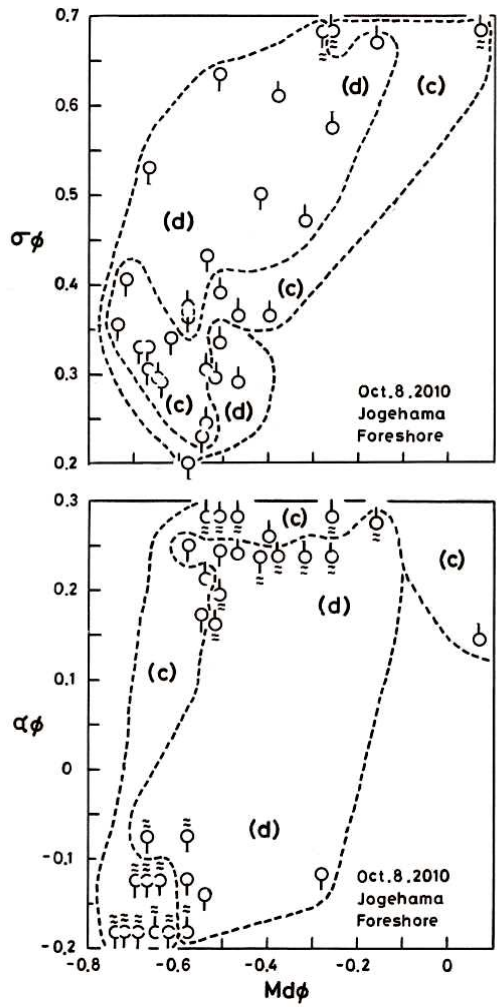


Fig.18-left, Fig.19-right The correlation between Md ϕ and $\sigma\phi$, $\alpha\phi$ of the beach sediment,at both those crests and those troughs,of the small cusps.

に,主要成分の組成の際,それよりも粗粒な成分,あるいは細粒な成分の微妙,微量な“さじ加減”によって,どちらかにシフトするか,が決まる。

$\beta\phi$は極高点,極低点の区別なしで,全体を見た時,$\sigma\phi$の値との逆相関が見えてくるようだ。1丸,1丸,注視した場合,なお明瞭にわかるはずだ。

(3) 小カスプの極高点,極低点における,Mdφとσφ,αφの相関関係

まず,(Fig.18,19)内の記号を説明すると,(a):2009年10月30日,大カスプの突出部での小カスプ,(b):2009年10月30日,大カスプの湾入部での小カスプ,(c):2010年10月8日,大カスプの突出部での小カスプ,(d):2010年10月8日,大カスプの湾入部での小カスプ,とそれぞれ明記する。

(a). 2009年10月30日 (Fig.18)

(a)の区分では,Mdϕが−0.76〜+0.18ϕの値を示し,極粗砂・粗砂で組成する。1丸の極低点が極粗砂に近い粗砂の組成で,他の全丸が極粗砂のうちの,粗粒側か,あるいは,やや粗粒側の組成となる。$\sigma\phi$との関係でみると,粗粒側へ向って分級作用が顕著に落ちる,徐徐に進む,に大きく二分される。二分された中に,それぞれ,極高点と極低点が半半ずつの存在となる。また,湾入部での主要成分を組成する粒径の幅が,突出部のそれよりも少し狭い事もあり,粗粒側へ向って,湾入部の全丸を大きく包み込むようだ。この事から,突出部では,波,水の流れが小カスプに作用し,主要成分の組成の際には,すべて均等に動作が行われた事がわかる。$\alpha\phi$との関係では3丸が負にシフトしていて,そのうち,1丸が極高点,2丸が極低点である。一方,他の全丸が正にシフトする。突出部の全丸が湾入部の全丸の上段に位置し,ちょうど覆い被さっているように見える。しかし,極高点,極低点の差異による傾向は全然見当たらない。

この時期,夏季から冬季への移行の変換点でもあり,やや,冬季の方が優勢になる事でもある。しかし,近くの役所や事業所のデータでは,北寄りからの風,

波,水の流れが優勢のようだ。例外ではなく,この小カスプの形成は,北からのあまり大きくない波によって形成されたに違いない。(Fig.6,7) の地形でわかるように,極低点よりやや北東側に小さな膨らみがある事から,西から大きな波が進入し,主要成分の組成に大いなる邪魔をした事だろう。汀線から近い位置にこの小カスプは形成されている事,波長が短い,比高が小さい,といういくつかの条件の下で,汀線から極高点,あるいは極低点までの傾斜は,突出部である事からも,緩やかで,相互の差はなかったようだ。従って,汀線の手前で北から,あるいは西からの波がオーバーラップし,ベクトルの合成を行って発達し,汀線で砕波し,遡上する時,極低点も水路のような水の勢いはない。極高点と同じレベルで,均等に砂・礫を運び上げる事になる。このような作用を受けてから次の動作の際に,主要成分の中心になる成分とそれの前後の成分量のバランスで,前述のσφの値が決まってくる。つまり前者が多くなると,淘汰が良くなり,後者が多くなるとそれが悪くなる。このαφの場合は,主要成分よりもっと粗粒な,あるいは細粒な,微量な成分が分布曲線の負あるいは粗粒側に,正あるいは細粒側に,その反対側よりも長い“tail”をもつ事が,その方に歪む理由となる。この小カスプに対して,均等に作用を与え,均等に動作を行ったにもかかわらず,微妙なバランスの偏りで,大部分が正にシフトする事になり,3 丸が負にシフトとなる。

(b)の区分では,Mdφが－0.72～－0.12φの値を示し,値の変化の幅が突出部に比べてやや狭い。このうちで,極高点の値が－0.72～－0.56φと非常に変化の幅が狭く,安定して纏まっている。一方,極低点では,－0.71～－0.12φの値を示し,変化の幅が広く,斑のある,乱れた,不安定な作用を受けた事と思う。σφとの関係でみると,極高点で,主要成分を極粗砂のうちの,やや粗粒側の成分で組成していて,淘汰が極めて良い。1 丸だけ,分級作用が緩慢に行われたため,淘汰度を落としている。主要成分を粗粒側へ向って組成するにつれて,一定の,安定した分級作用を受ける事により,纏まって淘汰が良くなる。極低点では,主要成分を組成する粒径値の変化の幅が広いが,σφについてもそうである。傾向は,主要成分を粗粒側へ組成するにつれて,徐徐に淘汰を良くしている。1 丸だけ,前述の極高点が極めて淘汰が良い大部分のグループに紛れ込む,かっこうだ。斑のある,不安定な分級作用を受けた事がわかる。αφとの関係では,極高点で論述のように,主要成分を組成する粒径値の変化の事情から,αφの値が全丸で負にシフトする事は納得がゆく。一方,極低点は 3 丸が正に,他全丸が負に,それぞれシフトする事になる。前述の突出部での傾向と逆をゆく,類似な気がする。

この小カスプの地形は,というと,汀線からある程度離れた位置での形成,波長が長い,比高が大きい,等等が特徴となる。このため,汀線から極高点までは急傾斜であり,一方,極低点までは,前者よりは幾分,緩やかだ。しかし,突出部のそれらよりは急傾斜な事,間違いない。この事から,汀線の手前で,それぞれ違う方向から来た波がオーバーラップし,ベクトルの合成,等の行為をし,大きく発達して砕波する。遡上する水は勢いよく極高点までの急傾斜を,主要成分の極粗砂のうちの粗粒ぎみな砂を中心に,それよりも粗粒成分・礫,および細粒成分を添えて運び上げ,頂点で混合する。頂点まで辿り着いた水は加速度もあり,勢い余って,大きな浮力を発揮したまま,礫や粗粒成分を前浜と傾斜護岸との境目あたりに堆積させる。頂点では水の往復がなく,運び上げて混合する事と同時に分級作用が激しく行われる事で,淘汰を良くしたのではないだろうか。αφとでは,常時,一定で安定な行為が続く事により,主要成分よりさらに粗粒な,あるいは細粒な成分が運び上げられて混合する。その中で分級作用を受けて,微量であっても,粗粒成分が細粒成分より勝って,分布曲線上の負側の“tail”が長くなり,全丸の負のシフトに繋がる。極低点では,この小カスプの波長が長く,比高も大きい事,また,極高点よりも傾斜は緩やかである。遡上する水は勢いよく砂・礫を運び上げて,その地点に堆積,混合するが,また,それらの一部は水に乗って傾斜護岸の中程まで上がり,戻り水となって再びここを通る場合もある。また,遡上する水はここを通り過ぎてから扇状になり,運び上げた砂・礫を前述の境目に堆積させる行為もある。往復する水の分級作用の努力によって,主要成分の極粗砂のうちの粗粒ぎみな砂の量を増やしていくか,いなかによって,淘汰が良くなるか,悪くなるか,が決まってくる。また,それよりも粗粒な,あるいは細粒な微量成分が分布曲線上の負側,あるいは粗粒側の“tail”の方が,その反対側のそれよりも長い事で,図のようになった。3 丸については,その逆になる。

(b). 2010 年 10 月 8 日 (Fig.19)

(c)の区分では,Mdφが－0.74～＋0.07φの値を示し,変化の幅が広い。極高点だけで見ると,－0.65～＋0.07φで値が変化する。一方,極低点では,－0.74～－0.55φの値を示し,非常に変化の幅が狭い。σφとの関係において,極高点では 2 丸だけ,主要成分を極粗砂のうちの粗砂に近い砂と極粗砂に近い粗砂でそれぞれ組成して,非常に淘汰が悪い。他の全丸は,主要成分の極粗砂のうちの粗粒ぎみな砂を組成して,変化の幅も狭く,非常に淘汰が良い。極低点は,全丸

が極粗砂のうちの粗粒ぎみな主要成分の組成で,淘汰が非常に良い。αφとの関係では,極高点の大部分が正にシフトし,1丸のみが負のシフトとなる。極低点は,極高点の値の変化の逆を行く型で,大部分が負にシフトするが,1丸のみ,正のシフトとなる。

この場所は突出部で,2方向から来た波は二つの行為により,ある程度発達する。次に砕波し,遡上するが,地形状からいっても,一定な,安定した行為を与える事になる。主要成分を組成する中心の砂を多量,極高点および極低点に運び上げて混合する。それと共に,分級作用が顕著に行われた結果,大部分の淘汰が良く,極高点の2丸がそれを悪くしている。αφについては,主要成分が多量,運び上げられて混合する中で,主要成分よりさらに粗粒な成分や礫,あるいは細粒な成分,が微量な範囲で,分布曲線の負あるいは粗粒側,正あるいは細粒側,のどちらかの“tail”が,その反対側のそれよりも長く持つ事で,どちらかにシフトするか決まる。

(d)の区分では,Mdφが−0.67〜−0.16φの値を示し,変化の幅がやや広い。極高点で見ると−0.58〜−0.16φの値で,一方,極低点では−0.67〜−0.42φの値となる。σφとの関係で,極高点は主要成分である極粗砂の範囲の中で,細粒ぎみから粗粒ぎみへと移行するにつれて,急降下の状態で淘汰を良くする傾向がある。極低点では,極粗砂の範囲の中で,極高点全体の主要成分の値よりもやや粗粒側の位置で,それらの粗粒側縁を回り込むようにして,細粒側から粗粒側へ移行するにつれて,淘汰を良くしている。湾入部の大部分の丸が上段にあって,数丸で突出部の大部分の丸を,下段の淘汰の良い範囲で,抱え込むような恰好のようだ。αφとの関係で極高点を見ると,7丸が正に,1丸のみが負に,それぞれシフトする。極低点で3丸が正に,5丸が負に,それぞれシフトする事になる。

この場所は湾入部という事で,Nearshoreから前浜の極高点までは急傾斜である。2方向からの波は汀線の手前で二つの行為により急激に発達し,汀線で砕波し,遡上する水が,勢いよく砂・礫を頂点まで運び上げて混合する。主要成分は極粗砂で,その範囲内を細粒側から粗粒側へ分級作用を受ける事によって,主要成分の中心に近付くように絞られる事になる。その動作の中で,主要成分よりさらに粗粒な,あるいは細粒な,成分が微量な範囲で,この場合は分布曲線の正,あるいは細粒側の“tail”が負,あるいは粗粒側のそれよりも微少長くした事で,ほとんどの丸を正にシフトさせた。粗粒成分と礫,等は,前浜と傾斜護岸の境目に追いやられて,堆積となるだろう。極高点を通る水は片道だけのため,前述のような事になるのだ。極高点で負にシフトする1丸については,負側,あるいは正側に微量分だけ,前述の大部分の丸と逆になったのである。一方,極低点は比高が大きい事もあり,極高点と比べて傾斜が緩い。砂・礫を運び上げる水は,水路を通るかのように勢いよく流れ上がる。極高点の手前で二分されてその両側の極低点を流れ上がるが,そこを過ぎたあたりの前浜と傾斜護岸の境目で合流となり,砂・礫の堆積となる。勢いよく極低点を真直ぐ進んだ水は傾斜護岸の中程まで上がり,またこの地点を通って海へ流出も時おりある。要は,極低点に往復で水が通る事から,2回の分級作用が行われる事になる。これにより,主要成分よりさらに粗粒な,あるいは細粒な,それぞれが微量だけバランスの偏りによって,分布曲線の“tail”の長さに反映する事で図のようなシフトとなったのである。

3.3 構成正規分布集団による解析

一般に,流体の作用のもとで堆積した細粒な岩屑の多くは,粒径の対数値に対する重量頻度がしばしば正規分布か,またはそれに近い分布をする事が経験的に知られている。しかし,実際には,多くの堆積物は,正規確率紙に累積頻度曲線を描いた場合に,屈曲の変換点を示し,オーバーラップした複数の正規分布集団から構成されている。すなわち,粒径区分がいくつかの正規分布集団の合成からなっている。いくつかの図は,粒度分析の結果を,正規確率紙の横軸にφ値をとり,縦軸に重量頻度の累積頻度曲線を描いた。次に,屈曲の変換点の位置を的確に見出すために,重量頻度分布曲線によって,二つの集団がオーバーラップする粒径を吟味した。二つの変換点の間が構成正規分布集団の一つとして,小さな黒点を描点し直線を引く。数本の線が引かれ,構成正規分布集団の分離が行われた事になる。

分離した構成正規分布集団を図上で再び合成して,もとの累積頻度曲線と比較して正確に分離が行われたかどうかを検討した。白丸は,分離した構成正規分布集団の示す直線を図上で再び合成した描点である。白丸は,もとの累積頻度曲線の上に大体よくのっており,構成正規分布集団の分離がよい精度で行われた事を示している。また,粒度分析も高い精度で行われた事がわかる。

今回は,2010年10月8日に,大カスプの突出部において,汀線から小カスプの極高点を通る測線と極低点を通る測線,とそれぞれ2測線の延長上の後浜で採取の2試料について,集団解析を行う。この2地点の解析については,海岸砂丘と密接な相関関係がある事から,有益な知見が得られるだろう。また,2009年10月30日と2010年10月8日に,大カスプの突出部

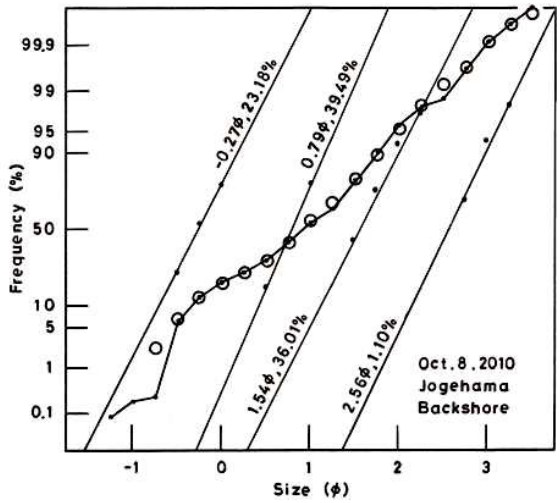


Fig.20 On the measuring line that goes through at the crest of the small cusp,from the shoreline to the backshore.On the projection of the large cusp.

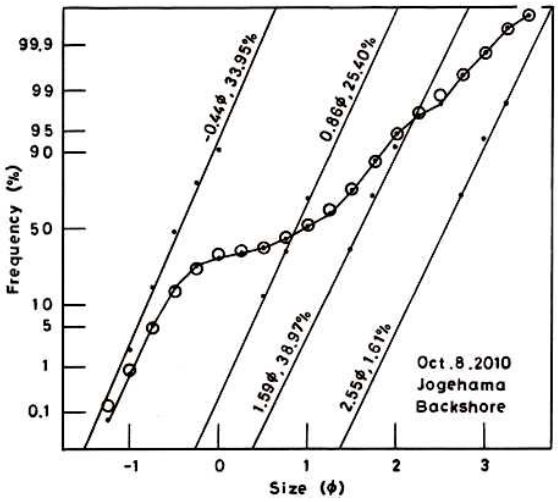


Fig.21 On the measuring line that goes through at the trough of the small cusp,from the shoreline to the backshore.On the projection of the large cusp.

と湾入部において,それぞれの小カスプの極高点と極低点,というように,数十試料を採取した。これらのうちで,大体,中央に当たる所の極高点,極低点の試料,全部で8試料について集団解析を行う。これらの小カスプが形成している場所は重要な役割を担っていて,海への砂・礫の収支は,大カスプ・小カスプ,のそれぞれを介して行われる事が知られている。この意味において,これらの集団解析により,海岸侵食の原因解明という難題に一矢を報いる型で,重要な知見が得られるようになるだろう。

(1) 2010 年 10 月 8 日,大カスプの突出部の後浜

汀線から小カスプの極高点を通る測線の後浜（Fig.20）において,Mdφが,－0.4φの極粗砂を34.0％,0.9φの粗砂を 25.4％,1.6φの中砂を39.0%,2.6φの細砂を 1.6%で,それぞれ構成している。この場所は突出部の後浜である事から,この時期,砕波して遡上する水が,そこに到達する事はめったにない。従って前年の冬季に,大きな波が砕波し,遡上した水によって運び上げられて混合したか,あるいは,上下浜の海岸砂丘の一部が流出して,混合したのではないか。ここで,上下浜の海岸砂丘砂の正規分布集団の構成（内山,2004）(Fig.24) と,この場所の小カスプの極高点と極低点の集団の構成を相互に凝視して考えてみる。極粗砂は極高点と極低点で,80%以上を構成している事から,下から運び上げられて混合したのだろう。海岸砂丘が極粗砂の一部と粗砂の大部分を流出させて混合したようだ。中砂については,両方共に微量な構成のようなので,残留堆積物と認めると共に,冬季の時々遡上して来る水により,分級作用を受けて,構成の頻度の増減を繰返すのではないだろうか。

汀線から小カスプの極低点を通る測線の後浜（Fig.21）において,Mdφが,－0.3φの極粗砂を23.2％,0.8φの粗砂を 39.5％,1.5φの中砂を36.0%,2.6φの細砂を 1.1%で,それぞれ構成する。この測線は,前述の測線より傾斜が緩やかで,遡上する水は極低点を過ぎた付近から扇状になる。しかし,比高が小さいながらも,一応,水路のような様相を呈し,一直線に砂・礫を運び上げるに違いない。この事から,極粗砂については,大部分が前浜から運び上げられて,一部は海岸砂丘から流出して,それぞれ混合したようだ。粗砂は,大部分が海岸砂丘砂の流出によって混合したのだろう。中砂は両者共に微量か,あるいはないので,前述のように残留堆積物と認め,時々の分級作用を受けて構成の頻度の増減となるだろう。

(2) 2009 年 10 月 30 日,小カスプ

大カスプの突出部における小カスプの極高点で（Fig.22）,Mdφが,－0.8～－0.4φの極粗砂を93.7%,0.7φの粗砂を 5.7%で,それぞれ構成する。極低点で (Fig.23),Mdφが,－1.7φの小礫を 3.6%,－0.7φの極粗砂を61.2%,0.9φの粗砂を9.2%,1.7φの中砂を23.4%,2.6φの細砂を2.3%で,それぞれ構成している。

極高点において,単独で極粗砂を 90%以上の構成である事から,遡上する水により運び上げられ,混合したに違いない。この小カスプの形成状態は,汀線に近く,波長が短い,比高が小さい,等の理由で,汀線から極高点までの傾斜は緩い。このため,最大限の浮力が働き,そのうえ,移動しやすく堆積しやすい砂（内山,2010）である事から,その構成になったのだろう。

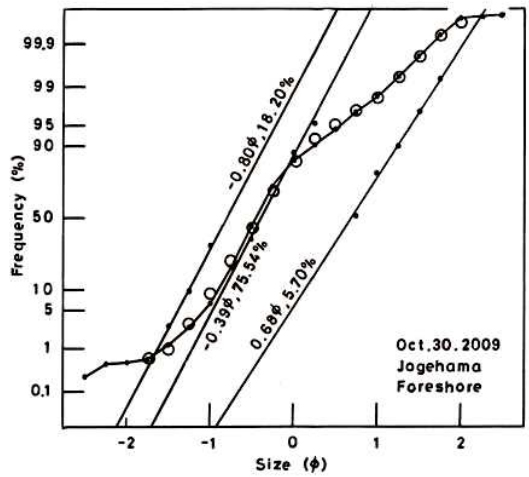


Fig.22 At the crest of the small cusp /
On the projection of the large cusp

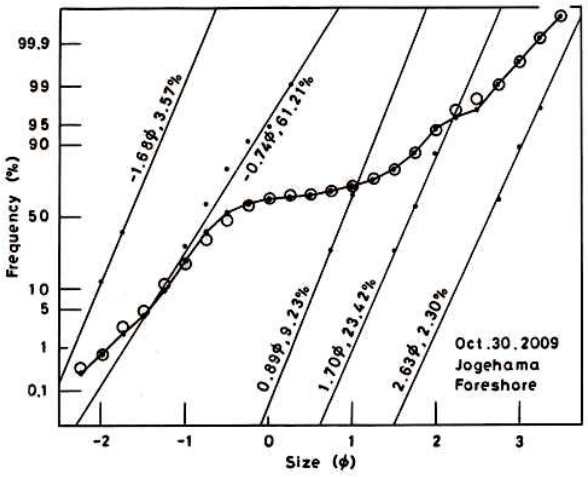


Fig.23 At the trough of the small cusp /
On the projection of the large cusp

.

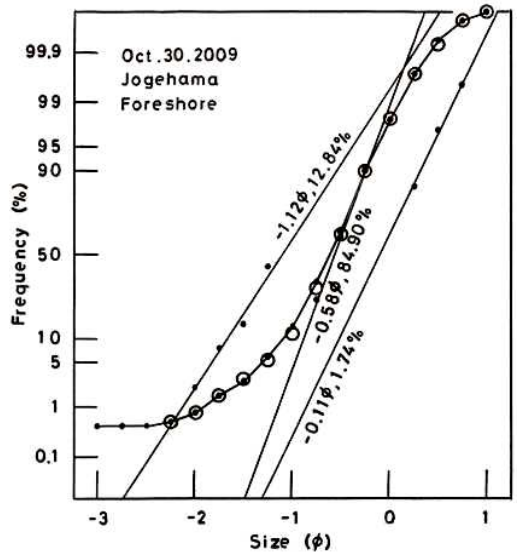


Fig.24 At the crest of the small cusp /
On the embayment of the large cusp

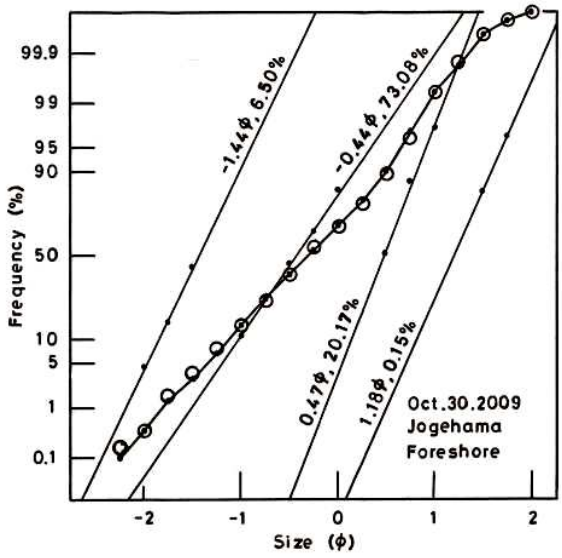


Fig.25 At the trough of the small cusp /
On the embayment of the large cusp.

一方,極低点では極粗砂が 61%の構成で,かろうじて主要成分の座を維持したが,中砂の 23%の構成には気になる。これは,柿崎川河口の砂の回収工事が 2009 年度 4 月から始まっており,それが,北東から南西へ向う沿岸流によって運ばれて,弧状沿岸砂州の各部所に多量,堆積したのではないか。多分,2009 年 10 月頃の海底地形は,(Fig.3,4,5) の 2010 年 11 月 7 日に測量,と類似した様相を呈したような気もするが,それはわからない。この時,採取した試料の主要成分と河口のそれと同一のようなので,極低点に運び上げられて混合する事で,そのような構成になったと思う。また,先述のごとく,2010 年 10 月 8 日の突出部の後浜で,中砂が 30～40%の構成である事から,多分,2009 年 10 月 30 日もそれくらいの構成だった,と予想して,その一部が流れ下だり,極低点で混合する事により,その構成になったのではないか。

大カスプの湾入部における小カスプの極高点で (Fig.24) ,Mdφが,－1.1φの小礫を 12.8%,－0.6～－0.1φの極粗砂を 86.6%で,それぞれ構成している。極低点で (Fig.25) ,Mdφが,－1.4φの小礫を 6.5%,－0.4φの極粗砂を 73.1%,0.5φの粗砂を 20.2%,1.2φの中砂を 0.1%で,それぞれ構成する。極高点では,汀線との間が急傾斜であるため,また,波も猛烈に発達して砕波し遡上する事になる。従っ

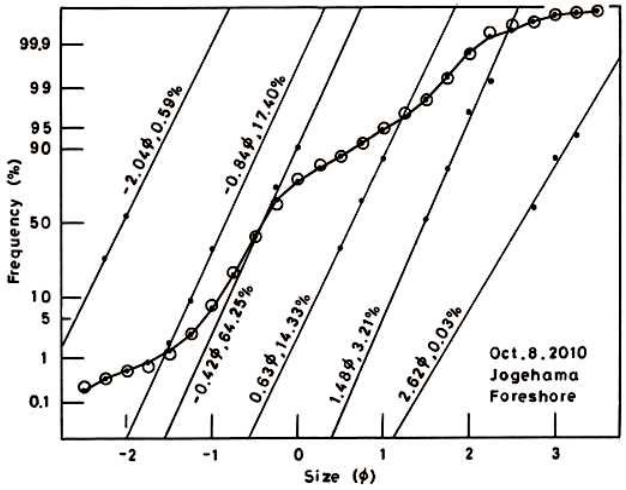


Fig.26 At the crest of the small cusp /
On the projection of the large cusp.

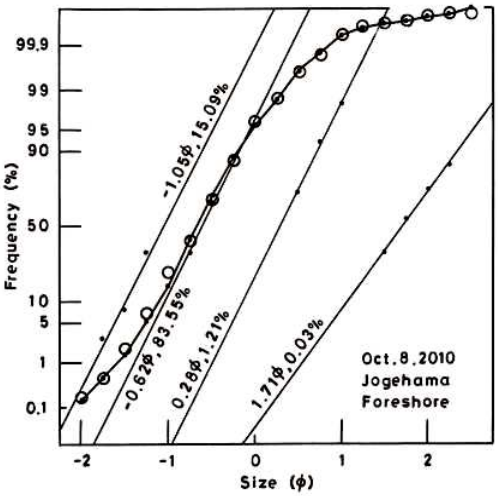


Fig.27 At the trough of the small cusp /
On the projection of the large cusp.

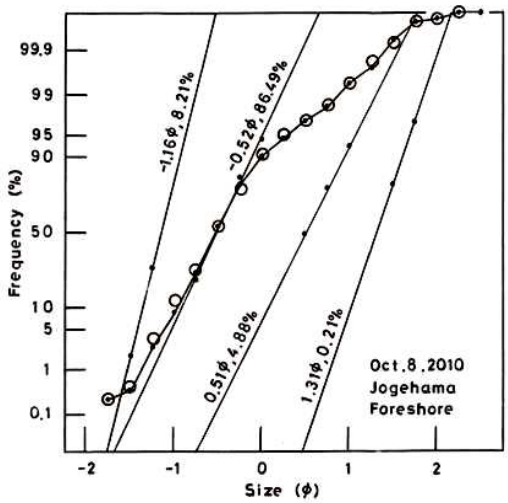


Fig.28 At the crest of the small cusp /
On the embayment of the large cusp.

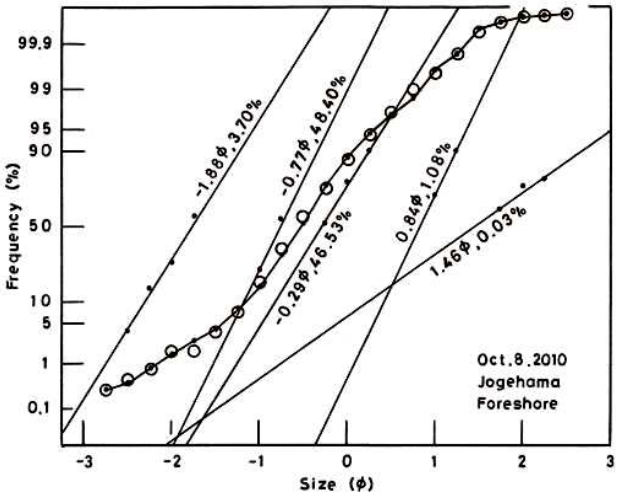


Fig.29 At the trough of the small cusp /
On the embayment of the large cusp.

て,大きな浮力を発揮して,粗粒ぎみな砂,礫を運び上げて混合する事になる。小礫よりもっと大きな礫成分は極高点に微量だけ混合する事になるが,集団の構成の域に達し得ず。大きな礫等は勢い余って,その地点のすぐ裏側の前浜と傾斜護岸との境目に転がって行って堆積となるだろう。極低点において,汀線から離れた位置にある事,波長が長く,比高が大きい,等の事情から,水路のような状態の所を水によって,砂・礫が運び上げられる。この地点には往復で水が通る事から,下から運び上げられ,上から流れ下だって来る事で,また,2 回の分級作用も受ける。よって,このような集団の構成になったと思う。

(3) 2010 年 10 月 8 日,小カスプ

大カスプの突出部における小カスプの極高点で(Fig.26),Mdφが,−2.0φの中礫を 0.6%,−0.8〜−0.4φの極粗砂を 81.7%,0.6φの粗砂を 14.3%,1.5φの中砂を 3.2%で,それぞれ構成する。極低点で(Fig.27),Mdφが,−1.1φの小礫を 15.1%,−0.6φの極粗砂を 83.6%,0.3φの粗砂を 1.2%で,それぞれ構成している。極高点では,極粗砂が 80%以上の集団の構成をして,妥当なところだろう。この地点の後浜でも,極粗砂が主要成分の座についているわけではないが,ある程度の頻度で集団を構成している。後浜の基部に形成の海岸砂丘には,ある程度の高い頻度で集団を構成しているが,極高点に対しては,後浜を介して集団の構成に微量だけ貢献した事だろう。大部分が遡上する水によって運び上げられ混合したようだ。粗砂,中砂については, 上から流れ下だ

る,下から運び上げられる,の二つの関与によって極高点で混合し,それぞれの集団の構成に繋がったのだろう。極低点では,極粗砂が 80%以上の集団の構成で,常道であろう。問題は小礫だが,この地点より上の後浜にも,海岸砂丘にも,集団の構成がない事から,下から運び上げられての混合としか考えられない。

大カスプの湾入部における小カスプの極高点で(Fig.28),Mdφが,−1.2φの小礫を 8.2%,−0.5φの極粗砂を 86.5%,0.5φの粗砂を 4.9%,1.3φの中砂を 0.2%で,それぞれ構成している。極低点で(Fig.29),Mdφが,−1.9φの小礫を 3.7%,−0.8〜−0.3φの極粗砂を 94.9%,0.8φの粗砂を 1.1%で,それぞれ構成する。極高点において,Trough から汀線まで,汀線から極高点まで,と急傾斜である。そのうえ,波は猛烈に発達して,極粗砂を中心とする多量の砂・礫を運び上げる。また,先述になるが,湾入部,突出部のそれぞれの小カスプの極低点よりやや南西側に小さな膨らみがある事から,北からの大きな波が汀線に対して,その角度を保ったままの状態で,砂・礫を多量,運び上げた事だろう。そこで,前述のような集団を構成する頻度の分だけ堆積し,混合する。勢い余った水に乗って,この地点の裏側の前浜と傾斜護岸との境目に堆積する砂・礫も出現する。要は,下から運び上げられるのみで,上からの供給はないようだ。極低点では,小カスプの形成の位置が汀線から離れている事,波長は然程長くはなく,比高は大きい,等等の条件のもとで,極粗砂を中心に砂・礫を多量,運び上げたと思う。砂・礫を運び上げる水は,この小カスプの比高が大きいため,ちょうど水路を流れるかのような勢いで,この地点を過ぎたあたりで扇状となり,前浜と傾斜護岸の境目にそれらを堆積させる。一方,直進する水は傾斜護岸の中程まで追い上がり,護岸と護岸の繋ぎ目から落ちて滲透する水もあるが,また,護岸を下だり降りて,極低点を通る水もでてくる。このように,この地点には,往復 2 回,水が通る事により,前述のようなそれぞれの砂・礫が集団を構成する,とともに,分級作用も活発に行われる原因にもなり得る。

4. 結語

自然の節理に従って,あらゆる事象とリンクし,バランスをとりながら,常に動いている。針の穴くらいの微小な,バランスのくずれから始まり,不安定化が進んで行って,人間生活の営みに拘るようになると,自然災害に到達という事になる。その意味において,すべて,観測・調査は,人の手で行った。先に図示したような海浜地形を得るための測量の際は,一人で,手早く,正確に,行うのに都合がよいように,アルキメデスの原理による測量器具を考案した。また,海浜底質の採取の際には,大カスプの突出部と湾入部で,それぞれ,小カスプの極高点と極低点というように交互に,数十地点で一定量の試料採取を行った。この多量の試料を回収し,車の所まで運び上げるのが大変な作業であった。この粒度分析においても,変質するのを防ぐために陰干で,自然乾燥し,均質に処理して,1/4φの標準フルイを用いて,高精度で,丁寧に行った。図面に関しても,人の手で描いている事から,この最中に,どのように動いているか,熟考しながら描いた。このような姿勢からして,真実に限りなく近い知見が得られたのではないか。また,自信のある論述ができたのである。

(1) ビーチカスプの地形

ビーチカスプには,大カスプと小カスプの二種類がある。いずれも,リンクしているすべてのファクターにおいて,自然のバランスがとれているが故に,形成されるものである。

大カスプは,“汀線の出入り”として観測され,それぞれ突出部,湾入部と定義される。このような現象を示す海岸を波状海岸と言う。突出部は弧状沿岸砂州の接合部に,湾入部はそれの中心部に,それぞれ対応し,対をなして移動するものと考えられる。波長は,バランスのとれた自然な海岸の場合は,大体 300m 前後とされている。第一義的な要因としては,砂・礫海岸である事である。その事によって,沿岸流,離岸流から受ける浮力,分級作用に格差を生じ,砂・礫の移動や堆積に差が出て,弧状沿岸砂州の形成,変異と先行するのである。それに追随して,大カスプの二つの部が形成され,変異する事になる。

小カスプは,波が汀線で砕波し,遡上する,これらの諸条件により,汀線から後浜の方向へ一定の距離の地点を,汀線に沿って,山と谷が交互に,一列に形成される。この山の頂点を極高点,谷を極低点と言う。波長は,小カスプの形成の位置が,汀線から離れるにつれて長くなる傾向,となる。従って,大カスプの突出部に進入する波は,湾入部でのそれより弱めであるため,汀線近くに形成しやすい。このため,湾入部でのそれより短い傾向がある。小カスプの形成の位置は,絶頂期の波が砕波して遡上する水の到達する最高地点と汀線の中間位に形成されるようだ。湾入部では,突出部でのその傾向は当てはまらず,傾斜護岸をよじ上ぼった分を加算しないといけない。そのため,明瞭な傾向は出ていない。比高については,湾入部の方が断然大きい事がわかる。その極低点には,水が往復で通る事から,削る部分が大きいのである。条件としては,前述の事象のように,砂・礫海岸であ

る事が第一である。次に,前浜の傾斜角度は7°～9°が最適のようだ。形成の要因として,上下浜では夏季と冬季の相互の変換期に,北から,あるいは西からと,割合大きな波がやって来る。この二方向からの波が,汀線の手前でオーバーラップを起し,ベクトルの合成で猛烈に発達し,砕波して遡上する。その際,多量な砂・礫を運び上げ,また,大きく削るからである。これが小カスプ形成の真相ではないか。頻繁に,熟慮なる観察の結果,オーバーラップを起す箇所は,大体,小カスプの形成の波長ごとに発生する事から,この事に確証を得たのである。

(2) 大カスプの突出部と湾入部での海浜の粒度組成

突出部において,汀線から極高点と極低点を通る測線の Mdφは,汀線から後浜へ向って両測線共,値が大きくなって行き,右肩上がりで細粒化している。σφは,両測線共に右肩上がりで,値が大きくなって行く。αφは,前測線が 5 丸,後測線が 6 丸とそれぞれ正にシフトして,また,前者が4丸,後者が2丸とそれぞれ負にシフトする。βφは,両測線共,汀線から後浜へ向って右肩下がりで値が小さくなっていて,σφの値の傾向と逆相関している事がわかる。

湾入部において,汀線から極高点と極低点を通る測線の Mdφは,前測線で,汀線から約 5m の地点付近が極大値を示し,山型の傾向である。後測線は,やや,汀線から護岸の際に向って値が大きくなって,右肩上がりのような傾向だ。σφにおいて,前者は徐徐に,後者は急に,それぞれ値が大きくなって行く,右肩上がりの傾向のようだ。αφは,前者で 4 丸が正に,2丸が負に,それぞれシフトする。一方,後者は,全5丸が正にシフトする。βφは,傾向として,両者共にσφの値と逆相関のようだ。

(3) ある定点から北東側へ,小カスプの粒度組成

(a). 2009 年 10 月 30 日

大カスプの突出部において,Mdφが,定点から北東へ約 90m の地点付近と北東へ約 310m の地点付近で,極高点の極大値をそれぞれ示し,極低点の値よりやや上段に位置しながら,大きな山と小さな山を形成している。極低点では,定点から北東へ約 20m の地点付近と北東へ約 340m の地点付近で,それぞれ極大値を示し,やや,極高点の値より下段を維持しながら,大きな山と小さな山をそれぞれ形成のようだ。全体的な傾向は,定点から北東へ約270～280mの地点間で極小値を示し,V 字型を保ちつつ,極低点の方が粗粒な傾向のような気がする。σφは,全体的な形態として前述の Mdφのそれと類似しているが,定点から北東へ移動するにつれて,極低点の方が極高点より値が小さく,淘汰が良いように思える。αφは,Mdφとσφの値の傾向を反映して,全体の三分の二位の値が正にシフトしている。このうち,負にシフトしているか,あるいは正にシフトしても0に近い値を示すのは,極高点よりも極低点の方がやや多いような気がする。このように負側あるいは正側にシフトするのは,主要成分よりさらに粗粒な,あるいは細粒な,微量な成分が分布曲線の負あるいは粗粒側に,正あるいは細粒側に,その反対側よりも長い“tail”をもつ事が,その方に歪む要因なのである。βφは,全体的にσφの値と逆相関のようにうつる。

大カスプの湾入部で, Mdφは,全体が主要成分を極粗砂で組成する。そのうち,極高点の粗粒ぎみな極粗砂の組成であって,値が安定して,極低点のそれよりも下段に位置しながら定点から北東側へ推移する。極低点で,極粗砂のうちの細粒ぎみな組成から粗粒ぎみな組成へ,と乱飛行するかのように,値が定点から北東側へ向って下がっている。(Fig.7) で,極低点よりやや北東側に小さな膨らみがある事で,西からと北からの波が汀線手前でオーバーラップし,ベクトルの合成があったにしても,まだ西からの波の方が優勢であったに違いない。極高点に対しては,満遍なく,平均し,安定して,砂・礫を運び上げた。しかし,極低点に対しては,水が往復する事も手伝って,不安定な作用の仕方を施したと思う。σφは,極高点において,大変淘汰が良い状態で,安定して定点から北東側へ推移している。一方,極低点では,値が乱飛行しているかのような状態で,定点から北東側へ推移していて,急降下の箇所もある。全体が極高点の値の上段に位置して,淘汰も悪い。αφは,大部分の値が負にシフトするが,極低点の4丸のみが正にシフトしている。その4丸は,σφで極大値を示した周辺の極低点のみである事がわかる。ある意味で,大部分が負にシフトする事は常道と言えるだろう。βφは,極高点,極低点の値がそれぞれ理論どおり,σφの値と逆相関している事がわかる。

(b). 2010 年 10 月 8 日

大カスプの突出部において,Mdφは極高点で,定点から北東へ約 110m の地点～北東へ約 190m の地点間が乱飛行のような状態にあり,急降下している箇所もある。定点～定点から北東へ約 110m の地点間は,極粗砂のうちの粗粒ぎみな組成となる。極高点全体の傾向は,定点から北東側へやや右肩上がりとなって細粒化している。極低点では,主要成分の極粗砂のうちの粗粒ぎみな組成であって,安定し,定点から北東側へ右肩上がりで細粒化する。全体的に極低点の値の方が,極高点のそれより下段に位置し,安定して北東側へ推移する。(Fig.8) にみるように,極低点よ

りやや南西側に小さな膨らみがあり,西から,と北からの波が汀線手前でオーバーラップし,ベクトルの合成が行われたとしても,まだ,北からの波の方が優勢に作用したに違いない。このため,定点に近付くにつれて,両者の値とも安定した粗粒ぎみな組成を示す事になる。σφは極高点において,Mdφの極大値を示した周辺で,乱飛行のような状態をとり,急降下している箇所もある。定点に近付くにつれて,安定して淘汰が良い。極低点は全体で,安定した分級作用を受けて,北東側へ淘汰が良く推移する。Mdφの所で論述した波の極高点,極低点に対する作用と相まって,この小カスプの波長の短さ,比高の小ささ,等等の事情も付加する事によって,このような傾向になったのだろう。αφは,極高点,極低点の大部分の値がそれぞれ,負側に,あるいは正側にシフトしている事がわかる。このように,負側,あるいは正側にシフトするのは,Mdφ,σφの値の頻度の反映に従って負,正,どちらかを示すようになる。βφは極高点,極低点,共に,σφの値と一つ,一つ,相互に見比べた時に逆相関である事が見えて来るだろう。

大カスプの湾入部で,Mdφは極高点において,定点から北東へ約50mの地点付近で極大値を示し,一つの山を形成している。定点から北東へ約120mの地点付近から北東へ向ってやや安定し,極粗砂のうちの粗粒ぎみな砂で組成となる。極低点では,定点から北東へ約30mの地点付近で極大値を示し,定点から北東へ約 80m の地点付近まで急降下している。この地点より北東側はやや安定して,極粗砂のうちの粗粒ぎみな砂で組成となる。両者共に,定点に近付くにつれて値が激しく上下するようになる。(Fig.9) に示すように,極低点よりやや南西側に小さな膨らみがあり,西から,あるいは北からの波が汀線手前でオーバーラップし,ベクトルの合成を行った際,北からの波の方が発達し主導権を握って,極高点,極低点に作用したものと思われる。特に極低点では,往復で水の行為を受けるため,極端な値の変化に繋がるのである。σφは極高点において,定点から北東へ約20mの地点付近で極大値を示し,非常に淘汰が悪い。前述の地点から北東側へ急降下して後,やや安定して淘汰が良くなっている。大体,Mdφの値の変化と類似しているようだ。極低点では,値が乱飛行しているような状況を示し,急上昇,急降下を繰返す。Mdφの所で論述のように,極低点に対する水の作用の事情から,分級作用の強弱の差が大きかった事を物語っている。αφは極高点で,大部分が正に,1 丸が負に,それぞれシフトする。一方,極低点では,4 丸が正に,5 丸が負に,それぞれシフトする事になる。これらはいずれも,Mdφとσφの値の変化の反映に従って,主要成分よりさらに粗粒な,あるいは細粒な,微量な成分が分布曲線の負あるいは粗粒側に,正あるいは細粒側に,その反対側よりも長い“tail”をもつ事で,その方に歪むのである。βφは極高点,極低点を問わず,σφの値と一つ,一つ,見比べた時に逆相関している事に気付くであろう。

(4) 小カスプの極高点と極低点における,Mdφとσφ, αφの相関関係

(a). 2009 年 10 月 30 日

大カスプの突出部で,Mdφが主要成分の極粗砂の範囲を粗粒側へ移行するにつれて,σφとの関係では淘汰が良い,悪い,と半半ずつ分割される。それに従って,極高点と極低点とがそれぞれ半半ずつ分け合っている。αφとでは,大部分が正に,極高点で 1 丸,極低点で 2 丸,が負にそれぞれシフトする。

大カスプの湾入部において,σφとの関係では,極高点の全丸が淘汰良い,でひと塊だが,極低点では,淘汰が悪い方から良い方へ徐徐に移行している。ちょうど,突出部の全丸に挟まれているようだ。αφとの関係で,大部分が負に,極低点の 3 丸が正に,それぞれシフトする。

(b). 2010 年 10 月 8 日

大カスプの突出部において,Mdφが主要成分の極粗砂の範囲内で,細粒側から粗粒側へ移行するにつれてσφとの関係は,淘汰が悪い極高点の 2 丸を除いて,他全丸の淘汰が良く,ひと塊になっている。αφとの関係で,大部分の極高点の値が正に,極低点の値が負に,それぞれシフトして,それらの中の両者で 1 丸だけ互に“いれこ”になっている。

大カスプの湾入部におけるσφとの関係で,前述,突出部の Mdφの条件をもとに淘汰の悪い方から良い方へ徐徐に移行している。αφとの関係では,大部分の値が正に,極高点の 1 丸と極低点の 5 丸が負に,それぞれシフトしている事がわかる。

(5) 構成正規分布集団による解析

(a). 2010 年 10 月 8 日,大カスプの突出部において,汀線から極高点,極低点を通る測線の後浜の集団解析

小カスプの極高点の裏側,後浜において,極粗砂が 23.2%,粗砂が 39.5%で,それぞれ集団を構成する。また,極低点の裏側の後浜では,極粗砂が 34.0%,粗砂が 25.4%で,それぞれ集団を構成している。極粗砂については,大部分が前浜から運び上げられて混合したようだ。一部のそれが,海岸砂丘からの流出により混合したものと思われる。粗砂は一部,前浜から供給を受け,また,大部分が海岸砂丘からの流出で賄われ,それぞれ混合したに違いない。中砂,および細砂は上からと,下から,微量だけ来る可能性があり,残

留堆積物ではないだろうか。

(b). 2009年10月30日,小カスプの集団解析

大カスプの突出部の極高点では,極粗粒が 90%以上,粗砂が低い頻度で,集団をそれぞれ構成している。極低点で,極粗砂が 60%以上,粗砂が 9%,中砂が23%で,集団をそれぞれ構成する。前者の極粗砂の集団を構成する頻度が極めて高い事から,大部分が下から運び上げられた事と,一部が海岸砂丘砂の流出物とで混合したようだ。また,各各,集団を構成する斜線の角度が大きい事から,極度に分級作用の進み具合がわかる。後者は極粗砂が 61%,それに中砂が23%のそれぞれの集団構成であり,大部分と一部,といった具合で運び上げられたと思う。中砂については,2010年10月8日の後浜で,36～40%の集団構成という事もあり,流れ下だり,混合したとも考えられる。

大カスプの湾入部の極高点において,小礫が 13%,極粗砂が 87%で集団をそれぞれ構成する。集団の構成を表す斜線の角度が大きい事から,多量な礫や粗粒成分が運び上げられて,分級作用も激しく行われたと思う。極低点で,礫や粗粒成分を中心に多量,運び上げられた事だろう。しかし,弧状沿岸砂州中心部の Bar には同粒径の砂（粗砂,中砂）が多量,堆積している事から（内山,2004）,何らかの方法で海岸砂丘から流出し,後浜を介し流れ下だって極低点に滞留となり,再び,ここを介して海への収支が行われているのではないだろうか。

(c). 2010年10月8日,小カスプの集団解析

大カスプの突出部の極高点において,極粗砂が80%以上,粗砂が 14%で,集団のそれぞれを構成する。極粗砂,粗砂,中砂の大部分が下から運び上げられて混合する。しかし,一部のそれらは海岸砂丘からの流出と後浜を介して流れ下だる事によって,混合となるだろう。極低点では,小礫が 15%で集団を構成するが,下から運び上げられる事のみ,しか供給元はない。この地点は傾斜も緩いため,浮力が格段に働き易いためであろう。極粗砂,粗砂については,大部分が下から運び上げられ,また,一部は上から流れ下だってそれぞれ混合する事により,このような集団の構成となった。

大カスプの湾入部の極高点において,この地点は後浜がなく,供給を伴う上からの関与は全然ない。大きく発達した波が砕波し遡上する際,大きな浮力の働きでひたすら運び上げられて混合したに違いない。一方で,集団を構成する各斜線の傾斜は急である事から,分級作用も激しく行われたので,このような集団の構成になったのだろう。極低点で極粗砂が 90%以上の集団を構成している。このため,極粗砂を中心に多量の砂・礫が運び上げられた事になる。しかし,この地点は往復で水が通る事でもあり,浮力も大きく働き分級作用も激しく行われたようだ。そのうえ,海への砂・礫の収支はこの場所を介して行われる事から,このような集団の構成になったのだ。

以上の事から,海浜に形成のビーチカスプについての諸事象を論述してきたが,これを機に海岸侵食の原因究明に少しでも寄与できる事を期待する。

参考文献

荒巻　孚　(1971)：海岸,犀書房,pp. 1－404.

井口正男　(1975)：漂砂と流砂の水理学,古今書院,pp. 79－122.

内山　清　(2001)：海底底質と海浜底質の粒度組成―桟橋に沿った海底底質とビーチカスプにおける海浜底質―,京都大学防災研究所年報,第 44 号 B－2,pp. 361－374.

内山　清　(2002)：桟橋に沿った海底底質と上下浜での海底底質の粒度組成―両者の粒度組成による差異―,京都大学防災研究所年報,第 45 号 B,pp. 467－478.

内山　清　(2003)：大潟海岸・上下浜における海浜底質の粒度組成―ビーチカスプの性質と粒度組成との関係―,京都大学防災研究所年報,第 46 号 B,pp. 637－649.

内山　清　(2004)：大潟海岸・上下浜における海底地形と海底底質の粒度組成―海底地形の変形と海底底質の粒度組成の岸沖方向変異―,京都大学防災研究所年報,第 47 号 B,pp. 641－663.

内山　清　(2005)：観測桟橋近傍の海底地形と海底底質の粒度組成の変化,京都大学防災研究所年報,第 48 号 B,pp. 775－792.

内山　清　(2010)：観測桟橋近傍の海底地形と海底底質の粒度組成―海底地形の変形と海底底質の粒度組成の岸沖方向変異―,京都大学防災研究所年報,第 53 号 B,pp. 629－652.

大森晶衛・星野通平・茂木昭夫　(1970)：浅海地質学,東海大出版会.

早津賢二・新井房夫・白井　享　(1982)：新潟県高田平野の中位段丘と古砂丘―形成時代についての火山灰編年学的考察―,地学雑誌,pp. 1－16.

（論文受理日：2012年6月8日）

The Beach Profile and the Grain Size Composition of the Beach Sediment in Jogehama,Ogata Coast
— As for the Beach Cusp, Principally —

Kiyoshi UCHIYAMA

Synopsis

Ogata Wave Observatory,Kyoto University is located in Yotsuyahama coast, Niigata Pref., Japan. Yotsuyahama coast is in the center of Joetsu-Ogata Coast. In this region,Katamachi dune develops very much,and the sediment in Joetsu-Ogata Coast is composed of both sand and gravel. Jogehama coast is another coast in Joetsu-Ogata Coast. The distance between Yotsuyahama and Jogehama coast is about 3km long. The seashore between Yotsuyahama and Jogehama coast has been suffered from severe beach erosion.

Sediment samples have been taken on each crest and trough of the small cusps in Jogehama beach on October 30th in 2009 and October 8th in 2010. Another samplings of beach sediment have been carried out in Jogehama beach on October 8th in 2010. The beach sediment from the shoreline to the backshore at 5m interval has been collected on each projection and embayment of the large cusps. Also,beach profiles have been measured in the beach at the same date.

Consequently, the analysis results on both the beach profile and the grain size composition of the beach sediment provide some ideas to solve the source of the coastal erosion.

Keywords: large cusp, small cusp, projection, embayment, crest, trough

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

融雪が火山泥流の堆積域に及ぼす影響の基礎的検討

宮田秀介・村重慧輝 (1) ・堤大三・宮本邦明 (2) ・藤田正治

(1) 京都大学大学院工学研究科
(2) 筑波大学大学院生命環境科学研究科

要 旨

融雪型火山泥流は甚大な物的・人的被害をもたらす現象であるが，その発生メカニズムは明らかとなっていない。本研究では融雪実験をもとに構築した火山噴出・積雪層の熱交換および融雪モデルより得られた泥流ハイドログラフを用い，積雪層，火山噴出物供給範囲などの諸条件が発生泥流量および融雪型火山泥流の流下・堆積に及ぼす影響について北アルプスの焼岳西斜面に位置する足洗谷を対象として検討を行った。熱移動と融雪，融雪水浸透解析の結果，発生泥流ハイドログラフは形状，ピーク流量ともに積雪深と積雪密度に大きく影響を受けることが明らかとなり，従来用いられていたハイドログラフよりも早くピーク流出が発生することが示唆された。二次元河床変動計算による泥流の流下・堆積解析の結果，いずれのケースにおいても発生源から約7 ㎞流下した栃尾地点において1～2 mの浸水が起こることが示された。

キーワード: 融雪型火山泥流，融雪過程，熱交換，火山噴火

1. はじめに

火山噴火が起こると，それに伴って様々な土砂生産・移動現象が発生するが，一般的に流下速度が速く，かつ規模が大きいために多くの人的・物的被害を及ぼす。その中でも積雪地域では，火山噴出物が山腹の積雪を融かすことで，融雪水と土砂が混合して流下する場合がある。本研究では，この現象を「融雪型火山泥流」と呼ぶ。融雪型火山泥流は，短時間に大量の融雪水が供給される。したがって，通常の土石流に比べて流下速度が速く，到達距離も長くなるため，被害が甚大となる。

近年では，1926 年十勝岳，1974 年鳥海山，1985 年のコロンビア・Nevado del Ruiz 火山などにおいて融雪型火山泥流の発生が確認されている。日本においては，十勝岳における災害が 20 世紀最大の火山災害であり，上富良野町や美瑛町などにおいて死者が約 150 人となった。Nevado dol Ruiz 火山では，火砕流が山頂周辺の雪および氷を溶かし，$2\times10^7 m^3$ もの融雪水による大規模な泥流が発生した。総流出量 $9\times10^7 m^3$ におよぶ泥流は発生源から 104 km まで到達し，23,000 人以上が犠牲となった（Pierson et al., 1990）。

融雪型火山泥流は，ひとたび発生すると大きな被害をもたらす火山災害であるが，火山噴出物・積雪間の熱輸送および融雪水の挙動，泥流化などが複雑に起こっていると考えられる。しかし，実現象の観測に基づいた解析は難しく，いくつかの実験的な研究が行われているのみである。伊藤ら（2004）は，積雪上へ高温土砂を供給し，融雪過程を観察する基礎実験を行い，供給土砂が高温の場合，積雪密度が小さい（含水状態）もしくは積雪密度が極端に大きい（氷板のような状態）場合，高温土砂を供給する前に積雪上に熱水を散布した場合において初期融雪水量が多く融雪水量のピークが顕著となることを示した。堤ら（2011）は積雪層に 22～23℃の温水を供給する実験に基づいて，積雪層の融解は表面から進行し，融解進行速度より浸透速度の方が速く積雪層底面に側方流が生じることと，氷板層がある場合には氷板層上で側方流が生じることを明らかにした。これらの実験的研究が進められているものの，発生メカニズムについては未だ不明な点が多く残っている。

融雪型火山泥流は今後も起こり得る災害であり，防災対策を考える際には，ハード対策だけでなくソ

フト対策を講じなくてはならない。ハザードマップの作成が有力な手法の一つであるが，現在のハザードマップは，発生泥流ハイドログラフを三角形形状で与えるなど融雪速度や融雪水の挙動などの泥流発生プロセスを考慮しないモデルのシミュレーション結果に基づいて作成されている（例えば，焼岳火山噴火緊急減災対策砂防計画検討会，2011）。したがって，様々な積雪状況などに対応した精度の高い予測を行うには，融雪型火山泥流の発生メカニズムを考慮したモデルに基づいた泥流の流下・堆積シミュレーションが必要である。そこで，先行研究（村重ら，2012）の融雪実験をもとに構築した火山噴出・積雪層の熱交換および融雪モデルより得られた泥流ハイドログラフを用いることで，積雪層，火山噴出物供給範囲の諸条件が発生泥流量および融雪型火山泥流の流下・堆積に及ぼす影響を検討することを目的として研究を行った。

2. 解析方法と計算条件

2.1 発生泥流ハイドログラフの推定手法

村重ら（2012）は鉛直カラムに充填した20cm厚の積雪層の上部より約500℃に加熱した礫を供給する実験を行い，融雪速度とカラム下端からの融雪水流出量を測定した。その結果，供給した礫が熱を徐々に失うことで礫－積雪層間の温度勾配が小さくなり，融雪速度は徐々に現象することが明らかとなった。そこで，礫層と積雪層の温度分布をFig. 1のように単純化し，熱交換とそれに伴う融雪速度$v(t)$について考えた。時間tにおける礫層内の温度分布は中心部分が$T(t)$の直線分布とし，雪の温度及び雪と土砂の境界部分の温度は常に0℃とする。断面積A（m^2），土砂の中心部分から境界部分までの距離（厚さ）L（m），土砂の熱伝導率k_s (W/m・k)とする．微小時間dt（s）

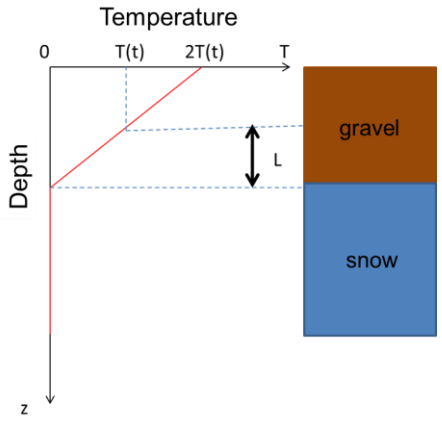


Fig. 1 Schematic temperature profile of gravel and snow layers.

に積雪層に伝わる熱量dQ（J），大気に損失する熱量をdQ_{loss}（J）とすると，大気に損失する熱量の割合r_{loss}を用いて，

$$dQ_{total} = dQ + dQ_{loss} \tag{1}$$

$$dQ_{loss} = r_{loss} dQ_{total} \tag{2}$$

$$dQ = \frac{k_s A(T(t)-0)}{L} dt = \frac{k_s A T(t)}{L} dt \tag{3}$$

とあらわされる。また，礫層の温度変化量と熱量の間には，

$$dT = -\frac{dQ_{total}}{2LA\phi\rho_{sed}c} = -\frac{dQ}{2(1-r_{loss})LA\phi\rho_{sed}c} \tag{4}$$

が成り立つ。ただし，ϕ：土砂充填率，ρ_{sed}：土砂密度（kg/m^2），c：土砂比熱（J/kg・K）である。これに式(3)を代入し，時間0からtまで積分すると，

$$T(t) = T(0)\exp\left(-\frac{k_s}{2(1-r_{loss})L^2\phi\rho_{sed}c}t\right) \tag{5}$$

が得られる。また，礫層の温度変化量と積雪上面高さ沈下量dH_{sn}（m）との間には，雪の水蒸気化に伴う土砂熱の損失率をr_{sl}，雪の融解熱，昇華熱をそれぞれE，G（J/kg）とすると，

$$\begin{aligned} &-2LA\rho_{sed}cdT(1-r_{loss}) \\ &\quad = \{E(1-r_{sl})+Gr_{sl}\}\rho_{sn}AdH_{sn} \end{aligned} \tag{6}$$

が成り立つ。よって，融雪速度$v(t)$は，

$$\begin{aligned} v(t) &= \frac{dH_{sn}}{dt} = -\frac{2L\rho_{sed}c(1-r_{loss})}{\{E(1-r_{sl})+Gr_{sl}\}\rho_{sn}}\frac{dT}{dt} \\ &= \frac{k_s}{\{E(1-r_{sl})+Gr_{sl}\}\rho_{sn}L}T(0)\exp\left(-\frac{k_s}{2(1-r_{loss})L^2\phi\rho_{sed}c}t\right) \end{aligned} \tag{7}$$

より求められる。

融雪水の積雪層内の鉛直浸透は，時間によらず一定の透水係数k（実験より6.5×10^{-5} m/s）とする簡単なモデル化を行った（Fig. 2）。ここで，実験より$k > v(t)$であった。融解開始より時間 tにおいて，Δt経過する間の融雪水量dV（m^3）（密度ρ_w=1.0 g/cm^3）は，水蒸気化率r_gを用いて，

$$dV = (1-r_g)\frac{\rho_{sn}}{\rho_w}A\left(v(t)+\frac{1}{2}\frac{dv}{dt}\Delta t\right)\Delta t \tag{8}$$

より求められる。この融雪水dVがカラム底部から流出する時の流量は，この融雪水が底から流出を開始した時間t_1と流出を終了する時間t_2の差（流出継続時間Δt'）で割ることで算出できる。

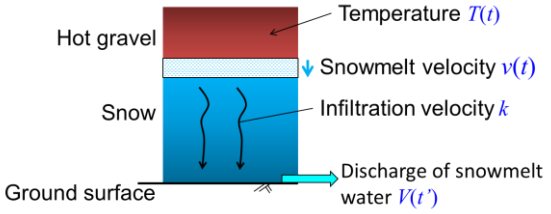


Fig. 2 Simplified model of snowmelt by hot gravel.

$$t_1 = t + \frac{D - x(t)}{k}$$

$$t_2 = t + \Delta t + \frac{D - x(t) - \left(v(t) + \frac{1}{2}\frac{dv}{dt}\Delta t \right)\Delta t}{k} \tag{9}$$

$$\Delta t' = t_2 - t_1 = \left(1 - \frac{v(t) + \frac{1}{2}\frac{dv}{dt}\Delta t}{k} \right)\Delta t \tag{10}$$

ここで，$x(t)$は時間tまでに積雪面が融雪により沈下した距離である。したがって，流出継続時間$\Delta t'$における流出量Qは，

$$Q = \frac{dV}{\Delta t'} = \frac{\left(1 - r_g\right)\frac{\rho_{sn}}{\rho_w} A\left(v(t) + \frac{1}{2}\frac{dv}{dt}\Delta t \right)}{\left(1 - \frac{v(t) + \frac{1}{2}\frac{dv}{dt}\Delta t}{k} \right)} \tag{11}$$

であり，$\Delta t \to 0$とすると，

$$Q(t') = \frac{\left(1 - r_g\right)\rho_{sn} A v(t)}{\rho_w \left(1 - \frac{v(t)}{k} \right)} \tag{12}$$

となる。

実験結果と比較することで本モデルの妥当性について，検討する。鉛直カラムに積雪密度0.39 g/cm^3，厚さ20cmで充填した積雪層に500℃の高温礫を供給した実験における融雪速度（村重ら，2012）と式（7）により計算した融雪速度はおおむね一致しており（Fig. 3），本式により，融雪速度$v(t)$を求めることができることが確認された。ここで，雪の融解熱E，昇華熱Gはそれぞれ333.5，3008.9 kJ/kg，融雪水の水蒸気化率を0，水蒸気への熱損失を0.39とおいた。また，このときのカラム下端からの融雪水流出速度と式（12）による計算結果を比較すると，計算結果が初期流出量を過大評価するものの，時間とともに流出量が減少する傾向は示すことができた。そこで，本モデルは簡易的な予測としては妥当であるとして用いることする。

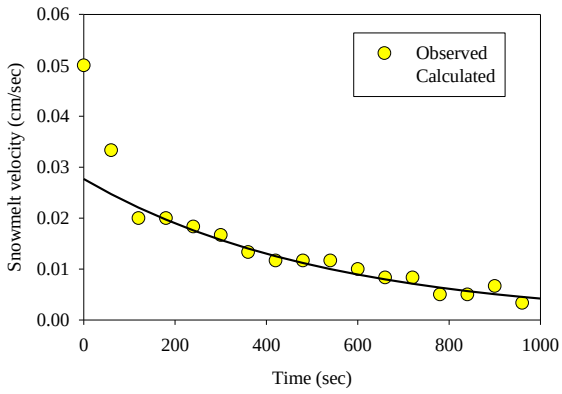


Fig. 3 Observed and calculated snowmelt velocity for a case in which snow density is 0.39 g/cm^3, snow depth is 20 cm.

2.2 発生泥流ハイドログラフ及び初期土砂濃度の算出手法

発生泥流ハイドログラフの算出には，前節での一次元における融雪水流出量の計算を単純に二次元に拡張する手法を用いた。まず，式（12）を用いて単位面積当たりの融雪水量を算出し，流下開始地点の集水面積を乗じることで融雪水ハイドログラフを求めた。すなわち，Case2 では 0.982 km^2，それ以外のケースでは 3.898 km^2 を Q に乗じることで融雪水量を求めた。総泥流量は総融雪水量と火砕物量の和と仮定した。ハイドログラフは積雪が全て融けるまでの時間範囲で作成した。

融雪型火山泥流の発生・発達過程において，泥流は固・液混相流としてとらえられ，一般的に，含まれる土砂のうち平均粒径（60%程度粒径）より小さい土砂粒子は平均粒径以上の粒子を輸送する液相（泥水）として振る舞う。ここでは，焼岳火山噴火緊急減災対策砂防計画検討会（2011）にならい，噴出土砂量の 60%は水と混合した液相（泥水），残り 40%が火山泥流の土砂量（固層）となるとした。これより，泥流の初期土砂（固層）濃度は次式により求める。

$$c_0 = \frac{0.4 V_s}{Q_w + V_s} \tag{13}$$

ここに，c_0：初期土砂濃度，V_s：総火砕物量，Q_w：総融雪水量である。

2.3 泥流の流下・堆積の数値解析手法

発生した泥流の流下および堆積過程の解析には，宮本ら（1989）の二次元河床変動計算を用いた。泥流全体の二次元流れの質量保存則及び運動方程式は

以下のようになる。

質量保存則

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial M}{\partial x}+\frac{\partial N}{\partial y}=0 \tag{14}$$

x，y 方向の運動方程式

$$\frac{\partial M}{\partial t}+\beta\frac{\partial uM}{\partial x}+\beta\frac{\partial vM}{\partial y}=-gh\frac{\partial H}{\partial x}-ghS_{fx} \tag{15}$$

$$\frac{\partial N}{\partial t}+\beta\frac{\partial uN}{\partial x}+\beta\frac{\partial vN}{\partial y}=-gh\frac{\partial H}{\partial y}-ghS_{fy} \tag{16}$$

ここに，t：時間，x：水平方向，y：鉛直方向，h：流深，u，v：それぞれ x，y 方向の断面平均流速，$M=uh$，$N=vh$，β:運動量補正係数（$\beta=1$），g:重力加速度，$H=h+z$，S_{fx} と S_{fy}:それぞれ x，y 方向の底面摩擦勾配である。また，底面摩擦勾配はマニング則を用い，以下の式であらわした。

$$S_{fx}=\frac{n^2u\sqrt{u^2+v^2}}{h^{\frac{4}{3}}}$$
$$S_{fy}=\frac{n^2v\sqrt{u^2+v^2}}{h^{\frac{4}{3}}} \tag{17}$$

流砂の連続式は以下の通りである。

$$\frac{\partial z}{\partial t}+\frac{1}{c_*}\left(\frac{\partial q_{bx}}{\partial x}+\frac{\partial q_{by}}{\partial y}\right)=0 \tag{18}$$

ここに，z：河床高，c_*：堆積層の土砂の容積濃度，q_{bx} と q_{by}:それぞれ全流砂量 q_b の x，y 成分である。なお全流砂量 q_b は，

$$q_b=q_{bb}+q_{bs}+q_{bside} \tag{19}$$

であり，q_{bb}:掃流砂量，q_{bs}:浮遊砂量，q_{side}:側岸侵食流砂量を表す。掃流砂量式・浮遊砂量式・側岸侵食流砂量式は以下に示す通りである。

掃流砂量式(MPM 式)

$$q_{bb(l)}=8\sqrt{sgd_{(l)}{}^3}\left(\tau_{*(l)}-\tau_{*c(l)}\right)^{\frac{3}{2}} \tag{20}$$

ここに，$q_{bb(l)}$:粒径別掃流砂量，s ：土砂の水中比重，$d_{(l)}$ ：粒径，$\tau_{*(l)}$：粒径別無次元掃流力，$\tau_{*c(l)}$：粒径別限界無次元掃流力であり，以下の修正エギアザロフ式によって算出した。

$$\tau_{*c(l)}=\tau_{*cm}\left[\frac{\log_{10}19}{\log_{10}\left(19\frac{d_{(l)}}{d_m}\right)}\right]^2 \qquad \frac{d_{(l)}}{d_m}\geq 0.4$$
$$\tau_{*c(l)}=0.85\tau_{*cm}\frac{d_m}{d_{(l)}} \qquad \frac{d_{(l)}}{d_m}<0.4 \tag{21}$$

ここに，τ_{cm} は平均粒径に対する無次元限界掃流力であり，本研究では簡単のため 0.050 とした。

浮遊砂量式

$$q_{bs(l)}=qc_{b(l)}p10^{-6} \tag{22}$$

ここに，$q_{bs(l)}$：粒径別浮遊砂量，q：泥流量である。また $c_{b(l)}$は粒径 $d_{(l)}$の基準点高さにおける平衡浮遊砂濃度であり，以下の式により求めた(レーン・カリンスキ式)。

$$c_{b(l)}=5.55\left(\frac{1}{2}\frac{u_*}{w_{f(l)}}\exp\left(-\left(\frac{w_{f(l)}}{u_*}\right)^2\right)\right)^{1.61}\cdot f_{b(l)} \tag{23}$$

である。ここで，$w_{f(l)}$は浮遊砂の沈降速度であり，以下の式より求めた(ルベイ式)。

$$w_{f(l)}=\left(\sqrt{\frac{2}{3}+\frac{36\nu^2}{sgd_{(l)}^3}}-\sqrt{\frac{36\nu^2}{sgd_{(l)}^3}}\right)\cdot\sqrt{sgd_{(l)}} \tag{24}$$

側岸侵食流砂量式

$$q_{bside(l)}=\left\{0.01\cdot\tau_{*(l)}^{\frac{1}{2}}\left(1-\frac{\tau_{c\theta(l)}}{\tau_{*s\theta(l)}}\right)^3\right\}\left(\frac{\sqrt{u_*^2}\cdot dz}{\sin\theta}\right) \tag{25}$$

Table 1 Simulation condition.

	Snow density (kg/m^3)	Snow depth (m)	Drainage area (km^2)	Pyroclastic flow temperature (degreeC)	Volume of pyroclastic flow (m^3)
Case 1	250	1	3.898	1000	1,000,000
Case 2	250	1	0.982	1000	1,000,000
Case 3	250	2	3.898	1000	1,000,000
Case 4	150	1	3.898	1000	1,000,000
Case 5	390	1	3.898	1000	1,000,000
Case 6	250	1	3.898	500	1,000,000
Case 7	250	1	3.898	1000	3,500,000

ここに，θ：側岸傾斜角，$\tau_{*s\theta(l)}=0.5\tau_{*(l)}$である。また，$\tau_{*c\theta(l)}$は横勾配を持つ斜面上の土砂の限界掃流力であり，以下の式により求める。

$$\tau_{*c\theta(l)} = \cos\theta\sqrt{1-\frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi_{(l)}}}\cdot\tau_{*c(l)} \qquad (26)$$

$\phi_{(l)}$は粒径$d_{(l)}$の土砂の安息角である。

2.4　対象領域

岐阜県と長野県の県境に位置する焼岳の岐阜県側である足洗谷およびその下流の蒲田川を対象とした（Fig. 4）。焼岳は，100 年活動度または 1 万年活動度が高いとされる活火山ランク B の活火山であり，例年 11 月から 5 月は山頂付近が積雪で覆われるため，融雪型火山泥流が発生する可能性がある。地形データは，10m メッシュ DEM を使用した。

2.5　計算条件

計算条件を Table 1 に示す。積雪密度，積雪深，流下地点（流域面積），火砕流温度，火砕流規模を変えることで，これらの条件が発生泥流量に及ぼす影響を検討する。積雪規模は，2 年（平年）超過確立積雪規模（積雪深約 1m）及び 100 年超過確立積雪規模（積雪深：約 2 m）を想定した（焼岳火山噴火緊急減災対策砂防計画検討会，2011）。また，火砕流規模は 1,000,000 m^3 及び 3,500,000 m^2 を想定した。流下点は火砕流予想到達地点（流出開始点 A，流域面積：3.898 km^2）及びそれより少し上流部分（流出開始点 B，流域面積：0.982 km^2）とした（Fig. 4）。また，計算に用いた諸定数は，焼岳火山噴火緊急減災対策砂防計画検討会（2011）を参考に定めた（Table 2）。

Table 2 Parameters used for mudflow simulation.

Parameter	Value	Unit
Density of sediment	2.65	g/cm^3
Density of mudflow	1.2	g/cm^3
Internal friction angle	30	degree
Mean diameter	10	cm
Porosity of riverbed	0.4	
Manning's roughness coefficient	0.05	m$^{-1/3}$ s

Table 3 Ratio of grain size of riverbed and pyroclastic flow.

		Grain size (cm)		
		0.18	5.96	12.7
Ratio	Riverbed	0.08	0.25	0.67
	Pyroclastic flow	0.22	0.41	0.37

二次元河床変動計算に用いる河床材料の粒径は2011年9月19-21日に採集した足洗谷観測点ピット内土砂の粒度分布から代表粒径3つとそれぞれの割合を簡単に算出したものを使用した。火砕物の粒径は河床材料の場合と同じ代表粒径を3つ使用し，平均粒径が10 cmとなるように各粒径を割り当てた。それぞれの粒径割合をTable 3に示す。

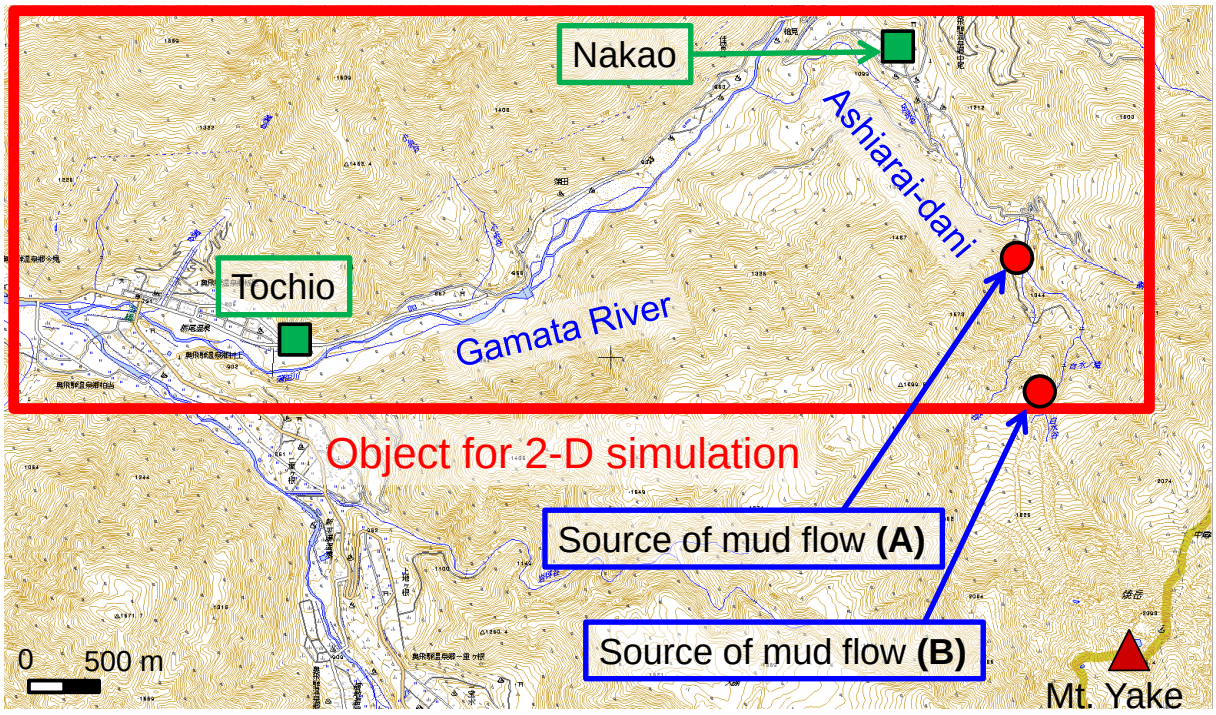


Fig. 4 Locations of simulation domain and source of mudflow. Green squares indicate villages of Nakao and Tochio.

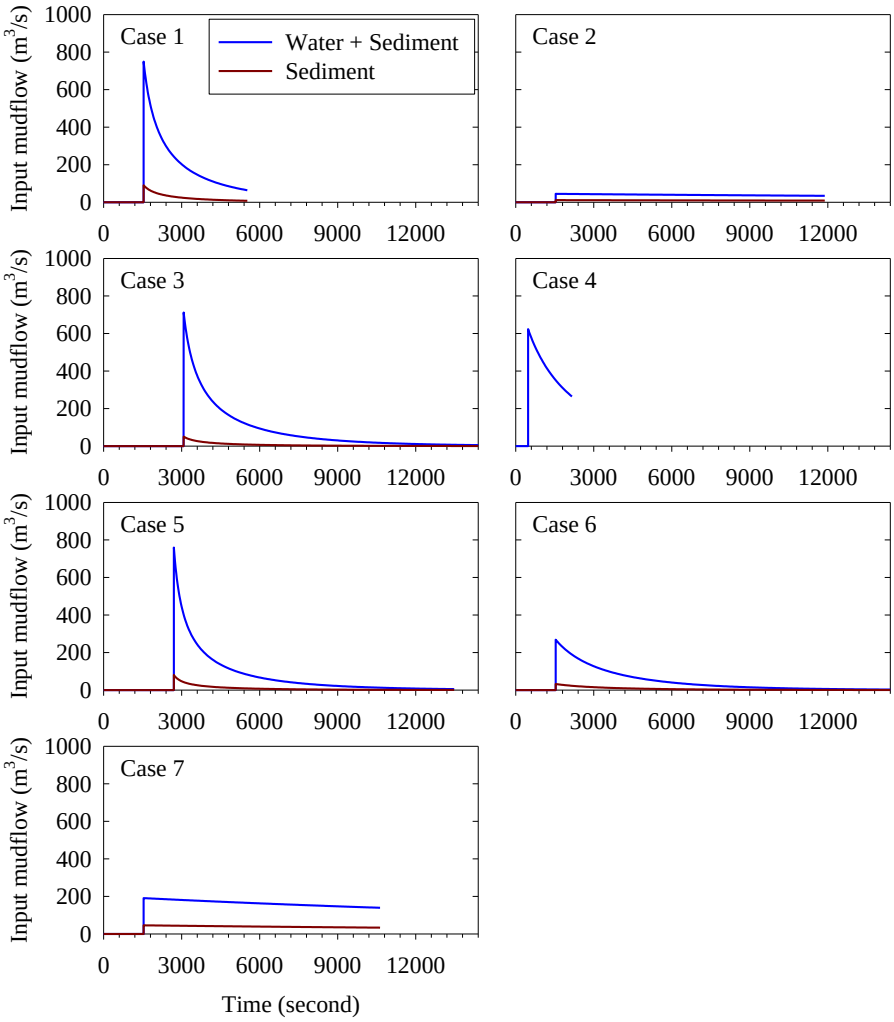


Fig. 5 Calculated mudflow hydrographs.

3. 結果と考察

3.1 発生泥流ハイドログラフ

各計算条件における発生泥流ハイドログラフ及び土砂量を Fig. 5 に示す。なお，各ケースにおいて積雪層が融解された割合は，それぞれ 1.0，1.0，0.6，1.0，0.77，0.6，1.0 であった。ここで，Case1 を基準として各実験ケースの泥流ハイドログラフを比較する。Case2 のハイドログラフはピーク流量，流量の減少速度，流出継続時間はそれぞれ小さくなっており，土砂濃度は大きくなっていた。また，流域面積が小さいので泥流総量は小さくなっている。Case3 の泥流ハイドログラフは Case1 と似た形となっており流出継続時間は積雪深が大きく総積雪量が多い分長くなっていた。また，土砂濃度は小さくなっていた。Case4 は流量の減少速度が遅く，流出継続時間は短くなっていた。Case5 は Case1 と似た形となっており流出継続時間は積雪密度が多く総積雪量が多い分長くなっていた。土砂濃度は小さくなっていた。Case6 はピーク流量，減少速度は小さく，流出継続時間は長くなっている。また，全て融雪しなかったため，泥流総量は小さく，土砂濃度は大きくなっている。Case7 のピーク流量は Case6 に近い値を示しているが，そこからの減少度が非常に小さくなっている。

これまで使われてきた泥流ハイドログラフは Fig. 6 のようなものである。本研究での発生泥流ハイド

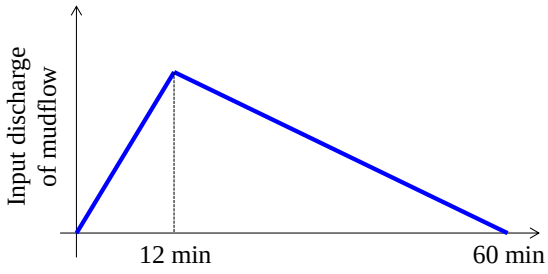


Fig. 6 An example of previously employed mudflow input hydrograph for volcanic mudflow simulation.

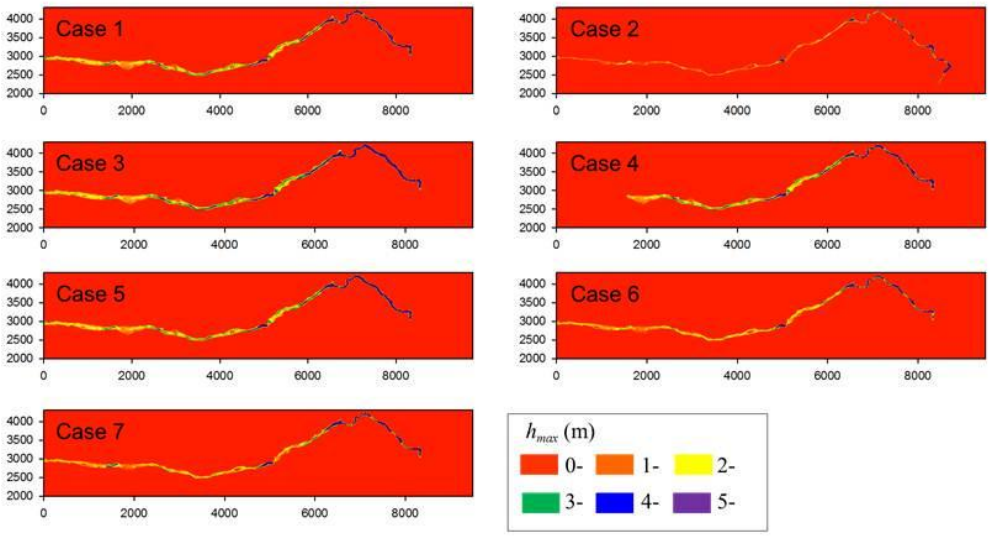


Fig. 7 Spatial distribution of maximum of sum of flow and deposition depths (h_{max}).

ログラフと比較すると，本研究で算出した泥流ハイドログラフの方が Case4 を除いて流出継続時間が長いことが見てとれる。また，これまで使われてきた泥流ハイドログラフは流出開始 12 分後（流出継続時間の 20%後）にピークを迎えるとされていたが，本研究で算出した泥流ハイドログラフは流出開始直後にピークとなり，流出開始までの時間は積雪深と積雪密度に依存することが示された。

3.2　積雪条件，火砕流の諸条件が融雪型火山泥流の流下・堆積範囲に及ぼす影響

積雪深・積雪密度，火砕物堆積範囲の違いによる被害規模を比較するため，流下・堆積シミュレーションにおける流動深+堆積厚の最大値を h_{max} (m)として，各ケースでの h_{max} の分布を等値線図で示す（Fig. 7）。いずれのシミュレーション結果もおよそ似たような傾向を示している。流下地点で最も大きく，下流へ流下するほど小さな値となった。ただし，下流域の集落，栃尾地点においても 1～2 m であり，家屋や人的な被害を発生させるには十分な泥流が下流域まで流下していた。また下流ほど勾配が緩くなるため，氾濫域が広がるのが見てとれる。

発生源からもっとも近い集落である中尾地点での流動深，堆積厚の経時変化をそれぞれ Fig. 8，9 に示す。流動深の最大値は，Case2 を除いていずれのケースも約 1.5 m であった。Case2 における流動深最大値が他と比べて低くなっていることから，流動深は発生ピーク流量との相関があると考えられる。堆積厚は Case1，2，4，6，7 では負の値（侵食）となった

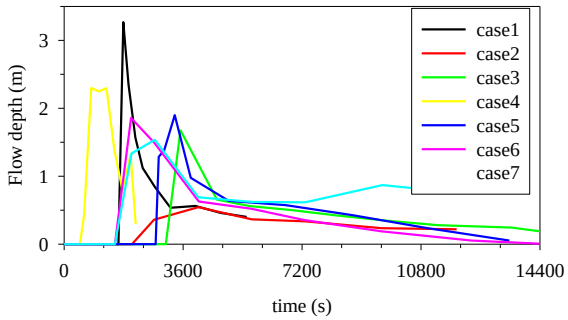


Fig. 8 Temporal change of flow depth at Nakao.

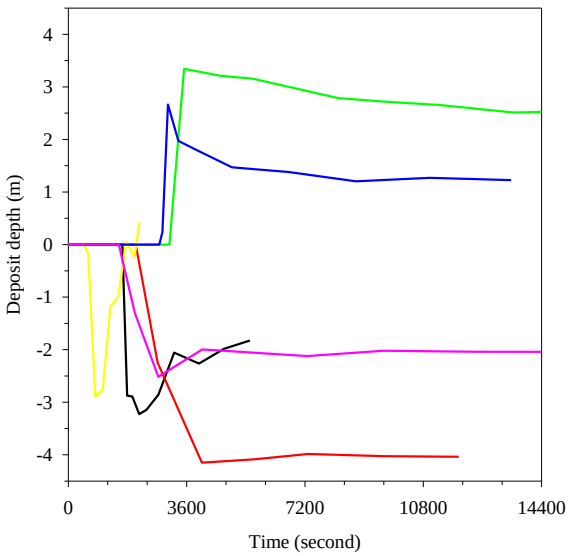


Fig. 9 Temporal change of deposition depth at Nakao. Negative values indicate erosion.

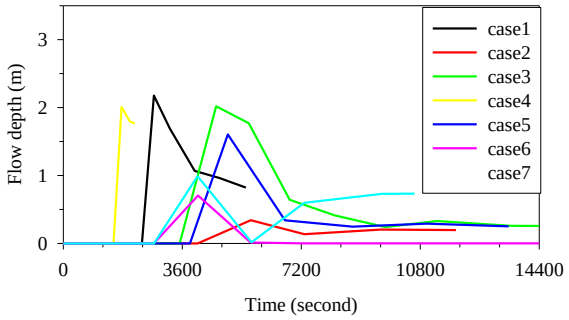


Fig. 10 Temporal change of flow depth at Tochio.

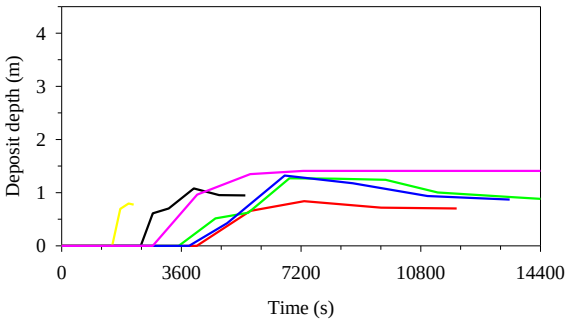


Fig. 11 Temporal change of deposition depth at Tochio.

が，Case3，Case5 では正の値（堆積）となった。これは正味の積雪量が多い Case3（積雪深：大），Case5（積雪密度：大）の泥流ハイドログラフのピーク流量が大きく，また土砂濃度が小さいために，流出開始地点付近で大量に侵食した土砂を中尾付近で堆積させたためと考えられる。

栃尾地点での流動深，堆積厚の経時変化をそれぞれ Fig. 10，11 に示す。流動深の最大値は Case1，3，4，5 では 1.5～2m であり，泥流発生ピーク流量が小さいケース（Case2，6，7）では小さくなる傾向がみられた。どのケースも最大約 1m 堆積しており，泥流発生量による違いはさほど現れなかった。Case2 および Case4 の堆積厚は約 0.8 m と，他ケース（1.0～1.6 m）に比べてやや小さい値を示した。これは，Case2 では泥流のピーク流量が少なく掃流力が小さく上流域での侵食量が小さいため，Case4 では泥流流出継続時間が短いためと考えられる。

中尾，栃尾地点における泥流到達時間および最高水位をそれぞれFig. 12，13に示す。積雪密度小のCase4において最も早く泥流が到達した。これは，積雪密度が小さいために融雪が早く進行したためと考えられる。到達までの時間は融雪水流出が始まるまでの時間に依存した。また，発生泥流量の小さいCase2では，下流の栃尾で到達までに長い時間を要した。中尾において，Case3およびCase5では堆積傾向であったため，非常に大きな水位を示した。

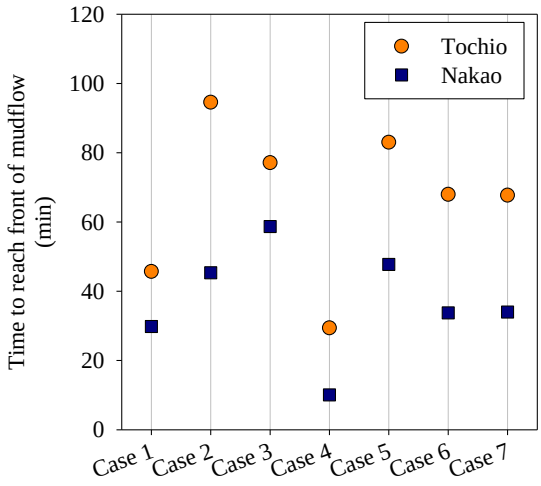


Fig. 12 Time required for mudflow to reach Tochio and Nakao.

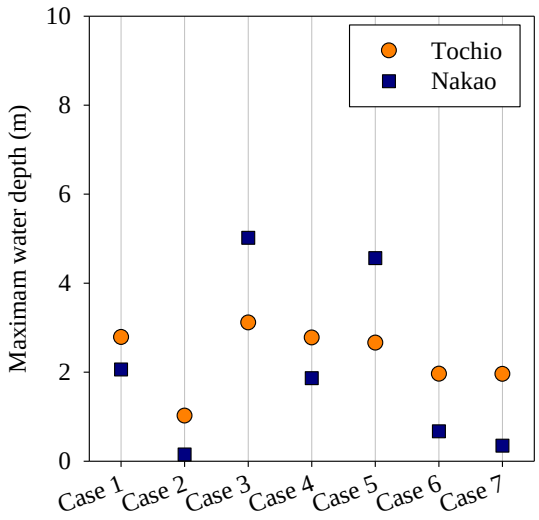


Fig. 13 Max flow depth of mudflow at Tochio and Nakao.

4. まとめ

融雪型火山泥流は甚大な物的・人的被害をもたらす現象であるが，到達予測範囲などに用いられているモデルには，特に発生ハイドログラフなどにおいて多くの仮定が用いられている。そこで，本研究では先行研究の融雪実験をもとに構築した火山噴出・積雪層の熱交換および融雪モデルより得られた泥流ハイドログラフを用い，積雪層，火山噴出物供給範囲などの諸条件が発生泥流量および融雪型火山泥流の流下・堆積に及ぼす影響を検討した。対象は実際に融雪型火山泥流が起こる可能性のある北アルプスの焼岳西斜面に位置する足洗谷およびその下流の蒲田川とした。熱移動と融雪，融雪水浸透解析の結果，

発生泥流ハイドログラフは形状，ピーク流量ともに積雪深と積雪密度に大きく影響を受けることが明らかとなり，従来用いられていたハイドログラフよりも早くピーク流出が発生することが示唆された。二次元河床変動計算による泥流の流下・堆積解析の結果，いずれのケースにおいても発生源から約 7 km 流下した栃尾地点において 1～2 m の浸水が起こることが示された。発生源からもっとも近い集落である中尾地点では，泥流ピーク流量が大きい条件においては侵食される可能性があった。

本研究で求めた発生泥流ハイドログラフは数十cmスケールの一次元的な実験結果から得られたものをもとに，非常に単純化したモデルを用いて算出したものであり，発生泥流ハイドログラフを算出する際に，単純に流下点までの集水面積を乗じただけであり，流下点までの集水プロセスを考慮できていない。高温土砂によって積雪層が融かされたのちにどのように流動化が始まるかについては，さらなる検討が必要である。以上の点を改良していくことで様々な状況下における融雪型火山泥流の発生から流下・堆積までを通した予測が可能になると考えられる。また，本モデルでは泥流の温度についてはまったく検討していない。高温の泥流が発生している場合，泥流水深が小さくても人的被害などにつながる可能性がある。この点についても今後の検討課題である。

参考文献

伊藤英之，脇山勘治，吉田真理夫，長山孝彦，原田憲邦，楠木雅博（2004）：融雪型火山泥流の発生メカニズムー十勝岳 1926 年火山泥流の融雪実験によるアプローチー,日本火山学会講演予稿集，pp36.

堤 大三，藤田 正治，宮田 秀介，志田 正雄，長野 快（2011）：噴火による融雪型火山泥流の発生機構に関する基礎的検討，京都大学防災研究所年報，第 54 号 B，pp. 593-601.

村重慧輝，堤大三，宮田秀介，藤田正治，酒井英男，上石勲（2012）：高温土砂による融雪に関する実験的研究，平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集， pp. 212-213.

焼岳火山噴火緊急減災対策砂防計画検討会（2011）：平成 23 年度焼岳火山噴火緊急減災対策砂防計画検討報告書(案)

Pierson, T.C., Janda, R.J., Thouret, J.-C., and Borrero, C. A. (1990): Perturbation and melting of snow and ice by the 13 November 1985 eruption of Nevado del Ruiz, Colombia, and consequent mobilization, flow and deposition of lahars, Journal of Volcanology and Geothermal Research, vol. 41, pp. 17-66.

（論文受理日：2012年6月6日）

Effects of Snow on Deposition Area of Volcanic Mud Flow

Shusuke MIYATA, Keiki MURASHIGE(1), Daizo TSUTSUMI, Kuniaki MIYAMOTO(2), and Masaharu FUJITA

(1) Graduate School of Engineering, Kyoto University
(2) Graduate School of Life and Environmental Sciences, University of Tsukuba

Synopsis

Generation process of volcanic mudflow is still unclear although volcanic mudflow induces huge damage and losses. We used newly developed simple heat transfer, snowmelt and infiltration of snowmelt water equations and calculated initial mudflow hydrograph under several depth and density of snow and amount of pyroclastic flow. Our results showed that initial mudflow volume was associated to snow depth and density. The results also suggested initial mudflow increased earlier than that assumed in previous studies. For all cases of the calculated initial mudflow hydrograph, a two dimensional riverbed change simulation showed inundation of 1 – 2 m depth at Tochio approximate 7 km downstream from the source of

mudflow.

Keywords: Volcanic mudflow, Snowmelt process, Heat exchange, Volcano eruption

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

東北太平洋沖地震による斜面崩壊発生に対する土壌水分状態の影響

堤大三・藤田正治・宮田秀介・里深好文(1)・堀田紀文(2)

(1) 立命館大学理工学部
(2) 大学院生命環境科学研究科

要 旨

2011年3月11日，東北太平洋沖地震が発生，地震に伴い発生した津波により，東北太平洋側地域に甚大な被害をもたらした。また，福島県白河市葉ノ木平地区等では，人的な被害を伴う土砂災害が発生した。被害は決して小さなものばかりではなかったが，全体的に見ると，地震の規模や記録された地震動の加速度の大きさにもかかわらず，山地部における斜面崩壊等の土砂災害は少数であり，規模も小さかった。また，人的被害を伴う土砂災害は，福島・栃木県に限定されていた。この原因について検討するために，地震発生時の土壌水分状態と地震の加速度を考慮した静的な斜面安定解析を行い，土壌水分状態が斜面安定性に与える影響を検討した。その結果，地震発生時期の先行降雨が少なかったことで，斜面安定性は大きく低下しなかったことが判明，仮に夏季の降雨イベント後に地震が発生していたら，実際よりも大きな被害がもたらされたと結論付けられた。

キーワード：斜面崩壊，東北太平洋沖地震，土壌水分状態，静的斜面安定解析

1. はじめに

2011年3月11日14:46に，東北太平洋沖地震が発生し，地震とそれに伴って発生した津波によって，福島，宮城，岩手を中心とした東北太平洋側地域に甚大な被害をもたらした。筆者らは，福島県を中心に，人的な被害の発生した白河市葉ノ木平地区等の土砂災害の発生状況を調査した。ひとつひとつの現場を見ると，被害は決して小さなものばかりではなかったが，全体的に見ると，地震の規模や記録された地震動の加速度の大きさにもかかわらず，山地部における斜面崩壊等の土砂災害は少数であり，規模も小さかった。また，人的被害を伴うような土砂災害は，東北南部の福島県を中心とした地域に限定されていた（Fig. 1参照）。確かに，土砂災害の被害が集中した福島県白河市周辺で記録された地震動の最大加速度は1000 galを超す大きなものだったが，同等の加速度はそれ以外の地域でも記録されており，地震の加速度だけでは，斜面崩壊発生を説明できない。この原因について検討するために，地震発生時の土壌水分状態と地震の加速度を考慮した静的な斜面安定解析を行い，土壌水分状態の違いによって斜面の安定性がどのように影響を受けるかを検討した。

2. 地震の概要

東北太平洋沖地震の震源は，北緯38.10，東経142.86の太平洋に位置し，マグニチュードは9.0であった（防災科学技術研究所 http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/）。この地震によって，関東から東北北部の広い範囲に激しい揺れがもたらされた。Fig. 1に震源の位置と，各地の観測点で記録された地震の最大加速度の分布を示す。この図から，非常に大きな加速度が福島県から宮城県，岩手県の南部にかかる太平洋側の地域で記録されていることが確認できる。最大の加速度は2933 galであり，宮城県築館観測点で記録されている。地震による土砂災害が集中した福島県白河市では，最大加速度1425 galが記録されている。

3. 福島県内で発生した土砂災害

地震によって，多数の土砂の崩落や斜面崩壊が発生したことが報告されているが，津波の被害と比較

すると，地震によって発生した土砂災害は小規模であり，範囲も限定されている。確かに，谷埋め盛土等の住宅造成地の斜面崩壊や，小規模な崖からの土砂崩落等は広範囲に発生したようであるが，自然斜面の崩壊で，人的被害を伴うような比較的規模の大きいものは，福島県南部や栃木県北東部に限定されている。筆者らは，これらの斜面崩壊発生地において現地調査を行い，地震によって発生した斜面崩壊の特徴等を検討した。(37.14N, 140.22, Fig. 2)

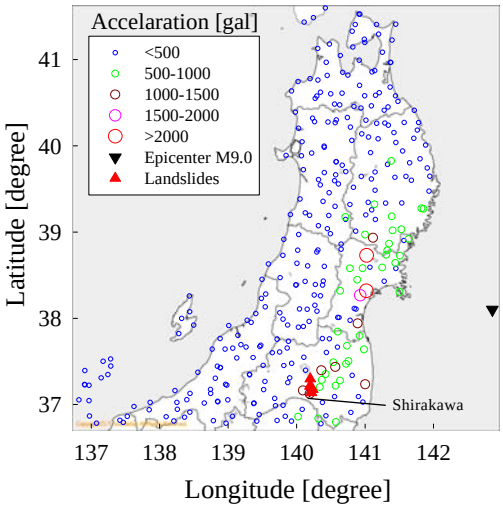


Fig. 1 Observed maximum seismic acceleration by the earthquake on 11th of March, 2011 (Data is obtained from National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Japan)

3.1　白河市葉ノ木平地区

斜面崩壊の発生地点は，北緯37.14，東経140.22の住宅街の裏山である（Fig. 2a）。崩壊土砂によって，住宅10棟が全壊し，13名の住民が死亡した。崩壊は，大きく二つに分かれており，上部崩壊は馬蹄形をしており北方向に移動し，下部の崩壊は東北方向に流下した。崩壊の幅，長さはそれぞれおよそ70 m，100 mである。崩壊深は場所によって異なり，計測されていないが，上部の崩壊でおよそ5m前後である。斜面の傾斜は約22°である。崩壊地の斜面の植生はスギ林であった。近隣住民の目撃証言によると，本震発生時にスギの立木が激しく揺れだし，崩壊が発生し，数秒のうちに崩壊土砂が斜面脚部の住宅地に到着したとのことである。崩壊跡地においては，粘土上の基岩が露出しており，それが土層下部の不透水層をなし，同時に滑り面となっていたと思われる（Fig. 2b)。住宅地を押しつぶした崩壊土砂の残骸の一部は，塊のまま残存しており，流動化せずに流下したことを示している（Fig. 2c）。

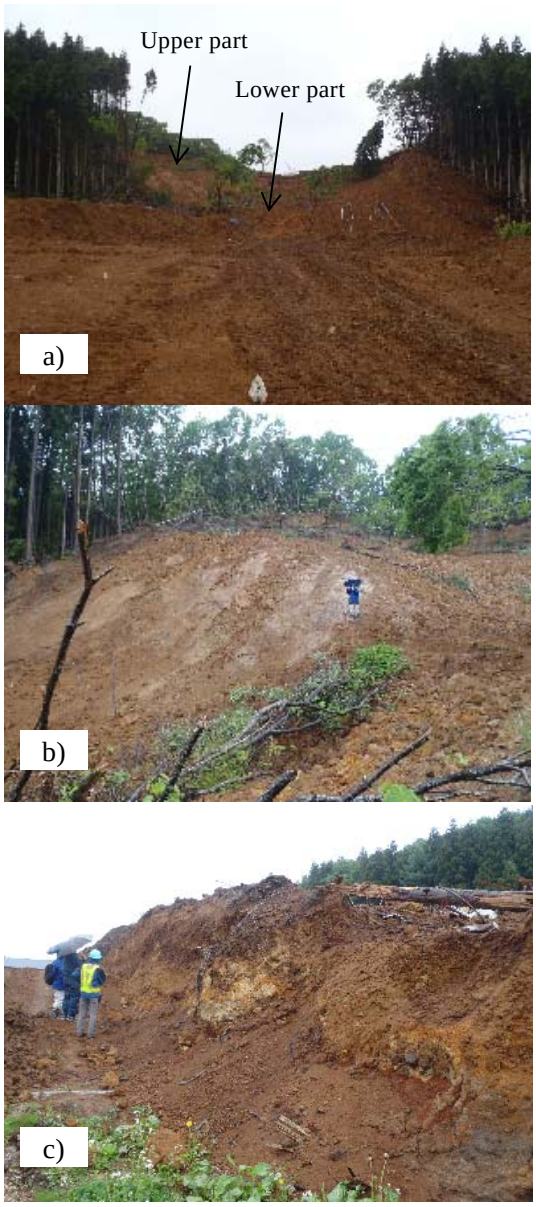


Fig. 2 Landslide at Hanokidaira site; a) landslide scar, b) exposed clayey bedrock, c) sliding mass

3.2　白河市岡ノ内地区

斜面崩壊の発生地点は，北緯37.21，東経140.20の道路わきの斜面である（Fig. 3）。崩壊土砂によって住宅1棟が全壊し，その住民1名が死亡した。崩壊斜面は南向きで，馬蹄形の形状を呈していた。崩壊幅と長さはそれぞれおよそ50 mと100 mであり，斜面傾斜角は約18°である。植生はやはりスギ林であり，斜面最下部において林道が横切っているため，斜面の安定性を低下させていた可能性がある（Fig. 3b）。

3.3　白河市北ノ入地区

斜面崩壊の発生地点は，北緯37.17，東経140.24である（Fig. 4）。この斜面崩壊による物的，人的被害

Fig. 3 Landslide at Okanouchi site; a) landslide scar, b) a forestry road lay at the lowermost part of the slope

Fig. 4 Landslide at Kitanoiri site; a) landslide scar, b) deposition of sliding mass with many wood debris at a paddy field

は発生していない。崩壊土砂は，流木を多量に含み，斜面脚部の水田に流入していた（Fig. 4b）。斜面向きは南向きであった。崩壊幅と長さはそれぞれおよそ40 mと200 m，斜面傾斜角は約15°であった。崩壊深は3 m以下である。崩壊斜面における植生はスギ人工林であったが，周囲は広葉樹の自然林に囲まれている。崩壊跡地の上部には凹型を呈した基岩面が露出しており，この基岩地形が地下水の集中を促して，斜面安定性低下の一因となった可能性がある。崩壊跡地上部にはほとんど土砂土砂は残されておらず，流動性の高さを示している。

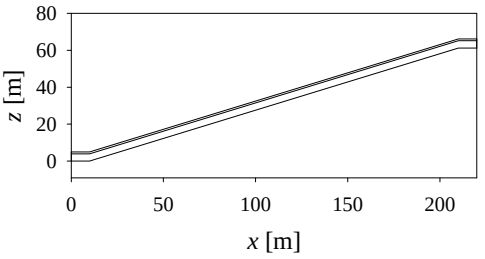


Fig. 5 Hypothetical sloped soil domain assumed for water infiltration and slope stability analysis.

4. 地震による斜面崩壊に関する数値実験

地震発生時における斜面安定性変化に対して，土壌水分状態が及ぼした影響を検討するため，降雨浸透解析により土壌水分状態を再現し，それらいくつかの水分状態を想定のもとで静的な斜面安定解析を行う数値実験を実施した。対象とした斜面は特定の実斜面ではなく，白河市で発生した斜面崩壊の代表的なものを仮想的に作成した（Fig. 5）。この斜面に対し，白河市で実測された地震発生前40日間の降雨（Fig. 6）を与えてx-z二次元の降雨浸透解析を行い，地震時の土壌水分状態を計算した。その状態と比較するために，その後の降雨も継続して与え（Fig. 6），梅雨最中の7月1日と，2011年新潟・福島豪雨災害直後の8月1日の土壌水分状態を計算した。これら3つの異なる土壌水分条件の斜面に対し，白河市で観測された地震動の加速度（Fig. 7）を水平方向と鉛直方向の2成分に分割して与える静的な斜面安定解析（簡易Jambu法）を行い，最小となる安全率F_sを算出した。加速度の入力においては，8方位に面した斜面を仮定し，それに対応する水平方向の加速度を与え，斜面安定性の方位依存性についても検討を行った。斜面安定解析においては，DP法を用いて，最小安全率となる場合の滑り面形状を算出し，崩壊形状の比較も

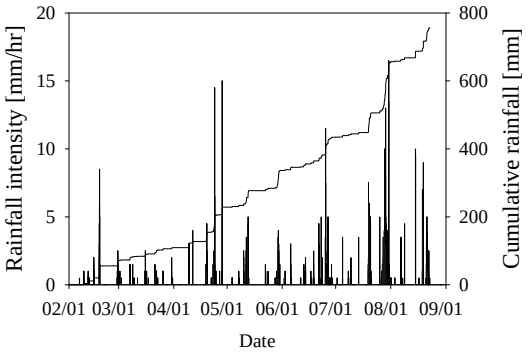


Fig. 6 Observed rainfall at Shirakawa observatory, Fukushima Prefecture, used for rainwater infiltration analysis

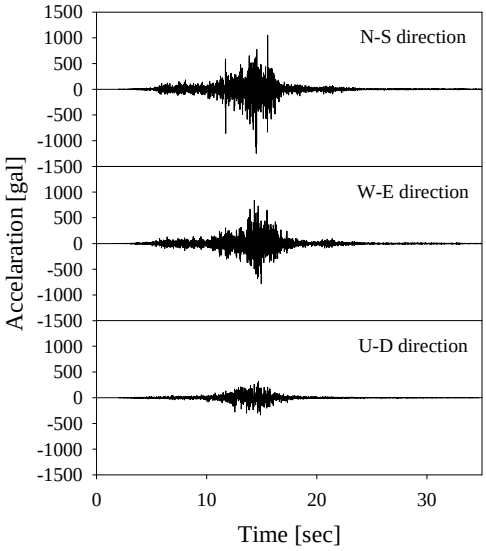


Fig. 7 Observed seismic acceleration at Shirakawa observatory, Fukushima Prefecture, used for slope stability analysis

行った。以下に，降雨浸透解析と斜面安定解析の詳細を示す。

4.1 降雨浸透解析

斜面土層内の降雨浸透は，以下に示す Richards 式を *x-z* 斜面を対象に有限要素法によって解くことで求めた。

$$C(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial t} = \nabla \cdot \left[K(\psi)\nabla(\psi + z)\right] \qquad (1)$$

ここで，$C(\psi)$は比水分容量，$K(\psi)$ は透水係数であり，不飽和条件下($\psi < 0$)では，以下に示す対数正規モデルを用いた（*Kosugi* ，1996）。

$$C(\psi) = \frac{\theta_s - \theta_r}{\sqrt{2\pi}\sigma(-\psi)} \exp\left\{-\frac{\left[\ln(\psi/\psi_m)\right]^2}{2\sigma^2}\right\} \qquad (2)$$

$$K(\psi) = K_s\left[Q\left(\frac{\ln(\psi/\psi_m)}{\sigma}\right)\right]^{1/2}\left[Q\left(\frac{\ln(\psi/\psi_m)}{\sigma} + \sigma\right)\right]^2 \qquad (3)$$

ここで，θ_s [m^3/m^3]は飽和体積含水率，θ_r [m^3/m^3] は残留体積含水率，ψ_m [m] は空隙径分布のメジアンに対応する圧力水頭，σは空隙径分布の分散を表わす無次元パラメータ K_s [m/s]は飽和透水係数である。関数 $Q(x)$残余対数分布を表わしており以下の式で表わされる。

$$Q(x) = \int_x^\infty \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{u^2}{2}\right) du \qquad (4)$$

飽和条件下 ($\psi \geq 0$)では，$K(\psi) = K_s$，$C(\psi) = 0.0$ である。

4.2 静的な斜面安定解析

降雨浸透解析によって得られた斜面土層内部の圧力水頭分布を静的な斜面安定解析の入力値として用いた。安定解析には任意の滑り面形状に対応可能な簡易 Jumbu 法を採用した。この手法で算出される安全率は以下の式で表わされる。

$$F_s = \frac{\sum\left\langle\left[c_i' l_i \cos a_i + \left\{(1+k_V)W_i - u_i l_i \cos a_i\right\}\tan\phi_i'\right]/m_a\right\rangle}{\sum\left\{(1+k_V)W_i \tan a_i + k_H W_i\right\}} \qquad (5)$$

$$m_a = \cos^2 a_i\left(1 + \tan a_i \tan\phi_i'/F_s\right) \qquad (6)$$

ここで下付き添え字 i は鉛直に分割された土層スライス番号，c_i'とϕ_i'は土層の粘着力と内部摩擦角，W_i はスライスの重さ，a_i と l_i はスライス内を通過する滑り面の傾斜と長さ，u_i は滑り面における圧力水頭を，それぞれ表わす。また，k_V と k_H は鉛直方向と水平方向の地震動の加速度であり，z 方向では上向きが正，x 方向では斜面方向が正である。

既往の研究（久保田ら，1991 ; Yamagami and Ueta, 1988）により，ダイナミックプログラミング方（DP 法）を用いて，安全率F_sが最小となる滑り面を探索する方法が開発されており，ここではその手法を用いた。

4.3 計算条件

(1) 降雨浸透解析

計算対象とした斜面は，仮想的な斜面であり，Fig. 5に表わすように，斜面長200 m，土層深5 m，傾斜角17° である。斜面の上端，下端にそれぞれ10 mの水平部が接続している。5 mの土層深の内，表面から1 m

Table 1 Parameters of hydraulic properties of soils which were used for the water infiltration analysis

Parameters	Surface layer	Deeper layer
θ_s [m^3/m^3]	0.645	0.595
θ_r [m^3/m^3]	0.398	0.441
σ [-]	1.19	1.36
ψ_m [cmH$_2$O]	- 43.9	- 595
K_s [cm/sec]	0.02	0.0033

は，表面土層とし，それより深い土層と区別して，異なる水理特性を与えている。表層土には，一般的な森林土層で得られた水理特性を与え，以深の土層には，大分県の斜面崩壊現場で得られた水理特性を暫定値として与えた（Table 1参照）。

斜面上端と底面には，フラックスが無い境界条件を，斜面下流端にはシーページフェイス境界条件与えた。比較的乾燥した仮想条件に，総雨量120 mmのsinカーブ状の降雨を24時間かけて与え，その後24時間自然排水させた状態を土層内の圧力水頭の初期条件とした。降雨条件は，福島県の白河観測所で記録された2011年2月から8月までの降雨を入力した（Fig. 6）。降雨記録から，3月11日の地震前には降雨は少ししか記録されていない。6月から雨季が始まり数ヶ月間続いている。また，7月の終わりには総雨量145 mmの連続降雨が記録されている（2011年新潟・福島豪雨災害による降雨）。次に示す斜面安定解析の入力条件としては，１）地震発生時の3月11日，２）梅雨きの7月1日，３）降雨イベント直後の8月1日を採用した。

(2) 斜面安定解析

斜面安定解析では，白河観測点で記録された水平方向と鉛直方向の地震動の加速度を入力値として用いた（Fig. 7）。水平方向の加速度は，南北と東西の2方向に分離して記録されているため，任意の方角に面した斜面における水平方向の加速度は，以下の式によって求めた。

$$k_H(\theta_D) = k_{N-S}\cos\theta_D + k_{E-W}\sin\theta_D \qquad (9)$$

ここで，θ_Dは北から時計回りで示す斜面向き，$k_H(\theta_D)$ θ_D方向の斜面における水平地震動の加速度，k_{N-S}とk_{E-W}は，それぞれ観測された南北方向と東西方向の地震動の加速度である。ここでは，東西南北と北東，南東，南西，北西の8方向に面した斜面を想定して，斜面安定解析を行った。土層の内部摩擦角ϕと粘着力cはそれぞれ，37.5° と0.0kgf/m^{2}とした。

4. 4数値実験の結果

浸透解析により得られた斜面土層内の圧力水頭の

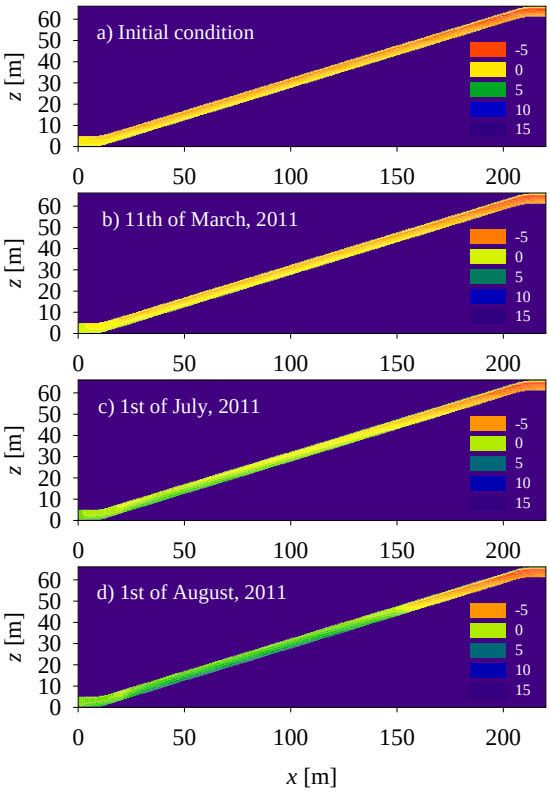


Fig. 8 Simulated distribution of pore water pressure; a) initial condition, b) 11th of March, c) 1st of July, and d) 1st of August, 2011

分布を初期条件の分布と共にFig. 8に示す。冬季の終わりの時期であるために先行降雨がほとんどなかったことから，地震が発生した3月11日時点における斜面土層内の水分状態は乾燥状態であることがわかる。しかし，梅雨期の7月1日の土壌水分状態は湿潤となり，さらに降雨イベント後の8月1日にはさらに湿潤状態になり，地下水面が発達していることが示されている。

対象とした斜面において，3月11日の土壌水分状態を用いて行った斜面安定解析の結果を北東向き斜面を例として，Fig. 9に示す。地震前の斜面安全率F_sはおよそ2.5程度を示しているが，地震発生後に地震動の変化と共に安全率が振動し始め，一時的に1.0を下回ることが示されている。計算された斜面安全率の最小値は0.58である。安全率低下の斜面方向への依存度を見るため，8方位の斜面を対象とした解析から得られた最小安全率をFig. 10に示す。ここで，斜面安定性を相対的に表わすため，北向き斜面の最小安全率を用いて，標準化している。この結果から，全方位の内，南，南西および北向きの斜面安全率の低下が顕著であり，西，北西および北東方向の斜面の安全性は比較的減少しにくいことが示された。この傾向は，実際に崩壊が発生した岡ノ内地区と北ノ入

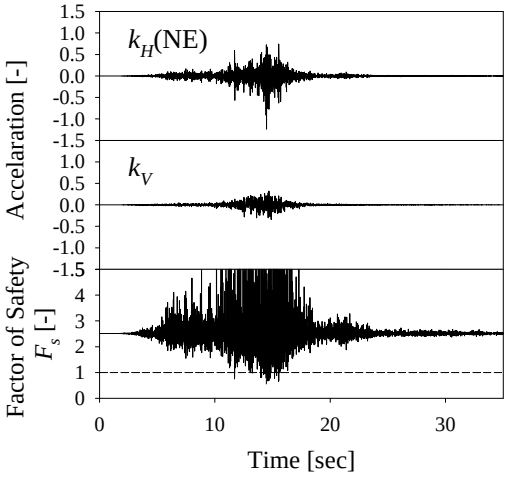


Fig. 9 Simulated temporal change of the factor of safety for the north-east facing slope (45°) with acceleration data

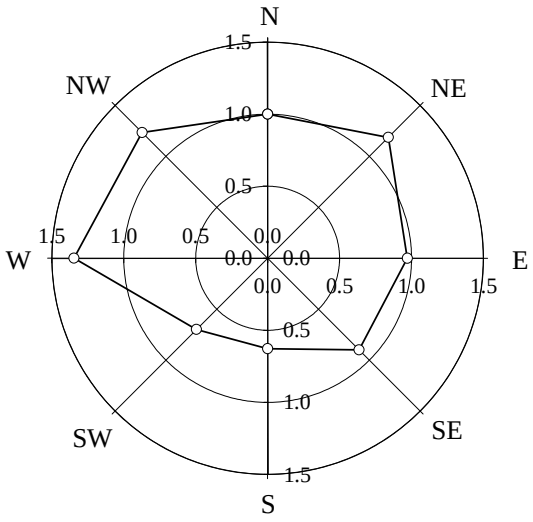


Fig. 10 Dependence of slope instability on slope direction, where minimum factor of stability of north facing slope adjusted to be 1.0

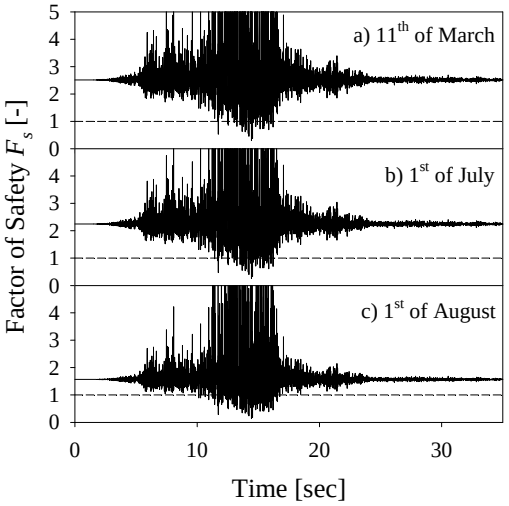


Fig. 11 Simulated temporal change of the factor of safety for the south facing slope (180°), on a) 11th of March, b) 1st of July, and c) 1st of August, 2011

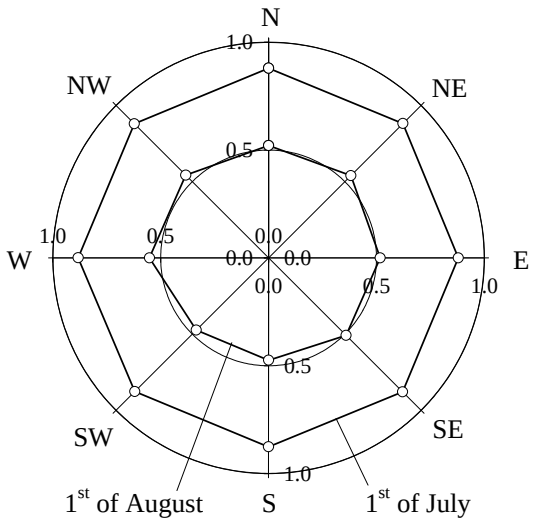


Fig. 12 Dependence of slope instability on soil moisture conditions, where minimum factor of stability on 11th of March are adjusted to be 1.0

地区の斜面方向が南向きであったことと一致している。また，葉ノ木平地区の斜面崩壊では，斜面崩壊は最終的に北東に向かって流動したが，崩壊斜面の上部は北向きであったことも，解析結果とよく対応している。

土壌水分状態が斜面安定性に及ぼす影響を調査するため，3月11日，7月1日，8月1日の時点における土壌水分状態を条件として，実施した斜面安定解析結果の内南向き斜面のものをFig. 11に示す。地震発生前の安全率は，それぞれ2.5，2.2，1.6であり，地震動の影響が無い状態において，土壌水分の違いが斜面安定性に影響を与えていることが分かる。地震発生後は，3月11日比べ，7月1日，8月1日の結果では，より頻繁に安全率が1.0を下回っている。7月1日と8月1日の各方向の斜面に対する安定解析結果を，Fig. 10と同様に，3月11日の北側斜面の最小安全率によって標準化してFig. 12に示す。この結果から，全ての方位を向いた斜面で，7月1日と8月1日の安全率が低下し，特に降雨イベント後の8月1日の場合は，3月11日のおよそ1/2にまで低下している。

3月11日，7月1日，8月1日の土壌水分状態で行った斜面安定解析において最小安全率が算出されたタイ

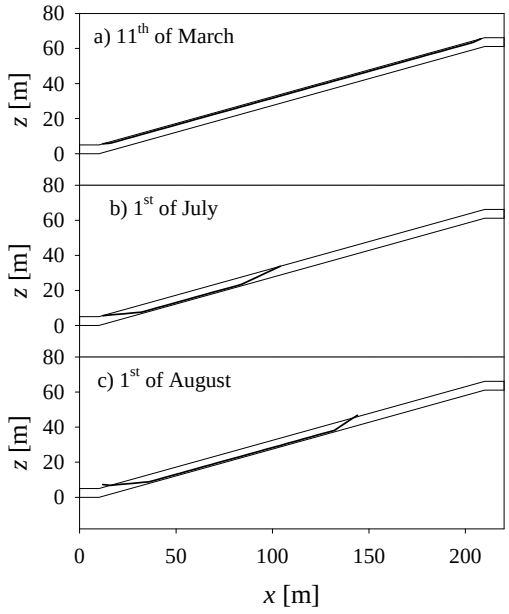


Fig. 13 Simulated slip surface of the landslides for the south facing slope (180°), on a) 11th of March, b) 1st of July, and c) 1st of August, 2011

ミングでの滑り面形状を比較し，その形状をFig. 13に示す。図からは，3月11日の崩壊が，表面土層を通る非常に薄い形状を呈しているのに対し，7月1日，8月1日の解析では，滑り面が深部に達するものであり，特に8月1日の場合は，斜面長の半分以上が基盤面まで達する滑り面形状を呈し大規模な崩壊形状を示した。

以上の解析結果は，地震発生時の斜面土層内部の水分状態が，斜面安定性に大きく影響を及ぼし，梅雨期や降雨イベントの後に地震が派生した場合，比較的乾燥状態であった3月11日の斜面安定性と比較して，安全性が低下し，場合によっては半分程度まで低下することが分かった。

5. おわりに

2011年3月11日発生した東北太平洋沖地震によって発生した斜面崩壊の現地調査を行い，その特性を検討した。その結果から，地震の強さに関わらず，発生した斜面崩壊の規模が小さく，発生した箇所も福島県白河市を中心とした比較的狭い範囲に限定されていたことが示された。また，発生した斜面崩壊跡地では，基岩形状の特徴的な集水地形等がみられ，土壌水分が斜面崩壊発生に関与した形跡がみられた。

これらのことから，地震発生時に斜面土層内の土壌水分状態が斜面安定性に対して与える影響度を検討するため，降雨浸透解析と斜面安定解析を行い，相対的な安全率の変化を比較した。その結果，地震が発生した3月11日の斜面土層内の土壌水分状態は，それまでの先行降雨の少なさから比較的乾燥状態であった。それに対して梅雨期の7月1日や降雨イベント後の8月1日の時点における土壌水分状態は，3月11日に比較して湿潤となっており，その結果，それらのタイミングで3月11日と同じ地震が起こった場合，安全率の低下が顕著となり，発生した崩壊の規模も深部に達する大規模なものとなる傾向を示した。以上のことから，地震時の斜面土層内の土壌水分状態は，斜面安定性に大きく影響を与え，東北太平洋沖地震が発生した3月11日は先行降雨が少なかったため，地震の規模が大きかったにも関わらず，比較的斜面崩壊による土砂災害が規模，範囲ともに小さかったことを説明するものである。また，斜面崩壊が南部の福島県や栃木県に限定して発生したことには，雪解け時期の違いによって，南部では雪解けが進み，降雨の代わりに融雪水が浸透して比較的土壌水分状態が湿潤になっていたが，北部では雪解けが進んでいなかったため乾燥状態であったことが理由となる可能性があると考えられる。

3月11日に発生した地震によって，沿岸部では甚大な津波災害が発生しがた，実際には内陸部の幹線道路を利用して南北の交通を確保し，そこから櫛の歯状に沿岸部にアクセスして救助活動や救援物資の補給活動が可能であった。しかし，ここで検討したように，もし仮に地震が3月11日ではなく，梅雨期や降雨イベントの後のような土壌水分状態が湿潤な時期に発生していれば，より大規模な土砂災害が広範囲に発生した可能性があり，その場合，内陸部の幹線道路も大きな被害を受けた可能性が示唆され，土砂災害だけでなく，沿岸部の津波災害の2次被害が拡大していた恐れがある。今後，発生が懸念されている，東海・東南海・南海地震が梅雨期や降雨イベント後に発生した場合を想定してその対策に貢献できるような情報提供が望まれる。

参考文献

久保田哲也・中村浩之（1991）：臨界すべり面解析と信頼性解析を応用した地すべり・崩壊危険度の判定法，地すべり，27（4）

Kosugi, K. (1996): Lognormal distribution model for unsaturated soil hydraulic properties, Water Resources Research, 32, pp. 2697-2703.

Yamagami, T., Ueta, Y. (1988) Search for critical slip lines in finite element stress fields by dynamic programming, Proc. 6th International Conference on

Numerical Methods in Geomechanics. Innsbruck, Austria, pp. 1335–1339.

（論文受理日：2012年6月8日）

Effect of Soil Moisture on Landslide Occurrences by the Earthquake - Tohoku Pacific Ocean Earthquake

Daizo TSUTSUMI, Masaharu FUJITA, Shusuke MIYATA,
Yoshifumi SATOFUKA(1) and Norifumi HOTTA(2)

(1) College of Science and Engineering, Ritsumeikan University, Japan
(2) Graduate School of Life and Environmental Science, Tsukuba University, Japan

Synopsis

The pacific side of Tohoku region, Japan was suffered by a devastating earthquake on 11th March, 2011. Several hillside slopes were collapsed due to the earthquake in inland region, and a number of people were also killed by the sediment related disaster. Contrasting with the devastating earthquake which suffered wide area, the landslides were limited in its number, area, and size. To understand the reasons of this limited landslide occurrences, distribution of the maximum earthquake acceleration was investigated. The effects of the slope topographical properties such as slope gradient, direction, and bedrock geomorphology were also investigated by the field observation. Numerical experiments were also conducted to demonstrate the effects of the slope topographical properties and soil moisture conditions on the landslide occurrences. From the field investigations and numerical simulations, it is elucidated that the reasons of the limited landslide occurrences are 1) limited suffering area of strong acceleration by the earthquake and 2) relatively dry soil moisture condition of slopes at the earthquake occurrence.

Keywords: landslide, Tohoku-Pacific Ocean Earthquake, soil moisture condition, static analysis of slope stability

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

地質を考慮した凍結融解土砂生産の推定法

泉山寛明(1)・堤大三・藤田正治

(1) 八千代エンジニヤリング株式会社

要 旨

山間部における，凍結融解による風化基岩からの土砂生産量を推定することは，下流域での土砂移動の予測を行うにあたって重要である。ただし推定手法が確立されておらず，風化基岩の土砂化プロセスを明らかにし，それを基に土砂生産モデルを作成する必要がある。モデル化にあたっては破壊形態が地質により異なることを考慮する必要がある。本研究では5種類の地質の風化基岩に対して凍結融解実験を行い，破壊形態の違いを検討した。そして土砂生産モデルを作成した。実験結果から，風化花崗岩，風化花崗斑岩，風化頁岩については，ある回数以上の凍結融解を経験した層が土砂化するというモデルを，風化砂岩，風化流紋岩については，凍結融解によって地表面から砂の粒径程度の深さが土砂化するというモデルを作成した。

キーワード：凍結融解作用，風化基岩，地質，間隙構造

1. はじめに

山間部の裸地斜面における，凍結融解作用による風化基岩からの土砂生産量を予測することは重要である。なぜなら，生産した土砂が，土石流として流下する可能性があり，よって土砂災害の要因となるからである。しかしながら，土砂生産量を予測する方法が確立されていない。凍結融解作用による基岩の土砂化プロセスを考える場合，岩の力学的性質，温度変化，水分量の全てを考慮する必要があることが，実験もしくは観測結果から明らかとなっている(McGreevy,1981)。そのような観点のもとにMatsuoka (1990a)は詳細な実験を行い，基岩の破壊の程度はヤング係数，引張強度，間隙の比表面積，間隙率，飽和度，水分供給，温度勾配に大きく依存することを明らかにしている。また，凍結融解による基岩の破壊メカニズムに関する研究もいくつか行われ，これによると，間隙水の9%体積膨張と間隙内の氷晶析出の2つが，基岩を破壊する主な要因として挙げられている。さらに，例えばチョークについては，氷晶析出による破壊が卓越して起こるなど(Murton et al., 2001), 間隙水の9%体積膨張と間隙内の氷晶析出のどちらが卓越して発生するかは地質により異なり，従って凍結融解による破壊メカニズムが地質に依存することが実験的に明らかにされている(Nicholson and Nicholson, 2000)。

基岩からの土砂生産量を求めようとする試みはMatsuoka(1990b)などによって行われている。Matsuoka(1990b)は，基岩の破壊量を求めるにあたって重要度の高い3つのパラメータ，すなわち飽和度，基岩の引張強度，凍結融解回数を用いて，基岩の破壊量を推定する経験式を提案している。しかしながら，彼らの提案する推定方法は本来，比較的新鮮な基岩を対象としたものであり，構造が大きく変化した風化基岩に適用できるか否かは不明である。また，仮にこれら既存の推定式を適用するとしても，情報として引張強度が必要となる。強度が小さく整形が難しい風化基岩について，試験により引張強度を求めることは困難である。近年では，堤ら(2007)により風化基岩からの土砂生産量を凍結融解回数と相関づけて，凍結融解回数から推定する方法が提案されている。しかしながら，この方法は田上山地の風化花崗岩についてのみ適用されるものであり，その他の地質について適用できるか否かの検討はなされていない。

そこで，本研究では，様々な地質を考慮した，汎用性の高い土砂化モデルを開発することを目的とした。田上山地の風化花崗岩と同じ土砂化プロセスが

適用できるとは限らないとはいえ，風化花崗岩以外の地質の風化基岩についても，間隙水の9%凍結膨張あるいは氷晶析出による間隙構造の破壊が生じると考えられる。つまり，凍結融解を経験すれば，間隙率は当然変化していくはずであり，間隙構造の変化の視点から土砂化プロセスを説明でき，土砂化モデルを構築できる可能性が高い。

以上のことから，様々な地質の風化基岩を対象とした実験により，凍結融解による間隙率の変化量および土砂化量を調べることとした。実験に用いた風化基岩サンプルは，田上山地の風化花崗岩，ヒル谷源頭部の風化花崗斑岩，大黒谷ダム上流の風化砂岩と風化頁岩，石徹白川流域上流の風化流紋岩である。そして，実験の結果から，様々な地質の風化基岩についての土砂化プロセスを考察し，さらに土砂化モデルを考案した。

2. 凍結融解実験

凍結融解による破壊に伴う風化基岩の間隙率の変化傾向と，土砂化量を知るため，凍結融解実験を行った。以下にその詳細を述べる。

2.1 風化基岩の採取方法とサンプルの作成

実験に用いる風化基岩は，田上山地にある裸地斜面の風化花崗岩，ヒル谷上流部にある裸地斜面の風化花崗斑岩，大黒谷ダム上流にある裸地斜面の風化砂岩と風化頁岩，九頭竜川水系にある石徹白川流域上流の風化流紋岩とした。

風化花崗岩については，ペグとスコップにより，裸地斜面から長径10～20 cm程度の球形の風化基岩塊を採取した。風化基岩塊の整形は行わず，そのまま用いた。サンプル数は3個である。風化花崗斑岩については，サンプリング対象の裸地斜面では風化がよく進行していて脆く，田上の風化花崗岩と同様の方法で採取しようとしても，採取し終えた段階で破砕することが多かった。ただし，脆い箇所とともに比較的硬い箇所も存在しているため，硬い箇所にペグを差し込み，こぶし大の風化基岩塊をはぎ取るようにして採取した。なお，風化基岩塊は亀裂を含むものを採取するようにし，整形は行わなかった。サンプル数は6個である。風化砂岩と風化頁岩については，裸地斜面の表面から深さ1 mまでを，スコップとつるはしを用いて掘り出し，表出した人頭大～長径60 cmの風化基岩塊を採取する方法をとった。その後，実験室で風化基岩塊をペグで割り，長径20 cm程度の球形に分解した。風化砂岩のサンプル数は6個，風化頁岩のサンプル数は9個である。風化流紋岩は，風化花崗岩に比べると強度が高く，裸地斜面から風化基岩塊を取り出すのは困難であった。そこで，裸地斜面下部に転がっていた岩塊のうち，こぶし大～長径20 cm程度のもので，亀裂を多く含むものを採取した。採取した風化基岩塊の整形は行わず，そのまま用いた。サンプル数は12個である。

2.2 実験手順

実験はJIS A1148コンクリートの凍結融解試験法（気中凍結水中融解試験法）を参考として行い(日本工業標準調査会, 2010), 1) 初期間隙率n_0 を測定する，2) サンプルを水槽に入れ，飽和させる，3) 凍結融解試験機内にサンプルを置き，試験機内温度を−25°Cとして1.5時間かけて凍結，その後，試験機内に水温20°Cの水を充填し，1.5時間かけて水中で融解させる，4) 凍結融解1回後の間隙率n_1を測定する，5) サンプルを2グループに分け，一方は手順2)～3) をさらに4回，他方は同手順をさらに9回実施する，6) 凍結融解5回後および10回後の間隙率（n_5，n_{10} ）を測定する，という手順で行った。

間隙率の測定の際には，デジタルカメラで破壊の進行具合を記録した。なお，サンプルに直接触れると破壊する恐れがあったため，実験を行うにあたり，サンプルを全てビニール袋に入れ，ビニール袋ごと水沈および試験機への出し入れを行った。ビニール袋には小さな穴を空けてあり，この穴を通して水が流入，排出するようにした。

2.3 間隙率の測定方法

凍結融解i 回経験後の間隙の体積$V_{pore,i}$ は，凍結融解i 回経験後の飽和質量$m_{sat,i}$ と凍結融解i 回経験後の乾燥質量$m_{dry,i}$，水の密度ρ_w から求めた；

$$V_{pore,i} = \left(m_{sat,i} - m_{dry,i}\right)/\rho_w \tag{1}$$

ただし，水の密度$\rho_w = 1.0\ \mathrm{g/cm^3}$ とした。凍結融解i 回経験後の風化基岩全体の体積V_i は水置換法により得られるが，この方法は一般的に測定誤差が大きいため，測定回数を増やすことで精度を向上させる必要がある。しかしながら，実験で使用する風化基岩サンプルは脆く，多数回の測定の最中に破壊が生じる可能性が高い。そこで，精度の向上を図りつつ，測定回数を最小限に抑えるような測定方法とした。つまり，実験を行う前に，各地質のから任意に一つ，風化基岩サンプルを抽出し，これについて風化基岩の実質部分（固相部分）の乾燥密度ρ_{dry} を求めておく。そして凍結融解i 回経験後の風化基岩全体の体積V_i を，凍結融解i 回経験後の飽和質量$m_{sat,i}$，凍結融解i 回経験後の乾燥質量$m_{dry,i}$，風化基岩の実質部分の乾燥密度 ρ_{dry} から

Table 1　Dry density of the substantial part of rocks ρ_{dry} and bulk dry density of rocks ρ_{rock}

	ρ_{dry} [g/cm^3]	ρ_{rock}[g/cm^3]
Weathered granite	2.83	1.62
Weathered granite porphyry	2.37	2.24
Weathered sandstone	2.72	1.86
Weathered shale	2.79	2.33
Weathered rhyolite	2.65	2.35

$$V_i = m_{dry,i}/\rho_{dry} + \left(m_{sat,i} - m_{dry,i}\right)/\rho_w \tag{2}$$

で求めることとした。式(2)の右辺第1項は風化基岩の実質部分の体積，右辺第2項は間隙の体積である。風化基岩の実質部分の乾燥密度ρ_{dry} は，凍結融解実験を行う前に，水置換法により初期の風化基岩全体の体積V_0 を求めておき，

$$\rho_{dry} = m_{dry,0}/\left(V_0 - V_{pore,0}\right) \tag{3}$$

から求めた。Table 1に風化基岩の実質部分の乾燥密度ρ_{dry} を示す。Table 1には風化基岩全体の乾燥密度ρ_{rock} も示す。ρ_{rock} は

$$\rho_{rock} = m_{dry,0}/V_0 \tag{4}$$

から求めることができる。

従って，実験前に各地質から選出した1つの風化基岩サンプルについて，初期の風化基岩全体の体積V_0 を求めておけば，実験中には，凍結融解i 回経験後の飽和質量$m_{sat,i}$ と，凍結融解i 回経験後の乾燥質量$m_{dry,i}$ の測定を行うだけで，凍結融解i 回経験後の間隙率n_i を求めることができる；

$$n_i = V_{pore,i}/V_i \tag{5}$$

ただし本来は，サンプルごとに実質部分の乾燥密度ρ_{dry} は異なり，また風化基岩の実質部分の乾燥密度ρ_{dry} が凍結融解の過程で変化する可能性があるため，その分だけ信頼性に欠ける簡便な方法といえる。なお，ガウスの誤差伝播の法則より風化基岩の実質部分の乾燥密度ρ_{dry} と間隙率の測定誤差を計算すると，それぞれ± 0.12 g / cm^3，± 0.01であった。

実験が進むにつれ，サンプルによっては土砂化が進み，初期の状態から体積が減少した。この場合，凍結融解後に分解した岩塊のうち，最も体積の大きいものを目視で選出し，これについて実験を続けた。また，分解した全ての岩塊の長径が2 cm以下となった場合は，完全に土砂化したとして実験を終了した。

3.　風化基岩の破壊の様子

Fig.1は凍結融解による風化基岩の破壊過程を示す。Fig.1中のF&T(i)は，凍結融解をi 回経験したということを示す。Fig.1を見ると，風化花崗岩，風化花崗斑岩，風化頁岩は，凍結融解を繰り返し受けることにより岩塊の分解が著しく進行していることが分かる。図には示していないが，その他のサンプルでも同様であった。一方で風化砂岩，風化流紋岩は，これら3つの風化基岩に比べて破壊の程度が小さいことが分かる。しかも，サンプルの表面からわずかに土砂が生じる程度であった。風化砂岩，風化流紋岩の，図に示していないその他のサンプルでも，全く破壊しないか，破壊してもサンプル表面からわずかに土砂化する程度であった。風化花崗岩，風化花崗斑岩，風化頁岩は，微小な亀裂や間隙が多く見られたため，サンプル自体の強度が低く，よって風化に対する抵抗力が比較的小さかったものと考えられる。一方の風化砂岩や風化流紋岩は，そのような亀裂および間隙が少なく，よって風化に対する抵抗力が比較的大きかったものと考えられる。

4.　凍結融解による間隙率および質量の変化

次に，凍結融解による間隙率と乾燥質量の変化の傾向について検討する。間隙率の変化は，式(3)で計算される，凍結融解1回あたりの間隙率の増加率I_r で表す；

$$I_r \equiv n_1/n_0 \tag{6}$$

乾燥質量の変化は，式(4)の凍結融解i 回後の土砂化率d_i [－]で表す；

$$d_i = \left(m_{dry,0} - m_{dry,i}\right)/m_{dry,0} \tag{7}$$

凍結融解i 回後の土砂化率$d_i = 0$は，破壊は全く起こらなかったことを示し，　$d_i = 1$は完全に土砂化したことを示す。$0 < d_i < 1$のときは，風化基岩の一部が土砂化していることを表し，d_iが大きいほど土砂化量が大きいことを表す。

Fig.2は，凍結融解1回あたりの間隙率の増加率I_r と初期間隙率n_0との関係，および凍結融解1回後の風化基岩の土砂化率d_1と初期間隙率n_0との関係を示す。またFig.3は，凍結融解i 回後の土砂化率d_i と凍結融解i 回後の間隙率n_i の関係を示す。

4.1　風化花崗岩，風化花崗斑岩，風化頁岩

まず，Fig.1に示す凍結融解による風化基岩の破壊

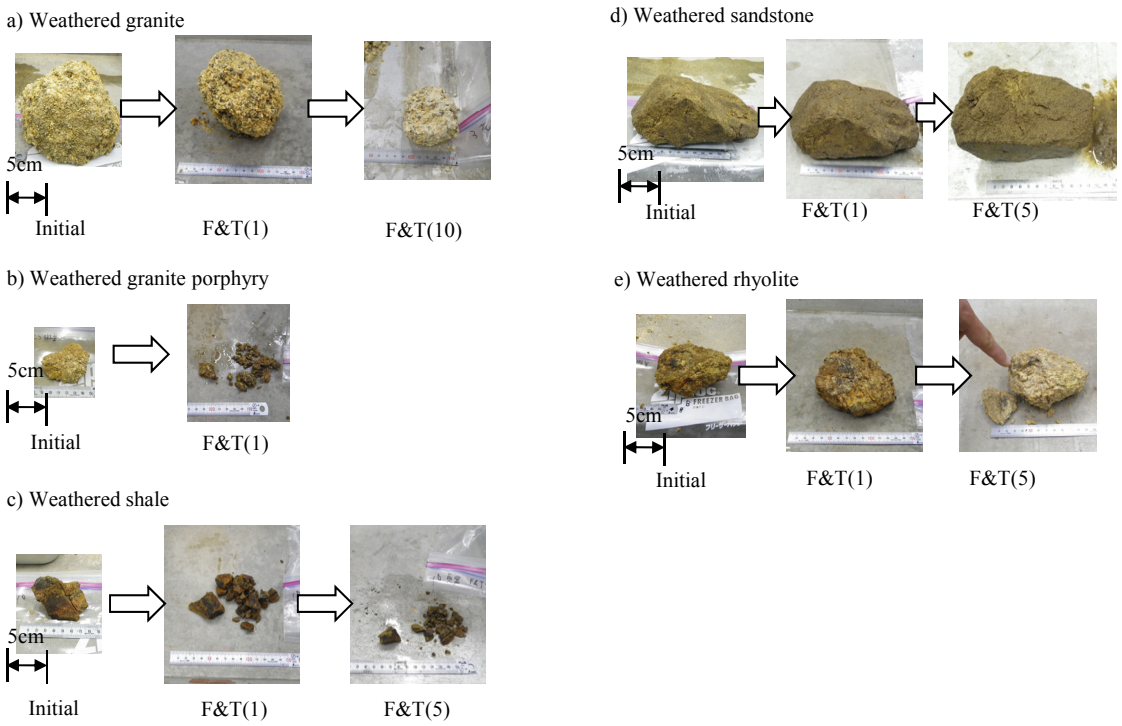


Fig.1　Destruction mode of weathered rocks. F&T indicates freeze and thaw. Values in parentheses indicate porosity.

の様子から，破壊の程度が著しい風化花崗岩，風化花崗斑岩，風化頁岩についてまとめて考察する。凍結融解1回あたりの間隙率の増加率I_r について見てみる。Fig.2a)～c)より，風化花崗岩，風化花崗斑岩および風化頁岩のほとんどのサンプルについて，凍結融解1回あたりの間隙率の増加率I_r は1.0～1.3の値を示していることが分かる。従って，風化花崗岩，風化花崗斑岩および風化頁岩は，凍結融解により間隙率が増加する傾向にあることが分かる。これは，間隙の新たな発生や，既にある間隙の拡大が原因であると考えられる。初期間隙率$n_0 = 0.15$の風化花崗斑岩サンプルは，凍結融解により間隙率が減少している（Fig.2b）。これは風化基岩塊の中でも間隙率にばらつきがあるためである。1つの風化基岩塊の中には，間隙率の高い部分と間隙率の低い部分が混在している。従って，凍結融解後に間隙率を測定すれば，凍結融解前よりも間隙率が減少することがあり，これが原因であると思われる。

次に，風化花崗岩，風化花崗斑岩および風化頁岩の，凍結融解1回後の土砂化率d_1について見てみる。Fig.2a)～c)より，多くのサンプルで凍結融解1回後の土砂化率d_1 は，0より大きな値を示しており，凍結融解1回で風化基岩サンプルの一部が土砂化していることが分かる。また，初期間隙率n_0が大きいほど，凍結融解1回後の土砂化率d_1が大きくなる傾向が見られ，正の相関があるように推察される。これは，間隙率が大きいほど強度は小さい傾向があることを踏まえると，間隙率が高く，強度の小さい風化基岩サンプルほど，凍結融解により破壊が進行しやすい傾向にあったことが原因と考えられる。

次に，凍結融解i 回後の風化基岩の土砂化率d_iと，凍結融解i 回後の風化基岩の間隙率n_i との関係を考察する。Fig.3a)，Fig.3c)より，風化花崗岩及び風化頁岩は，凍結融解により土砂化が徐々に進行し，凍結融解i 回後の土砂化率d_i が大きな値を示していることが分かる。また，間隙率が風化花崗岩では約0.4，風化頁岩では約0.27を超えると，d_i の値が1.0程度まで大きくなる傾向にあることが分かる。従って，間隙率がこの値を超えると，土砂化が急速に進行するものと考えられる。既往の研究で，風化花崗岩については，凍結融解により間隙率は徐々に増加し，ある値に達すれば土砂化するという土砂化プロセスが考えられたが(泉山ら, 2009)，d_i という指標からも，そのプロセスの妥当性が確認されたと言える。さらに，風化頁岩についても，凍結融解1回あたりの間隙率の増加率I_r が1.0より大きな値を示すことから（Fig.2c），風化花崗岩と同様の土砂化プロセスが適用できると考えられる。

Fig.3b)の風化花崗斑岩の結果を見ると，初期間隙率n_0 が0.15のサンプルについては，凍結融解1回後，10回後の土砂化率d_1，d_{10}がそれぞれ0.78，1.0と大きな値を示し，著しく破壊が進行していることが分かるが，そのほかのサンプルではそれほど土砂化が発生していない。しかしながら，現地裸地斜面の風化

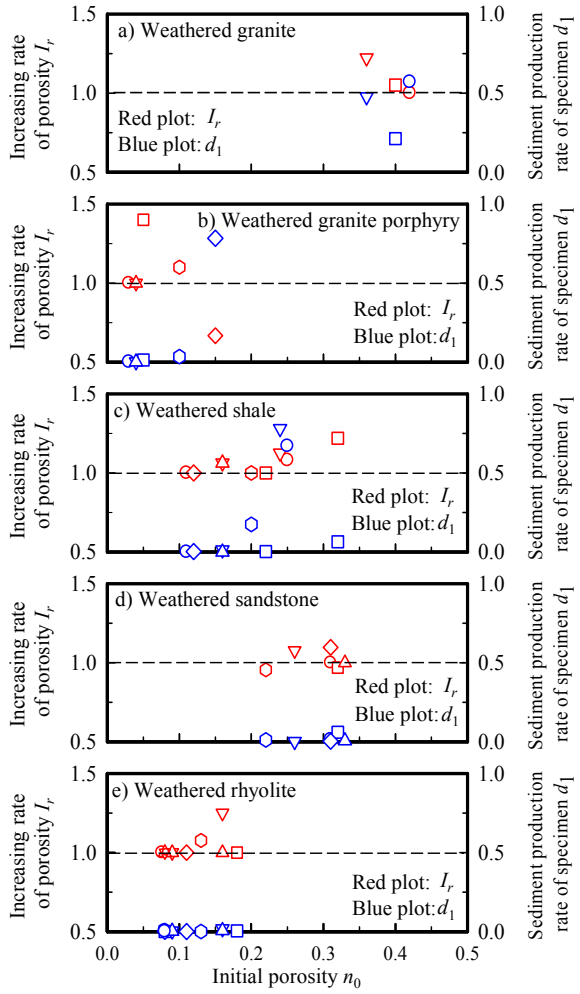


Fig. 2　Relationship between increasing rate of porosity I_r and initial porosity n_0.

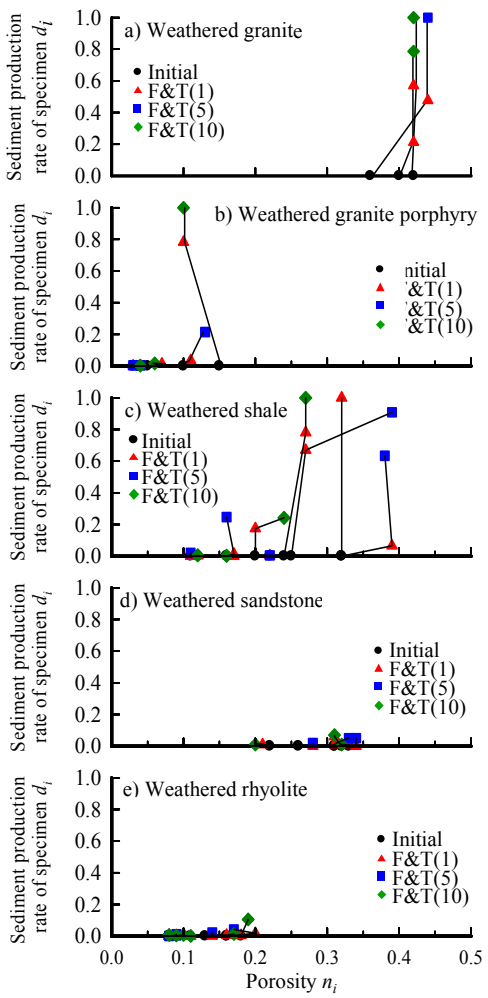


Fig. 3　Relationship between sediment production rate of specimen d_i and porosity n_i. F&T(i) is the result after i freeze–thaw cycles.

花崗斑岩は，風化の程度が著しく強度が低いこと，花崗岩と花崗斑岩は成因や構造がよく似ていること，Fig.2b)より，凍結融解1回あたりの間隙率の増加率I_rが1.0より大きな値を示すことから，田上の風化花崗岩と同様の土砂化プロセスが適用できるものと考えられる。実験結果から，サンプル数が少ないために断言できないものの，間隙率が約0.1になれば，土砂化が急速に進行すると予想される。

以上より，風化花崗岩，風化花崗斑岩，風化頁岩の3つ風化基岩は，凍結融解による破壊の程度が著しく，凍結融解1回あたりの間隙率の増加率I_rも1.0より大きな値を示し，かつ間隙率がある閾値に達すれば土砂化するという点で共通している。従って，これら風化基岩については，田上の風化花崗岩について得られた土砂化プロセスが適用できるものと思われる。

4.2 風化砂岩，風化流紋岩

次に，Fig.1で凍結融解による破壊の進行が緩やかな傾向にあった，風化砂岩および風化流紋岩について考察する。これらの風化基岩サンプルについては，それぞれ2，3個のサンプルについて，凍結融解1回あたりの間隙率の増加率I_rが1.0より大きな値となっているが，その他のサンプルについてはほぼ1.0であり，間隙率は増加しない傾向が見られる（Fig.2d, Fig.2e）。また，凍結融解1回あたりの風化基岩の土砂化率d_1も，最大で0.1と非常に小さな値となっている（Fig.3d, Fig.3e）。Fig.1で，凍結融解による破壊はわずかである傾向が見られたが，凍結融解1回あたりの間隙率の増加率I_r，および凍結融解1回あたりの土砂化率d_1もそれほど大きな値を示していないことから，定量的にも凍結融解による破壊はわずかであることが分かる。間隙率の増加が無視できるのは，そもそも基岩自体の強度が高く，水の凍結膨張圧に対する抵抗力が大きいためと考えられる。

以上より，風化砂岩及び風化流紋岩は，凍結融解による破壊の程度がわずかで，風化花崗岩等とは土

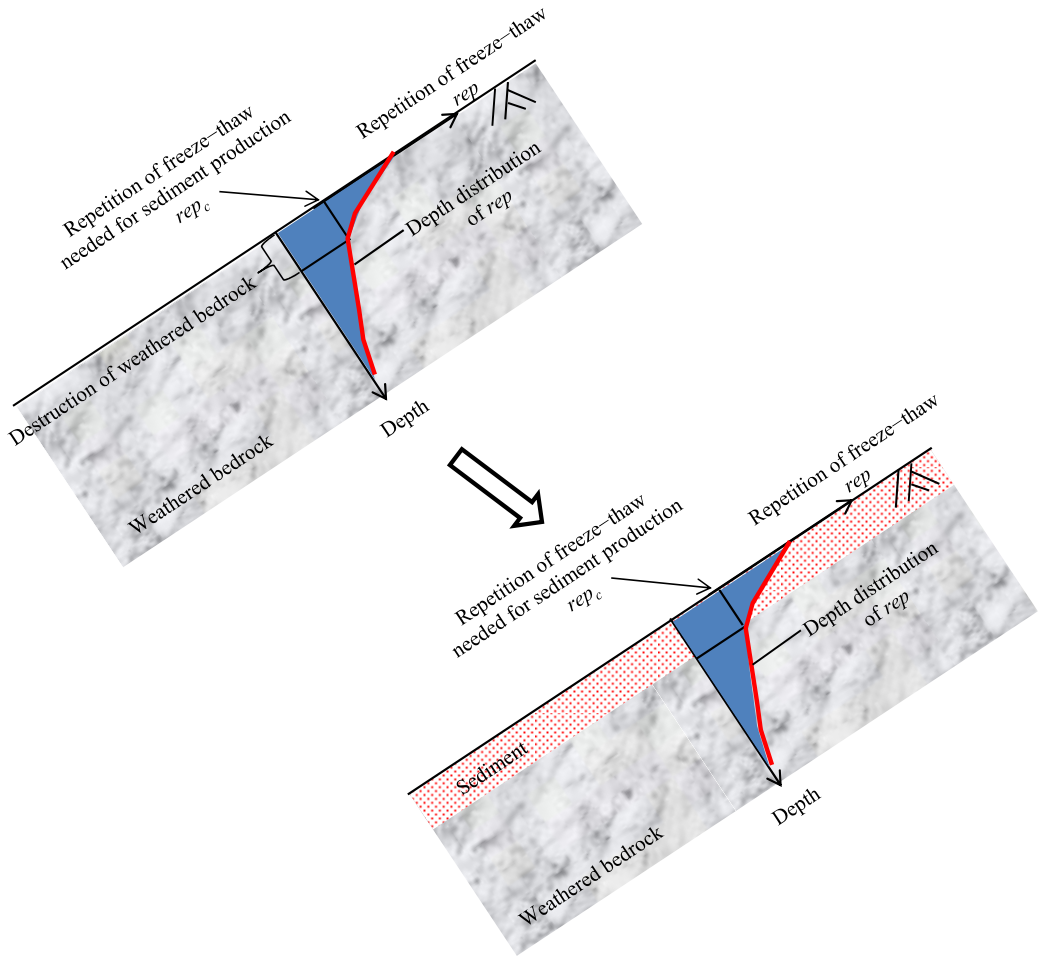


Fig.4　Destruction model of weathered granite, weathered granite porphyry and weathered shale

砂化プロセスが異なるものと思われる。凍結融解回数が増えるにつれて凍結融解i 回後の土砂化率d_i は徐々に大きくなっていることから，土砂化プロセスとしては，凍結融解を経験するごとに徐々に土砂化する，と考える方が妥当と思われる。

5.　実験結果から提案される土砂化モデル

実験結果から得られた知見を基に，裸地斜面において土砂生産量を推定する風化基岩の土砂化モデルを提案する。

5.1　風化花崗岩，風化花崗斑岩，風化頁岩

風化花崗岩，風化花崗斑岩，風化頁岩に関しては，凍結融解を経験するごとに間隙率が徐々に増加し，間隙率がある値に達すれば土砂化するという土砂化プロセスが考えられる。これを数式で表現したのが式(8)である；

$$n_c = n_x (I_r)^{rep_c} \tag{8}$$

ここに，n_c は土砂化する時の間隙率，n_x は凍結融解を経験する前の間隙率，rep_c は土砂化するのに必要な凍結融解回数である。これはつまり，rep_c 以上の凍結融解を経験した風化基岩層は土砂化するということを意味する。風化花崗岩，風化花崗斑岩，風化頁岩の土砂化モデルを図示すると，Fig.4 のようになる。風化花崗岩，風化花崗斑岩，風化頁岩からの土砂生産量の推定は，生産された土砂が凍結融解期の最後まで裸地斜面上に残存すると仮定すると，以下の手順で行うことができる；

1) 風化基岩温度の深度分布解析により，凍結融解回数の深度分布を求める（Fig.4）。
2) 土砂化するのに必要な凍結融解回数rep_c を超える凍結融解回数を経験した風化基岩層を土砂化深さとする。

rep_c を決定するには，土砂化する時の間隙率n_c，凍結融解を経験する前の間隙率n_x，凍結融解1回あたりの間隙率の増加率I_r を求めておく必要がある。

5.2　風化砂岩，風化流紋岩

風化砂岩，風化流紋岩に関しては，凍結融解を経験するごとに風化基岩の表面から徐々に土砂化が進行するという土砂化プロセスが考えられる。しかも，

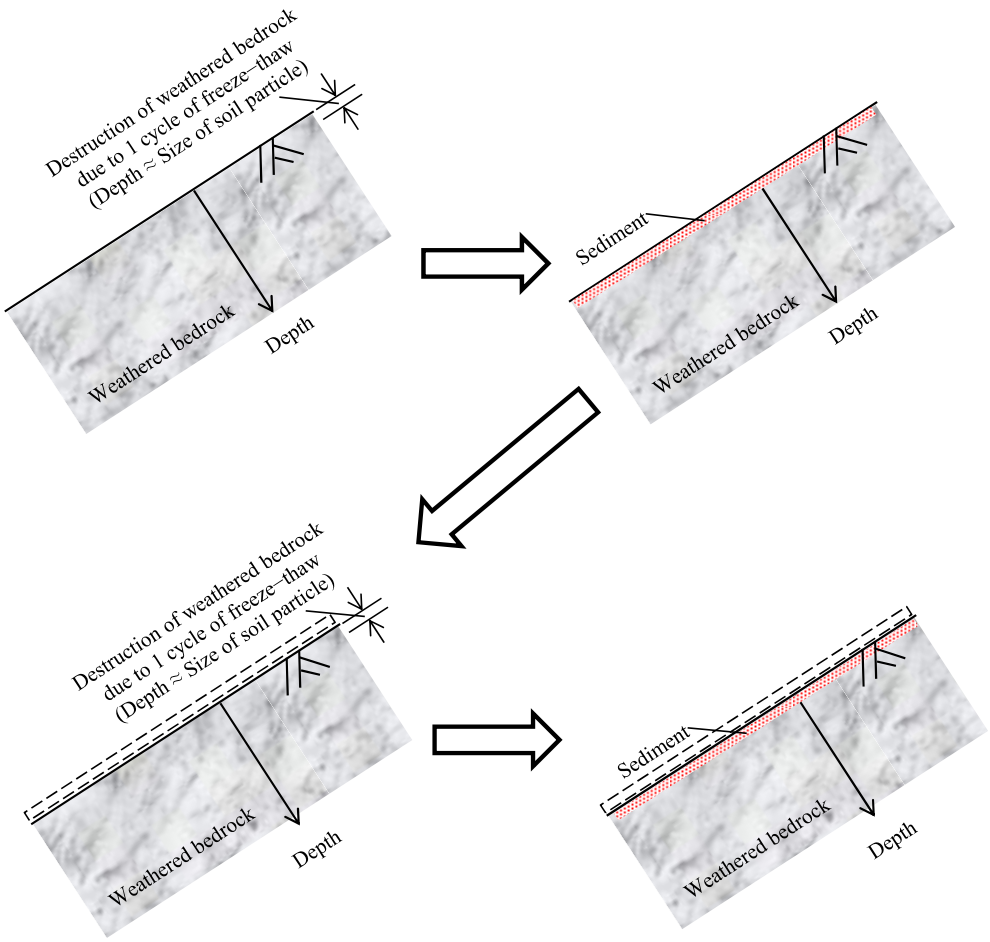


Fig.5　Destruction model of weathered sandstone and weathered rhyolite

凍結融解1回あたりに生産される土砂の深さは，おおよそ砂の粒径程度であることが実験から分かっている。以上より，風化砂岩，風化流紋岩の土砂化モデルをFig.5に示す。風化砂岩，風化流紋岩からの土砂生産量の推定は，土砂が生産されると直ちに裸地斜面上から流出して無くなると仮定すれば，以下の手順で行うことができる；

1) 凍結融解1回を経験すると，風化基岩面から砂の粒径程度の深さまでが土砂化する。
2) 裸地斜面から生産土砂が流出して新たな風化基岩面が露出する
3) 凍結融解1回を経験すると，さらに風化基岩面から土粒子の粒径程度の深さまでが土砂化する。

なお，風化基岩面から直ちに土砂が流出しない場合でも，凍結融解が発生すれば土砂層直下の風化基岩も土砂化すると予想されるが，今回はそのような現象を考慮して実験を行っていないので，断言することはできない。風化基岩面から直ちに土砂が流出しない場合については，さらに実験あるいは現地観測を行う必要があると考える。これは今後の課題である。

6. おわりに

本実験により，様々な地質を対象とした土砂化モデルを提案した。風化花崗斑岩および風化頁岩については，風化花崗岩と同様の土砂化モデルで説明が可能であることが分かった。一方，風化砂岩，風化流紋岩には，田上の風化花崗岩についての土砂化モデルが適用できないことが示された。これらの風化基岩は，凍結融解により徐々に土砂化が進行すると考える方が妥当と判断された。注意点として，これらの土砂化モデルは，現状では実験で対象とした場所の風化基岩についてのみ適用可能であるということを挙げておく。同じ地質でも風化に対する抵抗性が異なるため，その影響を検討する必要がある。

参考文献

泉山寛明，堤大三，藤田正治(2009)：凍結融解による風化基岩の間隙構造の変化と水分移動に関する研究，京都大学防災研究所年報　B，pp.659-671.

堤大三，藤田正治，伊藤元洋，手島宏之，澤田豊明，小杉賢一朗，水山高久（2007）：凍結融解による土

砂生産に関する基礎的研究―田上山地裸地斜面における現地観測と数値シミュレーション―, 砂防学会誌59(6), pp.3-13.
日本工業標準調査会（2010）：コンクリートの凍結融解試験法（JIS A1148）.
Matsuoka, N. (1990a): Mechanisms of rock breakdown by frost action: An experimental approach, Cold Region Science and Technology17, pp.253-270.
Matsuoka, N. (1990b): The rate of bedrock weathering by frost action: Field measurements and predictive model, Earth Surface Processes and Landforms15, pp.73-90.
McGreevy, J. P. (1981): Some perspectives on frost shattering, Progress in Physical Geography5, pp.56-75.
Murton, J. B., Coutard, J. P., Lautridou, J. P., Ozouf, J. C., Robinson, D. A. and Williams, R. B. G. (2001): Physical modelling of bedrock brecciation by ice segregation in permafrost, Permafrost and Periglacial Processes12, pp.255-266, 2001.
Nicholson, D. T. and Nicholson, F. H. (2000): Physical deterioration of sedimentary rocks subjected to experimental freeze-thaw weathering, Earth Surface Processes and Landforms25, pp.1295-1307.

（論文受理日：2012年6月7日）

A Method to Predict Sediment Production by Freeze and Thaw Action Considering Different Geologies

Hiroaki IZUMIYAMA(1), Daizo TSUTSUMI and Masaharu FUJITA

(1) Yachiyo Engineering, Co., Ltd.

Synopsis

A freeze–thaw experiment was conducted to investigate the destruction of weathered bedrocks. The experiment was conducted on bedrock samples of weathered granite (WGr), weathered granite porphyry (WGp), weathered shale (WS), weathered sandstone (WSa) and weathered rhyolite (WR). Because of freeze−thaw action, porosity of the bedrock samples increased and weight of the samples decreased. When porosity of WGr, WGp and WS increased greater than 0.43, 0.1 and 0.27, respectively, small pieces were detached from the main sample bodies. In contrast, freezing and thawing caused only slight increases in the porosity of WSa and WR, and fine sediment was produced from the surface. Thickness of produced sediment from the surface of WSa and WR due to one freeze-thaw cycle was less than 1.0 and 0.2 mm, respectively.

Keywords: freeze-thaw action, weathered bedrock, geology, pore structure

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

Bed Deformation Characteristics at Confluence of Rivers Which Have Different Cohesive Characteristics of Sediment

Hiroshi TAKEBAYASHI, Puji HARSANTO(1), NGUYEN Manh Minh Toan(1) and Masaharu FUJITA

(1) Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

The depth integrated two dimensional bed deformation analysis has been performed to understand the seasonal change of the flow pattern, bed deformation characteristics and horizontal distribution characteristics of bed material size. Furthermore, the bed material is treated as both the cohesive and the non-cohesive sediments and the effect of the horizontal distribution of cohesive material on bed deformation characteristics is discussed. The result shows that the sediment deposited at the south of the peninsula between the Tonle Sap River and the Mekong River during the flood season. The peninsula between the Tonle Sap River and the Mekong River has been extended to south year by year. The sediment deposition during the flood season causes the extension of the peninsula. Furthermore, cohesive characteristics of the sediment affects the bed deformation characteristics because of the suppression of sediment transport rate and bed degradation. Especially, when rivers which have different sediment size characteristics confluents, difference of the cohesive characteristics of the sediment must be considered.

Keywords: cohesive material, numerical analysis, Chaktomuk, confluence

1. Introduction

Chaktomuk, which is the confluence and diversion area among the Mekong River, the Tonle Sap River and the Bassac River, is located in the north part of the Mekong Delta as shown in Figure 1. The Mekong River changes its flow from west to east at Phnom Penh, where the two rivers, the Tonle Sap River and the Bassac River, diverge. There is the Tonle Sap Lake at the north boundary of the Tonle Sap River. The Tonle Sap Lake is the largest freshwater storage in the Southeast Asia, which covers an area of about 13000 km^2 [1]. The Tonle Sap flow system is well known because of its unique hydrological regime and its contribution to both the economy and the ecosystem of Cambodia and South Vietnam. A unique hydrological system of the river is the inverse flow that takes place from June to September. In June, the water in the Mekong River starts to flow to the Tonle Sap River because of the flood in the Mekong River. Thus, the river flow begins to enter the lake and the Tonle Sap Lake behaves as an effective flood detention basin. On the other hand, from October to May, the flow direction in the Tonle Sap River is from the Tonle Sap Lake to the Mekong River because of the decreasing of the water surface elevation in the Mekong River. In this stage, the lake plays as a water supplier to the downstream area of the Mekong River.

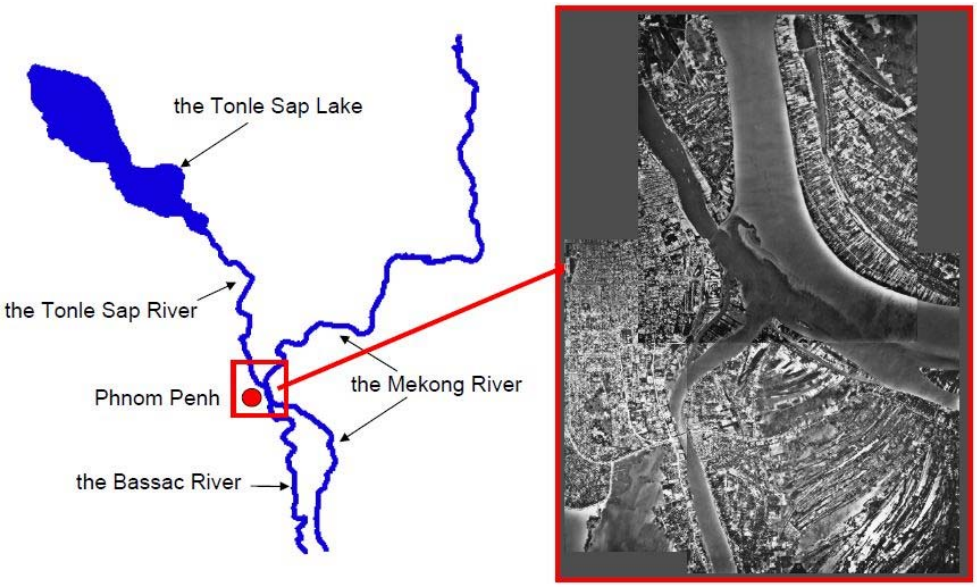


Figure 1 Location of Chaktomuk

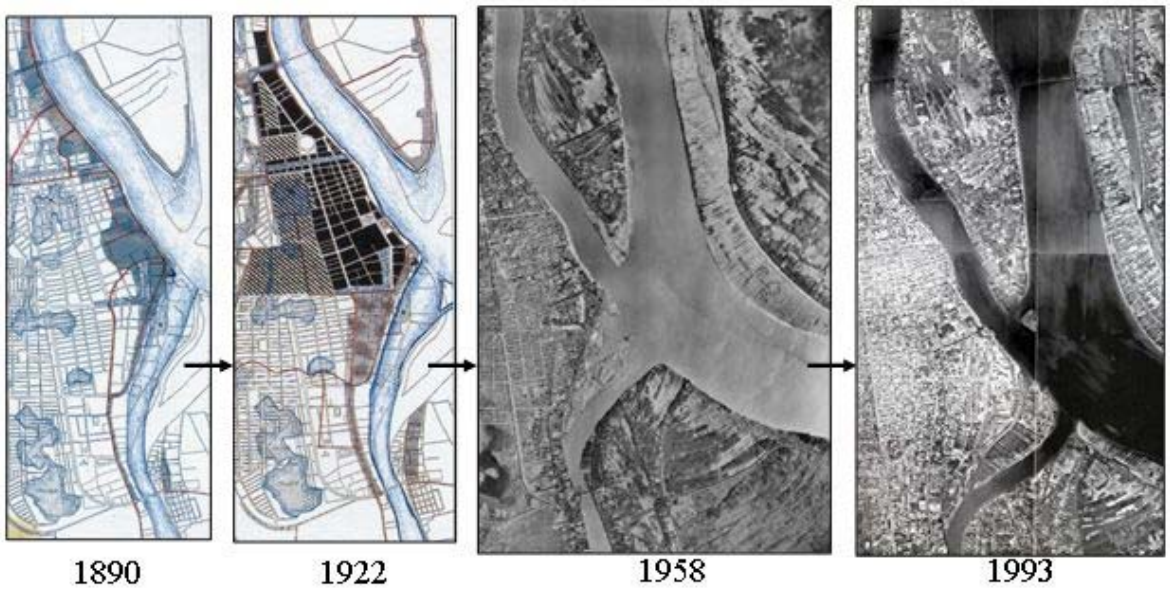


Figure 2 Temporal change of channel geometry of Chaktomuk (figs of 1890, 1922 and photo in 1993 is from Ministere de la Culture : Phnom Penh, development urban et patrimoine, photo in 1958 is from Ministry of Industry, Mines and Energy General Department of Mineral Resources, Phnom Penh, Cambodia)

Both bed and bank deformation at Chaktomuk has been occurred with the complex flow. The morphological deformation can change the flow characteristics at Chaktomuk and must be assessed on both the channel form and the flow characteristics for the economy and the ecosystem of both Cambodia and South Vietnam. K. W. Olsen and S. Tjerry [2] performed the two dimensional bed deformation analysis of Chaktomuk area and suggested the river regulation works to suppress bank erosions. This study must be a great job and give us much information. However, in the analysis, bed material is treated as uniform sediment. The mean diameter of the bed material in Tonle Sap River is quite difference from that in Mekong River: the bed material in Tonle Sap River is fine that in the Mekong River is coarse. H. Takebayashi et al. [3] treats the bed material as the non-uniform sediment and clarify the effect of the sediment size distribution on the bed deformation characteristics and the horizontal distribution characteristics of the sediment size. On the other hand, the bed material in Tonle Sap River consists of cohesive material. It is considered that the cohesive characteristic of the bed material affects the horizontal distribution of bed deformation very well.

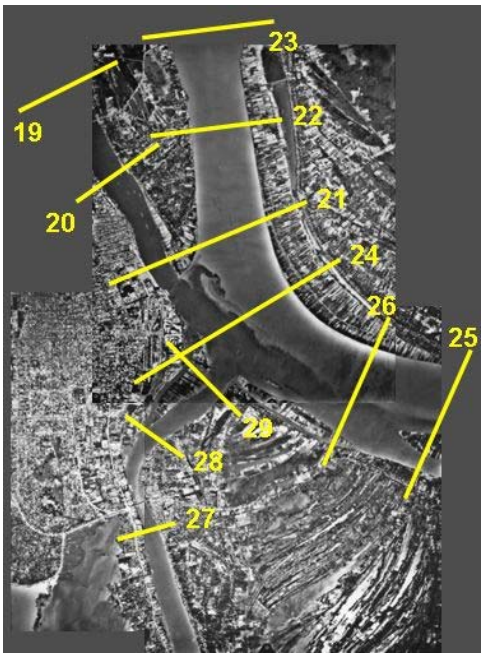


Figure 3 Sampled cross-sections of bed and bank materials

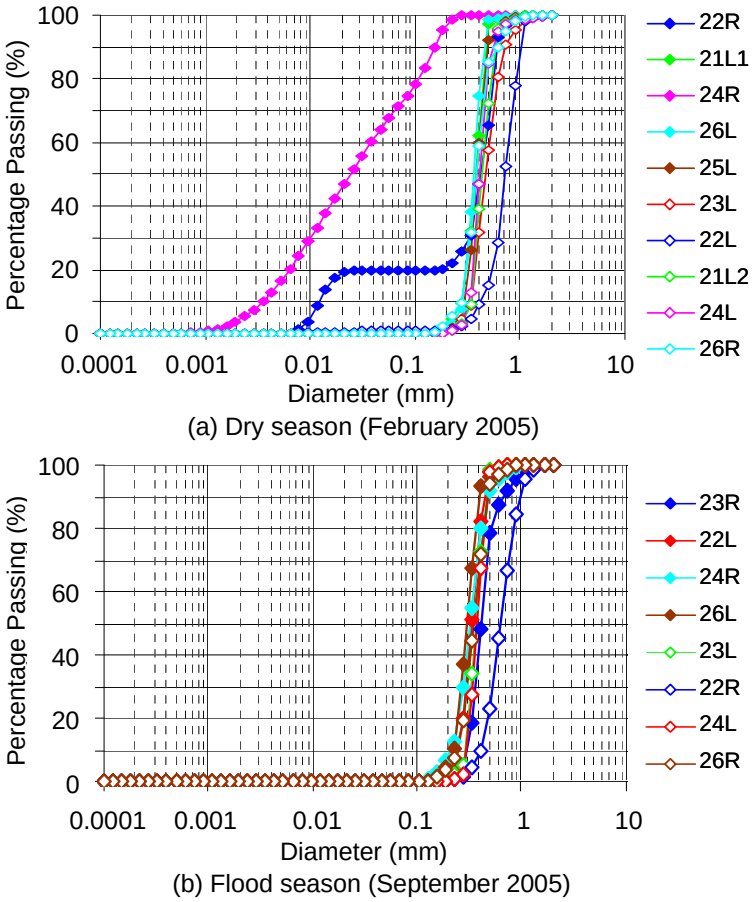


Figure 4 Size distribution of bed material in Chaktomuk

In this study, the depth integrated two dimensional bed deformation analysis has been performed to understand the seasonal change of the flow pattern, bed deformation characteristics and horizontal distribution characteristics of bed material size. In the analysis, bed material is treated as both the cohesive and the non-cohesive sediments and the effect of the horizontal distribution of cohesive material on bed deformation characteristics is discussed. The analysis is performed under 3 hydraulic conditions; maximum, minimum and zero water discharge in the Tonle Sap River.

2. Field survey

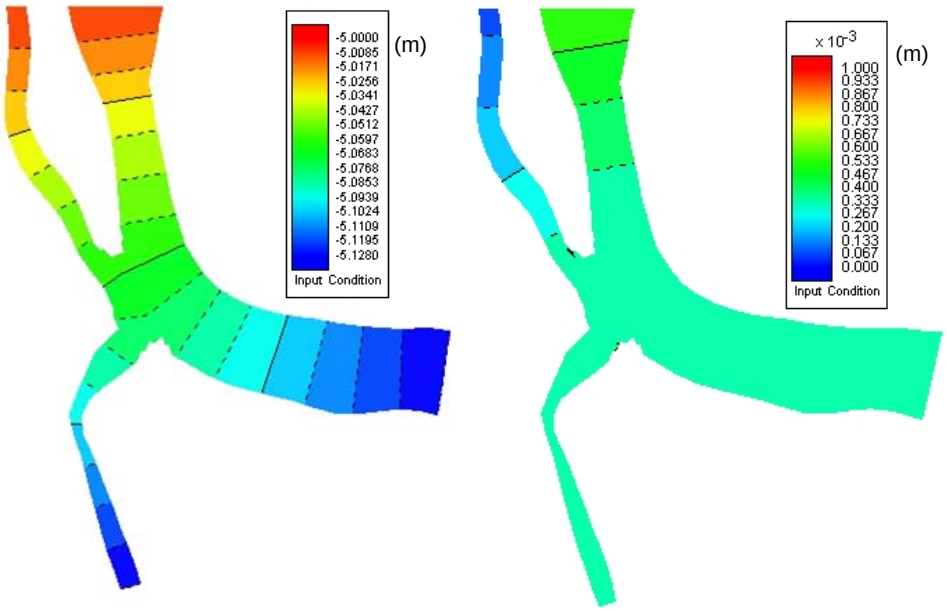
Bed materials were sampled at two points in a cross-section using a cable operated sediment sampler during both flood and dry seasons (H. Takebayashi et al., 2010). The sampler can take the sediment in 8cm thickness from the bed surface. Sediment is also sampled from both the left and the right banks. Figure 3 shows the sampling cross-sections of bed and bank materials.

Figure 4 shows the size distribution of bed material around the Chaktomuk. The size distribution of the bed material during flood has a small spatial change and their mean diameter is coarse. But the mean diameter of the bed material during dry season distributes in wide range; finer sediment is included in the data. During dry season, flow direction in the Tonle Sap River is from north to south (from the Tonle Sap Lake to the Mekong River) and the water discharge in the Tonle Sap River is large. The aerial photo in Figure 1 is taken during dry seasons. The line due to the large difference of sediment concentration is observed in the confluence between the Tonle Sap River and the Mekong River. This photo indicates that the Tonle Sap River supplies fine sediment to both the Mekong River and the Bassac River during dry season. In other words, seasonal change of flow direction in the Tonle Sap River contributes to the seasonal change of the sediment size around Chaktomuk.

3. Numerical analysis

3.1 Governing equations

Computation of the water flow is performed using



(a) Bed geometry (b) Mean diameter of bed material

Figure 5 Initial bed geometry and horizontal distribution of initial mean diameter of bed material (Channel geometry: 1993)

the governing equation of the horizontal two dimensional flow averaged with depth [4]. Equations in the model are written in the general coordinate system. Grain size distribution is evaluated using the following mass conservation equation of each sediment size class:

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{c_b E_b f_{bk}}{J}\right)+(1-\lambda)F_{bk}\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{z_b}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{q_{b\xi k}}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{q_{b\eta k}}{J}\right)+\frac{1}{J}w_k\left(c_{sbek}-c_{sbk}\right)=0$$

$$\begin{cases} F_{bk}=f_{d1k},\ \partial z_b/\partial t\le 0 \\ F_{bk}=f_{bk},\ \partial z_b/\partial t\ge 0 \end{cases} \quad (1)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{E_{d1}f_{d1k}}{J}\right)-F_{dk}\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{E_{d1}}{J}\right)=0$$

$$\begin{cases} F_{dk}=f_{d1k},\ \partial z_b/\partial t\le 0 \\ F_{dk}=f_{bk},\ \partial z_b/\partial t\ge 0 \end{cases} \quad (2)$$

In the formulae above, f_{bk} is the concentration of bed load of size class k in the bed load layer, f_{dmk} is the sediment concentration of size class k in the mth bed layer, c_b is the depth-averaged concentration of bed load. E_b is the bed load layer thickness, $q_{b\xi k}$ and $q_{b\eta k}$ are the bed load of size class k in ξ and η directions, respectively, q_{bxk} and q_{byk} are the bed load of size class k in x and y directions, respectively as follows [5], [6], [7].

$$q_{bxk}=q_{bk}\cos\beta_k,\quad q_{byk}=q_{bk}\sin\beta_k \quad (3)$$

$$q_{bk}=17\frac{\rho u_{*e}^3}{(\rho_s-\rho)g}\left(1-\sqrt{K_c}\frac{u_{*ck}}{u_*}\right)\left(1-K_c\frac{u_{*ck}^2}{u_*^2}\right)f_{bk} \quad (4)$$

Therein, ρ_s is the sediment density, u_{*e} is the effective shear velocity, the non-dimensional critical friction velocity of size class k is evaluated as follows [5].

$$u_{*ck}^2=u_{*cm}^2\left[\frac{\log_{10}19}{\log_{10}(19d_k/d_m)}\right]^2\frac{d_k}{d_m}\quad d_k/d_m\ge 0.4 \quad (5)$$

$$u_{*ck}^2=0.85u_{*cm}^2 \qquad d_k/d_m\le 0.4 \quad (6)$$

Iwagaki's formula [8] which is formulated for uniform bed material is used for evaluating u_{*cm}. K_c is the correction factor due to the influence of bed inclination on sediment motion.

$$K_c=1+\frac{1}{\mu_s}\left[\left(\frac{1}{s}+1\right)\cos\alpha\tan\theta_x+\sin\alpha\tan\theta_y\right] \quad (7)$$

where s is the specific gravity of the sediment in water, α is the angle of deviation of near-bed flow from the x direction. μ_s is the coefficient of static friction. θ_x and θ_y are bed inclinations in x and y directions, respectively. The deviation angle of bed

Table 1 Hydraulic conditions

	Channel geometry	QmekongU (m^3/s)	Qtonle (m^3/s)	Bed material
Case 1	1993	6000	8000	Cohesive
Case 2	1993	20000	0	Cohesive
Case 3	1993	36000	-8000	Cohesive
Case 4	1993	6000	8000	Non-cohesive
Case 5	1993	20000	0	Non-cohesive
Case 6	1993	36000	-8000	Non-cohesive

load of size class k to the x direction (β_k), which depends on the flow near bed and inclination of the bed, is calculated by the following relation.

$$\tan\beta_k = \frac{\sin\alpha - \Pi\Theta_y\left(\frac{u_{*ck}^2}{u_*^2}\right)\tan\theta_y}{\cos\alpha - \Pi\Theta_x\left(\frac{u_{*ck}^2}{u_*^2}\right)\tan\theta_x} \tag{8}$$

$$\Pi = K_{ld} + 1/\mu_s \tag{9}$$

$$\Theta_y = \frac{1}{1+\tan^2\theta_x+\tan^2\theta_y} \tag{10}$$

$$\Theta_x = \Theta_y + \frac{\rho}{\rho_s-\rho}\cos^2\theta_x \tag{11}$$

where, K_{ld} is the ratio of lift force to drag force. The settling velocity of suspended sediment (w_{fk}) is estimated as follow [9].

$$w_{fk} = \left(\sqrt{\frac{2}{3}+\frac{36\nu^2}{sgd_k^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{sgd_k^3}}\right)\sqrt{sgd_k} \tag{12}$$

The equilibrium suspended concentration of k sediment size class at reference level (c_{sbek}) is evaluated as follows [10].

$$c_{sbek} = 5.55\left(\frac{1}{2}\frac{u_*}{w_{fk}}\exp\left(-\frac{w_{fk}}{u_*}\right)\right)^{1.61} f_{bk}$$

(unit: ppm) (13)

When the vertical distribution of concentration of suspended sediment is supposed as exponent distribution, relationship between the depth-averaged suspended concentration (c_{sk}) and the suspended concentration of sediment size class k at reference level (c_{sbk}) is as follows.

$$c_{sk} = \frac{c_{sbk}}{\beta_{sk}}\left(1-e^{(-\beta_{sk})}\right), \quad \beta_{sk} = \frac{w_{fk}h}{D_h} \tag{14}$$

where, D_h is the coefficient of dispersion in vertical direction. ν is used as D_h here for simplicity. The depth-averaged suspended concentration of size class k is evaluated the following continuum equation of suspended sediment.

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{hc_{sk}}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial\xi}\left(\frac{hc_{sk}U}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial\eta}\left(\frac{hc_{sk}V}{J}\right)\\
&\quad=\frac{1}{J}w_{fk}\left(c_{sbek}-c_{sbk}\right)\\
&\qquad+\frac{\partial}{\partial\xi}h\left(\frac{1}{J}\left(D_x\left(\frac{\partial\xi}{\partial x}\right)^2+D_y\left(\frac{\partial\xi}{\partial y}\right)^2\right)\frac{\partial c_{sk}}{\partial\xi}\right)\\
&\qquad+\frac{\partial}{\partial\xi}h\left(\frac{1}{J}\left(D_x\frac{\partial\xi}{\partial x}\frac{\partial\eta}{\partial x}+D_y\frac{\partial\xi}{\partial y}\frac{\partial\eta}{\partial y}\right)\frac{\partial c_{sk}}{\partial\eta}\right)\\
&\qquad+\frac{\partial}{\partial\eta}h\left(\frac{1}{J}\left(D_x\frac{\partial\xi}{\partial x}\frac{\partial\eta}{\partial x}+D_y\frac{\partial\xi}{\partial y}\frac{\partial\eta}{\partial y}\right)\frac{\partial c_{sk}}{\partial\xi}\right)\\
&\qquad+\frac{\partial}{\partial\eta}h\left(\frac{1}{J}\left(D_x\left(\frac{\partial\eta}{\partial x}\right)^2+D_y\left(\frac{\partial\eta}{\partial y}\right)^2\right)\frac{\partial c_{sk}}{\partial\eta}\right)
\end{aligned} \tag{15}$$

where, D_x and D_y are coefficient of dispersion in x and y directions, respectively. ($D_x = D_y = \nu$ for simplicity here). Evolution of bed elevation is estimated by means of following formulae.

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{c_bE_b}{J}\right)+(1-\lambda)\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{z_b}{J}\right)\\
&\qquad+\frac{\partial}{\partial\xi}\left(\sum_{k=1}^{n}\frac{q_{b\xi k}}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial\eta}\left(\sum_{k=1}^{n}\frac{q_{b\eta k}}{J}\right)\\
&\qquad\qquad+\sum_{k=1}^{n}\frac{1}{J}w_k\left(c_{sbek}-c_{sbk}\right)=0
\end{aligned}$$

$$E_{sd} \geq E_{be}\frac{c_b}{1-\lambda} \tag{16}$$

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{z_b}{J}\right)+\frac{V_e}{J}=0 \qquad E_{sd} \leq E_{be}\frac{c_b}{1-\lambda} \tag{17}$$

In them, n represents the number of the size class of sediment. The erosion velocity of cohesive sediment (V_e) is estimated as follows [11].

Table 2 Water discharge in each channel

	QmekongU (m^3/s)	Qtonle (m^3/s)	QmekongD (m^3/s)	Qbassac (m^3/s)	Qbassac /QmekongD
Case 1	6000	8000	11133	2867	0.258
Case 2	20000	0	17859	2141	0.120
Case 3	36000	-8000	22687	5313	0.234

$$V_e = \alpha_c R_{wc}^{2.5} u_*^3 \left(1 - r_b\right) \tag{18}$$

where, α_c is the coefficient related on kinds of cohesive sediment, R_{wc} is the water content rate. Local bed slope was reset to the angle of repose at calculation points where the slope becomes steeper than the angle of repose [12] and E_{sd} is thicker than E_{be} at the upper erosion area.

3.2 Hydraulic conditions

Table 1 show the hydraulic conditions used in the analysis. Three kinds of flow pattern are used here. In Cases 1 and 4, water discharge in the Tonle Sap River is $8000m^3/s$. This is the annual maximum water discharge in the Tonle Sap River and can be observed during the dry season. In Cases 2 and 5, water discharge in the Tonle Sap River is $0m^3/s$. This water discharge can be observed between the dry season and the flood season. In Cases 3 and 6, water discharge in the Tonle Sap River is $-8000m^3/s$. This is the annual minimum water discharge in the Tonle Sap River and can be observed during flood season. Figure 5 (a) show the initial bed geometry. Flat bed geometry with the constant longitudinal slop is used as initial bed geometry to clarify the bed deformation characteristics. Figure 5 (b) shows the initial size distribution of bed material. At the upstream boundary of the Mekong River, the coarse bed material which is measured in the Mekong River is used as the initial sediment size. At the north boundary of the Tonle Sap River, the fine bed material which is measured in the Tonle Sap River is used as the initial sediment size. In the Bassac River and the downstream of the Mekong River, the average size distribution of bed material between the Mekong's material and the Tonle Sap's material is used as the initial condition. In Cases 1, 2 and 3, surface and subsurface bed materials are treated as the non-cohesive and the cohesive materials in the Tonle Sap River, respectively. The thickness of the surface non-cohesive material layer is distributed linearly from 0 to 0.3m along the river. The thickness of the surface non-cohesive material layer is 0 at the upstream boundary of the Tonle Sap River and is 0.3m at the connection between the Tonle Sap River and the confluence. In the other areas, there is no cohesive material. Both the surface and the subsurface bed materials are treated as non-cohesive material in Cases 4, 5 and 6 to discuss the effect of the horizontal distribution of cohesive material on bed deformation characteristics by comparing the results in Cases 1, 2 and 3.

4. Results and discussion

4.1 Flow characteristics

Figure 6 show the horizontal distributions of the depth averaged water velocity in Cases 1, 2 and 3. Table 2 shows the water discharges of each river. During the dry season (Figure 6 (a)), water discharge in Tonle Sap River is larger than that in the upstream area of the Mekong River. As shown in Table 2, water discharge in the Bassac River is smaller than that in the downstream area of the Mekong River. The percentage rate of the water discharge in the Bassac River to the Mekong River is 25.8%. Hence, the water from the Tonle Sap River diverged to both the Bassac River and the downstream area of the Mekong River during dry season.

When water discharge in the Tonle Sap is zero (Figure 6 (b)), the percentage rate of the water discharge in the Bassac River to the Mekong River is 12.0% and is the minimum value among Cases 1, 2 and 3. Between the entrance of the Bassac River and the Mekong main channel, the very small water velocity area is appear because of the zero water discharge in the Tonle Sap River. Hence, the water in the upstream area of the Mekong River is hard to flow into the Bassac River.

During the flood season (Figure 6 (c)), the water from the upstream area of the Mekong River flows into the Tonle Sap River. Furthermore, the water from the upstream area of the Mekong River tends to flow into the Bassac River, because the flow direction from the upstream area of the Mekong River is changed almost 180 degree at the entrance of the Bassac River.

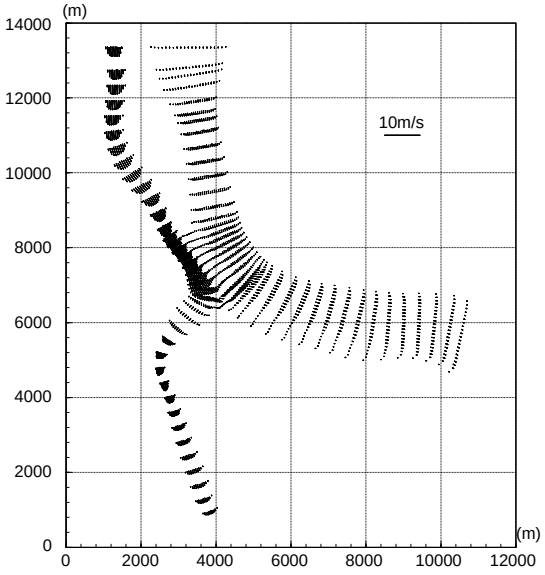
The percentage rate of the water discharge in the Bassac River to the Mekong River is 23.4% and is slightly smaller than that during the dry season.

4.2 Bed deformation and sediment size characteristics

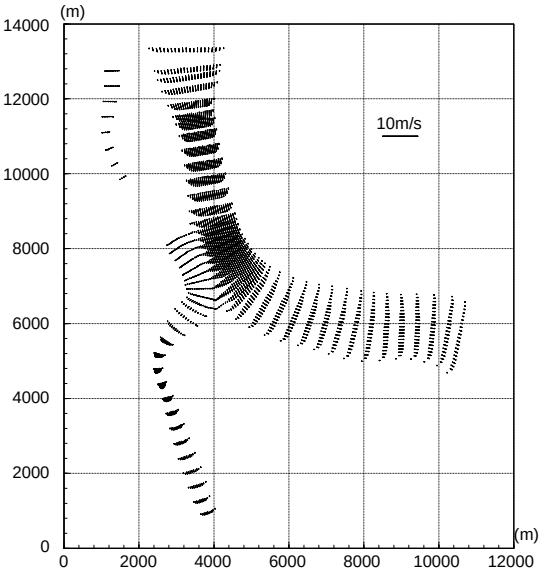
The bed near the confluence in the Tonle Sap River is eroded well during the dry season (Figure 7 (a)). Sediment deposited at the entrance of the Bassac River. The photo in Figure 1 was taken during the dry season. In the photo, the sediment concentration boundary is appeared from the left bank of the Tonle Sap River to the downstream reach of the Mekong River. The photo indicates that the sediment and the water in the Tonle Sap River are supplied to the confluence and the Bassac River very well during the dry season. The calculated results show the same tendency. Bed materials at the bed degradation area become coarse and those at the bed aggradation area become fine as shown in Figure 8 (a).

When water discharge in the Tonle Sap River is zero (Figure 7 (b)), the upstream and the downstream areas of the Mekong River and the Bassac River is degradated. Hence, as shown in Figure 8 (b), the sediment size becomes coarse at the upstream and the downstream areas of the Mekong River and the Bassac River. Sediment deposits near the bifurcation between the Mekong River and the Bassac River.

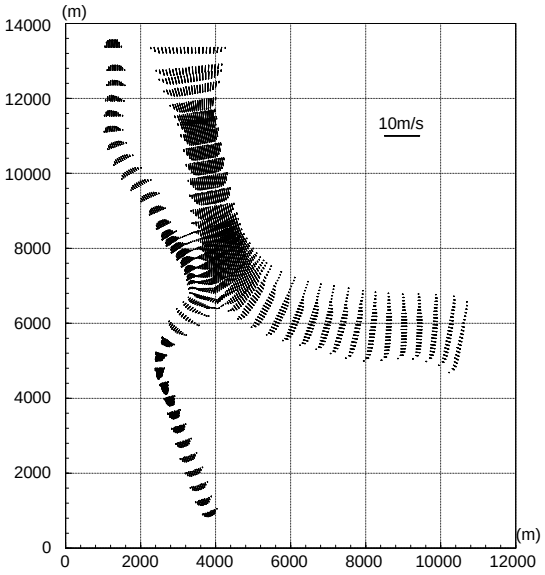
During the flood season (Figure 7 (c)), both the upstream and the downstream areas of the Mekong River and the Bassac River is degradated. Bed degradation along the outer bank of the bend in the Bassac River is especially large. Sediment deposited at the entrance of the Bassac River and the south of the peninsula between the Tonle Sap River and the Mekong River. As shown in Figure 2, the peninsula between the Tonle Sap River and the Mekong River has been extended to south year by year. It is considered that the sediment deposition during the flood season cause the extension of the peninsula. As shown in Figure 8 (c), the sediment size becomes coarse at both the upstream and the downstream areas of the Mekong River and the Bassac River. Bed material in the Tonle Sap River also becomes coarse because of the inverse flow from the Mekong River. However, the armoring phenomenon is restricted near the confluence. This result gets agrees with the results of one dimensional bed deformation analysis [13].



(a) Dry season (Case 1)

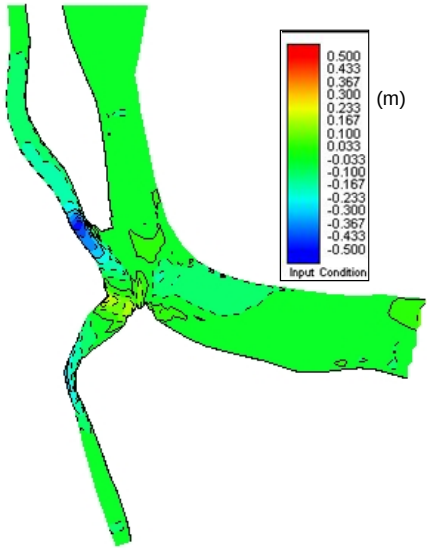


(b) Intermediate (Case 2)

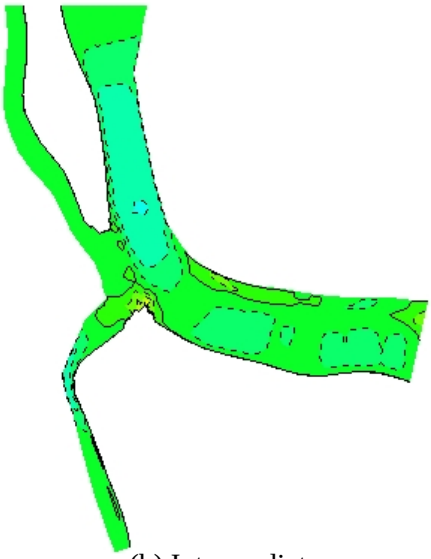


(c) Flood season (Case 3)

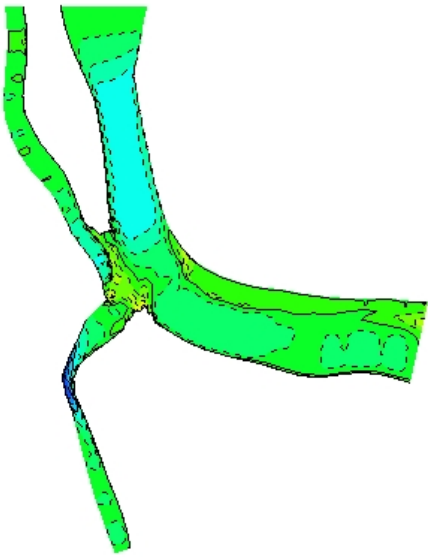
Figure 6 Depth averaged water velocity



(a) Dry season

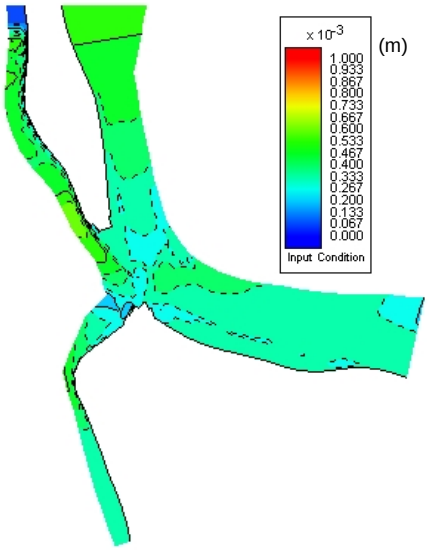


(b) Intermediate

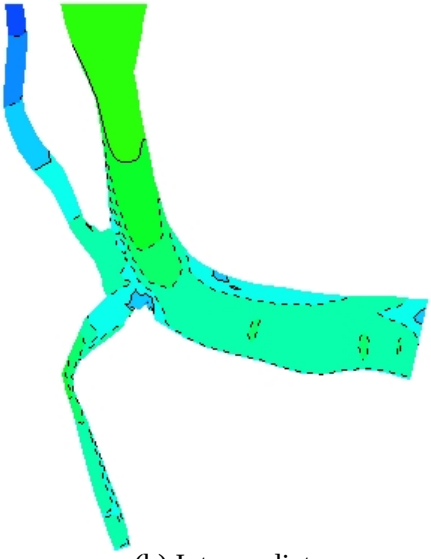


(c) Flood season

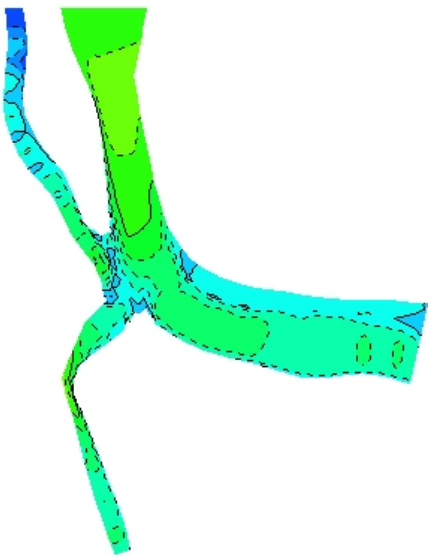
Figure 7 Bed deformation (Cases 1, 2 and3)



(a) Dry season



(b) Intermediate



(c) Flood season

Figure 8 Mean diameter(Cases 1, 2 and3)

4.3 Effect of cohesive characteristics of the sediment on bed deformation

Figure 10 shows the bed deformation characteristics in Cases 4, 5 and 6. Both the surface and the subsurface bed materials are treated as non-cohesive material in Cases 4, 5 and 6. Comparing to the results in Cases 1, 2 and 3, the difference of the horizontal distribution of the bed deformation is quite large during the dry season (Cases 1 and 4). During the dry season (Figure 10 (a)), sediment deposited at the entrance of the Bassac River and the downstream area of the Mekong River widely, because the fine material in the Tonle Sap River is transported there very well.

When water discharge in the Tonle Sap River is equal to zero (Figure 10 (b)), the difference of the bed deformation characteristics between Case 2 and Case 5 is very small, because the water discharge in the Tonle Sap is equal to zero and no sediment transport in the Tonle Sap River.

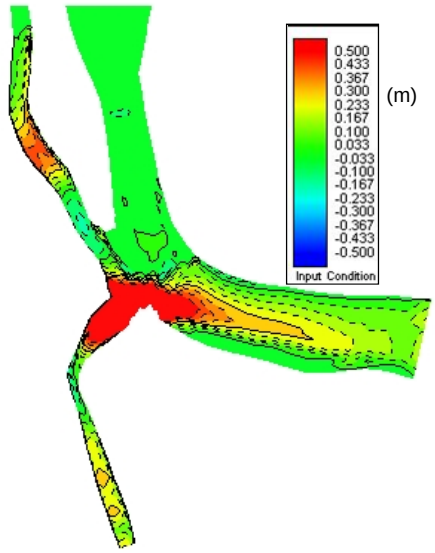
During the flood season (Figure 10 (c)), the difference of the bed deformation characteristics between Case 3 and Case 6 is also small except for the upstream area of the Tonle Sap River. When the bed material is treated as non-cohesive material, the bed is eroded well in the upstream area of the Tonle Sap River.

As described above, cohesive characteristics of the sediment affects the bed deformation characteristics because of the suppression of sediment transport rate and bed degradation. Especially, when rivers which have different sediment size characteristics confluents, difference of the cohesive characteristics of the sediment must be considered.

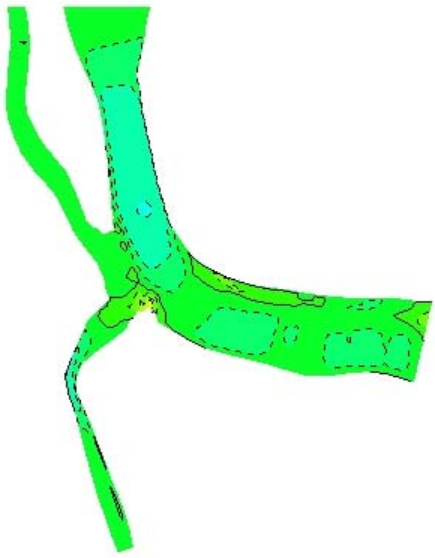
5. Conclusions

The depth integrated two dimensional bed deformation analysis has been performed to understand the seasonal change of the flow pattern, bed deformation characteristics and horizontal distribution characteristics of bed material size. The obtained results are as follows.

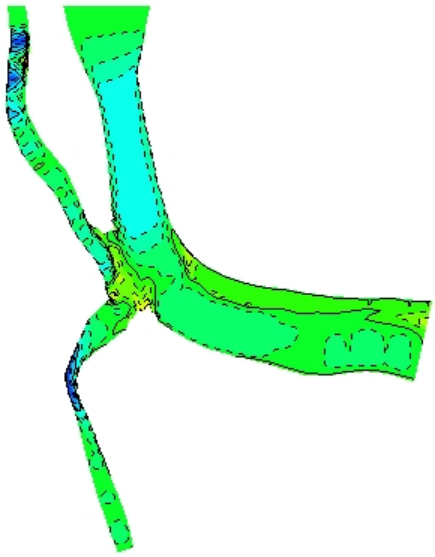
(1) The percentage rate of the water discharge in the Bassac River to the Mekong River is about 25% during both dry and flood seasons. However, when water discharge is equal to zero, the percentage rate of the water discharge in the



(a) Dry season



(b) Intermediate



(c) Flood season

Figure 9 Bed deformation (Cases 4, 5 and6)

Bassac River to the Mekong River becomes small.

(2) During the flood season, sediment deposited at the south of the peninsula between the Tonle Sap River and the Mekong River. As shown in Figure 2, the peninsula between the Tonle Sap River and the Mekong River has been extended to south year by year. It is considered that the sediment deposition during the flood season cause the extension of the peninsula.

(3) During the flood season, the bed material in the Tonle Sap River becomes coarse because of the inverse flow from the Mekong River. However, the armoring phenomenon is restricted near the confluence. These results get agrees with the results of one dimensional bed deformation analysis.

(4) Cohesive characteristics of the sediment affects the bed deformation characteristics because of the suppression of sediment transport rate and bed degradation. Especially, when rivers which have different sediment size characteristics confluents, difference of the cohesive characteristics of the sediment must be considered.

References

[1] Hiroshi Hori, 2000, The Mekong, Environment and Development, Kokon-Shoin Publishing Co., Ltd.

[2] K. W. Olesen and S. Tjerry, 2002, Morphological modeling of the Chaktomuk Junction, River Flow 2002 Balkema, pp. 879-887.

[3] Hiroshi Takebayashi, Shinji Tsukawaki, Im Sim, Touch Sambath and Sieng Sotham : Characteristics of bed deformation and size distribution of bed material at Chaktomuk in Cambodia, River Sedimentation, Vol. 11, CD-ROM version, 2010.

[4] Luu X. Loc, Shinji Egashira and Hiroshi Takebayashi, 2004, Investigation of Tan Chau Reach in Lower Mekong Usng Field Data and Numerical Simulation, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol. 48, No.2, pp. 1057-1062.

[5] Ashida, K. and Michiue, M. Study on hydraulic resistance and bed-load transport rate in alluvial streams, Proc. of JSCE, No. 206, pp.59-69, 1972.

[6] Kovacs, A. and Parker, G. A new vectorial bedload formulation and its application to the time evolution of straight river channels. J. Fluid Mech. Vol. 267, pp. 153-183, 1994.

[7] B. Y. Liu Study on Sediment Transport and Bed Evolution in Compound Channels. Thesis presented to Kyoto University, 1991.

[8] Iwagaki, Y. Hydrodynamic study on critical shear stress. Proc. of JSCE, No. 41, pp. 1-21, 1956.

[9] Rubey, W. W. Settling velocities of gravel, sand and silt particles, American J. of Science, Vol. 25, pp. 325-338, 1933.

[10] Lane, E. W. and Kalinske, A. A. Engineering calculation of suspended sediment, Trans. A.G.U., Vol. 22, 1941.

[11] Sekine, M., Nishimori, K., Fujio, K. and Katagiri, Y. On erosion process of cohesive sediment and erosion rate formula, Annual Journal of Hy. Eng. JSCE, Vol. 47, pp. 541-546, 2003.

[12] Nagase, K. and Michiue, M. and Hinokidani O. Simulation of bed elevation around contraction in mountainous river. Annual Journal of Hy. Eng. JSCE, Vol. 40, pp. 887-892, 1996.

[13] Hiroshi Takebayashi, Meng Chanvibol, Luu X Loc, Shinji Egashira, Shinji Tsukawaki, Im Sim, Touch Sambath and Sieng Sotham : Size Distribution of Bed and Bank Materials along The Tonle Sap River in Cambodia, Proceedings of XVth Conference of APD, pp.291-298, 2006.

(Received June 7, 2012)

異なる粘着特性の土砂を有する河川の合流部における河床変動特性

竹林洋史・プジハルサント(1)・グェンマンミントアン(1)・藤田正治

(1)京都大学大学院工学研究科

要　旨

カンボジア国・チャトムック地区を対象として，流れの特性，河床変動特性，河床材料の平面分布特性を明らかにするために平面二次元河床変動解析を行った。さらに，河床材料を非粘着性土と粘着性土の両方で取り扱い，粘着性土の平面分布特性が河床変動特性に与える影響を検討した。その結果，トンレサップ河とメコン河の間に形成されている半島は，洪水期の土砂の堆積により，南へ年々延伸していることが明らかとなった。さらに，粘着性土の存在は，流砂量と河床変動を抑制するため，河床変動特性に大きく影響することが明らかとなった。特に，異なる粒度を有する河川が合流するときは，粒度や粘着特性の平面分布の考慮が不可欠であることが示された。

キーワード：粘着性土，数値解析，チャトムック地区，合流

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

Numerical Analysis on Countermeasures of Bank Erosion in the Sesayap River

Puji HARSANTO(1), Hiroshi TAKEBAYASHI
and Masaharu FUJITA

(1) Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

Countermeasures of the bank erosion problem considering the horizontal two dimensional flow patterns and bed deformation are discussed in this paper. Numerical analysis is performed using the horizontal two-dimensional bed deformation model which the equations are written in general coordinate system. The presence of the mid-channel bar in the river is one of the factors causes the riverbank erosion in the rivers. The results from the numerical model indicate that dredging of the mid-channel bar with the appropriate level reduces the bed degradation near the bank toe, especially at the lee area. Revetment can protect the bank directly. However, the installation of revetment makes the bank line smoother. As a result, the flow velocity to the opposite bank becomes faster and the possibility that local scouring is accelerated along the opposite bank increases.

Keywords: bank erosion, mid channel bar, numerical analysis, bed deformation

1. Introduction

In alluvial rivers, the mass failures due to geotechnical instability of the bank are one of the most common phenomena. The bed deformations near the bank toe are the substantial parameters in practical concern for channel and bank stabilization (Thorne, 1991). Many training works were applied at rivers to prevent bank erosion such as groin, revetment, spur dike and so on. Most of them are structure, which are installed on the bank body to protect mass failure or erosion on the bank surface and to improve bank stability. The structures will be successful in protecting the riverbank locally. However, usually the structures will change the cross-sectional geometry, which leads to change the flow pattern and others hydraulics parameters. In an extreme case, the structure will produce another bank erosion problem in another place, especially in case that the flow is a dominant factor in riverbank erosion problem. Study on the bank erosion problem considering the horizontal two dimensional flow patterns and bed deformations are important for achieving a successful countermeasure.

Numerical simulation is one of the methods to predict the future condition. It is useful for planning or designing in hydraulic problem. In this study, the numerical simulation was developed to analyze the future condition of the flow pattern and the bed deformation of the river regarding to the countermeasure method on the bank erosion problem. This analysis will be applied in a river in Indonesia. In Sesayap River East Kalimantan Indonesia, the presence of a huge mid-channel bar accelerates the erosion by flows. The flow that deflected around the bars is a primary cause of the bank erosion problem. To control the flow by dredging of the bars may give the significant result in a countermeasure of the riverbank erosion.

In case of riverbank erosion with the mass

failure process occurred in Sesayap River, the bed deformation near the bank is one of the input parameters to predict the bank stability. The increase in relative height of riverbank that caused by bed scour has a strong influence on the stability of riverbank. So, the bed degradation near the riverbank is one of the important data on bank stability analysis. Therefore, an analysis of bed deformation near the bank with accurate calculation is needed.

2. Outline of the Sesayap River

The Sesayap River is located in East Kalimantan Indonesia. This river passes through at Malinau city, capital of Malinau district, which established as a new district in 1999 belongs to East Kalimantan province. Total drainage area for Sesayap River system is 18.158 km^2, which small part belonged to Malaysia's territorial. The river has 279 km long. The river reach in study area is about 80 km from estuarial and still have influenced by sea tide level. The tide's characteristic is semi diurnal with a mean range of 2 m and the maximum amplitude of 3 m. Fig. 1 and Fig. 2 show the location of study area and characteristics of water level during one month.

Based on alluvial river's classification (Schumm, 1985), Sesayap River is representing a meander-braided transition channel. Sediment loads are large, and sand, gravel, and cobbles are a significant fraction of the bed load. These formations indicate the river flow have high-energy (Brierley and Fryirs, 2005). Fig. 3 shows the grain size of the bed load transport. The mid-channel bar is formed on riverbed dominantly (see in Fig. 1).

The growth of mid-channel bars may become an important factor in the bank erosion problem in this river. As bar head modifies flow direction in the river and changes flow pattern and velocity as shown in Photo 1.

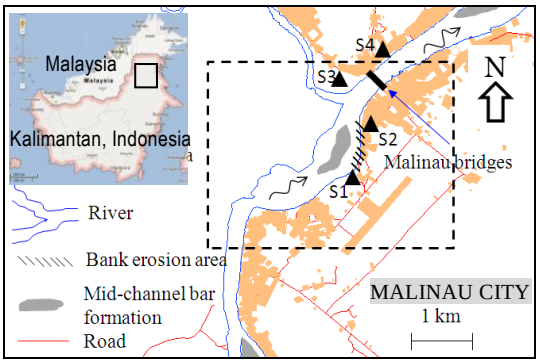


Fig. 1 Study area on Sesayap River reach in Malinau city

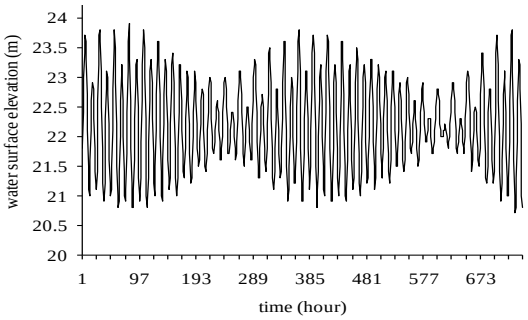


Fig. 2 Water surface elevation at downstream Sesayap River

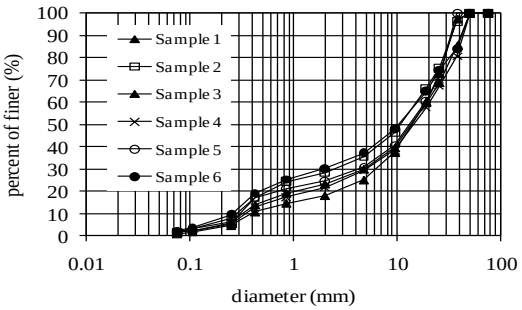


Fig. 3 Grain size of Sesayap River at Malinau

Photo 1 The head of mid-channel bars split the river flow

Photo 2 Mass failure on Sesayap riverbank

Photo 2 shows the mass failure and damages on the street. The location is near the mid channel bar (see Fig. 1). Cohesion content of the bank affects strongly on the block failure phenomena of bank (Dulal and Shimizu, 2010) and the bank erosion rate increases rapidly in case which the upper and the lower bank materials are composed of cohesive material and non-cohesive material, respectively (Takebayashi et al., 2010). Fig. 4 and Photo 3 show the typical bank stratification in study reach area. The stratification is cohesive layer lies on the non-cohesive layer. This field survey results show that the mid channel bar and bank stratification are the main factors on triggering bank erosion in this river reach.

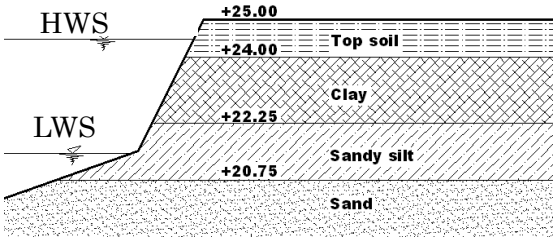


Fig. 4 Bank startification in study reach area

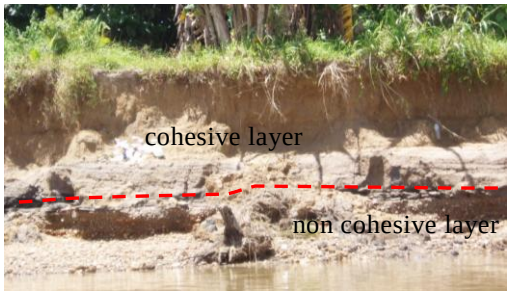


Photo 3 Stratification of Sesayap riverbank

3. Numerical Analysis

Numerical simulations for the Sesayap River are performed using the horizontal two-dimensional flow model which the equations are written in general coordinate system. To simulate the effect of the mid-channel bar dredging, the average daily discharges (Q = 434.63 m3/s) used for upstream boundary. The downstream boundary is the water surface as shown in Fig. 2 and the initial size distribution of the river bed is non-uniform as shown in Fig. 3. The calculation reach of the river is about 4.3 km long. Computation of the water flow is performed using the governing equation of the horizontal two dimensional flow averaged with depth. Relationship between Cartesian coordinate system and General coordinate system is as follows.

$$J = \frac{1}{\left(\frac{\partial x}{\partial \xi}\frac{\partial y}{\partial \eta} - \frac{\partial x}{\partial \eta}\frac{\partial y}{\partial \xi}\right)} \tag{1-1}$$

$$\frac{\partial \xi}{\partial x} = J\frac{\partial y}{\partial \eta} \tag{1-2}$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial x} = -J\frac{\partial y}{\partial \xi} \tag{1-3}$$

$$\frac{\partial \xi}{\partial y} = -J\frac{\partial x}{\partial \eta} \tag{1-4}$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial y} = J\frac{\partial x}{\partial \xi} \tag{1-5}$$

Where, ξ and η are the coordinates along the longitudinal and the transverse directions in the generalized coordinate system, respectively, x and y are the coordinates in Cartesian coordinate system. Computation of surface flow is carried out using the governing equation of the horizontal two-dimensional flow averaged with depth. The conservation of mass, i.e., inflow and outflow of mass by seepage flow, is taken into consideration as shown in the following equation (Takebayashi, 2005).

$$\Lambda\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{z}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(U\frac{h}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(V\frac{h}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(U_g\frac{h_g}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(V_g\frac{h_g}{J}\right)=0 \tag{2}$$

Where, t is the time, z is the water surface level. Surface flow depth is represented as h, seepage flow depth is h_g. U and V represent the contravariant depth averaged flow velocity on bed along ξ and η coordinates, respectively. These velocities are defined as

$$U = \frac{\partial \xi}{\partial x} u + \frac{\partial \xi}{\partial y} v \tag{3}$$

$$V = \frac{\partial \eta}{\partial x} u + \frac{\partial \eta}{\partial y} v \tag{4}$$

where, u and v represent depth averaged flow velocity on bed along x and y coordinates, respectively. U_g and V_g represent the contravariant depth averaged seepage flow velocity along ξ and η coordinates, respectively. These velocities are defined as

$$U_g = \frac{\partial \xi}{\partial x} u_g + \frac{\partial \xi}{\partial y} v_g \tag{5}$$

$$V_g = \frac{\partial \eta}{\partial x} u_g + \frac{\partial \eta}{\partial y} v_g \tag{6}$$

where, depth averaged seepage flow velocities along x and y coordinates in Cartesian coordinate system are shown as u_g, v_g, respectively. Λ is a parameter related to the porosity in the soil, wherein $\Lambda = 1$ as $z \gamma z_b$, and $\Lambda = \lambda$ as $z < z_b$, where z_b is the bed level and λ is the porosity in the soil. Seepage flow is assumed as horizontal two-dimensional saturation flow. Momentum equations of surface water are as follows.

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{hU}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(U\frac{hU}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(V\frac{hU}{J}\right)\\
&-\frac{hu}{J}\left(\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{\partial \xi}{\partial x}\right)+U\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{\partial \xi}{\partial x}\right)+V\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{\partial \xi}{\partial x}\right)\right)\\
&-\frac{hv}{J}\left(\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{\partial \xi}{\partial y}\right)+U\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{\partial \xi}{\partial y}\right)+V\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{\partial \xi}{\partial y}\right)\right)\\
&=-gh\left(\frac{1}{J}\left(\left(\frac{\partial \xi}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial \xi}{\partial y}\right)^2\right)\frac{\partial z_s}{\partial \xi}+\frac{1}{J}\left(\frac{\partial \xi}{\partial x}\frac{\partial \eta}{\partial x}+\frac{\partial \xi}{\partial y}\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)\frac{\partial z_s}{\partial \eta}\right)-\frac{\tau_{b\xi}}{\rho J}\\
&+\frac{1}{J}\left(\frac{\partial \xi}{\partial x}\right)^2\frac{\partial}{\partial \xi}(h\sigma_{xx})+\frac{1}{J}\frac{\partial \xi}{\partial x}\frac{\partial \eta}{\partial x}\frac{\partial}{\partial \eta}(h\sigma_{xx})+\frac{1}{J}\frac{\partial \xi}{\partial y}\frac{\partial \eta}{\partial x}\frac{\partial}{\partial \eta}(h\tau_{yx})+\frac{1}{J}\frac{\partial \xi}{\partial y}\frac{\partial \xi}{\partial x}\frac{\partial}{\partial \xi}(h\tau_{yx})\\
&+\frac{1}{J}\frac{\partial \xi}{\partial x}\frac{\partial \eta}{\partial y}\frac{\partial}{\partial \eta}(h\tau_{xy})+\frac{1}{J}\frac{\partial \xi}{\partial x}\frac{\partial \xi}{\partial y}\frac{\partial}{\partial \xi}(h\tau_{xy})+\frac{1}{J}\left(\frac{\partial \xi}{\partial y}\right)^2\frac{\partial}{\partial \xi}(h\sigma_{yy})+\frac{1}{J}\frac{\partial \xi}{\partial y}\frac{\partial \eta}{\partial y}\frac{\partial}{\partial \eta}(h\sigma_{yy})
\end{aligned} \tag{7}$$

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{hV}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(U\frac{hV}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(V\frac{hV}{J}\right)\\
&-\frac{hu}{J}\left(\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{\partial \eta}{\partial x}\right)+U\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{\partial \eta}{\partial x}\right)+V\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{\partial \eta}{\partial x}\right)\right)\\
&-\frac{hv}{J}\left(\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)+U\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)+V\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)\right)\\
&=-gh\left(\frac{1}{J}\left(\frac{\partial \xi}{\partial x}\frac{\partial \eta}{\partial x}+\frac{\partial \xi}{\partial y}\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)\frac{\partial z_s}{\partial \xi}+\frac{1}{J}\left(\left(\frac{\partial \eta}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)^2\right)\frac{\partial z_s}{\partial \eta}\right)-\frac{\tau_{b\eta}}{\rho J}\\
&+\frac{1}{J}\frac{\partial \eta}{\partial x}\frac{\partial \xi}{\partial x}\frac{\partial}{\partial \xi}(h\sigma_{xx})+\frac{1}{J}\left(\frac{\partial \eta}{\partial x}\right)^2\frac{\partial}{\partial \eta}(h\sigma_{xx})+\frac{1}{J}\frac{\partial \eta}{\partial y}\frac{\partial \xi}{\partial x}\frac{\partial}{\partial \xi}(h\tau_{yx})+\frac{1}{J}\frac{\partial \eta}{\partial y}\frac{\partial \eta}{\partial x}\frac{\partial}{\partial \eta}(h\tau_{yx})\\
&+\frac{1}{J}\frac{\partial \eta}{\partial x}\frac{\partial \xi}{\partial y}\frac{\partial}{\partial \xi}(h\tau_{xy})+\frac{1}{J}\frac{\partial \eta}{\partial x}\frac{\partial \eta}{\partial y}\frac{\partial}{\partial \eta}(h\tau_{xy})+\frac{1}{J}\frac{\partial \eta}{\partial y}\frac{\partial \xi}{\partial y}\frac{\partial}{\partial \xi}(h\sigma_{yy})+\frac{1}{J}\left(\frac{\partial \eta}{\partial y}\right)^2\frac{\partial}{\partial \eta}(h\sigma_{yy})
\end{aligned} \tag{8}$$

Where, g is the gravity, ρ is the water density. $\tau_{b\xi}$ and $\tau_{b\eta}$ represent the contravariant shear stress along ξ and η coordinates, respectively. These shear stresses are defined as

$$\tau_{b\xi} = \frac{\partial \xi}{\partial x}\tau_{bx} + \frac{\partial \xi}{\partial y}\tau_{by} \tag{9}$$

$$\tau_{b\eta} = \frac{\partial \eta}{\partial x}\tau_{bx} + \frac{\partial \eta}{\partial y}\tau_{by} \tag{10}$$

where, τ_x and τ_y are the shear stress along x and y coordinates, respectively as follows.

$$\tau_x = \tau_b \frac{u_b}{\sqrt{u_b^2 + v_b^2}} \tag{11}$$

$$\tau_y = \tau_b \frac{v_b}{\sqrt{u_b^2 + v_b^2}} \tag{12}$$

$$\frac{\tau_b}{\rho} = u_*^2 \tag{13}$$

$$u_*^2 = \frac{n_m^2 g}{R^{1/3}}\left(u^2 + v^2\right) \tag{14}$$

Where, u_* is the friction velocity, n_m is the Manning's roughness coefficient, R is the hydraulic radius, k_s is the roughness height. u_b and v_b represent velocity near the bed surface along x and y coordinates, respectively. Velocities near the bed are evaluated using curvature radius of streamlines as follows.

$$u_b = u_{bs}\cos\alpha_s - v_{bs}\sin\alpha_s \tag{15}$$

$$v_b = u_{bs}\sin\alpha_s + v_{bs}\cos\alpha_s \tag{16}$$

$$u_{bs} = 8.5u_* \tag{17}$$

$$v_{bs} = -N_* \frac{h}{r} u_{bs} \tag{18}$$

Where, $\alpha_s = \arctan(v/u)$, N_* is 7.0 (Engelund, 1974) and r is the curvature radius of stream lines obtained by depth integrated velocity field as follows (Shimizu and Itakura, 1991).

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{\left(u^2+v^2\right)^{3/2}}\left\{u\left(u\frac{\partial v}{\partial x} - v\frac{\partial u}{\partial x}\right) + v\left(u\frac{\partial v}{\partial y} - v\frac{\partial u}{\partial y}\right)\right\} \tag{19}$$

σ_{xx}, σ_{yy}, τ_{xy} and τ_{yx} are turbulence stresses as follows.

$$\sigma_{xx} = 2\nu \frac{\partial u}{\partial x} \tag{20}$$

$$\sigma_{yy} = 2\nu \frac{\partial v}{\partial y} \tag{21}$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \nu \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) \tag{22}$$

$$\nu = \frac{\kappa}{6} u_* h \tag{23}$$

Where, ν is the coefficient of kinematics eddy viscosity, κ is the Karman constant, k_t is the depth-averaged turbulence kinetic energy (Takebayashi, 2005).

$$u_g = -k_{gx} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial z_b}{\partial \xi} + \frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right) \tag{24}$$

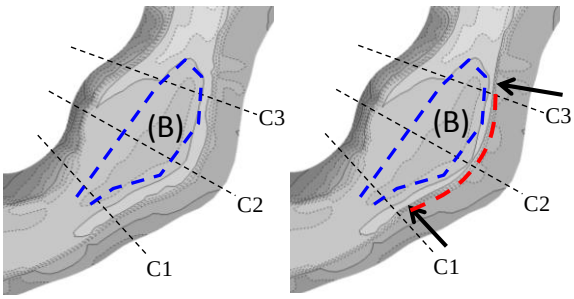
$$v_g = -k_{gy} \left(\frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial z_b}{\partial \xi} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right) \tag{25}$$

Where, k_{gx} and k_{gy} is the coefficient of permeability along the longitudinal and the transverse directions, respectively. When the water depth of surface flow becomes less than the mean diameter of the bed material, the surface flow is computed only in consideration of the pressure term and bed shear stress term in the momentum equation of surface flow (Nagata, 1999).

4. Results and Discussions

Flow pattern and deformation of the bed near the bank toe as important parameters on triggered the initial bank erosion process (Simon et al., 2000). The flow pattern and the deformation of bed near the bank, especially during low stages are discussed. This condition may produce high energy due to the different water level between upstream and downstream.

Simulation cases are Case 1a, Case 1d, Case 2a and Case 2d. Case 1a is the original condition. The bed geometry of the original condition is measured in 2008. Case 1d is the simulation considering the dredging of the mid channel bar. The bed material higher than +21.00 m is removed in Case 1d. Case 2a is the simulation considering the structure of preventing bank erosion. In this case, the revetment is installed along the bank, where the bank was collapsed. Case 2d is the simulation considering combination methods in Case 1d and Case 2a. The dredging location is shown in Fig. 5 at B area. The location of revetment is shown in Fig. 5 (b) indicated by two arrows at the start and end point. Bed deformations near the bank toe are investigated at cross section C3 as shown in Fig. 5.



(a) (b)

Fig. 5 Topography of the study reach used for the simulations

Fig. 6, 7, 8 and 9 show the horizontal distributions of velocity vector under the lowest water surface level condition at the downstream area. The small size of the vector indicates the low velocity and the big size indicates the high velocity.

In Case 1a (see Fig. 6), the flow divided into two parts by the presence of the mid channel bar and produce high and convergence velocity at lee area (the downstream of the bar which is indicated by the blue circle). This may become a strong reason that bank erosion occurred there. However, after the mid channel bar was dredged (see Fig. 7, Case 1d), the flow velocity in this area decreases significantly. This means that the dredging method can control the flow velocity near the bank. In Fig. 8, the flow velocity around lee area still has high magnitude. And also tend to increase the flow velocity at the opposite side as indicated by the red circle. In this area, the flow velocity will decrease significantly after the dredging of the mid channel bar (see Fig. 9). These results show that the horizontal distribution of velocity on Case 2a and Case 2d are similar. Its means that the revetment seems unnecessary as a countermeasure of the bank erosion problem in this river each.

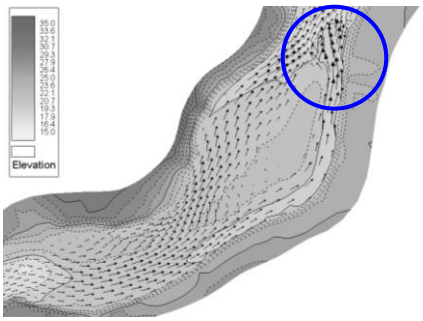


Fig. 6 Horizontal distribution of flow velocity in Case 1a

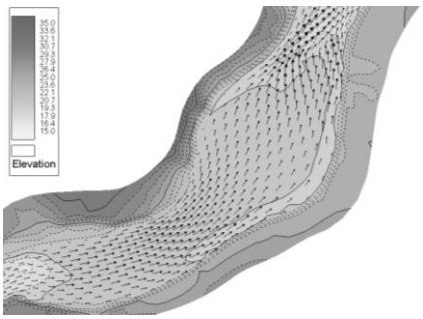


Fig. 7 Horizontal distribution of flow velocity in Case 1d

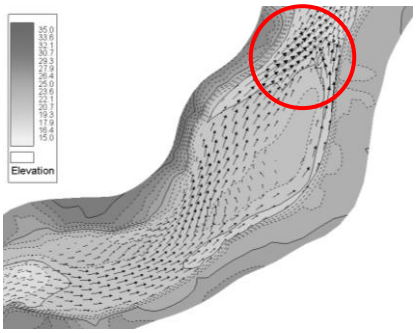


Fig. 8 Horizontal distribution of flow velocity in Case 2a

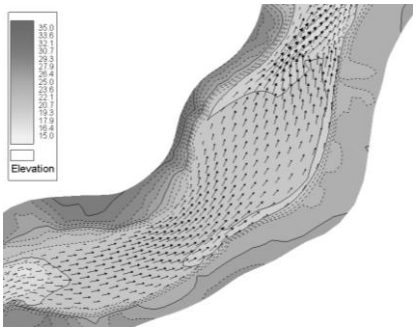


Fig. 9 Horizontal distribution of flow velocity in Case 2d

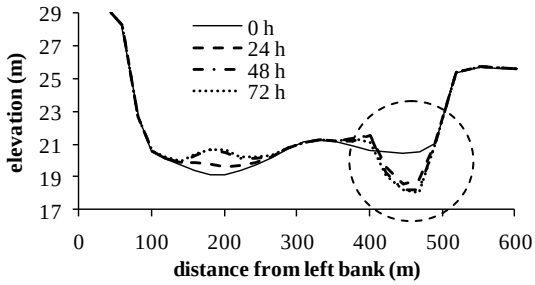


Fig. 10 Cross section profile C3 in Case 1a

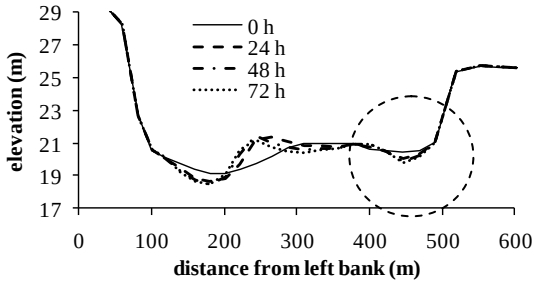


Fig. 11 Cross section profile C3 in Case 1d

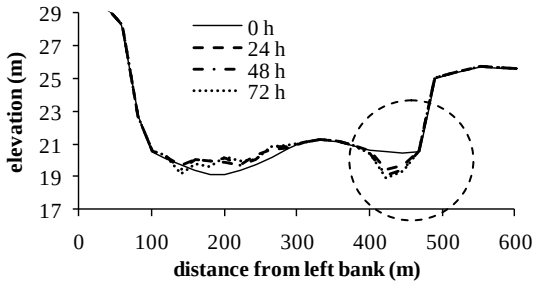


Fig. 12 Cross section profile C3 in Case 2a

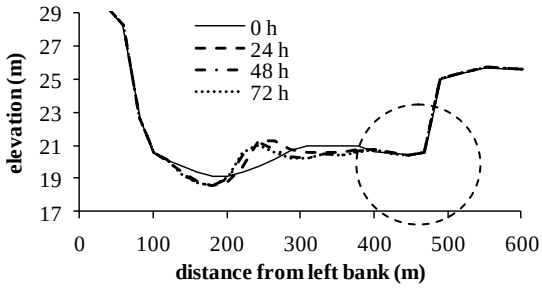


Fig. 13 Cross section profile C3 in Case 2d

Furthermore, the effect of the dredging and installing revetment will be discussed considering on the erosion rate at the bank toe. Fig. 10, 11, 12 and 13 is the cross section at C3 for Case 1a, Case 1d, Case 2a and Case 2d, respectively. In Case 1a, the bed near the bank toe (at right bank) was eroded more. By the dredging of the mid channel bar in

Case 1d, the bed degradation is reduced significantly. In Case 2a, the bed degradations still occur more in spite of the installation of revetment. Its means that after installing the revetment, the bed degradations near the bank toe still occurs, and will affect on the stability of the structure. However, after dredging of the mid channel bar (Case 2d), the bed degradation reduces significantly. This condition is similar with Case 1a. By considering the cost of the structure of revetment, it seems that this structure is not unnecessary.

5. Conclusions

The horizontal two-dimensional bed deformation analysis is applied to the Sesayap River. Furthermore, the advantage of the dredging is discussed. The dredging of the mid channel bar is the appropriate choice for the countermeasure of the bank erosion problem in Sesayap River reach at Malinau, when the financial efficiency, bed degradation along both banks and the horizontal distribution of velocity in the lee area are considered.

Acknowledgements

Many thanks are given to Prof. Djoko Legono, Dr. Faisal Fathani, Ir. Suyitno, MT., Mr. Ade and all members of the Hydraulics Studio of Gadjah Mada University that given to the author encouragement and gratefully support during the field survey in Sesayap River. Many thanks also are given to Malinau Distric Government.

References

Thorne, C.R. (1991): Bank Erosion and Meander Migration of The Red and Mississippi Rivers, USA, Proceedings of the Vienna Symposium, IAHS, Publ. no. 201.

Schumm S.A. (1985): Patterns of Alluvial Rivers, Ann. Rev. Earth Planet. Sci., Vol. 13, pp. 5-27.

Brierly G.J., and Fryirs K.A. (2005): Geomorphology and River Management, Application of the River Styles Framework, Blackwell Publishing.

Dulal K.P., and Shimizu Y (2010): Experimental Simulation of Meandering in Clay Mixed Sediment, Journal of Hydro-environment Research, Vol. 20, pp. 1-15.

Takebayashi H, Fujita M, and Harsanto P. (2010): Numerical Analysis of Bank Erosion Process Along Banks Composed of Both Cohesive and Non-Cohesive Layers, International Workshop on Multimodal Sediment Disasters Triggered by Heavy Rainfall and Earthquake and the Countermeasures, Vol. 1.

Takebayashi, H. (2005): River Configuration in Middle-Lower Reach of River Basin, Journal of Japan Society of Fluid Mechanics, Vol. 24, pp. 27-36.

Engelund, F. (1974): Flow and Bed Topography in Channel Bends, Journal of Hydraulic Div., ASCE, Vol. 100, No. HY11.

Shimizu,Y. and Itakura,T. (1991): Calculation of Flow and Bed Deformation with a General Non-Orthogonal Coordinate System, Proc. of XXIV IAHR Congress, Spain, C-2, pp.41-48.

Nagata, N. (1999): Numerical Analysis of the 2-Dimensional Unsteady Flow Using a Generalized Coordinate System, The Lecture Collection on the Computer Use in Hydraulic Engineering, The Japan Society of Civil Engineers, pp. 51 – 76.

Simon A., Curini A., Darby S.E., and Langendoen E.J. (2000): Bank and near-bank processes in an incised channel, Geomorphology, Vol. 35, pp. 193-217.

(Received June 7, 2012)

セサヤップ川における河岸浸食対策に関する数値解析

Puji HARSANTO[(1)]・竹林洋史・藤田正治

[(1)]京都大学大学院工学研究科

要　旨

本稿は，河川域における平面二次元の流れと河床変動特性を考慮した河岸浸食対策法について扱っている．数値解析では，一般座標系で記述しされた平面二次元河床変動解析の基礎方程式を用いて行われた．河川領域内の中州の存在は，河岸浸食を発生させる一つの要因となっていることが解析結果より明らかとなった．また，適度な中州の掘削によって河岸浸食が抑制されることが明らかとなった．さらに，護岸の建設は対象とした河岸を守ることは可能であるが，対岸への流れを速やかにするため，対岸での河岸付近の局所洗掘を助長する場合がある．

キーワード:河岸浸食，中州，数値解析，河床変動

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

固定床上に設置された水制周辺の流砂特性

久加朋子(1)・竹林洋史・藤田正治

(1)京都大学大学院工学研究科

要　旨

水制工はその周りに局所洗掘や土砂の堆積を促すため，単調化した河川環境を修復する手法の一つとして注目されている。本研究では，水制のこうした機能が固定床化の進行した河川環境の修復にも有効であるかを評価するため，水理実験と数値解析から水制周りの流れ，流砂・河床変動特性を再現した。この結果，固定床上に設置された水制は移動床上の水制と異なり，その下流域に殆ど土砂を堆積させなかった。これは，固定床では水制周りが局所洗掘されず，水制上流域に無次元限界掃流力以下の領域が広く形成されるためである。流砂は水制上流域で対岸側へと流向を変え，水制周辺まで到達しない。このため，水制周辺には流砂を水制下流域へと輸送する方向の流れが形成されるものの，土砂は堆積しないといえる。ただし数値解析では，流れの非定常性を考慮すると流砂の輸送方向が変わるため，水制間の土砂交換が促される可能性も示された。

キーワード：固定床，水制，掃流砂，河床変動

1. はじめに

今日，水制工は河川生態系の修復技術の一つとして注目されている。これは，河川改修によって単調化した河道内物理環境を改善する手法として，水制による局所洗掘や流れの偏向，あるいはその下流域に土砂の堆積地形を形成する特性が多様な流れ場を形成するものと期待されるためである。事実，水制のこうした特性をいかした河川生態系の修復事例は世界的に実施されており，水制周りに魚類の種類数，個体数，幼魚数が増加するなどの効果が報告されている（Hartman and Titus，2010；Radspinner，2010；Shields，1995など）。

ところで，このような水制がもつ多様な環境を創出する機能は主に移動床河川に関する報告である。都市域や農村地域には河床に十分に土砂の堆積しない固定床化の進行した河川が多数存在するが，こうした固定床河川における河道内物理環境を改善する手法は殆ど明らかとされていない。そこで，固定床河川に上述した水制の特性を適応することが可能であれば，固定床化した河道の一部に土砂を堆積させ，多様な水生動物の生息場所を再生させるきっかけとなると考えられる。

固定床河川は河床が洗掘されないため，水制周りの流れ構造は移動床河川の場合と異なるはずである。同時に，流れ構造の違いに伴って流砂の輸送特性および河床変動特性なども異なっていると予想される。しかしながら，水制を有する流れ場の既存報告は多数存在するもののそれらは水理実験にて水制周りの流れ場のみを扱ったもの（池田ら，2000など），移動床上の水制周りの洗掘を扱ったもの（福岡ら，1998など），あるいは実河川の調査報告（武藤ら，2005など)が大半で，固定床上に設置された水制による浮遊砂（谷ら，2010；木村ら1998)，掃流砂の補足や河床変動特性に関する研究報告は殆ど存在しない（久加ら，2011）。

そこで本研究では，固定床化した河道の一部に土砂を堆積させる方法として，水制の有効性の検討を水理実験と数値解析から行なった。はじめの水理実験では，固定床上に水制を設置して上流から給砂を行い，その後，水制下流域に形成される土砂の堆積形状を把握した。ついで，数値解析にて固定床上に設置した単一水制周りの流れ構造を定常給水・非定常給水条件で再現し，水制周りの流れ，流砂・河床変動特性をより詳細に把握した。

2. 固定床，移動床上の水制による流砂の補足特性

(1) 実験方法

実験水路をFig.1に示す。水路は全長5m，幅0.2m，勾配0.003の長方形矩形水路を用い，水路底にベニヤ板を敷いて固定床とした。移動床の実験を行う際には固定床の一部をはずし，そこに土砂（d_m=0.00053）を敷き詰めた（Fig.1）。水制はベニヤ板で作成した不透過型である。水制サイズは横断方向の水制長0.03m，流下方向の水制幅を0.015m，水制高を0.015mとした。

水制は連続した群水制が続くことを想定して水路右岸に3基，水路左岸に1基を上流から順に設置した（Fig.1）。いずれの実験も，再上流に設置した水制の位置は水路上流端より2.2mの地点とした。また，給砂投入点は水路上流端より2.0mの地点に統一した。

実験の水理条件をTable1に，実験ケースをTable 2に示す。実験に用いた水制は，通水時に全て越流する高さとなっている。CaseFS-1～CaseFS-4は固定床，CaseMS-1は移動床である。CaseFS-1～CaseFS-4は水制間隔（D）／水制長比（L）による砂礫（掃流砂）の捕捉特性の違いを検討するもので，水制長を0.03mに統一し，水制間隔のみ変化させている。CaseMS-1は固定床の場合との砂礫（掃流砂）の捕捉特性の違いを検討するもので，CaseFS-3と同じ水制配置，粒径としている。固定床実験であるCaseFS-1～CaseFS-4には，十分な土砂供給量を想定して芦田・道上式（芦田・道上，1991）による平衡流砂量の約10倍の給砂量を与えた。給砂材料は平均粒径0.95mmと0.53mmの一様砂である。どちらも移動床における移動限界掃流力付近の粒径であるが，固定床上では水制の無い領域で留まることなく輸送された。一方，移動床実験であるCaseMS-1は水制周りのみ洗掘され

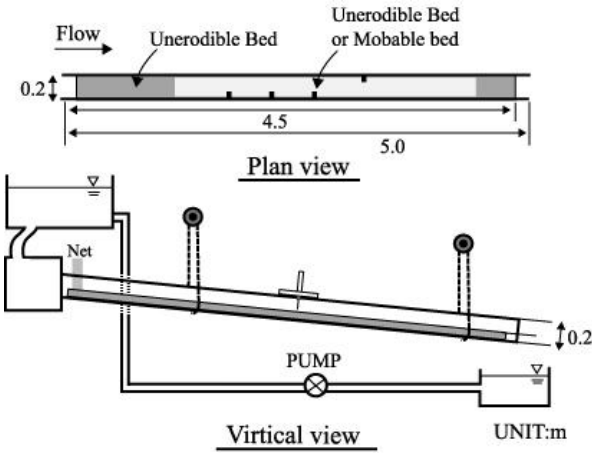


Fig.1 Experimental Flume

Table1 Hydraulic conditions in the expeiment

Parameter			
Bed slope i_e	0.003	$BI^{0.2}/H_0$	3.11
Water discharge Q (m^3/s)	0.00125	Water discharge H (m/s)	0.020
Grain size d_m(m)	0.00095	Critical shear velocity u_{*c}(m/s)	0.0228
Grain sized_m (m)	0.00053	Critical shear velocity u_{*c}(m/s)	0.0175

Table2Experimental cases

Case	Interval length between spur dikes (m)	D /L	Grain size d_m (m)	Sediment discharge (g/min.)
FS-1	0.06	2.0	0.00095	16
FS-2			0.00053	20
FS-3	0.12	4.0	0.00095	16
FS-4			0.00053	20
MS-1	0.12	4.0	0.00095	0

る静的平衡状態であったため，上流からの給砂は行なっていない。実験終了後，水制下流域における掃流砂の捕捉効果を確認した。

(2) 実験結果と考察

移動床上に水制を設置したCaseMS-1の河床の様子（実験開始から20分後）をPhoto1に示す。Photo1より，水制上流域に局所洗掘が，水制下流域に土砂の堆積域が形成されていることがわかる。一方，固定床上に水制を設置し，上流から給砂したCaseFS-1～CaseFS-4では，全ての実験で掃流砂が水制間に捕捉されなかった。つまり，移動床上に設置した水制と異なり，固定床上の水制はその下流域に土砂の堆積地形を創出しなかったのである。これは，上流から輸送されてきたほぼ全ての掃流砂が，最上流に位置する水制の水はね効果によって対岸側へと運ばれ，水制周辺まで到達しなかったためである。

ここで固定床上に設置した水制周りの流れと流砂の輸送状況をPhoto2から説明する（ここでは，確認

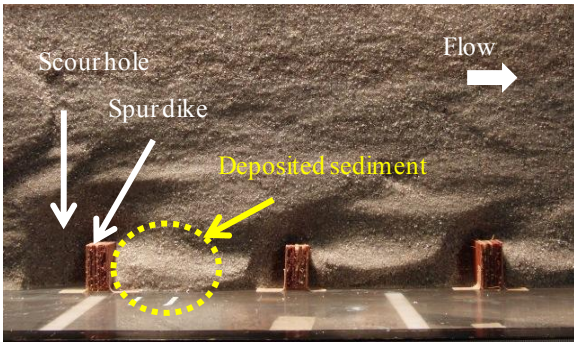


Photo1 Bed validation of CaseMS-1

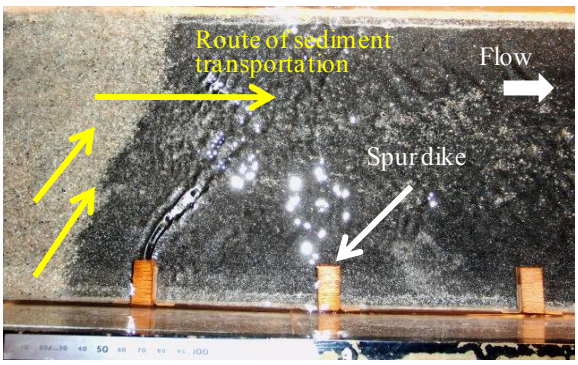


Photo2 Flow and route of sedimetn transportatioin around spur dikes on rigid bed

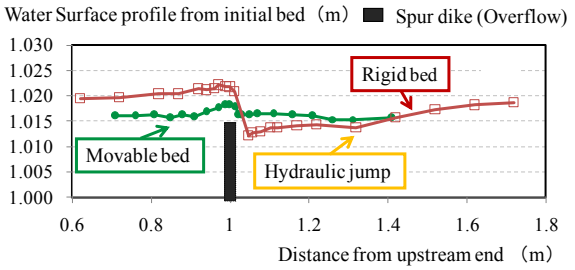


Fig.2 Water surface profile from initial bed (measurment points are 0.02m distance from right wall of experimental flume)

しやすい様に実験より多めの土砂を与えている）。Photo2より，最上流部の水制に強い水はね効果が生じていることが確認できる。流砂は水制付近に到達するまで直線的に流れるが，その後，水路右岸側にある最上流部の水制上流域にてその流向を水路左岸側（対岸側）へと急変させた。これらの流砂は流れの水はね領域より上流側で一度停止し，この領域を超えた後，Photo2の矢印上を留まることなく跳躍・転動形態で下流端まで輸送された。

次に水制を１基のみ残し，水路右岸から0.02mの縦断面における水位の縦断変化を調べた結果をFig.2に示す。ここでは，固定床（CaseFS-3）と移動床（CaseMS-1）を比較している。Fig.2より，水制周りに局所洗掘が生じる移動床と，局所洗掘が生じない固定床とでは，水制前後の水位の縦断変化が大きく異なることがわかる。固定床では水制前後の水位差が移動床の場合よりもかなり大きい。一方，移動床では水制前後の水位差は小さく，水制下流域に跳水現象もみられなかった。これは移動床の場合，流砂の移動方向に沿った流砂の空間分布がほぼなくなるまで河床洗掘が生じるため，水制周りの水深の増大に伴う流速低下が生じ，水制前後の水位差が小さくなるものと考えられる。一方，固定床上に設置された水制の場合，その上流域に強い圧力上昇が生じるため，移動床実験よりも水制による強い水はね効果が働いているものと推察される。その結果，上述の実験で示されたように，固定床上を流れる流砂は水制周辺まで到達するまえに対岸側へと流向を変えたと考えられる。

このことから固定床河川に設置された水制は，移動床河川に設置された水制と異なり，上流から流れてくるある程度粒径の大きな掃流砂を水制間へと捕捉し，水制下流域に土砂の堆積地形を創出する機能をほとんど持たないと推察される。そこで次に，数値解析にて固定床上に設置した単一水制周りの流れ構造を定常給水と非定常給水条件ごとに再現し，流れ，流砂の輸送特性および河床変動特性に関する検討を行った。

3. 固定床上の水制周りの流れ，流砂・河床変動特性

(1) 数値解析法

流れの計算には，水深平均された以下の平面2次元浅水流方程式を用いる。

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

$$\frac{\partial (hu)}{\partial t}+\frac{\partial (hu^2)}{\partial x}+\frac{\partial (huv)}{\partial y}=-gh\left(\frac{\partial z_b}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial x}\right)$$
$$-\frac{\tau_{bx}}{\rho}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\nu_t\frac{\partial (hu)}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\nu_t\frac{\partial (hu)}{\partial y}\right) \tag{2-1}$$

$$\frac{\partial (hv)}{\partial t}+\frac{\partial (huv)}{\partial x}+\frac{\partial (hv^2)}{\partial y}=-gh\left(\frac{\partial z_b}{\partial y}+\frac{\partial h}{\partial y}\right)$$
$$-\frac{\tau_{by}}{\rho}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\nu_t\frac{\partial (hv)}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\nu_t\frac{\partial (hv)}{\partial y}\right) \tag{2-2}$$

ここに，x，yは流下方向，横断方向軸，u，vはx，y方向の水深平均流速，hは水深，gは重力加速度，ρは水の密度である。τ_{bx}, τ_{by}は，x，y方向の河床せん断力であり（3-1）式，（3-2）式で表される。また，ν_tは乱流拡散係数で（5）式で表される。

$$\frac{\tau_{bx}}{\rho}=C_f u\sqrt{u^2+v^2} \tag{3-1}$$

$$\frac{\tau_{by}}{\rho}=C_f v\sqrt{u^2+v^2} \tag{3-2}$$

C_fは対数型抵抗則を用いて以下のように表される。

$$C_f=\frac{1}{(6.0+2.5\ln(h/k_s))} \tag{4}$$

ここに，k_sは相当粗度，dは河床材料の粒径である。

$$\nu_t = \frac{\kappa}{6} u_* h \tag{5}$$

ここに，κはカルマン定数（=0.4），u_*は対数型抵抗則から求めた摩擦速度である。

これら2次元浅水流方程式の差分にはMacCormack差分法を適用する。運動方程式（2-1）式と（2-2）式には人工粘性係数としてCausionモデルのTVD項を付加している。

河床周辺の流速u_bとv_bは，流線の曲率より以下のように表される。

$$u_{bs} = 8.5\ u_* \tag{6}$$

$$v_{bs} = -N_* \frac{h}{r} u_{bs} \tag{7}$$

$$u_b = u_{bs}\cos\alpha_s - v_{bs}\sin\alpha_s \tag{8-1}$$

$$v_b = u_{bs}\sin\alpha_s + v_{bs}\cos\alpha_s \tag{8-2}$$

ここに，α_s=arctan(v/u)であり，x軸からの流速の流向角を表す。N_*はEngelund（1974）と同様に7とする。rは流線の曲率であり（10）式で表される（清水・西本1992）。

$$r = \frac{1}{\left(u^2+v^2\right)^{3/2}}\left\{u\left(u\frac{\partial v}{\partial x} - v\frac{\partial u}{\partial x}\right) + v\left(u\frac{\partial v}{\partial y} - v\frac{\partial u}{\partial y}\right)\right\} \tag{9}$$

流砂は掃流砂のみとし，流砂量の算定には芦田・道上式（芦田・道上，1972）に河床の局所勾配が流砂量に及ぼす影響を考慮した芦田・江頭・劉（1992）の式を用いる。ただし，固定床上の流砂量を計算する必要があるため，以下のように固定床上に存在する土砂量をパラメータにした，土砂の存在率R_bを流砂量式に乗じている。なお，土砂は一様砂として扱う。

$$q_b = 17\sqrt{\mathrm{sgd}^3}\,\tau_{*\mathrm{e}}^{\,3/2}\left(1 - K_c\frac{\tau_{*\mathrm{c}}}{\tau_*}\right)\left(1 - \sqrt{K_c\frac{\tau_{*\mathrm{c}}}{\tau_*}}\right)R_b \tag{10}$$

ここに，sは砂粒の水中比重（＝ρ_s/ (ρ-1)），ρ_sは砂粒子の密度，τ_{*e}は粒径dに対する有効無次元掃流力，τ_*は粒径dに対する無次元掃流力，τ_{*c}は粒径dに対する無次元限界掃流力で岩垣式（1956）より求める。K_cは河床勾配および流向の影響を考慮する係数であり，芦田・江頭・劉（1992）より（12）式で表される。

$$K_c = 1 + \frac{1}{\mu_s}\left(1+\frac{1}{s}\right)\cos\alpha\frac{\partial z_b}{\partial x} + \sin\alpha\frac{\partial z_b}{\partial y} \tag{11}$$

ここに，α=arctan(v_b/u_b)であり，x軸からの河床周辺流速の流向角を表す。μ_s（≒0.795）は砂の静止摩擦係数である。$\partial z_b/\partial x$，$\partial z_b/\partial y$は，河床周辺流速の流向に対する局所河床勾配である。

縦・横断方向の流砂量の算定には，河床周辺流速の流向および河床勾配を考慮した芦田・江頭・劉（1992）の方法を用いて求める。

$$q_{by} = q_{bx}\tan\beta_k \tag{12-1}$$

$$q_{bx} = q_b\frac{1}{\sqrt{\cos^2\theta_x + \cos^2\theta_y\tan^2\beta_k + A}} \tag{12-2}$$

$$A = 0.5\sin 2\theta_x \sin 2\theta_y \tan\beta_k \tag{12-3}$$

ここに，θ_xとθ_yはそれぞれ河床のx，y方向の傾斜角である。β_kは流砂方向とx軸とのなす角であり，以下の式で表される。

$$\tan\beta_k = \frac{\sin\alpha - \Pi\Theta_y\dfrac{\tau_{*c}}{\tau_*}\tan\theta_y}{\cos\alpha - \Pi\Theta_x\dfrac{\tau_{*c}}{\tau_*}\tan\theta_x} \tag{13}$$

$$\Pi = K_t + \frac{1}{\mu_s} \tag{14}$$

$$\Theta_y = \frac{1}{1+\tan^2\theta_x + \tan^2\theta_y} \tag{15-1}$$

$$\Theta_x = \Theta_y + \frac{\cos^2\theta_x}{s} \tag{15-2}$$

ここに，K_t（≒0.85）は砂礫に働く抗力と浮力の比（芦田・江頭・劉，1992）である。

R_bは交換層厚さに関する関数で，Luu・Egashira・Takebayashi（2004）より以下の式で表される。

$$R_b = 1 \qquad ,\ E_{sd} \geq E_{se}\frac{c_s}{(1-\lambda)} \tag{16-1}$$

$$R_b = \frac{E_s}{E_{se}} \qquad ,\ E_{sd} \leq E_{se}\frac{c_s}{(1-\lambda)} \tag{16-2}$$

ここに，E_{se}は平衡掃流砂層厚さであり，Egashira and Ashida (1992)より（18）式で表される。E_sは掃流砂層厚さであり，Luu・Egashira・Takebayashi（2004）より（19-1）式，（19-2）式で表される。E_{sd}は河床の堆積層厚さと掃流砂層厚さの合計値である。

$$\frac{E_{se}}{d} = \frac{1}{c_s\cos\theta(\tan\phi - \tan\theta)}\tau_* \tag{17}$$

$$E_s = E_{se} \qquad ,\ E_{sd} \geq E_{se}\frac{c_s}{(1-\lambda)} \tag{18-1}$$

$$E_s = E_{sd} \qquad ,\ E_{sd} \leq E_{se}\frac{c_s}{(1-\lambda)} \tag{18-2}$$

ここに，c_s（≒0.26）は鉛直平均の掃流砂の濃度の近似値である（Egashira and Ashida，1992）。tanφ（≒0.795）は砂の内部摩擦角である。θは流砂の輸送方向の局所河床勾配であり，以下の式で表される。

Table3 Hydraulic condition in the numerical simulation

Case	Water discharge Q (m³/s)	Grain size d_m (m)
F-1	0.00125	0.00053
F-2	0.0025	0.00053
F-3	0～0.0025	0.00053
F-4	0.00125	0.00020

$$\theta = \arcsin\left(\cos\beta_k \sin\theta_x + \sin\beta_k \sin\theta_y\right) \quad (19)$$

河床位方程式は，固定床上を流れる流砂を扱うため，Luu・Egashira・Takebayashi（2004）による以下の掃流砂層モデルを用いている。

$$c_s \frac{\partial E_s}{\partial t} + (1-\lambda)\frac{\partial z_b}{\partial t} + \sum\left(\frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y}\right) = 0$$

$$, \quad E_{sd}^n \geq E_{se}^n \frac{c_s}{(1-\lambda)} \quad (20\text{-}1)$$

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = 0$$

$$c_s \frac{\partial E_s}{\partial t} + \sum\left(\frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y}\right) = 0$$

$$, \quad E_{sd}^n \leq E_{se}^n \frac{c_s}{(1-\lambda)} \quad (20\text{-}2)$$

河床位方程式の空間微分の差分法は，風上差分とする。また，時間微分については，後退差分とする。

(2) 解析条件

数値解析の計算領域は，長さ2m，幅0.2m，勾配0.003の固定側岸を有した直線矩形水路とする。初期河床形状は平坦とし，水制１基を上流から1mの地点の右岸側に設置している。水制サイズは，横断方向の水制長0.03m，流下方向の水制幅0.015m，水制高さ0.1mの非越流型である。上流境界からの流砂量は，芦田道上式から求まる平衡流砂量の1/3とした。なお，流砂量が上述の実験と異なるが，ここでは流砂の輸送特性を確認することを目的しており特に問題はないとしている。

Table3に解析条件を示す。CaseF-1は上述の水路実験と同様の水理条件を与えたものである。CaseF-2は，CaseF-1の2倍の流量を供給し，流量の増加による水制周りの流砂特性の違いを検討するものである。CaseF-3は，流れの非定常性が水制周りの流砂特性に与える影響を検討するものであり，Fig.3に示すハイドログラフを与えている。Case F-4は河床材料の粒径が水制周りの流砂特性に与える影響を検討するものであり，Case F-2よりも細かい粒径の土砂を給砂している。

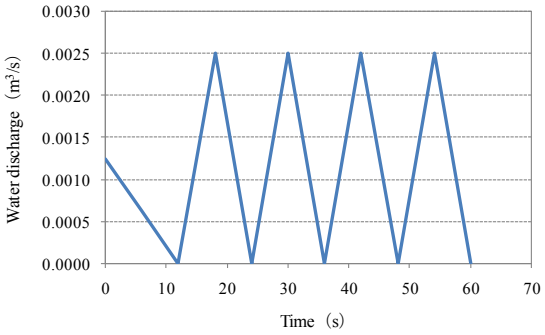


Fig.3 Water discharge of CaseF-3 (Unsteady flow)

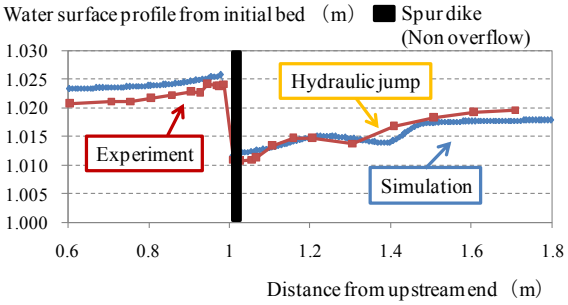


Fig4. Water surface profiles from initial bed compared with experimental test and numerical simulation

(3) 計算結果と考察

(a) 固定床上に設置された水制周りの流砂特性

Fig.4は，右岸から0.02mの縦断面における水位の縦断変化を実験と数値解析で比較したものある。Fig.5は非越流水制周りの水面形の鳥瞰図である。Fig.4より，数値解析の方が水制上流域の水位がやや高いとともに，水制下流域の跳水も実験より下流側に位置しているが，水面形の縦断変化特性は大まかに表現できており，解析精度はここで行う検討に対して十分と判断できる。

Fig.6（a）にCase F-1の解析で得られた，流砂存在領域（白）と流砂が存在しない領域（黒）の平面分布を示す。また，Fig.6（b）に河床周辺の流速ベクトル，無次元限界掃流力以上の領域（白）と無次元限界掃流力以下の領域（灰）の平面分布を示す。ここでは，長時間給砂中に流砂がわずかでも存在していれば流砂存在領域（白）と判断している。Fig.6（a）より，水制周辺の広い範囲で流砂が存在せず，水制を有する断面は流砂が左岸側に偏っていることがわかる。これは，上述の水路実験と同じ結果であるが，水制周辺の流れの特性が大きく起因している。Fig.6（b）より，水制上流域には無次元限界掃流力以下の領域が広がることがわかる。そのため，上流からの流砂はFig.6（b）の破線で示されるように水制を大きく迂回し，Fig.6（b）の破線で囲まれた領域には流れ込まない。つまり，この破線で囲まれた領域には，

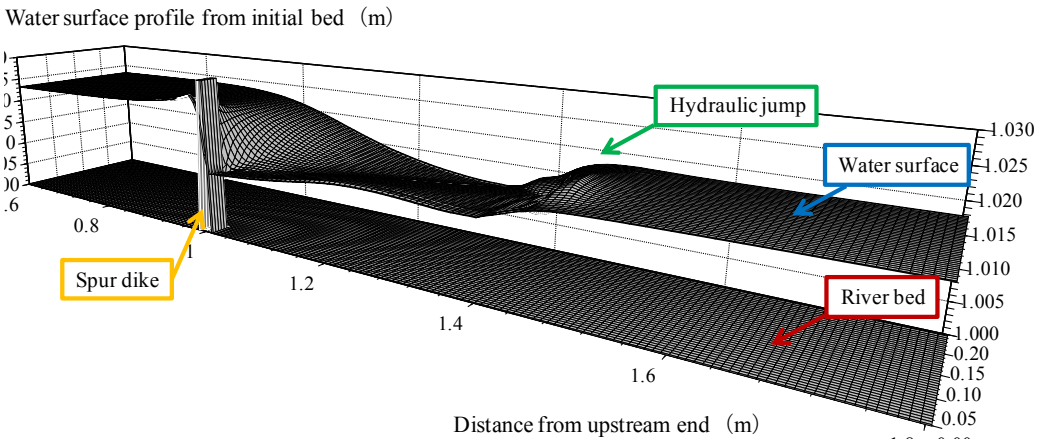


Fig.5 Water surface profile of CaseF-1

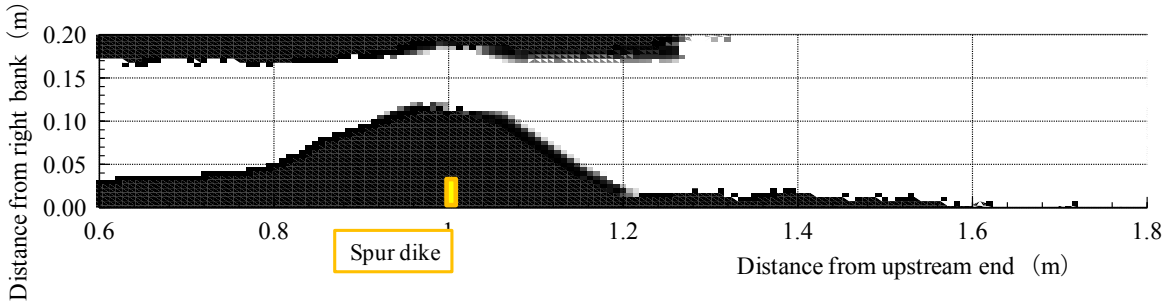


Fig.6（a） Plan view of sediment transportation around spur dike of CaseF-1.
White Area: Route of sediment transportation, Black Area: No sediment region

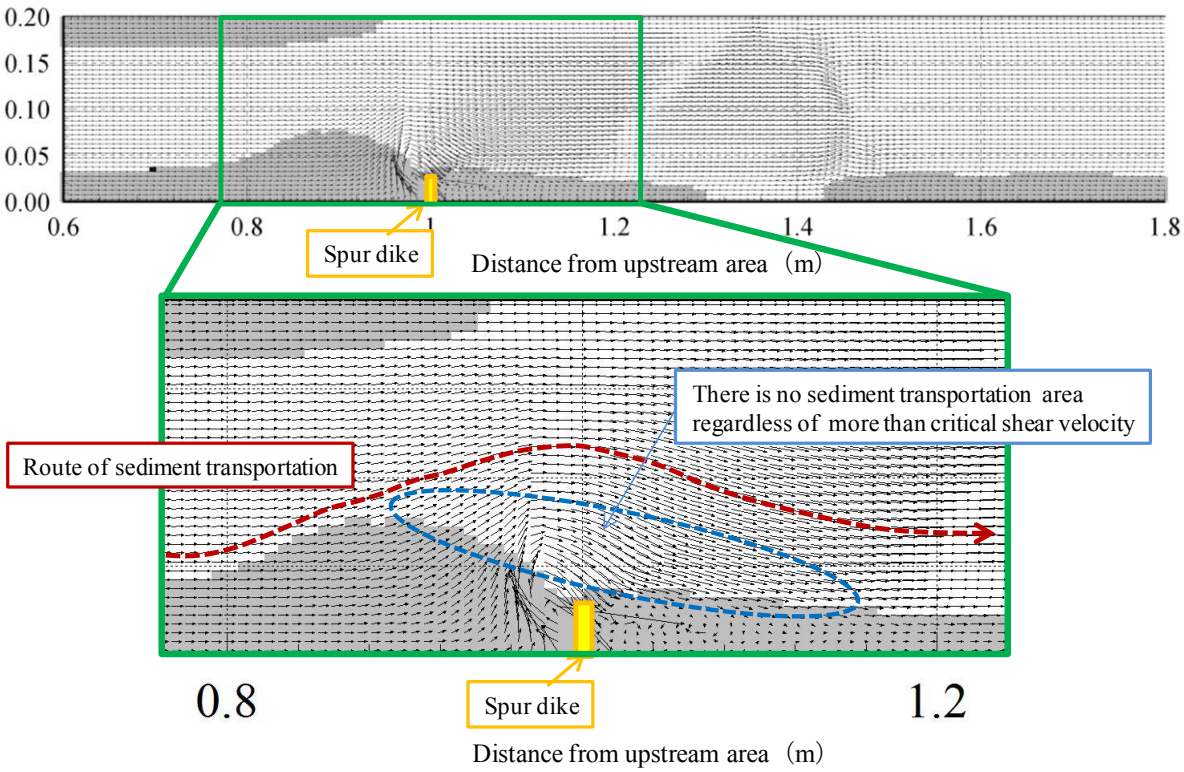


Fig.6（b） Plan view of flow velocity near the flume bed around spur dike of CaseF-1.
White Area: Area of more than critical shear velocity, Black Area: Area of less than critical shear velocity

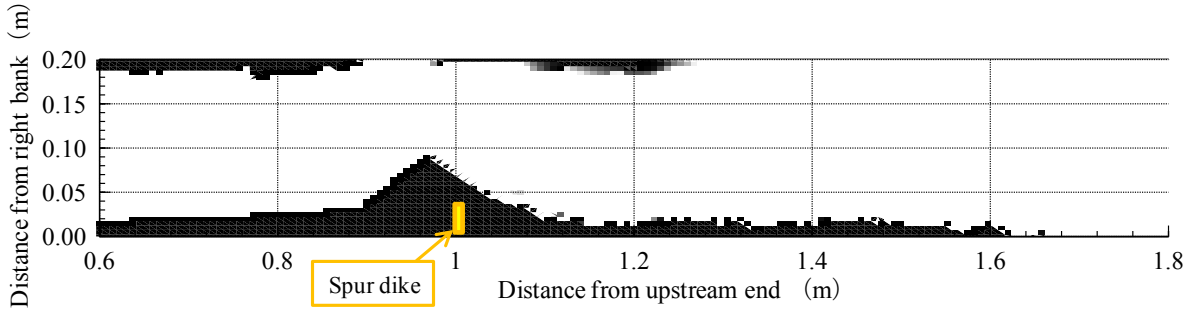


Fig.7 Plan view of sediment transportation around spur dike of CaseF-2 (Steady flow).
White Area: Route of sediment transportation, Black Area: No sediment region

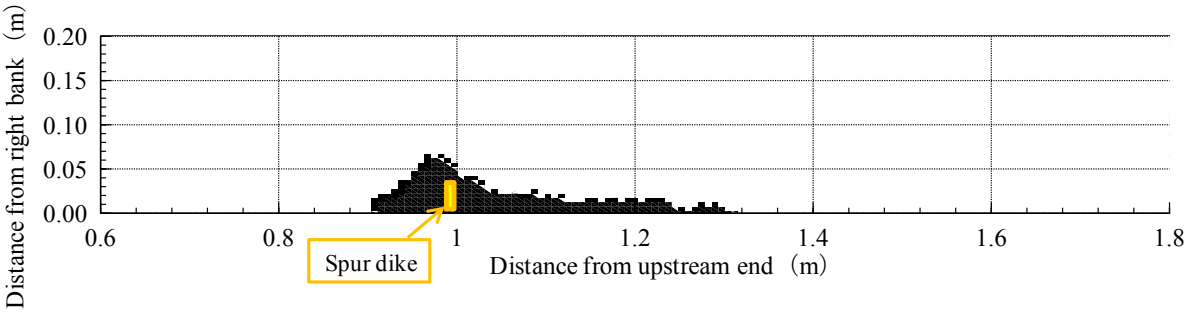


Fig.8 Plan view of sediment transportation around spur dike of CaseF-3 (Unsteady flow).
White Area: Route of sediment transportation, Black Area: No sediment region

流砂を水制下流域へと輸送する方向の無次元限界掃流力を越えた流れが形成されているものの，そもそも水制周辺まで到達する流砂が存在しないために土砂の堆積が促されないといえる。この点が，移動床と固定床に設置された水制周りの流砂特性の大きな違いである。移動床では，水制の下流域に多くの土砂の堆積が見られるが，これは水制先端（主流側）の周辺が局所洗掘され，その砂礫が水制下流域に運ばれて堆積したものである（水谷，2010；Duan，2010など）。

つまり，固定床では局所洗掘が形成されないために水制上流域に限界掃流力以下の領域が広範囲で形成され，水制下流域へと堆積するための土砂が水制周辺まで流れこまないといえる。このため定常給水条件の場合，上流から流れてきた掃流砂は水制周辺を迂回して流れ，通過，もしくは他の領域に堆積することになる。

(b) 非定常場における水制周りの流砂特性

次に，流れの非定常性が水制周りの流砂特性に与える影響を検討するが，その前に，Fig.3のピーク流量に相当する0.0025 m^3/s（Case F-1の2倍の流量）を流したCase F-2について検討する。Fig.7にCase F-2の流砂存在領域（白）と流砂が存在しない領域（黒）の平面分布を示す。流量が2倍になったため，当然ながら流砂存在領域（白）が増えている。

Fig.8に非定常の給水条件を用いたCase F-3の流砂存在領域（白）と流砂が存在しない領域（黒）の平面分布を示す。Fig.7（Case F-2）と比較すると，流砂存在領域（白）が増えていることがわかる。これは，Fig.9（b）の増水時の水面形の例に示すように，流量の増加・減少時に水面の縦横断勾配が大きくなり，定常給水時とは異なる方向に土砂が流れるためである。Fig.9(b)に示すような流量増加時の水面形では，水制下流域の水面の横断勾配が大きくなり，水制の下流域に土砂が流れ込みやすくなっている。このように，流れの非定常性は，水制下流域への土砂の輸送・交換を促進する効果があるといえる。

(c) 河床材料の粒径が水制周りの流砂特性に与える影響

Fig.10（a）にCase F-1よりも小さい0.2mmの土砂を給砂したCase F-4の流砂存在領域（白）と流砂が存在しない領域（黒）の平面分布を示す。図より，流砂存在領域がCase F-1よりも広くなっており，水制下流域に土砂が流れ込みやすくなっていることがわかる。これは，粒径が小さくなったことにより，水制上流域において，無次元掃流力が無次元限界掃流力を上まわる領域が増え，水制下流域への土砂の流れが出来たためである（Fig.10（b））。つまり，水制周辺では，止水域が形成されるなど，無次元掃流力の分布幅が広いため，砂礫の分級現象が活発といえる。

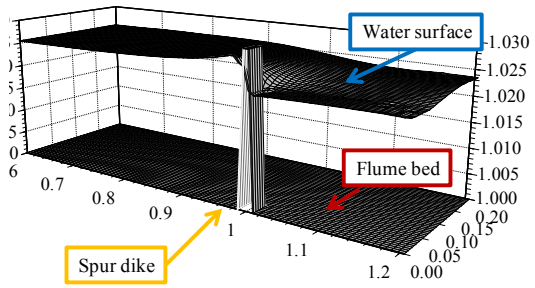


Fig.9（a）Water surface level from initial bed of CaseF-1 (Steady flow)

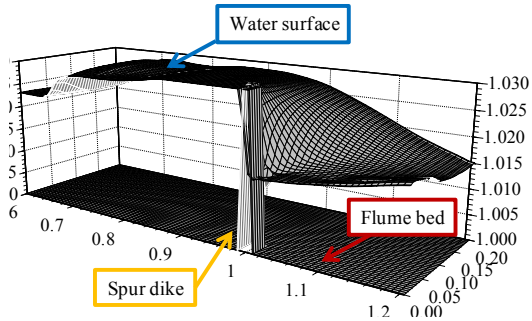


Fig.9（b）Water surface level from initial bed of CaseF-4 (Unsteady flow)

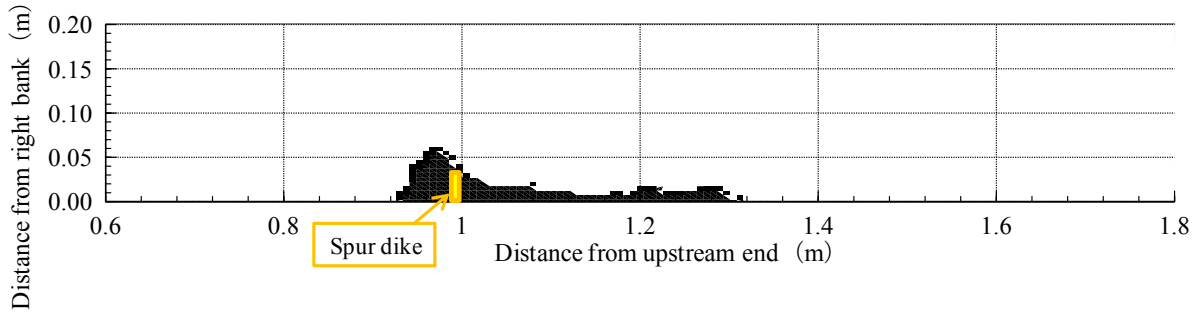


Fig.10（a）Plan view of sediment transportation around spur dike of CaseF-4 (Steady flow).
White Area: Route of sediment transportation, Black Area: No sediment region

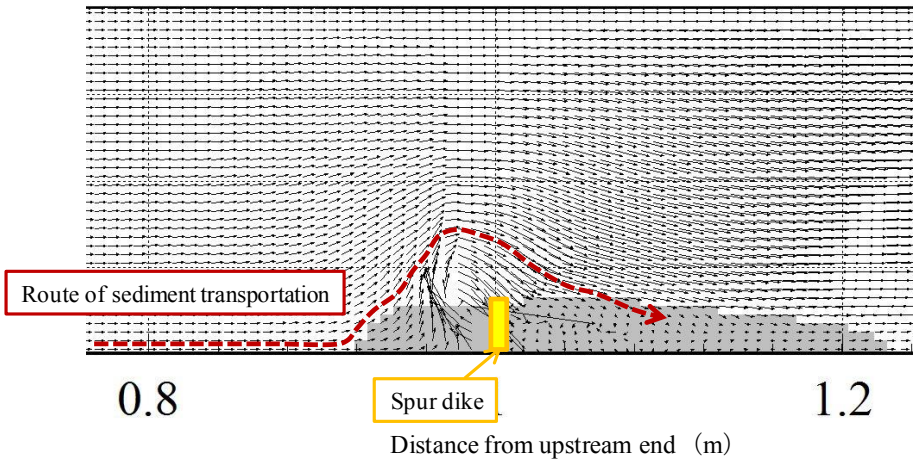


Fig.10（b）Plan view of flow velocity near the flume bed around spur dike of CaseF-4.
White Area: Area of more than critical shear velocity, Black Area: Area of less than critical shear velocity

そのため，上流から給砂された粗い土砂は，水制下流域に堆積せずに通過することとなるが，細かい土砂は粗い土砂よりも水制下流域に堆積し易いこととなる。

4. おわりに

本研究では固定床化した河道上に土砂を堆積させる手法として，移動床上に設置された水制がもつ洗掘と土砂の堆積機能に着目し，固定床上に設置した水制の有効性を水理実験と数値解析から検討した。水理実験の結果，固定床上に設置した群水制は，移動床の場合と異なりその水制間に上流域から供給された砂礫を全く捕捉しなかった。そこで，この理由を数値計算にて水制周りの流れ構造を再現することで検討し，次の結果を得た。

(1) 固定床上に設置された水制周りには，広い範囲で流砂が存在せず，流砂が水制対岸側へと偏っている。これは，固定床上の水制周りは局所洗掘されないため，水制上流域に無次元限界掃流力以下の領域が広範囲で形成されるためである。このために流砂は水制上流域で対岸側へとその流向を変え，水制周辺まで到達しない。

(2) 固定床上の水制周辺には，流砂を水制下流域へと輸送する無次元限界掃流力以上の流れが形成されている。しかし，（1）で述べたとおり流砂はこの領域を通過しない。これが移動床上の水制と異なる点であり，固定床上に設置された水制には土砂の堆積を促す効果が弱いことにつながるといえる。

(3) 非定常流れの場合，流砂の存在する領域が定常流れに比べて広くなる。これは，流量増加時，水制前後の水面の横断勾配が大きくなり，水制の下流域へと土砂が流れ込みやすくなるためである。本研究では水理実験を定常流れにて実施したが，流れの非定常性を考慮することで固定床上の水制にも水制下流域への土砂の輸送・交換を促進する効果があるものと推察される。

(4) 水制周辺では，粒径の小さい流砂ほど選択的に水制に近い範囲を通過して流れる。固定床上の水制周辺では砂礫の分級が活発といえ，上流から給砂された粗い土砂は水制下流域に堆積せずに通過することとなるが，細かい土砂は粗い土砂よりも水制下流域に堆積し易いこととなる。

謝　辞

本研究は日本学術振興会特別研究員DCの助成を受けたものである。

参考文献

芦田和男・江頭進治・劉炳義（1991）：蛇行流路における流砂の分級および河床変動に関する数値解析，水工学論文集，第35号, pp.383-390

芦田和男・道上正規（1972）：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究,土木学会論文集報告集，第206号, pp.59-69

池田駿介・杉本高・吉池智明（2000）：不透過水制を有する流れの水理特性に関する研究，土木学会論文集，第656号/II-52, pp.145-155

岩垣雄一（1956）：限界掃流力の流体力学的研究，土木学会論文集，第41号, pp.1-21

久加朋子・藤田正治・竹林洋史・三橋弘宗・大澤剛士・石田裕子（2011）：コンクリート三面張り河川における河川生物の生息場所再生に関する技術検討，河川技術論文集，第17号, pp.503-508

木村一郎・細田尚・村本嘉雄（1998）：止水域の浮遊砂堆積過程に関する水理パラメータ依存特性，水工学論文集，第42号, pp.1057-1062

清水康行・西本直史（1992）：2次流を考慮した2次元モデルによる河床変動計算，開発土木研究所，第95号/ II -20, pp.63-80

竹林洋史（2005）河川中・下流域の河道地形，ながれ，第24号, pp27-36

谷祖鵬・赤堀良介・池田駿介（2010）：水制周辺における流れの瞬間構造と浮遊砂輸送の関係に関する研究，混相流，第23号, pp.615-626

福岡捷二・西村達也・岡信昌利・川口広司（1998）：越流型水制周辺の流れと河床変動，水工学論文集，第42号, pp.997-1002

水谷英朗・中川一・川池健司・馬場康之・張浩（2010）：混合砂河床における水制周辺の局所洗掘及び粒度変化に関する研究，水工学論文集，第54号，pp.808-808

武藤裕則・北村耕一・馬場康之・中川一（2005）：ADCPを用いた水制域における流速分布計測，水工学論文集，第49号, pp.637-642

Duan, J.G.（2010）：Mean Flow and Turbulence around a Laboratory Spur Dike, Journal of hydraulic engineering, ASCE, Vol. 135, No. 10, pp.803-811

Egashira, S. and Ashida K.（1992）: Unified view of the mechanics of debris flow and bed-load, Advances in Micromechanics of Granular Materials, (Edited by H.H.Shen et al.) Elsevier, pp.391-400

Engelund, F.（1974）：Flow and Bed Topography in Channel Bends, Jour. of Hy. Div. Journal of hydraulic division, ASCE, Vol. 100, No. HY11, pp.1631-1649

Hartman and Titus（2010）：Fish use of artificial dike structure in a navigable river, River Research and Applications, 26, pp.1170-1186

Loc X. L., Egashira S. and Takebayashi H.（2004）：Investigation of Tan Chau Reach in Lower Mekong Usng Field Data and Numerical Simulation, Proceedings of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol.48, No.2, pp.1057-1062

R.R.Radspinner, P.Diplas, A.F. Lightbody and F. Sotiropoulos（2010）：River Training and Ecological Enhancement Potential Using In-Stream Structure. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol136, No12, pp.967-980.

Shields F.,Cooper C.M., Knight S.S.（1995）: Experiment

in stream restoration Journal of Hydraulic engineering, ASCE, Vol121, No.6, pp.494-502

（論文受理日：2012年6月7日）

Sediment Transport Characteristics around a Spur Dike Installed on the Rigid Bed

Tomoko KYUKA [(1)], Masaharu FUJITA and Hiroshi TAKEBAYASHI

(1) Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

Spur dike which is set on movable bed is expected to create new aquatic habitats according to produce local scour and sediment deposition area. In this study, we focused on rigid bed and discussed whether spur dikes will be able to create sediment deposition area on the rigid bed. Experimental flume tests and numerical analysis were conducted to confirm the characteristics of flow, sediment transport and bed deformation around spur dikes on rigid bed. These results showed that sediment was not deposited in downstream area of spur dikes, because shear velocity is too smaller than the critical shear stress in upstream wide range of a spur dike. As a result, all bed materials were transported to the opposite bank side. Thus spur dike on rigid bed didn't promote to deposit sediment in the downstream area of a spur dike. However numerical analysis showed the possibility that unsteady flow promotes to deposit sediment in the downstream area of a spur dike, because the large transverse water surface gradient was formed in the downstream area of a spur dike during water discharge increase.

Keywords: rigid bed, spur dike, sediment transportation, bed deformation

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

Upstream Channel Responses due to Partial Removal of a Weir

Hao ZHANG, Yasunori MUTO[(1)], Hajime NAKAGAWA and Shiro NAKANISHI[(2)]

[(1)] Department of Civil and Environmental Engineering, University of Tokushima, Tokushima, Japan
[(2)] Osaka Prefectural Government, Osaka, Japan

Synopsis

This paper presents an experimental study on the hydraulic and morphological responses of a channel due to partial removal of a weir. In particular, the impacts of the removal shape of the weir and the properties of the bed sediment are focused on. It is found that weir removal promotes local scour and sandbar development in the upstream channel. The removal shape significantly affects the three dimensional flow structure and the local scour around the weir and poses influences on the propagation process of upstream sandbars at the early stage. Nevertheless, the characteristics of the sandbar system at the quasi-equilibrium stage are governed by the removal area rather than the removal shape. The mean grain size and the geometric standard deviation of the bed sediment mixtures are two practical parameters in characterizing the local scour and the sandbar structure in non-uniform sediment beds. Sand ribbons are observed in non-uniform sediment beds due to the lateral sediment sorting and the ribbons also influence the bed morphologies.

Keywords: dam/weir removal, channel response, sandbar, local scour, sand ribbon

1. Introduction

The aging of dams and weirs, coupled with increasing awareness of their environmental costs, has brought dam/weir removal to the attention of scientific communities, management agencies and the general public (Doyle et al., 2003). Over the past several decades, there have been a significant amount of low head dam or weir removal examples around the world, either successful or failed, e.g. Wildman and MacBroom (2005), De Leaniz (2008), Walter and Tullos (2010). In general, there are several alternatives during the modification of a dam or weir, for example, a full removal, a partial removal, a gradual removal, relocation of the structure or construction of appendage structures. Up to now, most of the research related to dam/weir removal are based on limited field survey and/or post-removal monitoring and the results obtained are generally site-specific and problem dependent, e.g. Doyle et al. (2005), Rumschlag and Peck (2007), Kibler et al. (2010). Research with numerical methods is also carried out by some engineers and scholars (Cui et al., 2006, Cantelli et al., 2007, Zhang et al., 2009), but the applicability and reliability of those models remain questionable due to the hypotheses and simplifications introduced during the model formulations. Consequently, the understanding on the associated hydro-morphological processes of post-removal rivers is still fairly poor and the existing knowledge is quite insufficient to guide considerations of dam/weir removal in practices. In order to reduce the risks and uncertainties in the strategies development for dam/weir removal, there is a great demand for expanded research (Doyle et al., 2003).

A weir to be removed generally persists for years, hence the river channel typically has adjusted to the altered hydrologic, hydraulic and sediment transport regimes that the weir imposes and the channel is usually in a quasi-equilibrium state (Doyle et al., 2003). Since the weir blocks the river and causes river water to back up, the upstream and the downstream of the weir usually exhibit completely different sceneries and characteristics, typically in terms of a water pool and sediment storage upstream and associated sediment coarsening and bed degradation downstream. Removal of the weir will trigger hydraulic and sediment transport processes that propagate both upstream and downstream. The changes in the flow and geographic parameters furthermore exert impacts on the biogeochemistry and stream habitat. Therefore, removal of a weir, like the presence of a weir, represents a disturbance to the river channel. Moreover, the fluvial process provocated by the weir construction and weir removal may not always be reversible (Doyle et al., 2005). It is hence necessary to characterize and quantify the post-removal channel dynamics and associated underlying processes.

In the past several years, the authors' research group has conducted a series of studies to investigate the upstream channel responses to the modification of a weir, particularly in case of a partial removal (Zhang et al., 2008, Zhang et al., 2009, Muto et al., 2009, Muto et al., 2010). A lot of knowledge has been accumulated on several governing parameters such as the initial weir pool condition, the flow discharge, the discharge hysteresis and the modification scheme of the weir section. It is found that the weir removal exerts impacts both near the weir and far from the weir, typically in terms of local scour development and sand bar propagation. Soon after the removal, the local flow and/or bed conditions in the proximity of the weir change correspondingly. This change triggers sediment movement and bed variation in the upstream channel and the change in the upstream channel then gradually affects the neighborhood of the weir. In general, the influences of the local scour propagate towards upstream, while those of the sand bars propagate towards downstream. As a result, the channel adjusts itself corresponding to these two dominant processes and their interactions. The dominant discharge of the river is mainly responsible for the longitudinal bed features and meso-scale sandbar systems in the upstream channel. After the weir removal, low flows have a potential to trigger minor channels while high flows likely to promote bed forms of dunes/anti-dunes. Irrespective of the initial bed conditions resulted from different flow discharges, the channel beds at the quasi-equilibrium states exhibit similar geographic features after a continuous running of the dominant discharge. If a weir pool exists before the removal, the remaining size of the pool is almost inversely proportional to the removal area of the weir section and local scour develops near the weir depending on the removal shape to some extent. If sandbar fronts already approach the weir section before the removal, the sandbars will enlarge in wavelength and gradually shift from a single system to multiple ones with an increase of the removal area. The local changes near the weir are closely related to the removal shape of the structure. However, the exact role that the removal shape plays is still poorly understood. Moreover, all the aforementioned conclusions are drawn based on relatively uniform sediment beds which are rarely encountered in actual rivers. In fact, as constitute of the bed itself, bed sediment exerts impact on both the fluvial geomorphology and the aquatic ecology since bed materials are used directly by periphyton, benthic species, fishes and plants and serve as an indirect indictor for aquatic habitat (Shields and Milhous, 1992, Milhous, 1998). Therefore, the sediment heterogeneity should also be accounted for prior to any removal action. In view of those arguments, the responses of the upstream channel of the weir due to various removal shapes of the weir section and different types of sediment beds are focused on in this study.

2. Experiments

2.1 Experiment setup

A series of experiments were performed in a straight tilting flume at the Ujigawa Open Laboratory, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University (Japan). The flume has a rectangular cross-section and is 21m in length,

50cm in width and 30cm in depth. An inlet tank and a small reservoir locate at the upstream and the downstream of the flume, respectively, and the water in which is re-circulated with a pump-pipe system. The slope of the flume is kept as 1/200 during the experiments. A model weir of 11.5cm in height, 50cm in width and 2cm in thickness is set at 13m from the inlet tank. The upstream reach of the weir is covered with 8.5cm-thick silica sediment with a mean diameter of 0.163cm, forming a movable bed area (see Fig.1). The experiment setup is sketched in Fig.1 and the photo of the experiment flume is shown in Photo1.

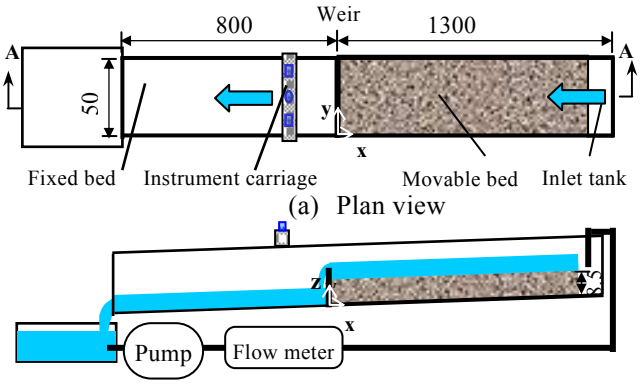


Fig.1 Sketch of experiment setup (Unit: cm)

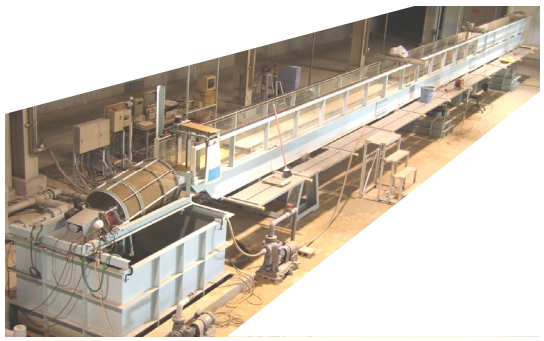


Photo 1 Experiment flume

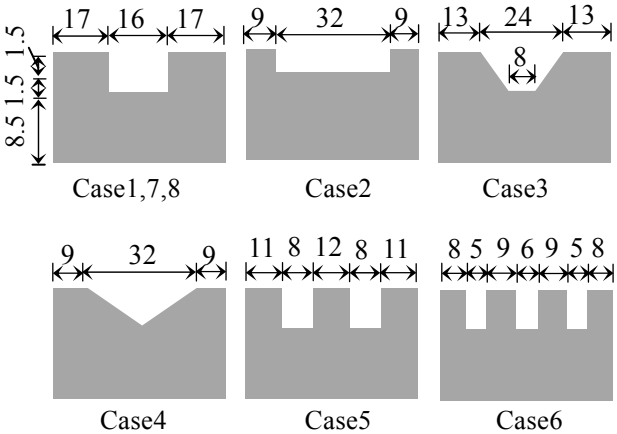
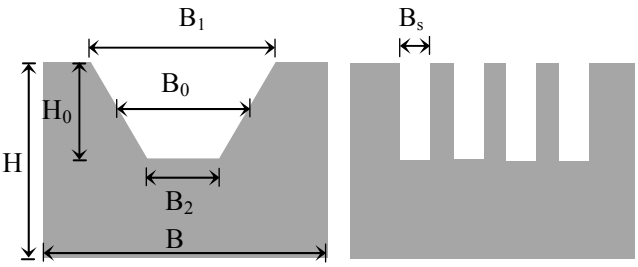


Fig.2 Weir section post- removal (Unit: cm)



Relative removal width B^* and height H^*

$B^*=B_0/B, H^*=H_0/H$

Fig.3 Definition of governing parameters

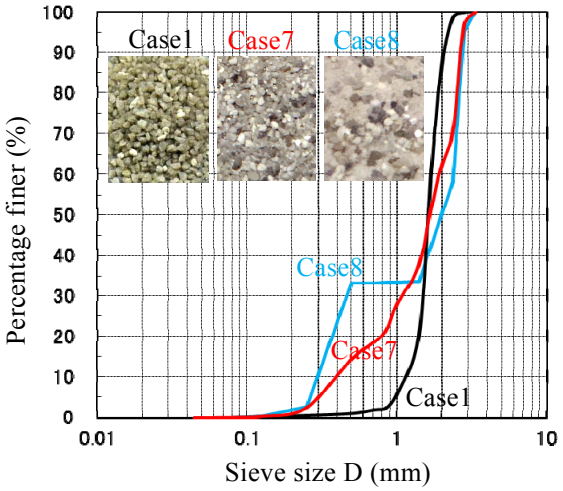


Fig.4 Sieve analysis curves of sediment samples

2.2 Experiment conditions

In general, two kinds of experiments are performed consisting of 8 cases in total. In all these cases, the weir is partially removed with the section being lowered both across the channel and in the vertical plane. The first kind (Case1 to Case6, hereafter referred to as the U-series) tests the impacts of the removal shape on the upstream channel processes. In these experiments, the movable bed is composed of uniform sediment materials with a mean diameter of 0.163cm. The removal area is fixed, while the removal shape varies from case to case. The post-removal weir sections are sketched in Fig.2. In general, they can be categorized into three types. Type1 tests rectangular removal section with different removal heights (Case1 and Case2). Type2 uses trapezoidal removal section with bases of different lengths (Case1, Case3 and Case4). Type3 adopts various slit-type removal sections (Case1, Case5 and Case6). For clarity, several governing parameters characterizing the removal shape are sketched in

Fig.3. The second kind (Case1, Case7 and Case8, hereafter referred to as the M-series) tests the impacts of the bed composition on the upstream channel processes. The removal shape and the mean diameter of the movable bed is kept the same, while the bed composition differs in each case. Three types of sediment beds are prepared for the experiments by mixing uniform silica sands of different sizes. The sieve analysis curves of the sediment samples taken from the initial flatbeds are shown in Fig.4 and several characterizing parameters are listed in Table1. It is evident that the sediment mixtures may be categorized as uniformly graded (Case1), well graded (Case7) and gap graded (Case8), respectively.

Based on the knowledge and experiences from previous studies of the authors, the water discharge in the flume is kept constant as 8.16l/s, representing a shear stress ratio of τ_*/τ_{*c}=2.0. Here, τ_* and τ_{*c} are dimensionless shear stress and dimensionless critical shear stress, respectively. This flow condition, applying on the sediment beds in the current experiments, corresponds to a dominant discharge scenario in typical Japanese rivers according to Yamamoto (1997). The hydraulic conditions are detailed in Table2.

Table 1 Sediment properties

Parameters \ Case	Case1	Case7	Case8
Maximum grain size D_{90} *(cm)*	0.204	0.250	0.252
Geometric standard deviation σ_g	1.200	2.151	2.953
Uniformity coefficient *Cu*	1.453	5.932	8.815
Curvature coefficient *Cc*	1.286	1.968	0.168

Table 2 Hydraulic parameters

Discharge *Q (l/s)*	8.16
Bed slope *I*	1/200
Flow depth *h (cm)*	4.18
Mean velocity *U (cm/s)*	39.0
Sediment size *D (cm)*	0.163
u_*/u_{*c}	1.40
Reynolds number	12,651
Froude number	0.61

In Table1 and Table2, σ_g is the geometric standard deviation and is obtained from $(d_{84}/d_{16})^{1/2}$, C_u is the coefficient of uniformity and is defined as d_{60}/d_{10}, C_c is the coefficient of curvature and is expressed by $d_{30}^2/(d_{60}d_{10})$, u_* is the friction velocity and u_{*c} is the critical friction velocity.

Near the inlet of the flume, the bed elevation is made a little higher than the immediately downstream area as sediment reserves. While during the experiments, additional sediment supply is not made from the upstream end.

2.3 Experiment procedures

Each experiment follows such a procedure: 1) The sediment bed surface is levelled to a flat initial one with a scraper blade; 2) When the desired water depth is achieved upstream of the weir by slowly filling water in the flume, the pump is set to the desired discharge; 3) The propagation process of sandbars in the channel is memorized if necessary until a quasi-equilibrium condition is reached; 4) The water level along the centerline of the flume is recorded with a point gauge and the velocity near the weir is measured with an electromagnetic velocimetry (Model ACM250-A, JFE Alec Co., Ltd); 5) The pump is stopped and the flume is drained out; 6) The bed level is measured with a laser displacement meter (Model LK-500, Keyence, Co., Ltd) and the setup of the pre-removal condition is completed; 7) The flume is again filled with water until the desired water depth is achieved and the desired discharge is then set properly and the weir is partially removed at the same time; 8) The propagation processes of sandbars as well as the water level, the velocity near the weir and the bed deformation at the quasi-equilibrium state are investigated following the same procedure as that of the setup of the pre-removal condition. The quasi-equilibrium state is mainly examined based on the propagation characteristics of sandbars. In Case7 and Case8, sediment samples are taken from the bed surface at several representative points with a sampling spoon soon after the bed elevations are surveyed. The sampling depth is about 2.5mm, corresponding to the maximum grain sizes of the sediment materials used in the experiments. The samples are analyzed with a nested column of sieves after being completely dried, together with a

high-resolution balance scale (UW220H, Shimadzu Co., Ltd).

3. Results

3.1 Temporal variation of bar front

(1) Pre-removal stage

Soon after the flow passes the initial flatbed, sediment particles move. But the movement is generally confined in the area a little far from the weir at the beginning of each experiment. Sandbar develops quickly and the bar front is obviously distinguishable within several minutes. The movement of the bar front is depicted in Fig.5.

In the U-series experiment cases, the bar front propagates towards downstream with a decreasing propagation velocity and becomes almost stagnant with a propagation velocity less than 0.5cm/min at a location about 2m away from the weir after 160min. A stable weir pool forms and a quasi-equilibrium condition is assumed.

In the well graded case (i.e. Case7), Bar front mainly consisting of fine particles appears soon after the start of the experiment and propagates downstream with a decreasing propagation velocity. During the propagation of the bar front, new bar front consisting of coarse sediment forms in the upstream area. The new bar front moves faster than the old one. It overlies on the old one and propagates ever downstream with a decreasing propagation velocity. The new bar front is not the only competitor, a newer bar front composed of even coarser particles was born before the first front is colonized by the second one. The newer one propagates downstream and soon replaces the position of the second one. The process is not finished yet, the fourth and the fifth bar fronts emerge one by one, consisting of coarser and coarser sediment particles. The fifth bar front becomes the final winner, it becomes almost stagnant at a place around 1.5m away from the weir after 210min. It has to be mentioned that five kinds of relatively uniform sediment particles are used to prepare the mixed sediment in this case, with a mean size of 0.31, 0.48mm, 1.03mm, 1.61mm and 2.38mm, respectively. The development of the bar fronts gives evidence on the sediment sorting process of these different size fractions.

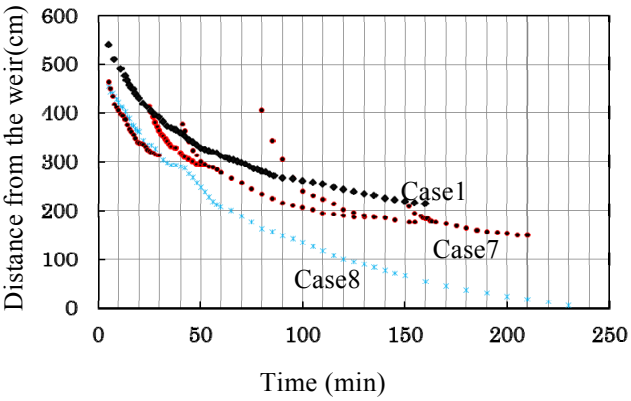


Fig.5 Movement of bar front before removal

In the gap graded case (i.e. Case8), sediment consists of obviously distinguished two size fractions: a fine fraction with a mean size of 0.31mm and a coarse fraction with a mean size of 2.38mm. Ripples of fine sediment particles immediately appear after the start of the experiment. After that, bar front mainly consisting of fine sediment is observed, but the front expands towards downstream and soon becomes invisible to the naked eye. Therefore, the obviously distinguished front consisting of coarse fraction sediment is recorded. It is very clear that zigzags are observed on the path down to the weir as shown in Fig.5, especially at the initial stage. It indicates that the bar front propagates downstream following such a pattern as fast, slowly, fast again and slowly again and this pattern is repeated until the front approaches the weir. In this process, the accumulation of fine sediment plays a crucial role. The existence of thin fine sediment layers reduces the local bed resistance and results in the movement of coarse sediment. In fact, the rapid movement of coarse particles on fine sediment stripes is evidently observed during the experiments. The overlay of fine sediment stripes on the coarse sediment texture is termed sand ribbons in this paper and is discussed later in the context. When the bar front propagates close enough to the weir after 230min, particles on the upper part of the front is transported over the weir to the downstream by the local flow and the height of the front is lowered. After that, such process is repeated that the sediment from upstream is transported to the front and is carried by the local flow to the downstream of the weir. It has to be mentioned that the bar front maintains a shape like a chin although it expands to

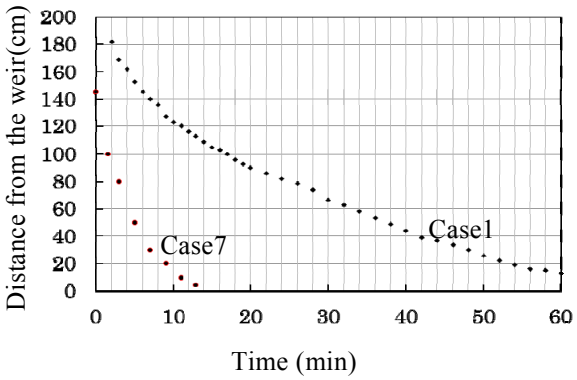
the weir section. The experiment finally lasts 300min when the sand bar structures and sand ribbons in the flume show insignificant changes.

(2) Post-removal stage

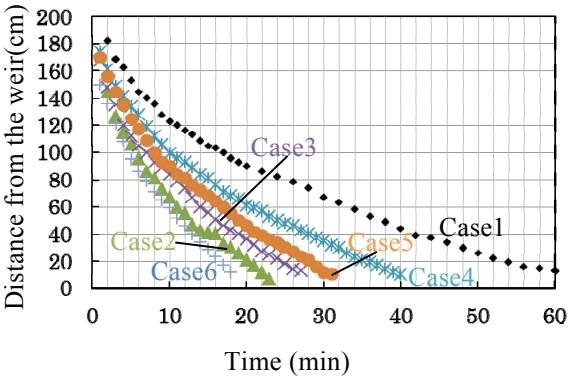
As soon as the weir is removed, the bar front propagates immediately and the weir pool shrinks rapidly as shown in Fig.6. The bar front moves downstream with an ever decreasing velocity, approaches the proximity of the weir section and loses its identity finally. The propagation velocity of the bar front, and hence the time to approach the weir, differs from case to case. After the disappearance of the dominant bar front, bars in the more upstream area develop towards downstream and repeat the life cycle of the dominant one.

In the M-series experiment cases, the bar front approaches the weir section earlier if σ_g is larger. Moreover, sand ribbons also gradually change with time. The variations of the sandbars and the sand ribbons are not two independent processes, but exhibit linkages to some extent. The quasi-equilibrium conditions are assumed after a 180min-running (Case7) and a 90min-running (Case8) based on examinations of the propagation characteristics of the bars and the sand ribbons.

In the U-series cases, the bar front generally arrives at the weir earlier if the removal shape exhibiting a smaller value of H^*/B^* (Type1), B_2/B_1 (Type2) or B_s/B_0 (Type3). As it will be discussed later, those values show strong relations with the maximum local scour depth around the weir. On the other hand, the local scour around the weir has a potential to alter the downstream boundary conditions governing the propagation of sand bars such as the water stage, channel thalweg and bed slope. However, there is also an exception, i.e. Case3 and Cas4. Although the value of B_2/B_1 in Case3 is larger than that in Case4, the propagation velocity in Case3 is faster than that in Case4. It suggests that the removal shape should influence the sandbar properties in a rather complex way and the maximum scour depth along would be not enough to explain the development of the bar fronts. In the uniform bed cases, the quasi-equilibrium condition is assumed 180min after the bar front arrives at the weir section based on the examinations of the transport properties of the bar systems.



(a) Non-uniform bed cases



(b) Uniform bed cases

Fig.6 Movement of bar front after removal

3.2 Bed deformation

The changes of the bed level from the initial flatbeds to the pre-removal and final stages are shown in Fig.7 and Fig.8.

(1) Influence of removal shape

Comparing the post-removal cases with the pre-removal one in Fig.7, it is evident that the weir removal triggers sediment movement both near and far from the weir. It is very clear that sandbars occupy almost the whole domain of the movable bed area and the local scour develops at the proximity of the weir section after the partial removal of the weir. The weir pool formed at the pre-removal stage is significantly aggraded due to the invasion of the sandbars. Alternating bars are evident in all the experiment cases. The properties of the alternating bar after the removal are very similar in each case irrespective of the differences in the removal shape. It provides further evidences on the authors' previous findings, i.e. it is the removal area, rather than the removal shape, that plays the dominant role in the determination of the properties of the meso-scale sandbar system.

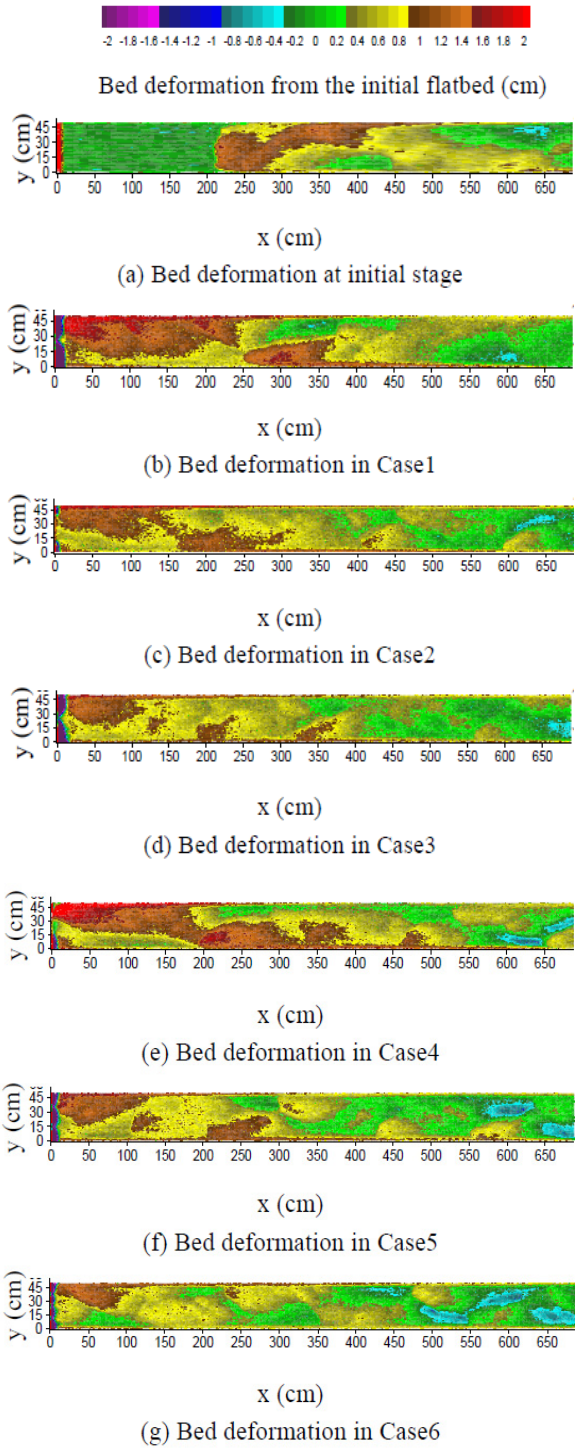


Fig.7 Bed deformation from the initial flatbed pre- and post- weir removal (Case1-6)

(2) Influence of sediment heterogeneity

Comparing the pre- and post-removal cases in Fig.7 (a), (b) and Fig.8 (a)-(d), one may recognize significant differences in the bed morphologies among them. The differences are observed in terms of not only the size of the weir pool but also the properties of the sandbar system.

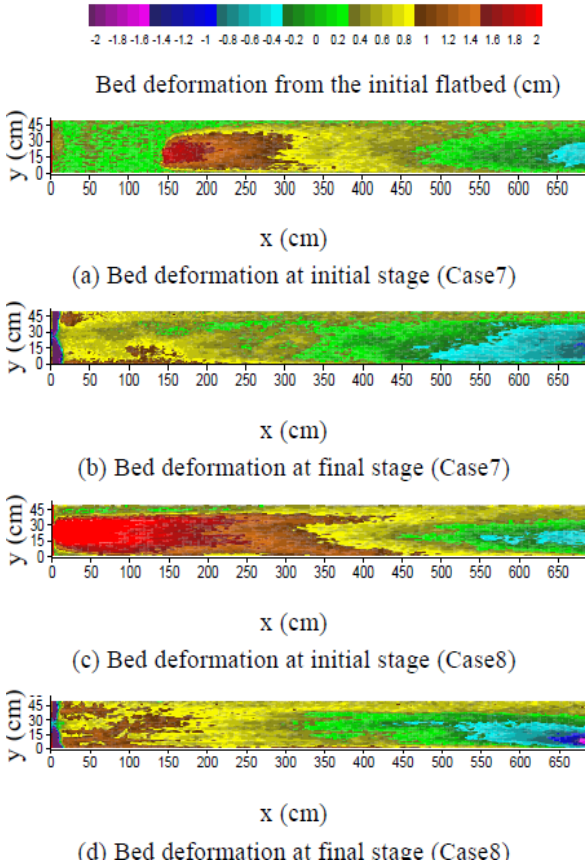


Fig.8 Bed deformation from the initial flatbed pre- and post- weir removal (Case7-8)

If simply quantifying the non-uniformity of the bed sediment with σ_g, there are several interesting findings. At the pre-removal stage, the weir pool area decreases with an increase of σ_g. Moreover, the head of the sandbar protrudes into the weir pool and the protruding length increases with an increase of σ_g. In addition, the elevation of the bar head is higher if the value of σ_g is larger. Due to the protruding of the bar head, the weir pool exists only along the two sides of the channel in Case8. As to the sandbar system in the upstream channel, alternating bar is clear in the uniform case, i.e. Case1, while the bar system in the non-uniform cases is a bit difficult to be characterized. On the other hand, longitudinal streaks are visible from the figures, especially in Case8. These streaks are almost parallel to the side of the flume channel and show certain relationship with sand ribbons which will be discussed later. It may also indicate that sand ribbons influence both the bed composition and the bed morphology.

After the partial removal of the weir, the local

scour develops at the proximity of the weir and the sandbar front approaches the local scour area in each case. In the uniform case, i.e. Case1, the wavelength of the alternating bar increases. In the non-uniform cases, i.e. Cases7 and 8, the bed level of the head of the sandbar is significantly lowered and the weir pool area is aggraded. As a result, weir pools are not distinguishable at the post-removal stage. The sandbar system in the non-uniform cases is not readily recognizable from the figures. However, the similarities of the contours suggest that there seem no inherent changes in the bar structures except certain changes in the wavelength and the wave height.

3.3 Water level and longitudinal bed slope

The water level and the bed elevation along the centerline of the flume are shown in Figs.9-11. For clarity, the impacts of the removal shape (U-series experiments) and the bed sediment heterogeneity (M-series experiments) are discussed separately.

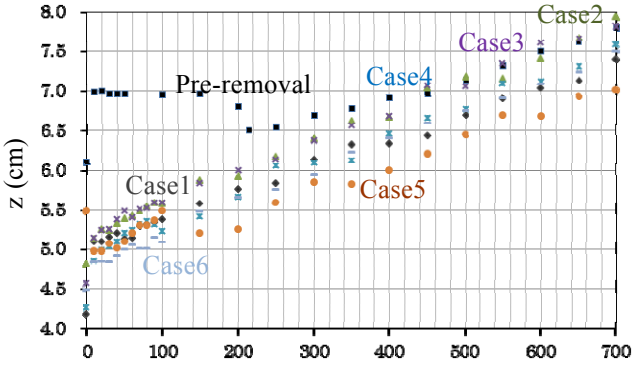


Fig.9 Water level along the centerline of the flume (Cases 1-6)

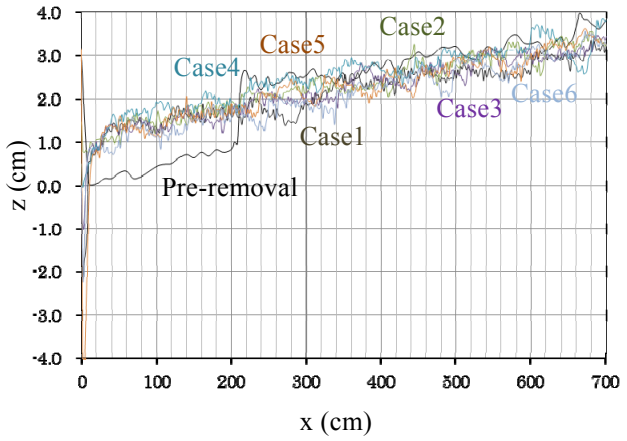


Fig.10 Bed level along the centerline of the flume (Cases 1-6)

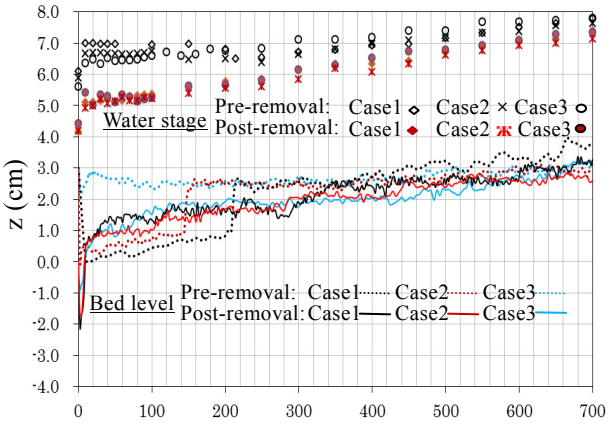


Fig.11 Water level and bed elevation along the centerline of the flume (Cases 1, 7 and 8)

Before the weir removal, the pool area is obviously distinguishable according to either the water surface profile or the bed level as shown in Figs.9 and 10. The pool area is characterized by a rather big water depth. After the removal, water level decreases, particularly in the previous weir pool area. On the other hand, the bed in the previous weir pool area is greatly aggraded. The reduction in water depth is expectable. Both the slope of the water surface and the longitudinal bed slope become much steeper than the pre-removal condition. It is known that all these changes promote sediment movement and the propagation of sandbars. Moreover, the slopes of the water surface and the longitudinal bed are very similar in the area a little far from the weir in all the post-removal cases, while discrepancies are recognized in the proximity of the weir. The observations and findings here well coincide with those in Fig.7.

Concerning the M-series experiments, the bed elevations vary a lot from case to case before the weir removal. A bigger σ_g generally corresponds to a higher bed elevation. The dominant bar front at the pre-removal stage is evident in each case. Immediately upstream of the bar front, the local bed slope becomes negative. Compared with the non-uniform cases, this slope is much steeper in the uniform case. The bar system is recognizable in the uniform case, but is not evident in the non-uniform cases. After the partial removal of the weir, the bar front propagates downstream and the negative slope area is enlarged in the uniform case. In the

non-uniform cases, bed slopes become much steeper with the disappearance of dominant sandbar fronts and severe bed degradations. Bed level and bed slope are similar in the area far from the weir in the two non-uniform sediment cases. But near the weir, bed level is higher and bed slope is steeper in Case8 if compared with those in Case7.

Despite the great differences in the bed elevations, the water levels near the weir are very similar in all the M-series experiment cases, indicating that the weir structure plays an important role in controlling the water stage in its neighborhood. In the far upstream area, the impact of the weir becomes weak and the water level profile follows that of the longitudinal bed elevation in each case. Before the weir removal, the slope of the water surface is almost 0 or even negative, corresponding to the weir pool or the negative bed slope area following the dominant bar front. After the removal of the weir, water levels decrease. The decreasing amount is particularly large near the weir due to the significant change in the weir elevation there. Since the decreasing amount gradually increases from the upstream to the downstream, the slope of the water surface becomes steeper than that at the pre-removal stage either near the weir or far from the weir.

3.4 Local scour near the weir

It has been found in Figs. 7 and 8 that partial removal of the weir will promote local scour near the weir. The typical scour hole is sketched in Fig.12. Although the local scour covers a very limited area, it exhibits great differences from case to case according to Figs. 7 and 8. It is also found from the figures that the number of scour holes generally equals to the number of openings plus one in case of a partial removal. The scour holes may also change their geometries periodically according to the shifting of sand bars immediately upstream of them. In this study, the mean values of the scour hole depth of each case are selected to characterize the local scour phenomena and the maximum and minimum values are also listed for reference. These values are denoted as d, d_1 and d_2 correspondingly as shown in Table3. Moreover, representative angles showing the surface slope of the left-side scour hole are also listed.

Taking a look at the U-series experiments, it is found that the scour depth increases with an increase of either H^*/B^*, B_2/B_1 or B_s/B_0. In other words, deeper scour holes may be intendedly created by increasing the removal height or the removal length at the lower part of the weir or by simply decreasing the number of openings in case of a slit type removal. This may be explained by considering the mechanism of the formation of local scour holes, especially the strength of the vortex systems in the proximity of the weir section. It is understandable that stronger vortices are easily induced by the removal schemes with larger values of H^*/B^*, B_2/B_1 or B_s/B_0 as will also be seen in the plots of the velocity profiles later. The local slopes of the scour holes also deserve special attention. In each case, the slope in the longitudinal direction is generally steeper than that in other directions and the slope towards the centerline of the flume is generally steeper than that towards the side of the flume. The slopes of the scour holes are closely related to the local flow structure, particularly the strong circulating flows in the scour area.

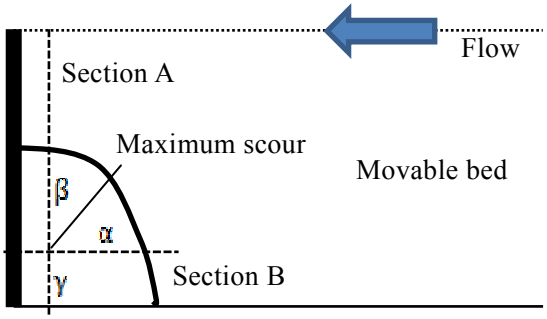


Fig.12 Sketch of scour dimensions

Table 3 Local scour dimensions

	Case1	Case2	Case3	Case4
H^*/B^*	3.125	0.781	-	-
B_2/B_1	1	-	0.333	0
$B_s/B0$	1	-	-	-
d_1(cm)	8.50	2.86	7.70	4.13
d_2(cm)	6.01	1.63	6.58	1.15
d(cm)	7.26	2.25	7.14	2.64
α(°)	32.0	32.0	32.0	33.0
β(°)	30.0	33.0	21.0	12.0
γ(°)	24.0	7.7	7.5	10.0

Table 3 Local scour dimensions (continued)

	Case5	Case6	Case7	Case8
H^*/B^*	-	-	-	-
B_2/B_1	-	-	-	-
$B_s/B0$	0.5	0.333	-	-
d_1(cm)	5.72	4.92	7.14	5.72
d_2(cm)	5.19	4.08	6.49	5.61
d(cm)	5.47	4.45	6.82	5.67
α(°)	31.0	28.0	27.0	30.0
β(°)	19.0	21.0	29.0	22.0
γ(°)	16.0	20.0	16.0	11.0

In the M-series experiments, the scour depth decreases and the local slopes increases with an increase of σ_g. The findings are similar to those of scour holes around a spur dyke as observed by Zhang et al. (2012) based on a series of experiments with non-uniform sediment. The sediment sorting process in the proximity of the weir is mainly responsible for this phenomenon. Similar to the results of the U-series experiments, the local slope of the scour surface in each case generally follows the sequence of α>β>γ , in which α, β and γ are local slopes of the scour hole in three representative directions as depicted in Fig.12.

3.5 Bed composition and sand ribbons

In the M-series experiments, the sediment transport not only promotes changes in the bed topography, but also results in changes of the bed composition. The appearance of sand ribbons as mentioned before is a phenomenon that requires special attention. The typical sand ribbons are shown in Photos 2 and 3 for Case8. During the experiments, the fine sediment stripes which are distinguishable with a naked eye are memorized and are sketched in Fig. 13, together with the bed contour maps. It has to be mentioned that the fine sediment here is not readily defined by a specific grain size. If the particles are obviously finer than the surrounding ones, they are termed fine sediment. Moreover, sediment particles in sand ribbons are not necessarily uniform. The dimensionless grain sizes, i.e., the ratios of the mean grain sizes of the quasi-equilibrium bed to those of the flatbed, at representative locations are also plotted in Fig.13.

Photo 2 Sand ribbons in Case8 (pre-removal)

Photo 3 Sand ribbons in Case8 (post-removal)

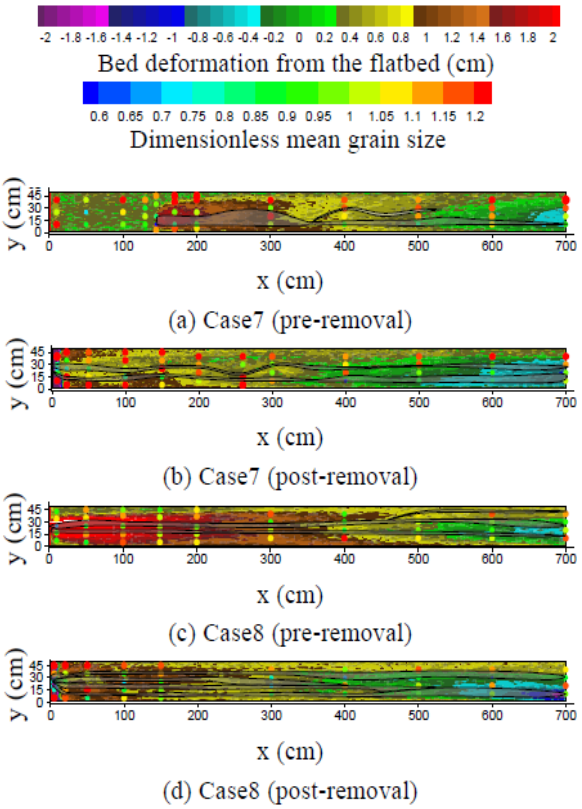


Fig.13 Dimensionless grain size distribution (scatters), sand ribbons (belts) and bed deformation (background maps)

The spatial variation of the mean grain size is evident according to Fig.13, which is a direct result of the sediment sorting process. The sediment sorting process occurs both longitudinally and laterally, triggering bed changes in terms of both configuration and composition. The sorting process is furthermore affected by the sandbar systems and sand ribbons. Consequently, the distribution of the mean grain sizes exhibits a very complex pattern. In general, sediment is coarser in the bed surface with a relatively higher elevation where the water is shallow and the flow is rapid. Due to the propagation of sandbars, the bed is generally degraded in the upstream part and is aggraded in the downstream part from the pre-removal stage to the post-removal stage. Correspondingly, the grain sizes generally become smaller in the upstream part and turn larger in the downstream part if one compares the post-removal stage with the pre-removal stage. However, the occurrence of sand ribbons makes the situation rather complex. It is found in Fig.13 that relatively fine sediment also appear in the bed with a very high elevation due to the existence of sand ribbons.

Sand ribbons are caused by lateral sediment sorting and are documented to exhibit a strong relation with secondary currents in channels (McLean, 1981, Tsujimoto, 1989, Colombini, 1993, Zhang et al., 2012). Since the formation of sandbar systems in the channel triggers much stronger secondary currents compared with a flatbed, the formation of sand ribbons in both pre-removal and post-removal stages are understandable. The sand ribbons are almost parallel to the side of the flume but show certain changes where bed level changes significantly, demonstrating that the properties of sand ribbons are directly affected by the sandbar structure. On the other hand, the characteristics of the sandbar system in the non-uniform beds are not unambiguous determinable and longitudinal steaks are visible in the bed contour maps as have been mentioned before. It suggests that the sand ribbons exert influences on the properties of the sandbar system. In other words, sandbars and sand ribbons are strongly coupled phenomena in non-uniform sediment beds.

3.6 Velocity profiles near the weir

The flow field around the weir is an important key to understand the sediment transport and bed variation processes. When local scour occurs, the flow generally becomes three-dimensional and is composed of complex vortex system. In this study, the velocity profiles in a typical transverse section A and a longitudinal section B (sketched in Fig.12) in the U-series experiments are measured. The experimental data is plotted in Figs.14 and 15, together with the bed profiles and weir sections.

An investigation on both the transverse and the longitudinal velocity profiles at the pre-removal stage demonstrates that a strong upward flow with almost no transverse velocity component forms when the flow approaches the weir section. Near the bed, the flow velocity is quite small. As a result, almost no sediment movement could be observed in the proximity of the weir at this stage.

After the partial removal of the weir, the flow velocity and the local bed dramatically change and interact with each other. The plots showing the transverse cross section (Fig.14) suggest that the transverse velocity component has been intensified and that the directions of the velocity are strongly dependent on the geometry of the local scour holes. The intensified transverse velocity plays a dominant role in the lateral expanding process of the scour hole. In addition, weak vortices occur in Cases 5 and 6, corresponding to the scour geometries.

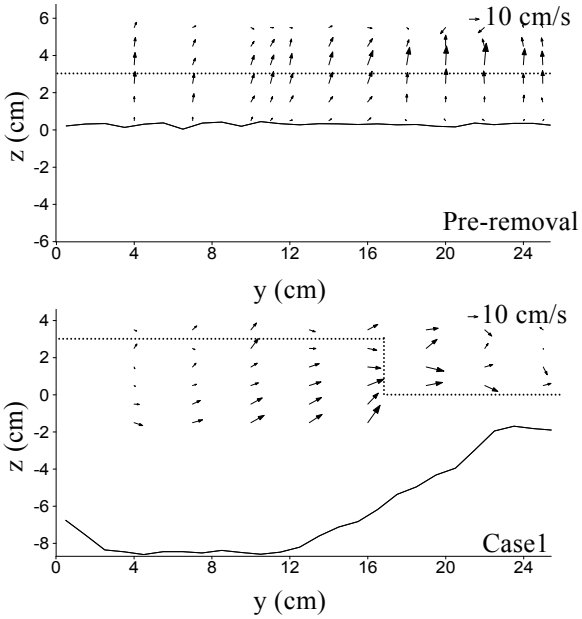


Fig.14 Velocity vectors (*v, w*) in the transverse cross-section A

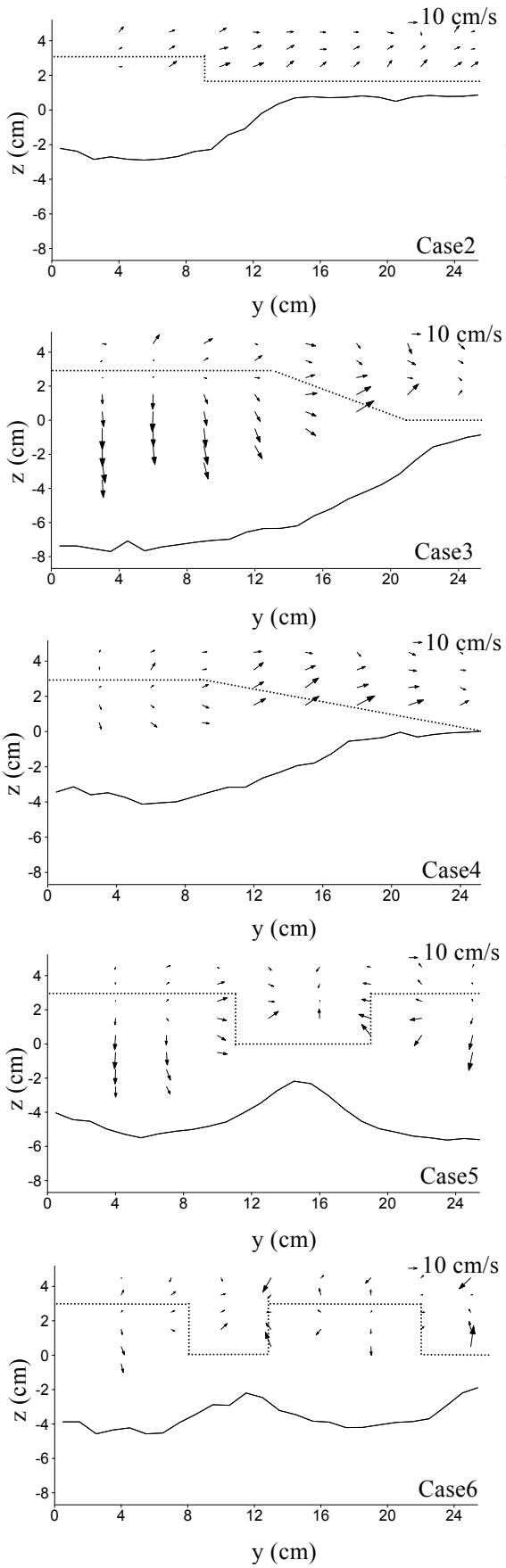


Fig.14 Velocity vectors (*v, w*) in the transverse cross-section A (continued)

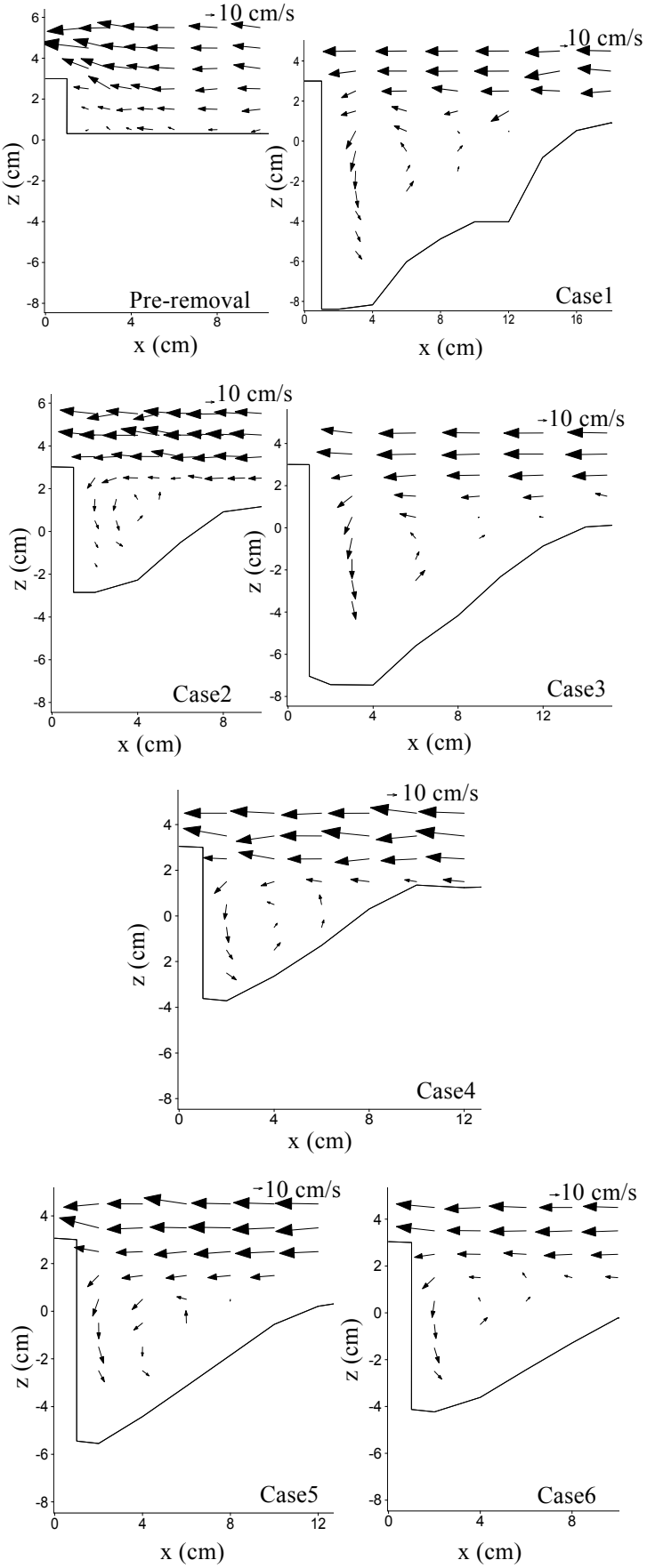


Fig.15 Velocity vectors (*u, w*) in the longitudinal cross-section B

Along the longitudinal section (Fig.15), an evident circulating flow occupying the local scour hole is observed in each case. This circulating flow is an energy source for the development of the scour hole in the longitudinal direction.

It is also found that the bed level at the openings of the weir section is generally higher than the surrounding area. As a result, the flow is directed to the openings with an upward vertical velocity component. The observations suggest that the partial removal of a weir triggers several 3D vortices and these vortices are the major controller of the scour process around the weir. The transverse velocity components are sensitive to the removal shape of the weir. Therefore, by carefully selecting the removal shape, the transverse velocity and the local bed profiles may be altered as desired.

4. Discussions

The results obtained from the experiments demonstrate that the partial removal of a weir structure exerts great impacts on the upstream channel dynamics. The following parameters and processes are considered to be of great importance prior to a removal action.

According to the results of the current experiments, it is found that σ_g is the most dominant parameters to characterize the responses of the upstream channel to a weir removal action in non-uniform sediment beds if the mean grain size is kept constant. Therefore, the mean diameter D and the geometric standard deviation σ_g may be used as simple indicators in the analyses for practical uses.

The experimental observations and quantifiable data indicate that the sediment sorting process is an important phenomenon in non-uniform sediment beds. The dominant flow and the secondary flow trigger sediment sorting both longitudinally and laterally. The sediment sorting processes influence the channel geometry, the bed resistance and the bed composition. Consequently, bed morphology in a non-uniform bed exhibits quite different features from that of a uniform bed. The topographic patterns of sandbars in a non-uniform bed are more irregular than a uniform one and are not easily determinable mainly due to the formation of sand ribbons. Although more quantitative information is needed to understand the weir removal impacts on the sediment sorting process, it is evidently confirmed that the weir removal will likely enhance the lateral sediment sorting process.

The removal shape continuously controls the local scour development and influences the propagation velocity of the sandbar front before it approaches the weir proximity. Nevertheless, the final sandbar properties at the quasi-equilibrium condition are found to be somehow independent of the removal shape. Based on the experiment results, there are some probable reasons. Although the weir section provides a downstream control for the upstream hydraulic and morphological processes, the influences of the removal shape are mostly eliminated due to the self-adjustments of the local bed geometry and the local flow field around the weir. As a result, the information on the removal shape is almost lost when the influences of the weir removal propagate towards the upstream of the channel at the quasi-equilibrium stage. Since it takes time for the self-adjustments of the flow and the bed, the removal shape has a chance to make influence but on limited area and within limited time before the completion of the self-adjustments.

Three dimensionless parameters H^*/B^*, B_2/B_1 *or* B_s/B_0 have been proposed to characterize the removal shape. According to Figs.14 and 15, one may conclude that those parameters make a well control on the local flow structures near the weir although the flow field is highly three dimensional. With those parameters, one may obtain some general idea on how many circulating cells may occur, where the flow circulation may take place and hence what kind of scour phenomenon may be expected. In addition, it also sheds a light on possible prediction of the local scour depth. Unfortunately, the limited experiment data in this research does not allow the derivation of a reliable scour formula for the time being. However, the results suggest that a removal shape of a shallow rectangular or a triangle, or a removal by introducing a lot of slits is recommended in order to reduce the local scour around the weir.

5. Conclusions

A series of experiments on the upstream channel

response to the partial removal of a weir structure have been performed.

Weir removal promotes local scour near the removed section and sandbar development in the upstream channel. The two processes dominant the hydraulic and morphological processes in the channel. Both the local scour and the sandbar development are strongly related to sediment non-uniformity. Moreover, sand ribbons appear in non-uniform sediment beds as a result of lateral sediment sorting, which furthermore promote coarse sediment movement and the development of sandbars and hence exert impacts on the flow structure. The removal shape directly affects the local flow structure and local scour depth around the weir. The removal shape initiates and, to some extent, provides an important boundary for the development of the local flows. The local flow is generally highly three dimensional. Moreover, the local flow and the local scour are strongly coupled parameters. They adjust themselves according to the changes in each other. The removal shape also exerts impact on the propagation characteristics of upstream sandbars before the disappearance of the weir pool but does not exhibit significant influences on the final properties of the sandbar system at the quasi-equilibrium stage. The removal shape can be characterized with three dimensionless parameters, i.e. H^*/B^*, B_2/B_1 *or* B_s/B_0. It is found that the local scour depth shows positive relationship, while the propagation velocity of the sandbar front shows negative relationship with the three parameters.

The findings in this research encourage the development of practicable scour prediction formulae and possible methods to quantify sandbar properties such as bar types, wavelength and wave height. However, more experiment data is necessary to further the understanding on and to characterize the flow structure and the sediment movement.

Acknowledgements

The research is financially supported by the Grant-in-Aid for Scientific Research (C), MEXT, Japan (PI: Dr. Y. Muto, Grant No. 22560511) and the JSPS Asia-Africa Science Platform Program: Creation of Research Hub for Sediment Disasters and River Environment in Mountainous Area (Coordinator: Dr. H. Nakagawa).

References

Cantelli, A., Wong, M., Parker, G. and Paola, C., Numerical model linking bed and bank evolution of incisional channel created by dam removal, Water Resources Research, AGU, Vol.43, W07436, doi:10.1029/2006WR005621, 2007.

Colombini, M., Turbulence-driven secondary flows and formation of sand ridges, Journal of Fluid Mechanics, 254, pp. 701-719, 1993.

Cui, Y.T., Parker, G., Braudrick, C., Dietrich, W. and Cluer, B., Dam Removal Express Assessment Models (DREAM). Part1: model development and validation, Journal of Hydraulic Research, IAHR, 44(3), pp.291-307, 2006.

De Leaniz C.G., Weir removal in salmonid streams: implications, challenges and practicalities, Hydrobiologia, 609, pp. 83-96, 2008.

Doyle, M.W., Stanley, E.H., Harbor, J.M. and Grant, G. S., Dam removal in the United States: emerging needs for science and policy, EOS Transactions, AGU, 84(4), pp.29-33, 2003.

Doyle, M.W., Stanley, E.H., Orr, C.H., Selle, A.R., Sethi, S.A. and Harbor, J.M., Stream ecosystem response to small dam removal: lessons from the Heartland, Geomorphology, 71, pp. 227-244, 2005.

Kibler, K. M., Tullos, D. D. and Kondolf, G. M., Learning from dam removal monitoring: challenges to selecting experimental design and establishing significance of outcomes, River Research and Applications, doi: 10.1002/rra.1415, 2010.

McLean, S.R., The role of non-uniform roughness in the formation of sand ribbons, Marine Geology, 42, pp. 49-74, 1981.

Milhous, R.T., Modeling of instream flow needs: the link between sediment and habitat, River Research and Applications, 14, 79-94, 1998.

Muto, Y., Kanda, K., Zhang, H. and Nakagawa, H., An experimental study on upstream bed response due to falling works improvement, Proc. 33rd IAHR Congress, Aug.9-14, Vancouver, BC, Canada, 2009. (CD-ROM)

Muto, Y., Kanda, K. and Zhang, H., Bed evolution process after dam removal in the upstream reach,

Proc. 11st ISRS, Sep.6-9, Stellenbosch, South Africa, 2010. (CD-ROM)
Randolph, M.F. (1981): The response of flexible piles to lateral loading, Geotechnique, 31(2), pp. 247-259.
Rumschlag, J.H. and Peck, J.A., Short-term sediment and morphological response of the middle Cuyahoga River to the removal of the Munroe Falls Dam, Summit County, Ohio, J. Great Lakes Res. 33 (Special Issue 2), pp.142-153, 2007.
Shields, Jr. F.D. and Milhous, R.T., Sediment and aquatic habitat in river systems, ASCE Task Committee on Sediment Transport and Aquatic Habitats, Sedimentation Committee, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 118(5), pp.669-687, 1992.
Tsujimoto, T., Formation of longitudinal stripes due to lateral sorting by cellular secondary currents, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, 33, pp. 403-408, 1989. (in Japanese)
Walter, C. and Tullos, D.D., Downstream channel changes after a small dam removal: using aerial photos and measurement error for context; Calapooia River, Oregon, River Research and Applications, 26, pp. 1220-1245, 2010.
Wildman, L.A.S. and MacBroom, J.G., The evolution of gravel bed channels after dam removal: case study of the Anaconda and Union City Dam removal, Geomorphology, 71, pp. 245-262, 2005.
Yamamoto, H., Alluvial River Dynamics: Perspective of Sediment Environment, Sankaido Press, 1997. (in Japanese)
Zhang, H., Kanda, K., Muto, Y. and Nakagawa, H., Morphological response of river channel due to weir reconstruction, Proc. 4th International Conference on Scour and Erosion, Tokyo, Japan, Nov.5-7, 2008. (CD-ROM)
Zhang, H., Nakagawa, H. and Mizutani, H., Bed morphology and grain size characteristics around a spur dyke, International Journal of Sediment Research, 27(2), 141-157, 2012.
Zhang, H., Nakagawa, H., Muto, Y. and kanda, K., Numerical simulation of bed evolution process due to weir reconstruction, Proc. Of 33rd IAHR Congress, August 9-14, Vancouver, BC, Canada, 2009. (CD-ROM)

(Received June 7, 2012)

堰の部分撤去による上流河道の応答特性

張浩・武藤裕則(1)・中川一・中西志郎(2)

(1)徳島大学大学院ソシオテクノサイエンス研究部
(2)大阪府

要　旨

本稿は，堰の部分撤去による上流河道の水理学及び地形学的な応答特性に関する実験的研究である。特に，堰の改変形状及び河床材料の粒径特性について注目した。堰を部分撤去した場合は，堰周辺には局所洗掘，河道上流域には砂州の移動が生じた。堰の改変形状が堰近傍の三次元流れ場及び局所洗掘を促進し，上流砂州の伝播特性にも影響していることが確認された。準平衡状態においては，砂州の特性は堰の改変形状よりも堰の改変面積との関連性は深いことが示された。混合砂での実験では，河床材料の平均粒径及び標準偏差による河道の応答特性に大きいな違いが見られた。また，河道横断方向の流砂分級現象による河道縦断方向にはサンドリボンと呼ばれる細粒径砂による帯が形成され，そのサンドリボンは河床地形に影響を及ぼすことも確認された。

キーワード: ダム・堰撤去，河道応答特性，砂州，局所洗掘，サンドリボン

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

Study of the Characteristics of the Flow around a Sequence of Non-Typically Shaped Spur Dikes Installed in a Fluvial Channel

Amir-Reza MANSOORI, Hajime NAKAGAWA, Kenji KAWAIKE, Hao ZHANG, and Akbar SAFARZADEH (1)

(1) University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, IRAN

Synopsis

In this study, the features of flow in a sequence of non-typically shaped spur dikes will be examined using a 3-D numerical code, SSIIM. The velocity field and shear stress contour will be presented and the effect of the spaces between the spur dikes on the flow will be discussed. The comparison between the non-typically T-type spur dikes and the straight shape spur dikes showed that by installing the T-type in stream, the distribution of high stress and high energetic zones around the spur dike as well as the main stream is more homogenous. This fact can highlight the capability of T-type spur dikes to provide a better route for navigation, as well as the better stagnation zones which are suitable environment for the life cycle of stream biota and fauna.

Keywords: spur dike, T-head, embayment, numerical simulation, SSIIM, CFD.

1. Introduction

The spur dike is one of the main transverse hydraulic structures installed in streams to prevent bank erosion and improve navigation routes in rivers. Recently, it has also been used to provide a better environment for those stream species that need a diverse bed with a range of hydrodynamic, topographic, and biological conditions in rivers.

Based on the construction method and materials or the hydraulic conditions of inflow, spur dikes can be categorized as impermeable or impermeable, and emerged or submerged, respectively. Moreover, based on the shape of the spur dike in the plan, different kinds of spur dikes can be recognized: “Straight shape" or "I-type,” “T-type,” “L-type,” etc. Indeed, the most typical type of spur dike constructed in rivers over the years is the straight one.

After installation of transverse structures in the rivers, due to the separation of approaching flow and the formation of shear layers, a fully three-dimensional turbulent flow will appear locally around the structures as well as inside the main stream. This can lead to the movement of sediment particles from the bed, erosion along the bed and banks of the river, and ultimately to changes in the morphology of the stream reach.

Numerous studies have proven that, by installing a series of straight spur dikes in the stream, a local scour hole will form and the eroded material can form a series of point bars downstream of the spur dike. Over time, these big bars would be able to interrupt the route of navigation in rivers. An increase in the resistance of the flow and, consequently, a greater risk of flooding might also result from the formation of such bars along the river. Alternatively, very limited studies of non-typical shapes of spur dikes show that these types of spur dike are capable of better performance in decreasing topological changes in the stream.

Linder et al. (1964) conducted a set of

experiments to find the optimum combination of a series of L-shape in a left bank of a reach of Missouri River in the U.S. According to these findings they suggested the optimum opening between two consequent spur dikes should be around 42 percent of the distance between the bodies of those groynes. Vaghefi and Ghodsian (2009) studied flow field scouring around a single T-shape spur dike in a 90 degree bend. Kadota et. al. (2010) conducted a series of experiments in which they studied hydrodynamic of flow around an individual T and L- shape spur dikes.

In this study, two different series of spur dikes will be examined: a simple series of straight spur dikes and a simple series of spur dikes with T-shaped heads. The effect of the length of the spur dikes' field on the pattern of flow field will be discussed. The discussions will focus mostly on comparing the mean characteristics of the structure of turbulent flow around these two types of spur dikes; the purpose is to evaluate and compare the performance of a series of T-shape spur dikes with that of straight ones, based on the primary objectives of the designs of the spur dikes.

2. Numerical model

In the present study, a numerical code will be utilized to solve the governing 3-D RANS equations. The code uses standard k-ε turbulence model to solve the turbulent stresses in the Reynolds-averaged equations. The convection terms are discretized using the SOU scheme. For velocity-pressure coupling, the SIMPLE algorithm is adopted. Water surface calculation was also applied in order to incorporate fully 3-D turbulent modeling and free-surface flow.

For boundary condition, the "velocity inlet" boundary condition is applied to the inlet plane. Therefore, in this study the channel length before the test area (first spur dike in the series of spur dikes) was checked to ensure about the enough length needed to fully-develop the velocity profile before reaching the spur dikes. The outlet of the channel is defined using "outflow" boundary condition. The bed and side wall are solid boundaries and the "wall" boundary condition is used for these boundaries. For k-ε turbulence model, the standard wall function is applied to bridge the near wall boundaries and turbulent regions.

2.1 Verification

Before employing the numerical model with the aim of the study the flow pattern around two series of spur dikes with different shapes of head, it was necessary to ensure the accuracy of the numerical code. Due to the lack of reliable experimental data for a series of T-head spur dikes, the verification of model was done by a set of available experimental data of single spur dike carried out with satisfactory precision by ADV. The test case had been conducted in a straight rectangular flume with 11m length and 1m width by Safarzadeh et al. (2010). The steady-state water discharge of 60 lit/s and the equivalent normal depth h=143mm was applied in the flume entrance. The spur dike had been installed in the channel 7 m downstream of the entrance of the channel with 15 cm length, 1 cm width and 15 cm height with a 90-degree angle toward the mainstream. To make the suitable mesh of modeling, the required criteria such as "y+" criterion near the walls and bed was checked to avoid from the instability in the results.

Considering the time-consuming process of the solving of the domain, a non-uniform grid of 40*12 in the transverse and vertical directions was employed. In the stream-wise direction 300 planes were used.

Fig. 1 shows the comparison between the simulation results and the experimental data for the velocity magnitude (= $\sqrt{u^2+v^2+w^2}$ in which u, v and w are respectively longitudinal, transverse and vertical components of velocity) in different cross sections of upstream and downstream of the spur dike in the planes near the water surface and close to the bed. It can be seen that agreements between measured and computed velocity are quite satisfactory. However in some points the performance of the model was not pretty well which might be due to the lack of the k-ε turbulence modeling to model the turbulence-driven recirculation perfectly.

2.2 Case studies

In the next step and after the verification of the

Table 1 The hydraulic and geometrical characteristics of test cases

Case Study (A series of)	L (m)	Q (Lit/s)	h (m)	L/B	Lw/L	Fr	Re
Straight spur dikes	0.15	60	0.143	0.15	-	0.35	186000
T-shape spur dikes	0.15	60	0.143	0.15	1	0.35	186000

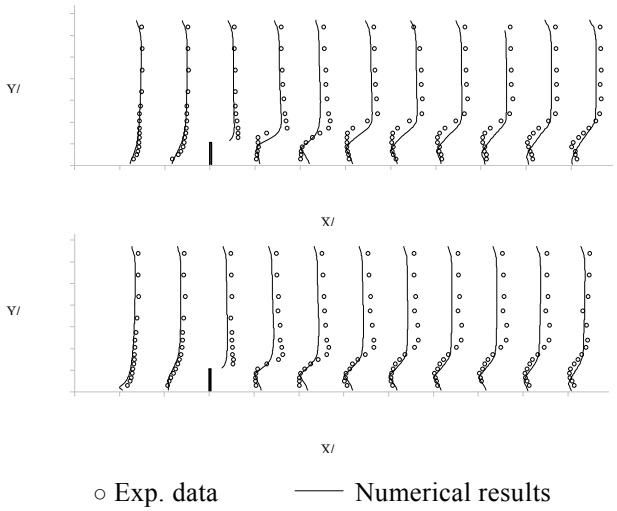


Fig. 1 Verification of numerical simulation with experimental data (velocity magnitude); Above: The plane near the water surface; Below: The plane close to the bed.

model, the 3D numerical code was applied on two different sequence of spur dikes: a simple sequence of straight spur dikes and a simple sequence of spur dikes with T-shape head (Fig. 2) and the effect of different shapes of head on the pattern of flow field will be discussed.

Table 1 shows the characteristics of each case in which L is the length of the spur dike, Q is the discharge in the upstream of the channel, h is the normal depth of water applied in the inlet of the

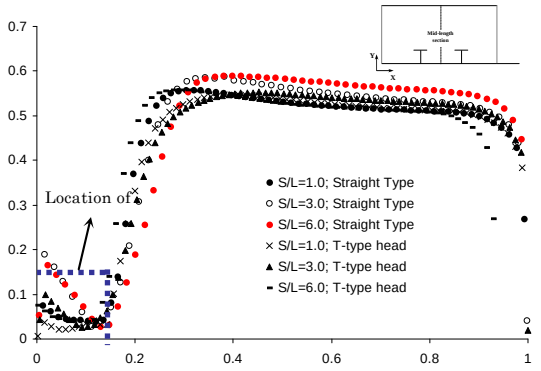


Fig. 3 Velocity distribution of (u) in the transverse direction, along the mid length of the embayments

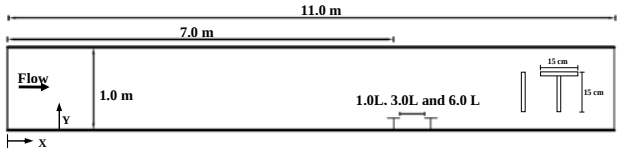


Fig. 2 Schematic view of case studies

channel, B is the width of the channel, Lw is the length of the wing of the spur dike (in the T-shape case), Fr is the Froude number and Re is the Reynolds number.

Moreover, since the morphological pattern inside a spur dike field corresponds to the number and shape of circulation cells between the spur-dikes (Sukhodolov et al. 2002, 2004) and the ratio S/L (S=length of the embayment between the spur-dikes) determines the number and shape of the horizontal eddies that form along the downstream of the spur-dikes (Yossef, 2010), in this study, three ratio of S/L (S/L=1.0; 3.0, 6.0) was investigated.

For the T-shape case this length (L) was assumed between the downstream tip of the wing of first spur dike and the upstream tip of the wing of the latter one in the series.

3. Results and discussion

3.1 Velocity distribution

Fig. 3 shows the distribution of longitudinal component of the velocity in the transverse direction, along the mid length of the embayments of the spur dikes. As it can be seen, in all cases due to present of the spur dikes the uniformity of transverse distribution of velocity has been quite changed and a considerable drop has been occurred by reaching to the point of the spur dikes. Moreover, in this figure, this is clear that inside the embayment the velocity field is significantly less than the main channel and then a stagnant zone has been formed behind the first spur dike in the series. By comparing the T-shaped cases with their

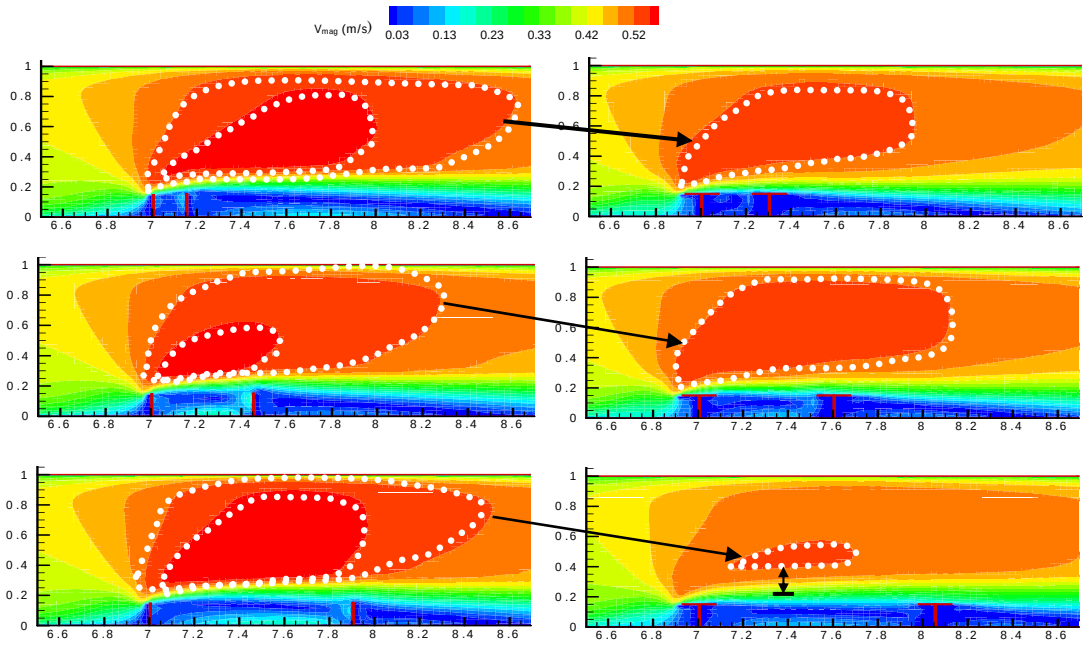


Fig. 4 Contour of velocity magnitude in the plane close to the bed of straight spur dikes (left) and T-shaped spur dikes (right)

counterparts of straight shaped, it can be recognized that the maximum velocity inside the embayments of t-shaped spur dikes is reasonably less than straight ones. This means that the t-types spur dikes can provide even more stable embayment compared to the straight ones.

Fig. 4 shows the contour of velocity magnitude in the level of near bed for both types of the spur dikes with three different ratio of S/L. In all cases the zone of maximum velocity occurs alongside of the outer zone of the shear layer. Comparison between the contours of plane near the bed for both shapes shows that regardless of the S/L, in the T-shaped cases the zone of high velocity has moved toward the opposite bank of the channel. The main cause of this fact can be the presence of the wing of the spur dike for T-shaped cases. In other word, the wing of the T-shaped spur dike moves the high velocity zone away from the body of the spur dike toward the main channel and/or opposite bank. In addition, the amount of maximum velocity magnitude has reduced for T-shape spur dikes. The direct effect of this decrease can be arising on the changes in the bed shear-stress. Then it can be expected that in this case the pattern of bed-shear stress as well as the potential of the erosion would be reduced. This fact will be further discussed later. Generally, it can be seen that the extension of high velocity zone in the series of straight spur dikes is more than the T-shaped cases.

3.2 Shear Stress Distribution

Fig. 5 represents the contour of the bed shear stress distribution in all cases. The first point which can be seen from this figure is the ability of the T-shaped spur dike to deviate the high stress points from the body of the spur dike. This can lead to more stability for the body of spur dikes against the erosion due to formation of scour hole around the tip of first spur dike in the series.

In fact, the presence of the wing of T-shape head has not only the major effect on the deviation of high stress points from the body of first spur dike of the series, but also has caused the extensive changes on the distribution of the shear stress in front of the sour dikes inside the main channel. As it is shown in the fig. 5, in all cases of T-shaped spur dikes, the extension of the maximum zone of shear stress has been confined to a very limited area in the middle of the channel. The first expectation of this is that the less probability of the formation of large point bars along the channel in T-shaped cases. In other words, the expected bed topography due to installation of a sequence of T-shaped spur dikes is more homogenous and uniform than that of straight spur dikes'.

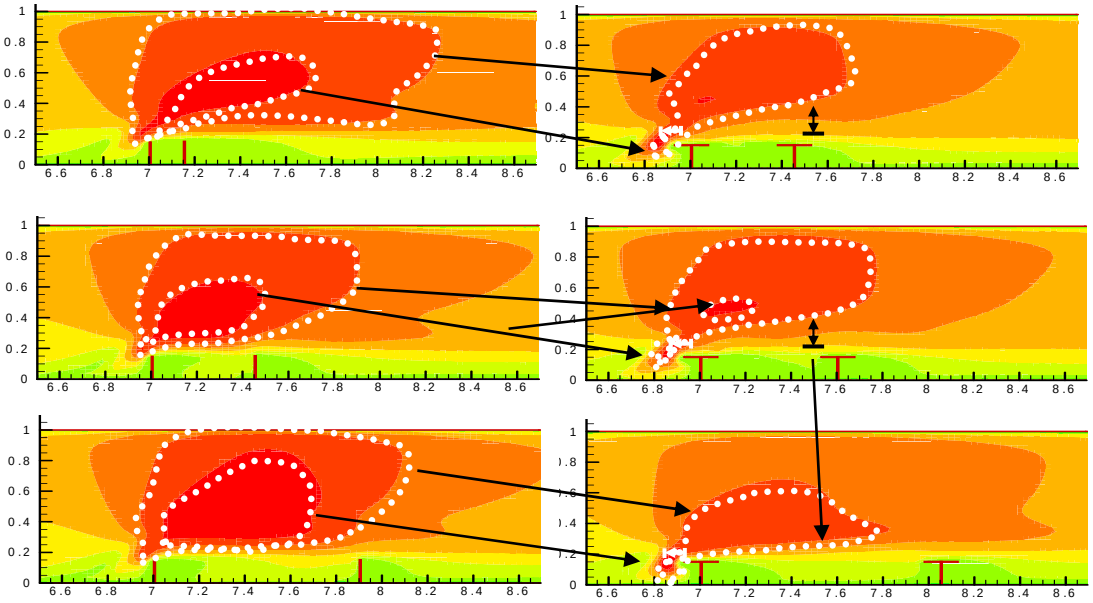


Fig. 5 Contour of shear stress distribution of straight spur dikes (left) and T-shaped spur dikes (right)

4. Conclusion

In this paper, velocity and shear stress distribution around two sequences of spur dikes with different head shapes were studied using a 3D-numerical model. This study showed that inside the embayment of T-shaped spur dikes there is a more stagnant zone compared to the embayment of the straight spur dikes. Overall, the existence` of the wing can increase the stability of the body of the spur dike against the erosion because of the moving the high-stress (energetic) regions away from the body. Besides, it has another type of effect on the distribution of high velocity zone toward the main flow (as well as the opposite bank) which can have effect on the formation of point bars and bed topography in the main part of the channel and consequently can roughly be considered as a better option for improving the navigation.

References

Yossef, M. F. M. (2005): Morphodynamics of rivers with groynes, Delft University of Technology.

Kadota, A., Suzuki, K., & Kojima, E. (2010): Flow Visualization of mean and coherent flow structures around T-type and L-type groynes, the proceeding of River Flow 2010.

Linder, W. (1964): Laboratory Investigation of L-Head Channel Control Structures, Technical Report.

Sukhodolov A., Uijttewaal W.S.J., and Engelhardt C. (2002): On the correspondence between morphological and hydrodynamical patterns of groyne fields, Earth Surface Processes and Landforms, Vol. 27 N 3, p. 289-305.

Olsen, N.R.B. (2002): A 3D numerical model for simulation of sediment movements in water intakes with moving option. User's Manual, NTNU, Norway.

Vaghefi, M., & Ghodsian, M. (2009): Experimental study on the effect of a T-shaped sour dike length on scour in a 90 channel bend, The Arabian Journal for Science and Engineering, 34(2), 337-348.

Safarzadeh, A., Neyshabouri, S. A. A. S., Ghodsian, M.. (2010): Experimental study of head shape effects on shear stress distribution around a single groyne, the proceeding of River Flow 2010.

Sukhodolov, A., Engelhardt, C. Krüger A., Bungartz. H. (2004): Case Study: Turbulent Flow and Sediment Distributions in a Groyne Field, Journal of Hydraulic Engineering, 130: 1-9

Yossef, M. F. M. (2010): Sediment Exchange between a River and Its Groyne Fields: Mobile-Bed Experiment, Journal of Hydraulic Engineering, 136(9), 610.

(Received June 7, 2012)

河川に設置された非典型的な形状の連続型水制周辺の流れの特徴に関する研究

Amir-Reza MANSOORI・中川　一・川池　健司・張　浩・Akbar SAFARZADEH [(1)]

[(1)] Mohaghegh Ardabili大学，アルダビール，イラン

要　旨

本研究では，非典型的な形状の連続型水制周辺の流れの特徴について，3次元流れ解析モデルSSIIMを用いて調査した。流れとせん断応力の分布を示し，水制間の流れにおける水制形状の効果を考察した。T型とI型水制の比較によって，T型水制の設置は水制周辺にせん断力の大きな領域を創り出すだけでなく，主流路側を均一な流れ場にすることが示された。このことは航路維持にとって着目すべき事ことであり，そして淀み領域においても河川生物および動物相のライフサイクルによって適した環境を提供している。

キーワード: 水制，T型，わんど，数値解析，SSIIM，計算流体力学

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

砂質堤防越水時の浸透とすべり破壊を考慮した越流破壊解析法の検討

水谷英朗・中川一・與田敏昭(1)・川池健司・張浩

(1) 株式会社 ニュージェック

要 旨

本研究では，均一型砂質堤防の越水模型実験を実施し，砂質堤防の越流侵食現象が再現可能な数値解析モデルの構築を図った。実験では，堤防の越流破壊現象について粒径および浸透流の進行が越流侵食に与える影響について考察を行った。数値解析では，粒径および浸透の進行によって変化するせん断抵抗の影響を考慮した堤防の越流侵食モデルの構築を図った。流れの水深積分モデル，堤体内の浸透流解析，非平衡流砂モデルの枠組みによる土砂輸送，斜面安定解析の４つを結合し同時に解析することにより越流侵食破壊現象の再現を試み，一部の検証ケースにおいて計算モデルの結果は概ね良好な結果が得られ，堤防越水時の不飽和堤土の侵食評価において，浸透水によるせん断抵抗の変化を考慮することの重要性が示された。

キーワード: 砂質堤防，越流侵食，浸透流，サクション，すべり破壊

1. はじめに

日本の年間降水量は世界平均に比べ多く，特に九州南部，四国南部，南紀，東海中部の岐阜県と北陸地域では年平均2000mm を超え，世界でも多雨域に属している。そして，我が国では洪水も多く，急激な河川水位上昇による堤防決壊や越水による洪水氾濫の対策が古くからの課題である。河川堤防は，人命および資産を外水氾濫から守る最後の砦であり，地球温暖化に伴う気候変動等により超過洪水の発生ポテンシャルが増加している中，堤防強化はこれまで以上に防災上大きな役割を担う。

計画降雨を上回る場合を想定した堤防強化対策や検討も進められつつある中，設計上安全度の閾値を越える外力が来襲した際に，越流した堤防がどれだけ持ちこたえるか（堤防の粘り強さ（藤田・諏訪(2000)）などの越流破堤の時間変化過程の評価やその予測技術構築が現在直面している課題である。

破堤要因の多数を占めると言われる越流侵食の対策を検討する上で，堤防侵食現象を再現し得る数値計算モデル構築の重要度は高く，越流侵食対策や下流側の洪水被害評価に繋がるような，越流水および堤体侵食現象を時間的に追跡できる計算モデルの構築が求められている。これまで堤防越流侵食に関する実験的研究は少なくないものの，数値解析に関する研究事例はそれ程多くなく未だ乏しいと言える。

堤防の越流侵食モデルの開発が遅れている原因として，堤防の越流破壊現象が急勾配の移動床水理で，浸透，侵食，局部すべり破壊や崩落などが複雑に絡んだ現象であるため，モデル化を困難にしていることが一つ考えられる。また，堤防の越流侵食プロセスは通常は裏法面における不飽和土の侵食であるため，河道内の飽和した河床面の侵食プロセスと異なる挙動を示す。不飽和土はサクションの影響により河川内の飽和土と比較してせん断強度が大きく，またそのせん断強度は飽和度とともに変化する。そのため，不飽和土では浸透と侵食を一体としてとらえる必要があり，このこともモデル開発を遅らせている原因の一つと考えられる。そして，もう一つ大きな原因として，粘着性のある土の侵食速度の評価である。堤防に用いられる材料は粘土を含む砂質土も多く，粘土分が少量含まれるだけで，粘土粒子間に働く化学的な作用により砂のみの材料に比べ侵食速度が非常に小さくなることが知られている。その粘土分も含む材料の普遍的な侵食速度式が現在議論の段階にあるため，堤防の越流侵食のモデル開発を大きく困難にしている。

これまでの堤防越流侵食に関する数値シミュレー

ションの研究事例として，Tawatchai and Chinnarasri (2001) は１次元不定流計算にMPM式を基に急勾配水路に対応した流砂量式を用いて侵食計算を行い，そして，円弧すべりの斜面安定解析を加えたシミュレーションを行っている。ただし，流砂量式の係数については，実験に合うよう試行錯誤的に決定している。

後藤ら(2002, 2008)の研究では，粒子法を用いて越流水の解析および表層せん断および水撃作用を考慮した堤防裏法面の侵食プロセスを再現する試みを実施している。侵食プロセスについては，侵食速度に関する水理実験より得られた侵食速度に基づいて評価している。

Wang and Bowles (2007) は粘着性土の切り立った堤防の越流破壊プロセスについて，1次元の浅水流方程式と簡易Bishop法を用いた3次元の斜面安定解析により再現検証を行っている。

上記したように堤防の越流侵食シミュレーションに関する研究はいくつか存在するが，多くは侵食速度の評価部分に課題が残されており，堤体土等の実験条件が異なるとそのまま適用するには問題がある。粘着性土の侵食速度の課題も残されているが，非粘着性の堤土においても，前述したように侵食評価に浸透流の影響を考慮していないため，不飽和堤体表層の飽和度によってせん断抵抗が変化する侵食プロセスを考慮できておらず，既往研究で普遍性のある侵食評価技術が構築されているとは言い難い。

本研究では，不飽和堤体の越流侵食に着眼点を置き，砂質堤防の越水模型実験を実施し，粒径や越流前の堤体飽和度の違いが越流侵食プロセスに与える影響を確認する。そして，計算モデル構築のための検証データを実験により蓄積し，そして浸透および越流水の影響を考慮した砂質堤防越流破壊モデルの構築を図った。

2. 砂質堤防の越流破壊解析法

本研究の堤防越流破壊解析モデルは，①堤体内の浸透流解析，②越流水の流れ解析，③堤体の侵食および堆積の土砂輸送解析，④堤体法面のすべり破壊解析の４つの解析モデルから構成されている。Fig. 1には本研究の各解析モデル間の相互作用，すなわち各モデル間でやりとりする変数について模式図で示している。本研究で重要なところは，浸透流解析により堤体飽和度の変化が計算され，侵食速度評価にその浸透流解析の解析結果が用いられている点にある。

以降，各解析過程について記述する。

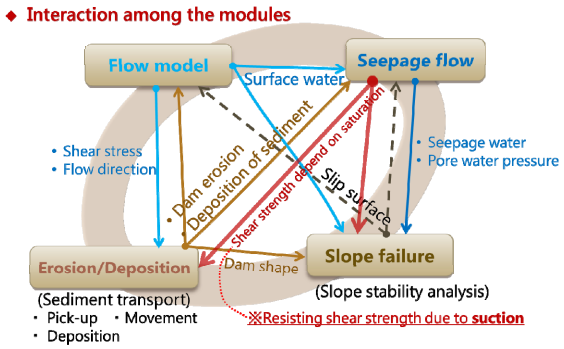


Fig. 1 Schematic diagram of interaction between each module

2.1 堤体内の浸透流解析

非定常の飽和・不飽和浸透流解析は，次式のRichards式を支配方程式としており，代表断面の鉛直２次元の解析を行う。

$$C(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial t}=\frac{\partial}{\partial x}\left(K_x\frac{\partial \psi}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(K_z\frac{\partial \psi}{\partial z}+1\right) \tag{1}$$

ここで，$C(\psi)$は比水分容量$(=\partial\theta_w/\partial\psi)$，$\theta_w$は体積含水率，$\psi$は圧力水頭，$K_x, K_z$はx, z方向の透水係数である。そして，Richards式を解くのに必要な圧力水頭と含水率および圧力水頭と不飽和透水係数Kの関係式は，次式のvan Genuchten (1980) の式を用いた。

$$S_e=\frac{\theta_w-\theta_r}{\theta_s-\theta_r}=\begin{cases}1/\left(1+|\alpha\psi|^{\eta}\right)^{m} & if(\psi<0)\\ 1 & f(\psi\geq 0)\end{cases} \tag{2}$$

$$K=\begin{cases}K_sS_e^{0.5}\left[1+\left(1-S_e^{1/m}\right)^{m}\right]^2 & if(\psi<0)\\ K_s & f(\psi\geq 0)\end{cases} \tag{3}$$

$$C=\begin{cases}m\left\{1+\left(|\alpha\psi|\right)^{\eta}\right\}^{-m-1}\eta\left(|\alpha\psi|\right)^{\eta-1}\alpha(\theta_s-\theta_r) & if(\psi<0)\\ 0 & f(\psi\geq 0)\end{cases} \tag{4}$$

ここで，S_eは有効飽和度，θ_s, θ_rはそれぞれ飽和および残留体積含水率，α, ηは土質試験より与えられる保水性に関するパラメータ，$m=1-\eta^{-1}$，K_sは飽和時の透水係数である。

2.2 越流水の流れ解析

越流水の流れ計算には水深方向に積分した平面２次元浅水流方程式を用いる。方程式内では水位と水深平均流速が未知数となり，以下に示すx, y方向の運動方程式および連続式から求められる。

$$\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}=-g\frac{\partial H}{\partial x}-\frac{\tau_{bx}}{\rho h}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\tau_{xx}}{\rho}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\tau_{xy}}{\rho}\right) \tag{5}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t}+u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}=-g\frac{\partial H}{\partial y}-\frac{\tau_{by}}{\rho h}+\frac{\partial}{\partial x}(\frac{\tau_{xy}}{\rho})+\frac{\partial}{\partial y}(\frac{\tau_{yy}}{\rho})$$

(6)

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial (uh)}{\partial x}+\frac{\partial (vh)}{\partial y}=0 \tag{7}$$

ここで，u,vはx, y方向の水深平均流速，gは重力加速度，Hは水位，hは水深，ρは水の密度である。また，$\tau_{xx},\tau_{yy},\tau_{xy}$は乱れによるせん断力で次式より求められる。

$$\frac{\tau_{xx}}{\rho}=2\varepsilon\frac{\partial u}{\partial x},\quad \frac{\tau_{yy}}{\rho}=2\varepsilon\frac{\partial v}{\partial y},\quad \frac{\tau_{xy}}{\rho}=\varepsilon\left(\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{\partial v}{\partial x}\right) \tag{8}$$

εは渦動粘性係数で，$\varepsilon=\kappa u_* h/6$で与え，ここに$\kappa$はカルマン定数(=0.4)で$u_*$は摩擦速度である。また，底面のせん断力は次式で評価した。

$$\tau_{bx}=\rho g n^2 u\sqrt{u^2+v^2}\,/h^{1/3} \tag{9}$$

$$\tau_{by}=\rho g n^2 v\sqrt{u^2+v^2}\,/h^{1/3} \tag{10}$$

ここで，nはマニング粗度係数である。

以上の式を離散化し，圧力-速度の連成解析法でSIMPLE法の収束性を改善したSIMPLER法(Patankar,1980)を用いて解いている。

2.3 堤体の侵食および堆積の土砂輸送解析

越流水によって法面が侵食し堤体形状が変化し，そして，侵食された土砂が法尻近傍もしくは法尻から幾分離れた場所で堆積する。本研究では侵食しながら変化する堤体法面の局所勾配の侵食および堆積へ与える影響を考慮するために，地形に沿った砂粒の運動方程式を解く非平衡流砂モデルのフレームワーク(例えば,長田ら(2001))を用いて解析を行った。

堤防越流による侵食現象は，流速が大きく，水深が小さく，そして法面勾配が急であるため，河道の河床変動計算で用いられているような流砂量式やpick-up rateの式をそのまま用いた場合では侵食量が過大に算出される傾向がある（例えば, Tawatchai and Chinnarasri (2001)）。また，堤体は河道内の河床砂に比べて小さな粒径の土で構成されており，サクションによるせん断抵抗の増加などの影響により，砂質堤土の粒径が大きい程侵食が大きくなる可能性があり（Nakagawa et al., 2011），掃流砂量式をそのまま堤防越流侵食に適用するには問題がある。本研究では，Nakagawa et al.（2011）の研究と同様にサクションによるせん断抵抗の増加を考慮することを考え，本研究ではpick-up rate式にその効果を導入して堤防越流破壊シミュレーションを試みた。

(1) pick-up量の計算

各計算メッシュからの単位時間あたり離脱土砂量はpick-up rate p_sを用いて次式のように表せる。

$$V_p=(A_3 d)/A_2\ p_s S_p \tag{11}$$

ここで，dは河床材料粒径，A_2, A_3は砂粒の２次元，３次元の形状係数（$=\pi/4,\pi/6$），S_pは離脱地点メッシュの鉛直方向射影面積である。

pick-up rateは局所勾配の影響を考慮した中川・辻本・村上(1985)の式にサクションによるせん断力増加を考慮した次式より計算を行った。

$$p_s\sqrt{\frac{d}{(\sigma/\rho-1)g}}=F_0 G_* \tau_*\left(1-\frac{k_p\phi\tau_{*c}+\tau_{*suc}}{\tau_*}\right)^{m_p} \tag{12}$$

$$G_*=\frac{\cos\psi+k_L\mu_s}{1+k_L\mu_s} \tag{13}$$

$$\phi=\frac{\mu_s\cos\theta_b-\sin\theta_b\cos\alpha}{\cos\psi+k_L\mu_s}\frac{1+k_L\mu_s}{\mu_s} \tag{14}$$

ここで，τ_*,τ_{*c}は無次元掃流力と無次元限界掃流力，G_*は流れと砂粒の移動方向の影響を考慮する補正係数，ϕは局所勾配が移動限界に与える補正係数，σは河床材料の密度（$\sigma/\rho=2.65$），θ_bは河床最大傾斜方向の勾配角，k_Lは抗力と揚力の比（$=0.85$），μ_sは砂の静止摩擦係数（$=0.7$），ψは河床付近の流速と砂粒移動方向のなす角度，αは砂粒の移動方向と河床の最大傾斜方向のなす角度である。定数については，中川ら(1985)が飽和土の実験で提案している$F_0=0.03, k_p=0.7$，$m_p=3$をそのまま用いた。

ここで，本研究ではNakagawa et al.（2011）の研究に倣ってサクションによるせん断抵抗の増加効果をこのpick-up rateの式の限界掃流力にサクションによるせん断抵抗増の導入を考える。サクションによるせん断抵抗増分τ_{suc}は，Vanapalli et al.（1996）の研究を参考に，浸透流計算で得られた各点の負の圧力水頭ψから次のように求められる。

$$\tau_{suc}=|u_a-u_w|\left(\frac{\theta_w-\theta_r}{\theta_s-\theta_r}\right)\tan\phi=\rho g|\psi|\left(\frac{\theta_w-\theta_r}{\theta_s-\theta_r}\right)\tan\phi \tag{15}$$

ここで，u_aは間隙空気圧，u_wは間隙水圧で，$|u_a-u_w|$はサクションである。

Egiazaroff (1965)は混合砂礫に関する限界掃流力の式を提案した。本研究では，その限界掃流力の式にサクションによるせん断抵抗増の導入を考える。

抗力と摩擦力が釣り合う砂粒の移動限界を考えと，抗力R_T，摩擦力Fは次のように表現できる。

$$R_T=\frac{\rho}{2}C_D u_b^2 A_2 d \tag{16}$$

$$F=\frac{\pi}{6}d^3(\sigma-\rho)gf+\tau_{suc}A_2d^2 \tag{17}$$

ここで，ρ,σは水および砂粒の密度，C_Dは抗力係数，u_bは砂粒に作用する代表流速，dは砂の粒径，A_2, A_3は砂粒の形状係数，fは摩擦係数$(=\tan\varphi)$を表す。$R_T=F$の限界掃流力の条件より，

$$\frac{u_b^2}{(\sigma/\rho-1)gd}=\frac{4}{3C_D}\tan\varphi+\frac{2\tau_{suc}}{C_D\rho(\sigma/\rho-1)gd} \tag{18}$$

が得られる。粒径dの砂粒に作用する抵抗力の代表流速u_bは，底面よりadの位置の流速であると仮定し，また混合砂礫床の相当粗度k_sは，ほぼ平均粒径に等しいため，

$$\frac{u_b^2}{u_*}=5.75\log_{10}\left(\frac{30.2ad}{d_m}\right) \tag{19}$$

となり，$a=0.63, \tan\varphi=1.0, C_D=0.4, u_*=u_{*c}'$とすると，Egiazaroffの式にサクションによる限界掃流力の増加の項が追加された次式が得られる。

$$\frac{u_{*c}'^2}{(\sigma/\rho-1)gd}=\frac{4}{3C_D}\frac{1}{[5.75\log_{10}19(d/d_m)]^2}+\frac{2\tau_{suc}}{C_D\rho(\sigma/\rho-1)gd[5.75\log_{10}19(d/d_m)]^2} \tag{20}$$

右辺第2項がサクションによるせん断抵抗増分である。本研究では一様砂の実験への適用を行っているため，$d_m=d$とし，次式によってサクションによるせん断力増加の効果を表し，式(12)の岩垣式(1956)および芦田・道上(1972)により修正されたEgiazaroffの式より求めた無次元限界掃流力τ_{c*}に加えて移動限界とした。

$$\tau_{suc*}=\frac{2\tau_{suc}}{C_D\rho(\sigma/\rho-1)gd[5.75\log_{10}19]^2} \tag{21}$$

堤体裏法面の越流侵食過程において，越流水により浸透と侵食がほぼ同時に進行していると考えられる。Photo1は越流侵食実験の堤体を水路横から撮影したものである。越流水により裏法面が侵食されているのと同時に越流水が浸透しwetting frontが堤体内部へと進行している様子が確認できる。堤体土の粒径によって浸透速度が異なり，粒径が小さなケースは裏法面においてwetting frontと侵食面の間が薄く，浸透の進行によって堤体表層が飽和し，サクションによるせん断抵抗が弱まった後に侵食が進行している様子が確認できる。このような越流侵食現象において，越流水の浸透，堤体土の飽和度を考慮したせん断抵抗の変化，そして飽和層および不飽和土の侵食速度の評価が現象を再現する上で重要であることが分かる。

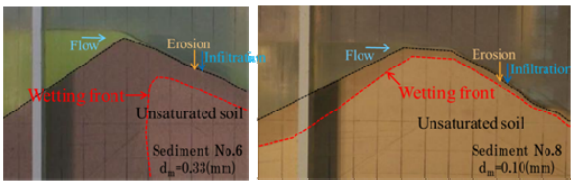


Photo 1 Embankment erosion process due to overtopping flow under different sediment conditions

本研究ではその浸透と侵食の現象をFig.2に示すような越流水による浸透と，飽和層と不飽和土の侵食プロセスの繰り返しとしてモデル化を行った。表層の飽和層とその下に不飽和土が存在し，まず飽和層が侵食され，その次に不飽和層が侵食され，浸透が進む。計算においてこのプロセスの繰り返しをモデル化した。このプロセスを飽和土と不飽和土の二つのpick-up rate式を用いて評価することとした。式(12)より不飽和土の侵食量を求め，飽和土は同式でサクションによるせん断抵抗増を考慮せずに侵食量を評価する。

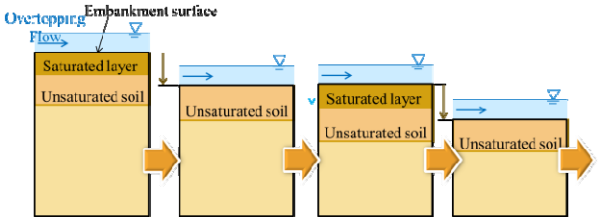


Fig. 2 Schematic diagram of erosion process

この侵食面のモデル化で問題となるのは，表層の飽和層厚の定義である。本研究では，飽和層の厚さは浸透流解析の結果より評価し，もし表層の解析メッシュが飽和していない場合は，堤防表層において浸透は常に進行して表層にわずかな飽和層が存在していると考え，その飽和層厚D_sを透水係数と圧力水頭差$\Delta\psi$と計算ステップを乗じて求めた。

$$D_s:=U_s\Delta t=-K_z\Delta\psi\Delta t \tag{22}$$

ここで，U_sは飽和層の進行速度，K_zは鉛直方向の透水係数，Δtは侵食計算の計算ステップである。侵食計算の1ステップにおいて，飽和層の侵食を飽和土のpick-up rateの式で評価し，次式のように飽和層が全て侵食するために必要な時間を算定し，侵食計算1ステップの残りの時間を不飽和層の侵食とする。

$$\Delta t_s=D_s/Er_s \tag{23}$$

$$\Delta t_u=\Delta t-\Delta t_s \quad (\Delta t_u\geq 0) \tag{24}$$

$$E_r\Delta t=E_{rs}\Delta t_s+E_{ru}\Delta t_u \tag{25}$$

ここで，Er_s, Er_u はpick-up量から求められる飽和層の侵食速度，不飽和土の侵食速度である。そして，Δt_s は1ステップ内において飽和層を侵食するために必要な時間，Δt_u は1ステップ内の不飽和土の侵食に費やされる時間である。計算された侵食速度によって1ステップの侵食高が飽和層内で収まる場合や，飽和層のみ侵食され不飽和土は侵食されない場合，そして，飽和層と不飽和土の両方が侵食される現象がモデル化されることになる。そして，浸透流解析によって堤体表層が飽和状態であれば $Er_u = Er_s$ とし，飽和土の侵食速度式のみで侵食を評価する。

上記した浸透流解析結果を用いたモデル化により，浸透速度の大きな堤体土の計算では飽和土の侵食に近いものとなり，浸透速度の小さな堤体土の計算では，不飽和土の浸透速度影響を強く受けた侵食プロセスを表現することが可能となる。

(2)堆積量の計算

後述する運動方程式より計算される砂粒の移動地点における土砂堆積量をstep lengthの確率密度関数を用いて求める。計算メッシュ i から出発した砂粒の移動経路において，離脱から n ステップ後の位置における単位時間あたりの堆積量 $V_{d(n)}$ は次式で計算される。

$$V_{d(n)} = V_p f_s\left(s_{(n)}\right)\Delta s \tag{26}$$

ここで，V_p は離脱地点の pick-up 量，f_s は step length の確率密度関数を表し，$s_{(n)}$ は離脱した砂粒の移動距離，Δs は 1 ステップの砂粒移動距離である。本研究では，堤防法面ではほとんど堆積が生じないことから $s_{(n)}$ は移動限界以下となった地点からの移動距離とした。step length の確率密度関数は，次式のような指数関数を用いる。

$$f_s\left(s_{(n)}\right) = \frac{1}{\lambda}\exp\left(-\frac{s_{(n)}}{\lambda}\right) \tag{27}$$

ここで，λ は砂粒の平均 step length である。平均 step length については Sekine and Kikkawa (1992) が提案した局所的な掃流力の影響を考慮した次の近似式を用いた。

$$\lambda = \alpha_2\left(\frac{u_*}{w_0}\right)^{3/2}\cdot\left[1-\frac{\left(u_{*c}/w_0\right)}{u_*/w_0}\right] \tag{28}$$

ここで，$\alpha_2 = 3.0\times10^3$，w_0 は砂粒の沈降速度を示す。

(3) 砂粒の運動方程式を用いた移動経路計算

代表離脱砂粒の移動経路を，砂粒の滑動形式の運動方程式を用いて計算する。河床平面を表すために $x-z$ 平面，$y-z$ 平面内の河床平面と平行な単位ベクトルを，それぞれ $\mathbf{p}_{b1}, \mathbf{p}_{b2}$ とする。砂粒に作用する力として，抗力，摩擦力，重力，浮力，揚力を考えると，$\mathbf{p}_{bj}\ (j=1,2)$ 方向についての砂粒の運動方程式は以下のようになる。

$$m_{sed}\frac{du_{sed\,j}}{dt} = D_j + W_j - F_j \qquad (j=1,2) \tag{29}$$

ここで，m_{sed} は砂粒の仮想質量であり，付加質量係数 $C_m\ (=0.5)$ を用いて，次式で表せる。

$$m_{sed(k)} = \rho\left(\sigma/\rho + C_m\right)A_3 d^3 \tag{30}$$

D_j, F_j, W_j は，砂粒に作用する抗力，摩擦力の $\mathbf{p}_{bj}$ 方向成分，水中重力であり，粒径 d の砂粒に作用するそれぞれの大きさを D, F, W とすれば，次のように表せる。

$$D = \frac{1}{2}C_D\rho\left(u_{bi}-u_{sedi}\right)^2 c_e A_2 d^2 \tag{31}$$

$$F = \mu_k\left(W\frac{\cos\theta_{bx}\cos\theta_{by}}{\sin\theta_p} - k_L D\right) \tag{32}$$

$$W = \left(\sigma-\rho\right)g A_3 d^3 \tag{33}$$

ここで，$u_{sed\,j}$ は砂粒移動速度の $\mathbf{p}_{bj}$ 方向成分，u_{bj} は底面近傍の流速 $\mathbf{p}_{bj}$ 方向成分，C_D は抗力係数(=0.4)，c_e は砂粒に作用する抗力の有効断面積に関する係数，μ_k は砂粒の動摩擦係数(=0.35)，θ_{bx}, θ_{by} は x, y 方向の河床勾配角，θ_p は $\mathbf{p}_{b1}$ と $\mathbf{p}_{b2}$ のなす角度である。c_e は遮蔽係数に相当するもので，ここでは簡単のため，静止砂粒に対しては0.4，移動中の砂粒に対しては1.0を用いた。

(4) 堤体形状の計算

上述した方法によって算出したpick-up量，堆積量を用いて，堤体形状変動量の計算を行う。移動砂粒の位置についてはメッシュ点に関係ないため，移動経路より堆積量を各ステップ近傍メッシュに配分して堆積させている。各計算メッシュにおいて，移動している砂粒全ての土砂堆積配分量を合計し，以下の式で堤体形状の変動量を求める。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = \frac{A_1 A_2}{A_3}\frac{\sum V_d - V_p}{S_d} \tag{34}$$

2.4 堤体法面のすべり破壊解析

堤防の越流破壊において，シルトや粘土で粘着性を含む場合や砂でも粒径が小さい堤土は，侵食面が切り立ちオーバーハングやそれに近い形状となり，すべり破壊を生じて破壊に至る。そのため，堤体の

越流破壊解析において，なんらかのすべり破壊を再現できる計算過程を導入する必要がある。

本研究では，Tawatchai and Chinnarasri (2001)やWang and Bowles (2007)の研究と同様に越流破壊モデルに斜面安定解析を導入する。斜面の安定解析には，これまで様々な手法が提案されているが，今回対象とする堤防破壊現象においてすべり面は必ずしも円弧状とは限らないため，任意形状のすべり面が見いだせるスライス分割法の一つである簡易Janbu法が適していると判断し適用を行った。任意形状のすべり面の各スライスに作用する水平および鉛直力を求め，すべり土塊全体の水平方向の力のつり合いから安全率を求めている。スライス間に働く不静定せん断力の影響を無視した簡易Janbu法の安定率F_sの算定式を次式に示す。

$$F_s = \sum_i R_i \Big/ \sum_i T_i \quad (i = 1,2,\cdots,n) \tag{35}$$

$$R_i = \frac{c' l_i \cos\alpha_i + \left(W_i - u_{wi} l_i \cos\alpha_i\right)\tan\phi}{\cos^2\alpha_i \left(1 + \tan\alpha_i \tan\phi / F_s\right)} \tag{36}$$

$$T_i = W_i \tan\alpha_i \tag{37}$$

ここで，nは分割スライス数，添字iはスライス番号，W_i，l_i，u_{wi}，α_iはそれぞれ各スライスの重量，スライス底面の長さ，スライス底面に働く平均間隙水圧，水平面に対する傾きを表す。そして，c'は土の粘着力，ϕは土の内部摩擦角である。上述した簡易Janbu法の式は，不飽和土のサクションによるせん断抵抗増の効果は考慮されていない。本研究では，その負の間隙水圧によるせん断抵抗増を斜面安定解析にも考慮する。不飽和堤体内すべり土塊底面のせん断抵抗にサクションによるせん断抵抗増分を加え次式で表す。

$$R_f = c' + \left(\sigma_n - u_w\right)\tan\phi + \tau_{suc} \tag{38}$$

そして，式(35）と同様の導出過程により，以下のサクションによるせん断抵抗増が考慮された式が得られる。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left\{ \left(c' l_i + \left(N_i - u_{wi} l_i\right)\tan\phi + \tau_{suc\,i}\, l_i\right) \right\}}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i} \tag{39}$$

$$N_i = \frac{W_i - \dfrac{1}{F_s}\left(c' + u_{wi}\tan\phi + \tau_{suc\,i}\right) l_i \sin\alpha_i}{\cos\alpha_i \left(1 + \dfrac{\tan\alpha_i \tan\phi}{F_s}\right)} \tag{40}$$

浸透流解析の含水率の計算結果は各スライス重量の計算に反映され，圧力水頭がスライス底面に働く平均間隙水圧の計算に用いられる。上式で求められる安全率が最小となるすべり面の形状をYamagami and Ueta(1986)と同様にBarker(1980)の考えに従って，数理計画法の一つである動的計画法(Dynamic programming)の最適化手法を用いて見出す。

また，すべり土塊については，すべり破壊と同時に越流水によって下流へ全て流されると考え，解析範囲から土塊を取り除く方法もこれまでの研究で見られるが（例えば, Tingsanchali and Chinnarasri (2001), Wang and Bowles (2007)），すべり土塊が大きい場合はその土塊が下流側の流れや侵食に与える影響は少なくないと考えられる。本研究では簡易的ではあるが，下流側へすべり土塊を移動させ，流送過程も他の砂と同様の越流水によって輸送されることとした。Fig.3には本研究で用いたすべり土塊の簡易的な移動および堆積方法の模式図を示す。

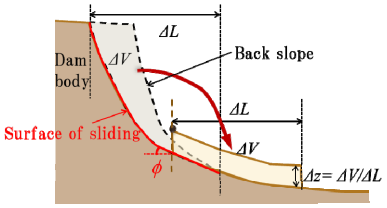


Fig. 3 Simple treatment of sliding mass

本モデルでは，簡易的に斜面安定解析から計算されたすべり土塊は，下流側の安息角以下となる地点まで移動させて堆積させる。その際，堆積範囲の縦断距離はすべり土塊の縦断距離と一致させ，堆積高はすべり土塊体積と縦断距離より求められる平均的な高さとして計算を行った。

3. 越水模型実験

本研究では，粒径や越流前の堤体飽和度の違いが越流侵食プロセスに与える影響を調査するために，粒径の異なる３つの砂質堤防について越水模型実験を実施した。

3.1 実験方法

実験には宇治川オープンラボラトリーの長さ500cm，幅30cmの直線水路を用いた。水路勾配を水平に設定し，水路下流部に基礎地盤および模型堤体を作成した。今回実験を実施した模型堤体は堤防高15cm，法面勾配1.0：2.0と設定し，Fig. 4に基礎地盤等の寸法を示す。水路の壁面はガラス製であるため，側面から浸透の様子や侵食プロセスが観察でき，本研究では，実験中に横からビデオカメラにより堤体の様子を撮影し，その撮影画像から堤体形状の変化を読み取った。

実験全ケースについては，Table 1に示す。堤体土

については，珪砂の6号，7号，8号を使用し，粒度分布をFig.5に，中央粒径および平均粒径をTable 2に示した。粒径の異なる３つの堤体土について，越流前に高水位を維持し，堤体土が浸透水により飽和に近い状態にしてから越流開始を実施するケース（本研究では，越流前浸透ケースと呼ぶ）と，設定した流量条件で水路内に水がない状態から一気に越流するまで水位上昇させたケースと２つのパターンについて実験を実施している。粒径の違いと飽和度の違いの影響のみを見るために，流量条件を同じとし一定流量とした。

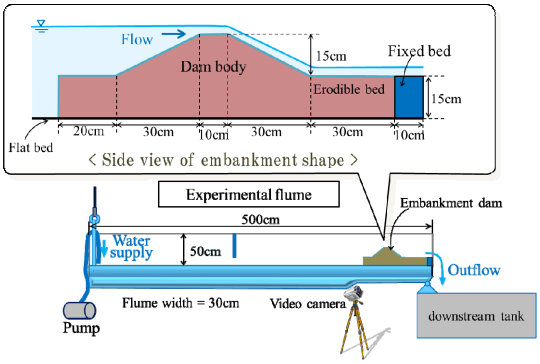


Fig. 4 Experimental flume

Table 1 Experimental cases

#	Supply discharge (cm^3/s)	Sediment type	Infiltration prior to flow overtopping	Initial moisture content of dam (%)
1	1172.0	No.6	No	3.89
2			Yes	5.86
3		No.7	No	6.79
4			Yes	9.53
5		No.8	No	4.59
6			Yes	5.71

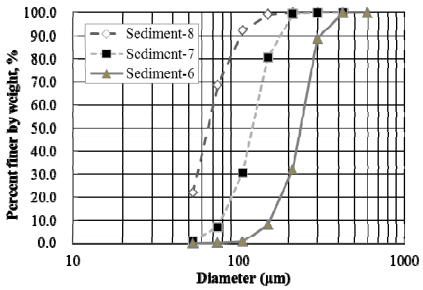


Fig. 5 Size distributions of embankment material

Table 2 Median and mean diameter of each sediment

	No.6	No.7	No.8
d_{50}(mm)	0.239	0.123	0.064
d_m(mm)	0.334	0.174	0.100

3.2　実験結果と考察

(1) 粒径の異なる均一型砂質堤防の越流侵食

Fig. 6には，Case1,-3,-5の越流前浸透無しケースの10秒毎の堤体形状変化の実験結果を示す。

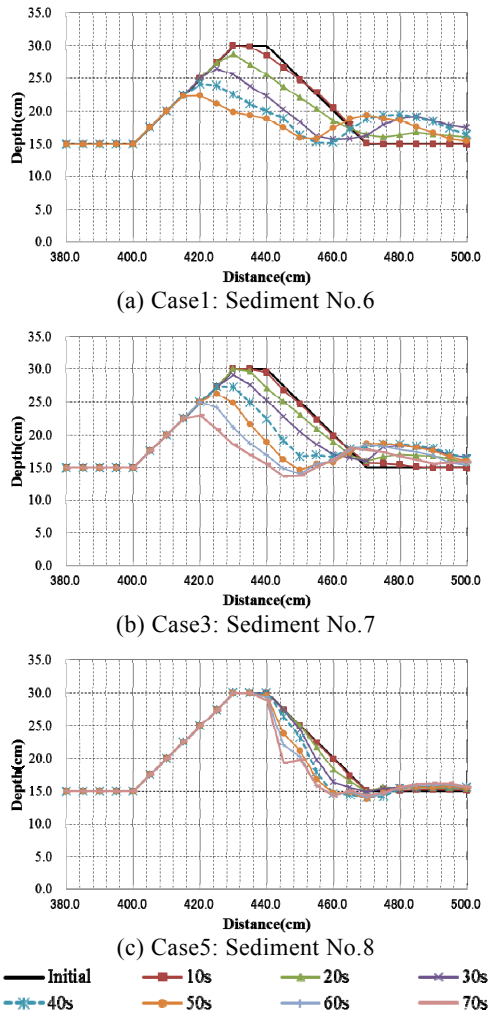


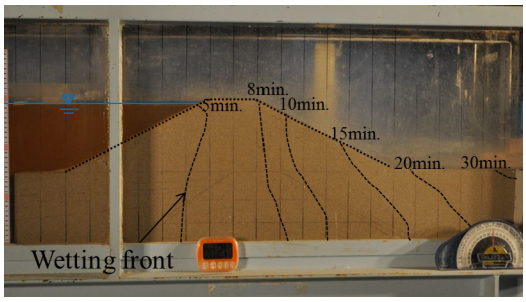
Fig. 6 Experimental results of embankment shape

Fig. 6より，粒径の侵食速度に与える影響は大きく，本研究で用いた堤体土の粒径範囲では，粒径が小さいほど，侵食が軽減される結果となった。粒径が大きいケースほど，堤体裏法面の侵食面の勾配は，粒径が大きいケースほど緩勾配で裏法尻下流部の体積が多い結果となった。粒径の小さな8号砂ケースは，侵食初期過程において堤防天端は侵食せず，裏法尻近くから侵食し，上流へ侵食が拡大し裏法面が急勾配となっている様子が確認できる。

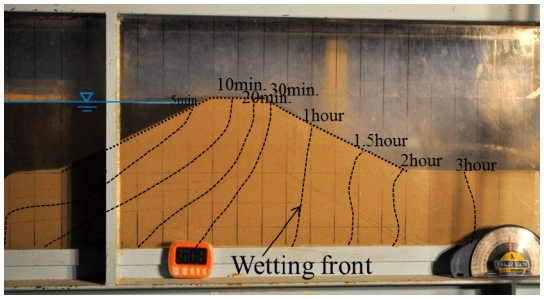
この実験結果より，河川のシミュレーションで用いられている粒径や勾配のみで決まる移動限界評価による流砂量式では，粒径が大きいほど流砂量が小さく評価されるため，この堤体の越流侵食を再現することが難しいことが分かる。

(2) 堤体飽和度が越流侵食に与える影響

次に越流前浸透の影響，すなわち越流前の堤体の飽和度が越流時の侵食速度に与える影響を確認するために，各堤体土ケースについて越流前浸透の有無の比較を行った。まず，参考のためFig.7にwetting frontの経時変化を図示した。6号砂と8号砂で大きく浸透水の進行速度が異なり，堤体全体に浸透水が行き渡る時間に大きな差があることが確認できる。



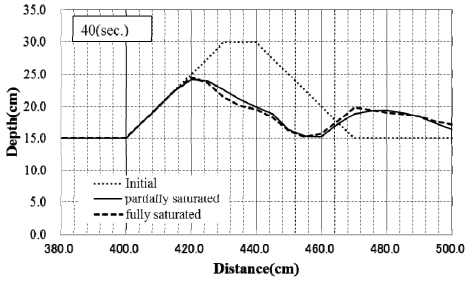
(a) Sediment No.6



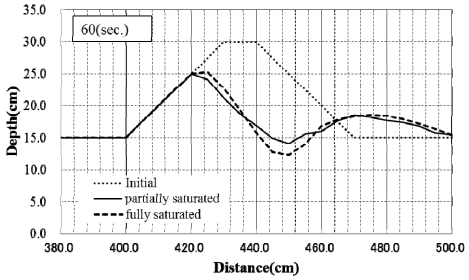
(b) Sediment No.8

Fig. 7 Infiltration process prior to flow overtopping

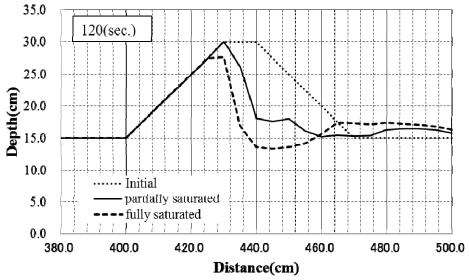
Fig.8に越流前浸透有無ケースの比較図を示す。6号砂の粒径が大きく浸透速度が大きなCase1とCase2については，越流前浸透の有無の影響は小さいことが確認できる。7号砂および8号砂のケースは，特に侵食面の法尻において侵食の差が生じている。8号砂の粒径が小さく浸透速度の遅いケースは，越流前裏法面の飽和度の違いが大きくせん断抵抗に影響を及ぼし，越流前浸透の有無で侵食速度が大きく異なっている。これらの原因については，サクションの効果による粒子間力は粒径が小さいほど大きく，そのため粒径が小さいほどせん断抵抗が増加していることが，各堤体土ケースの侵食速度の差に表れていることが考えられる。また，6号砂については浸透速度が大きいために，越流前浸透が無しのケースにおいても，越流水により裏法面表層の飽和の程度が越流前浸透有りケースと同等になっていると考えられる。



(a) Case1 vs. Case2: Sediment No.6



(b) Case3 vs. Case4: Sediment No.7



(c) Case5 vs. Case6: Sediment No.8

Fig. 8 Comparisons of experimental results

4. 数値シミュレーション

２．に記述した数値解析モデルにより本研究の越流侵食実験の再現計算を実施した。

4.1 計算条件

計算格子の解像度については，水平面の堤体越流方向はΔx=1.0～2.0cm，堤防法線方向(実験水路の横断方向)にΔy=1.0cmと設定し，鉛直断面については，Δx=1.0cm，Δz=0.5cmと設定し計算を実施した。

式(2)の水分特性曲線のパラメータや透水係数等の土壌パラメータをTable 3に示す。水分特性曲線のパラメータに関しては，Fig.9に示す吸水過程の保水性試験の結果から最小二乗法で決定した。また，式(15)のサクションによるせん断抵抗増分と圧力水頭の関係については，Table 3のパラメータを用いるとFig.10のようになり，粒径が小さいほどサクションによるせん断抵抗増分が大きく，飽和度が大きくなり飽和状態に近づくとせん断抵抗増分の効果が小さくなる様子が確認できる。

Table 3 Soil parameters of different sediments

Parameters	No.6	No.7	No.8
θ_s	0.319	0.351	0.40
θ_r	0.061	0.095	0.025
α	3.837	2.552	1.043
η	3.852	4.148	1.701
K_s (m/sec.)	2.15×10^{-4}	8.75×10^{-5}	1.56×10^{-5}
d_m (mm)	0.334	0.174	0.100

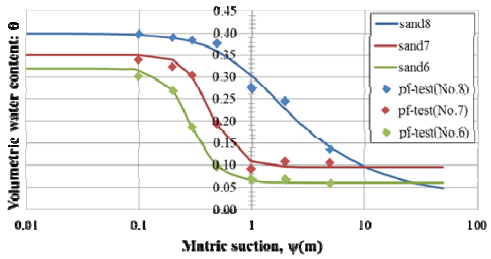


Fig. 9 Soil moisture retention curve

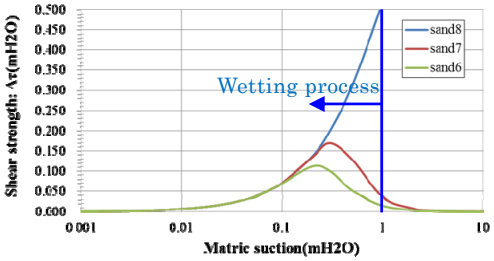


Fig. 10 Relationship between Δτ and | ψ|

4.2 計算結果

(1) 浸透流解析結果の検証

越流侵食解析の前に，浸透流解析の検証のため，越水を生じさせない堤体浸透実験を実施した。7号砂を用いて堤体模型を作成後，一定流量で通水を開始後，水位が堤防天端に達したら流量調節により水位を一定に保ち, Fig.11に示す地点の堤体土内部の含水率の時間変化を計測した。含水率の計測にはCampbell Scientific 社製 WCR(Water Content Reflectometer)を用いて計測を行った。

Fig. 12に代表地点における計算結果と実験結果の比較図を示す。概ね良好に浸透流による含水率の変化が捉えられていることが確認できる。

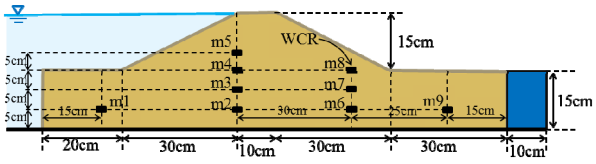


Fig. 11 Positions of WCRs

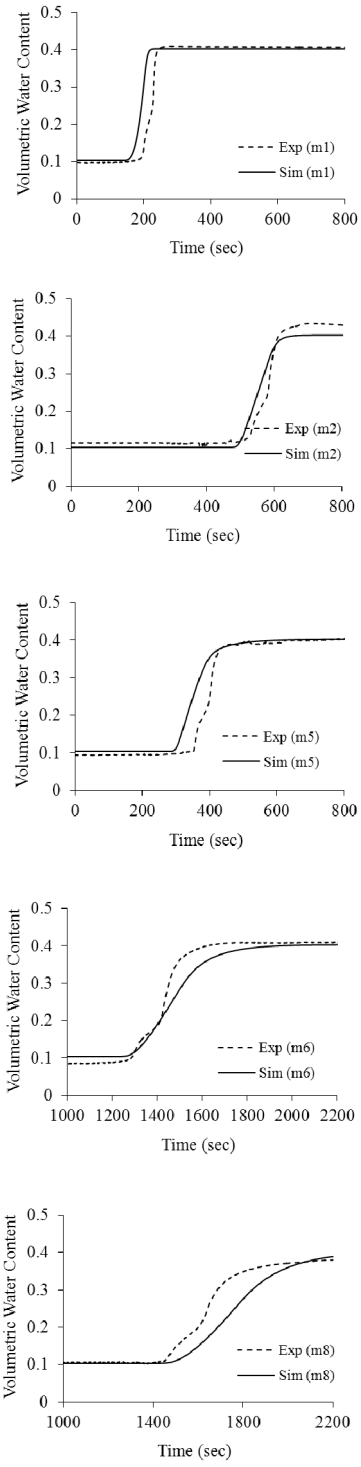


Fig. 12 Comparisons of simulated and experimental results of temporal moisture variations inside the embankment

(2) 越流侵食解析結果の検証

次に堤体の越流侵食実験の検証計算を実施した。Fig.13にCase3の堤体侵食過程の計算結果と実験結果の比較図を示す。本研究で構築した解析モデルによる計算結果は概ね良好に実験結果を再現していることが確認できる。

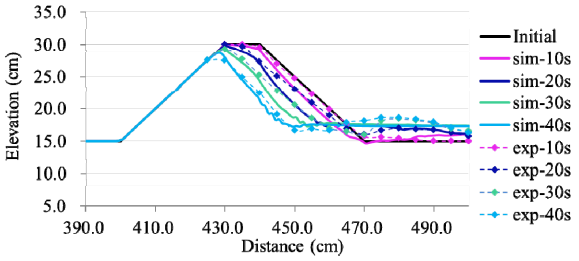


Fig. 13 Simulated and experimental results of embankment shape

5. おわりに

本研究では，粒径が異なる３つの均一型砂質堤防の越水模型実験を実施し，堤防の越流破壊現象について粒径および浸透流の進行が越流侵食に与える影響について考察を行い，そしてその実験データを用いて粒径および浸透の進行によって変化するせん断抵抗の影響を考慮した堤防の越流侵食モデルの構築を図った。

越水模型実験より，不飽和堤土の越流侵食において，粒径が小さいほどサクションの効果は大きく侵食が大きく軽減されることが示された。また，越流前浸透の有無の実験結果比較により，粒径の大きなケースについては，裏法面において越流水の浸透速度が大きく，堤体形状の実験結果に大きな差異は見られなかったが，浸透速度の小さな堤体土については，越流前の堤体の飽和度によって侵食の進行が大きく影響されることが示された。

また，本研究では堤体内の浸透流解析，越流水の流れ解析，堤体の侵食および堆積の土砂輸送解析，堤体法面のすべり破壊解析の４つの解析モデルを結合し，堤防越流破壊解析モデルの構築を行った。pick-up rateの式にサクションによるせん断抵抗増の効果を考慮し，飽和土および不飽和土の両式を用いて不飽和堤土の侵食と浸透がほぼ同時に進行する越流侵食プロセスのモデル化を提案した。一部の実験ケースに適用し，計算結果は概ね良好な結果が得られたが，現時点では検証ケースが不十分であることは否めなく，今後さらなる実験ケースについても再現検証を進める予定である。

謝　辞

本稿は，科学研究費補助金　基盤研究(B)（No.22360197），日本学術振興会アジア・アフリカ学術基盤形成事業（コーディネーター：中川一），および京都大学GCOE-ARSプログラムの助成を受けたものである。ここに厚く感謝する。

参考文献

芦田和男，道上正規（1972）：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第206号,pp.59-69.

岩垣雄一（1956）：限界掃流力に関する基礎的研究，土木学会論文集，第41号,pp.1-21.

後藤仁志，林稔，織田晃治，酒井哲郎（2002）：越流水による河川堤防侵食過程のグリッドレス解析，水工学論文集，第46巻，pp.439-444.

後藤仁志，五十里洋行，谷岡弘邦，山本和久（2008）：粒子法による河川堤防裏法侵食の数値シミュレーション，水工学論文集，第52巻，pp.979-984.

中川博次，辻本哲郎，村上正吾（1985）：側岸における非平衡流砂過程，第29回水理講演会論文集，pp.561-566.

長田信寿，細田尚，村本嘉雄，中藤達昭（2001）：３次元移動座標系・非平衡流砂モデルによる水制周辺の河床変動解析，土木学会論文集，No.684，Ⅱ-56，pp.21-34.

藤田光一，諏訪義雄（2000）：減災システム整備における河川堤防技術，河川技術に関する論文集，第6巻，pp.1-6.

Baker, R. (1980): Determination of the critical slip surface in slope stability computations, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 4, pp. 333-359.

Egiazaroff, I. V. (1965): Calculation of Nonuniform Sediment Concentrations, Proceedings of ASCE, Vol. 91, No. HY4, pp. 225-247.

Nakagawa, H., Utsumi, T., Kawaike, K., Baba, Y. and Zhang, H. (2011): Erosion of unsaturated river embankment due to overtopping water, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol. 55, S K-1-K4.

Sekine, M. and Kikkawa, H. (1992): Mechanics of saltating grains.Ⅱ, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.118, No.4, pp.536-558.

S. V. Patankar (1980): Numerical Heat Transfer and Fluid Flow, Hemisphere, Washington DC, 197.

Tingsanchali, T. and Chinnarasri C. (2001): Numerical modeling of dam failure due to overtopping, Hydrological Sciences-Journal-des Sciences Hydrologiques, 46 (1), pp.113-130.

Van Genuchten, M.T. (1980): A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of American Journal, Vol. 44, pp. 892-898.

Vanapalli, S.K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E., and Clifton, A. W. (1996): Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33(3), pp. 379-392.

Yamagami, T. and Ueta, Y. (1986): Noncircular slip surface analysis of the stability of slopes: An application of dynamic programming to the Janbu method, Journal of Japan Landslide Society, Vol. 22(4), pp. 8-16.

Wang, Z. and Bowles, D., S. (2007) : A numerical method for simulating one-dimensional headcut migration and overtopping breaching in cohesive and zoned embankments, Water Resources Research, Vol. 43, W05411, pp. 1-17.

（論文受理日：2012年6月8日）

Numerical Study on River Embankment Failure due to Overtopping Flow Considering Infiltration and Mass Sliding

Hideaki MIZUTANI, Hajime NAKAGAWA, Toshiaki YODEN(1), Kenji KAWAIKE and Hao ZHANG

(1) NEWJEC Inc.

Synopsis

In this study, experiments were conducted to clarify the mechanism of embankment erosion due to overtopping flow under saturated and unsaturated sediment, and a numerical model was developed to compute the erosion of river embankment by flow overtopping. An influence of saturation and sediment size in the erosion process was discussed using the results of experiments. In the computation of erosion process of embankment, the infiltration process and shear strength due to suction on the unsaturated sediment bed were considered as a new equation. In order to simulate a phenomenon of embankment erosion, the numerical model consists of four modules, two-dimensional shallow water flow, seepage flow, sediment transport using framework of non-equilibrium model and two-dimensional slope stability. The developed model was tested for erosion of embankment. The numerical results of embankment surface erosion and moisture movement in the embankment were agreeable with the results of experiments.

Keywords: sandy embankment, erosion due to overtopping flow, seepage flow, suction, mass sliding

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

Numerical and Experimental Study on Debris-flow breaker

Yeonjoong Kim(1), Hajime NAKAGAWA, Kenji KAWAIKE and Hao ZHANG

(1) Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

Main function of debris-flow breaker is effectively stopping a debris flow front. Debris-flow breakers have advantage not only to reduce the energy but also to create suitable narrow area, cost-efficient, simply designed, easily repaired and maintained. However, the mechanism of the debris-flow breaker has not been explained. In this paper, fundamental experiments and numerical simulation are conducted to investigate debris-flow breakers. In addition, a methodology is proposed to assess the suitability of a variable deck size and change of pressure on the deck according to separation of water. As a result, it has been acquired as relationship between optimum sizes and width of deck, maximum diameter and geometric standard deviation for sediment A, B and C. Furthermore, the simulated results of the travel length and deposit thickness on the deck are also compared with experimental results.

Keywords: debris flow, pore water pressure, optimum size, debris-flow breaker

1. Introduction

Debris flows are common in mountainous areas throughout the world, which contain varying amounts of mud, sand, gravel, boulders, and water. In addition to causing significant morphological changes along riverbeds and mountain slopes, these flows are frequently reported to have brought about extensive property damage and loss of life (Takahashi, 1991; Hunt, 1994; Huang and Garcia, 1997). Therefore, the understanding of behavior and mechanism of debris flow and the study of preventive measures are very important in order to manage the sediment disaster in the river basin and prevent the downstream hazards. To reduce the debris flow hazards, it is common to couple structural and non structural preventive measures. Preventive measures require the consideration of the various scenarios and involve the evaluation of hydrological, hydraulic, sediment size distribution, topographical and other parameters.

Table 1 shows the occurrence of sediment related disaster in 2009 Japan (MLIT, 2009). However, occurrence of debris flow disaster is relatively very small about 14% recorded. But if debris flow occurs, bring about huge damage. Especially, it has recorded 17 (77%) human death tolls. So we have to improve structural and non-structural measures for preventive disaster.

Usually, sediment control structures temporarily stores the excess sediment in the upstream pocket of sabo dam and reduce discharge safely. The capacity of sabo dam to control sediment is determined by sediment storage capacity between the stable slope and the temporary slope of accumulated sediments. Therefore, sabo dam should control the increasing amount of sediment discharge due to gradually accelerating of debris flow. Using the debris-flow breaker at upstream of a sabo dam, could be more effective to control sediment discharge than without debris-flow breaker. The peak discharge of the flow must have been effectively reduced and the flow converted to a less-harmful level because of the

Table 1 Occurrence of sediment related disaster in 2009 (Japan)

Cause	Incidence	Human suffering			Structure		
		Dead	Missing	Injured	Complete destruction	Partial destruction	Some Damage
Debris flow	(14%) 149	(77%) 17	0	2	13	10	65
landslide	(10%) 106	0	0	0	5	1	10
Slope failure	(76%) 803	(23%) 5	0	11	6	15	140
Total	1,058	22	0	13	24	26	215

reduced size of the boulder dam and the frontal part of the debris flow was trapped as shown in Photo 1 (Suwa et al, 2009).

Main of function debris-flow breaker is effectively stopping a debris flow front. It has advantage not only to reduce the energy but also to create suitable narrow area (Photo 2), cost-efficient, simply designed, easily repaired and maintained if their size and location are well planned before construction (ICHARM, 2008).

It is thought that two phenomena occur when a debris flow crosses the debris-flow breaker: the pore (mud) water drains through the deck of the debris-flow breaker and the pore water pressure near the deck changes (Gonda, 2009). Drainage of the pore water through the deck increases the sediment concentration of the debris flow increasing the bottom shear stress of the debris flow. Because the deck of the debris-flow breaker is open to the air, the pore water pressure of the debris flow near the deck decreases instantaneously.

Watanabe, et al.(1980) has shown that the spacing of the posts has effects on the trapping capacity of a slit dam. When the relative spacing $l_o / d_{\max} < 2.0$, where l_o is the spacing of the posts and $d_{\max}$ is the maximum diameter of the debris flow, the volume of the debris flow could be reduced by 50% during peak time. The above studies validated the effectiveness of open-type dams in the prevention of debris flow. They all only considered the relative spacing factor in designing the spacing of open-type dams.

In this paper, to improve hard countermeasures according to fundamental experiments and numerical simulation are conducted to investigate debris-flow breakers. A methodology proposed to assess the suitability of a variable deck size and change of pressure on the deck according to separation of water. To consider change of pore water pressure, modify to

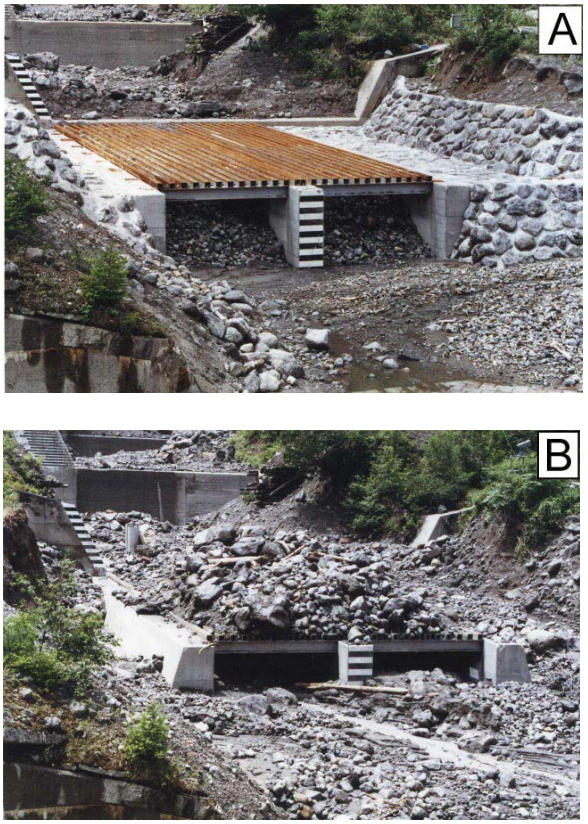


Photo 1 Flat-board debris-flow breaker. (A) After removal of the July 21, 1985 debris-flow deposits and the construction of sidewall reinforcements. (B) Boulder deposits of the July21, 1985 debris flow trapped on the breaker (photo taken July 22, 1985).

Photo 2 Suitable narrow area.

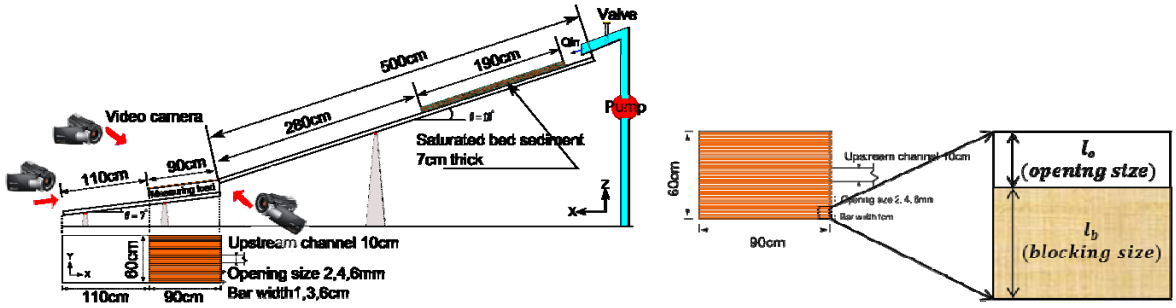


Fig.1 Experimental flume setup

momentum equation of pressure term using kinetic boundary conditions due to γ coefficient at debris-flow breaker. As a result, it is able to verify the impact of different deck conditions according to variation of opening and blocking size. In addition, it is possible to decide the optimum size by relationship between opening size, width, max diameter and geometric standard deviations. Furthermore, the simulated results of the travel length and deposit thickness on the deck are also compared with experimental results.

2. Laboratory experiments

A rectangular flume of 5m long, 10cm wide and 13cm deep is used for the experiments. The slopes of flume are set at upstream with 18°and downstream with 7°. The details of experiment setup are shown in

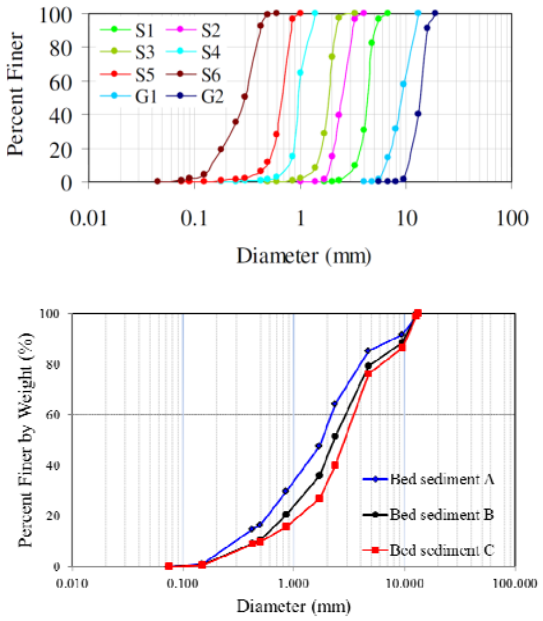


Fig.2 Grain size distribution curve of sediment materials

Table 2 Properties of sediment material

Sediment	$D_{mean}(mm)$	$D_{95}(mm)$	σ_g	k_d
A	1.783	10.871	3.083	0.341
B	2.304	11.142	3.217	0.353
C	3.054	11.163	3.140	0.363

Table 3 Experimental conditions

Case No.	Upstream	Blocking size	Opening size
Case-0-0.0-A,B,C	S-A S-B S-C	0.0	0.0
Case-1-0.2-A,B,C		1.0	0.2
Case-1-0.4-A,B,C			0.4
Case-1-0.6-A,B,C			0.6
Case-3-0.2-A,B,C		3.0	0.2
Case-3-0.4-A,B,C			0.4
Case-3-0.6-A,B,C			0.6
Case-6-0.2-A,B,C		6.0	0.2
Case-6-0.4-A,B,C			0.4
Case-6-0.6-A,B,C			0.6

Unit : cm

Fig. 1. Silica sand (S1, S2, S3, S4, S5, S6) and gravel (G1) are mixed in equal proportion by weight to prepare the bed sediment-A. Silica sand (S1, S2, S3, S4, S5, S6) in proportion (1.6, 1.5, 1, 1, 1, 0.7) and gravel (G1) in (1.7) by weight are mixed to prepare the bed sediment-B. Silica sand (S1, S2, S3, S4, S5, S6) in proportion (2.6, 1.7, 0.7, 0.7, 0.7, 0.6) and gravel (G1) in (2.0) by weight are mixed to prepare the bed sediment-C. Fig.2 shows particle size distribution of the prepared material for bed sediment-A, bed sediment-B and bed sediment-C. The bed sediment with 1.9m long and 7cm deep is positioned 2.8m upstream from the outlet of the flume by installing a partition of 7cm in height to retain the sediment. This sediment bed is saturated

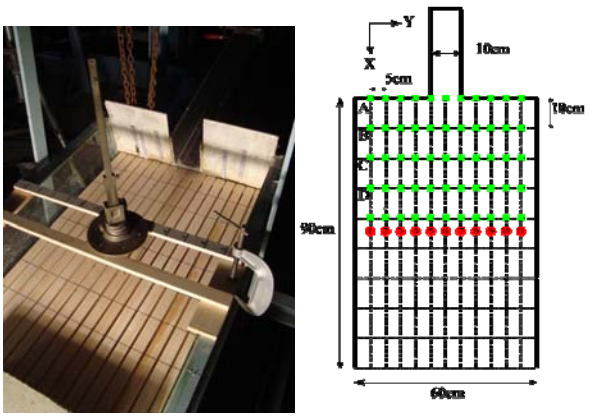


Fig.3 Observation points on the debris-flow breaker

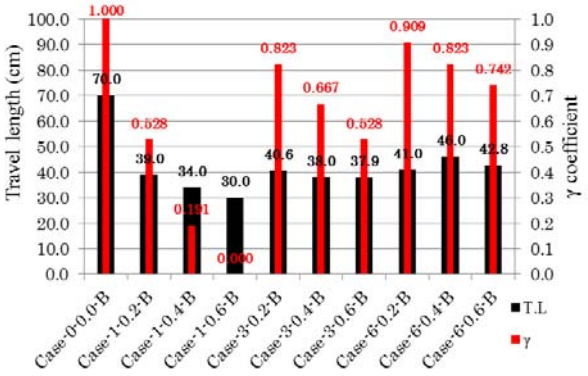


Fig.5 Compare to travel length and γ coefficient

by water. Properties of sediment material and experimental condition are shown in Table 2 and Table 3. Maximum sediment concentration at bed $C_* = 0.65$, angle of repose $\tan\phi = 0.7$ and sediment density $\sigma = 2.65g/cm^3$ are used. Debris flow is produced by supplying a constant water discharge of $300cm^3/\sec$ for $10\sec$ from upstream end of the flume. Debris flow produced in the experiments is the fully stony type debris flow and the largest particles are accumulated in the forefront. To measure the thickness of deposition (i.e. the flow depth plus the deposition thickness in the final stage) accurately, a vernier point gauge is used in each point (Fig. 3).

3. Numerical model

3.1 Change of pore water pressure

The debris-flow breaker is a simple engineering structure which filters fine sediment with water and traps the course debris on a horizontal screen. It was designed to separate coarse clastic debris from water with a fine debris matrix so that the water passes through the breaker board while the coarse debris flow is trapped. When the debris flow reaches the deck, the infiltration occurs rapidly which can changes the pore water pressure (Fig. 4). But until now, the mechanism of the debris-flow breaker structure has not been well explained. Previous study

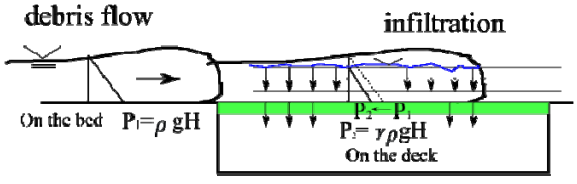


Fig.4 Pore water pressure distribution on the debris flow

(Gonda, 2009) suggested that change in pore water pressure is due to the γ factor using 1D dynamic model.

Previous study considered only permeability of deck and porosity of sediment. But we found the need for modify previous γ coefficient. Because of previous γ coefficient is no coherence with all cases. Specially, experimental results of travel length (case1-0.2-B, case3-0.2-B and case6-0.2-B) are recorded around 40.0cm. Result of travel length very similar, but γ coefficients have very different value in each case. Fig. 5 shows that the result of travel length and γ coefficient depends on blocking size and opening size with sediment B. So that determined new γ coefficients are estimated by empirical equations.

$$\gamma = \begin{cases} 1 & : \ on \ \ the \ \ bed \\ 1 - \left[\dfrac{k_s}{k_d} \times Impact \ \ of \ \ loss \right]^{\beta} & : \ on \ \ the \ \ deck \end{cases} \quad (1)$$

$$Impact \ \ of \ \ loss = 1 - \left(\frac{N_h}{W}\right)$$

$$N_h = \left[\frac{2\left(\sum l_o \times \sum l_b\right)}{\sum l_o + \sum l_b} \right] \quad (2)$$

where k_s is permeability of deck, k_d is sediment of porosity, l_o and l_b are opening size and blocking size, W is the width in the deck and β is the constant coefficient (0.3).

New γ coefficient (1) included an impact of loss factor (2). Impact of loss factors indicate that effective between opening size and blocking size by

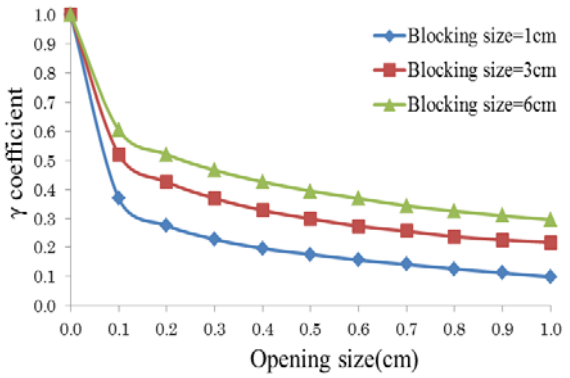


Fig. 6 Variation of γ coefficient (sediment B)

t-test method (Ralph L. R, et al. 2000). This analysis is appropriate whenever you want to compare the impact of two groups. Fig. 6 shows that relation γ coefficient depend on variation of blocking size and opening size using Eq. (1).

3.2 Governing equation

The basic equations used to compute the behavior of flow motion of debris flow are the two-dimensional momentum equations, continuity equation of flow, continuity equation of sediment and river bed surface equation. The pore water pressure will be changed on the debris-flow breaker due to γ factor relationship. Momentum equations of pressure term could be integrated assuming the kinetic boundary conditions at bed $(=\rho gh)$ and water surface $(=0)$. But, bed kinetic boundary condition is not ρgh on the deck. To consider change of the pore water pressure the bed kinetic boundary condition could be changed from ρgh to $\gamma\rho gh$ at the deck. By introducing these pore water pressure at the debris-flow breaker, the depth-wise averaged two-dimensional momentum equations of debris flow for the x–wise (down valley) and y-wise (lateral) directions are described as follows.

$$\frac{\partial M}{\partial t}+\beta\frac{\partial(uM)}{\partial x}+\beta\frac{\partial(vM)}{\partial y}=gh\sin\theta_{bx0}-gh\cos\theta_{bx0}\frac{\partial(z_b+h)}{\partial x}$$
$$-(gh-\gamma gh)(\sin\theta_{bx0}-\cos\theta_{bx0}\frac{\partial z_b}{\partial x})-\frac{\tau_{bx}}{\rho_T} \quad (3)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t}+\beta\frac{\partial(uN)}{\partial x}+\beta\frac{\partial(vN)}{\partial y}=gh\sin\theta_{by0}-gh\cos\theta_{by0}\frac{\partial(z_b+h)}{\partial y}$$
$$-(gh-\gamma gh)(\sin\theta_{by0}-\cos\theta_{by0}\frac{\partial z_b}{\partial y})-\frac{\tau_{by}}{\rho_T} \quad (4)$$

The continuity equation of the total volume is

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial M}{\partial x}+\frac{\partial N}{\partial y}=i_b \quad (5)$$

The continuity equation of the coarse particle fraction that is sustained in the flow by the action of particle encounters is

$$\frac{\partial(C_L h)}{\partial t}+\frac{\partial(C_L M)}{\partial x}+\frac{\partial(C_L N)}{\partial y}=\begin{cases} i_b C_{*L} & (i_b\geq 0)\\ i_b C_{*DL} & (i_b<0)\end{cases} \quad (6)$$

where $M\ (=uh)$ and $N\ (=vh)$ are flow flux in x, y directions, u and v are the mean velocity, h is flow depth, i_b is erosion (>0) or deposition (≤ 0) velocity, C is the sediment concentration in the flow, C_* is maximum sediment concentration in the bed, β is momentum correction factor equal to 1.25 for stony debris flow (Takahashi et al., 1992), g is the acceleration due to gravity, θ is bed slope, τ_b is bottom shear stress, ρ_T is mixture density $(\rho_T=\sigma C+(1-C)\rho)$, σ is density of the sediment particle, and ρ is density of the water.

The equation for the erosion/deposition process to change in bed surface elevation is described as follows:

$$\frac{\partial z_b}{\partial t}+i_b=0 \quad (7)$$

where z_b is erosion or deposition thickness of the bed measured from the original bed surface elevation.

3.3 Bottom shear stress

In the upstream region of a debris-flow breaker, sediment concentration is higher than that of equilibrium state and becomes maximum concentration due to existence of the deck, and the yield stress exceeds the driving force, then debris flow stops and deposition occurs, before filling up upstream of the deck. This mechanism of deposition is incorporated in momentum equation of the flow mixture as considering yield stress in bottom shear stress. For a fully developed stony debris flow $(C_L>0.4C_*)$;

$$\tau_{bx}=\frac{u}{\sqrt{u^2+v^2}}\tau_{yx}+\rho f_b u\sqrt{u^2+v^2} \quad (8)$$

$$\tau_{by}=\frac{v}{\sqrt{u^2+v^2}}\tau_{yy}+\rho f_b v\sqrt{u^2+v^2} \quad (9)$$

in which τ_{yx} and τ_{yy} are the yield stresses in x and y directions, which can be expressed by using constitutive equations of Takahashi et al., (1997) as follows:

$$\tau_{yx} = f(C_L)(\sigma-\rho)C_L gh\cos\theta_x \tan\phi \tag{10}$$

$$\tau_{yy} = f(C_L)(\sigma-\rho)C_L gh\cos\theta_y \tan\phi \tag{11}$$

$$f(C_L) = \begin{cases} \dfrac{C_L - C_3}{C_* - C_3} & ;\ C_L > C_3 \\ 0 & ;\ C_L \le C_3 \end{cases} \tag{12}$$

where θ_x and θ_y are the x and y components of slope of the bed surface. C_s is the limitative sediment concentration(0.48). The coefficient of resistance, f_b, is described as

$$f_b = \frac{1}{8}\frac{(\sigma/\rho)}{\left(\left\{(C_*/C_L)^{1/3}-1\right\}^2\right)}\left(\frac{d_m}{h}\right)^2 \tag{13}$$

For an immature debris flow $(0.02 \le C_L \le 0.4C_*)$;

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_T}{0.49}\left(\frac{d_m}{h}\right)^2 u\sqrt{u^2+v^2} \tag{14}$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_T}{0.49}\left(\frac{d_m}{h}\right)^2 v\sqrt{u^2+v^2} \tag{15}$$

For an immature debris flow $(C_L < 0.02)$;

$$\tau_{bx} = \frac{\rho g n^2 u\sqrt{u^2+v^2}}{h^{1/3}} \tag{16}$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho g n^2 v\sqrt{u^2+v^2}}{h^{1/3}} \tag{17}$$

3.4 Erosion and deposition velocity equation

The erosion and deposition velocity that have been given by Takahashi et al., (1997) are used as follows.

Erosion velocity, if $C < C_\infty$;

$$i_b = \delta_e \frac{C_\infty - C_L}{C_* - C_\infty}\frac{\sqrt{u^2+v^2}\,h}{d_m} \tag{18}$$

Deposition velocity, if $C \ge C_\infty$;

$$i_b = \delta_d\left(1-\frac{\sqrt{u^2+v^2}}{pU_e}\right)\frac{C_\infty - C_L}{C_{*DL}}\sqrt{u^2+v^2} \tag{19}$$

where $P = (2/3)$ is numerical constant and U_e is the equilibrium velocity at which neither erosion nor deposition takes place as follows:

$$U_e = \frac{2}{5d_m}\left[\frac{g\sin\theta_e}{a_i\sin\alpha_i}\left\{C_L + (1-C_L)\frac{\rho_m}{\sigma}\right\}\right]^{1/2}\left\{\left(\frac{C_{*DL}}{C_L}\right)^{1/3}-1\right\}h^{3/2} \tag{20}$$

where θ_e channel slope in which coarse sediment concentration is in equilibrium, which can be obtained as follows.

$$\tan\theta_e = \frac{C_L(\sigma-\rho_m)\tan\phi}{C_L(\sigma-\rho_m)+\rho_m} \tag{21}$$

where ϕ is internal friction angle of sediment, δ_e (=0.0007) is erosion coefficient, δ_d (=0.01) is deposition coefficient, d_m is mean diameter of sediment and C_∞ is the equilibrium sediment concentration described as follows (Nakagawa et al., 2003), if $\tan\theta_w > 0.138$, a stony type debris flow occurs, and

$$C_\infty = \frac{\tan\theta_w}{(\sigma/\rho-1)(\tan\phi-\tan\theta_w)} \tag{22}$$

If $0.03 < \tan\theta_w \le 0.138$, an immature type debris

flow occurs, and

$$C_{\infty} = 6.7\left\{\frac{\tan\theta_w}{(\sigma/\rho-1)(\tan\phi-\tan\theta_w)}\right\}^2 \quad (23)$$

If $\tan\theta_w \le 0.03$, a turbulent water flow with bed load transport occurs, and

$$C_{\infty} = \frac{(1+5\tan\theta_w)\tan\theta_w}{\sigma/\rho\ -1}\left(1-\alpha_0^2\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right)\left(1-\alpha_0^2\sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right) \quad (24)$$

where ϕ is the internal friction angle of the sediment, and

$$\alpha_0^2 = \frac{2\{0.425-(\sigma/\rho)\tan\theta_w/(\sigma/\rho-1)\}}{1-(\sigma/\rho)\tan\theta_w/(\sigma/\rho-1)} \quad (25)$$

$$\tau_{*c} = 0.04\times10^{1.72\tan\theta_w} \quad (26)$$

$$\tau_* = \frac{h\tan\theta_w}{(\sigma/\rho-1)d_m} \quad (27)$$

in which θ_w is water surface slope, τ_{*c} is the non-dimensional critical shear stress, and τ_* is the non-dimensional shear stress.

4. Results and discussion

Fundamental experiment and numerical simulation are conducted to investigate debris-flow breakers. The parameters of the simulation are as follows;

The effectiveness of deck shape in a debris flow fan was investigated through numerical model and laboratory experiments. To measure the thickness of accurately, a point gauge is used in each point.

To verify the model, the simulated results of outflow discharge and sediment discharge at the downstream end of flume without debris-flow breaker are used. In addition, experimental condition was carried out three times and average values are used.

In fig. 7 is the temporal variations of flow, sediment discharge and sediment concentration in the case of bed sediment-B. Fig. 8 shows the correlation

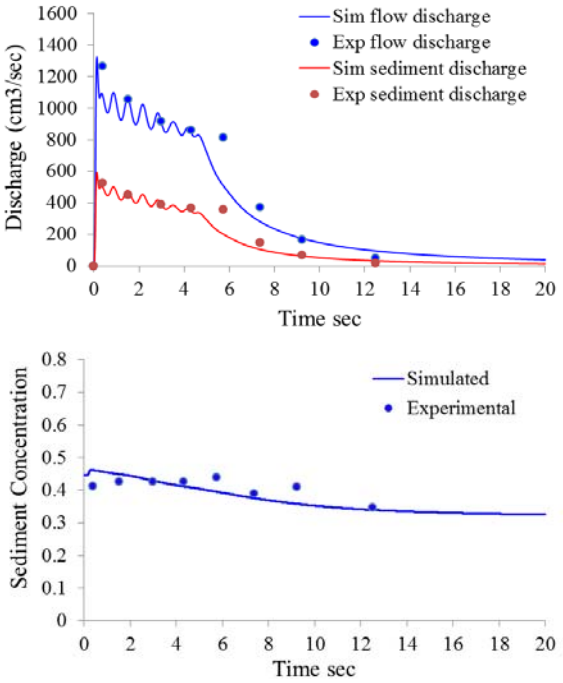


Fig. 7 Numerical and experimental results

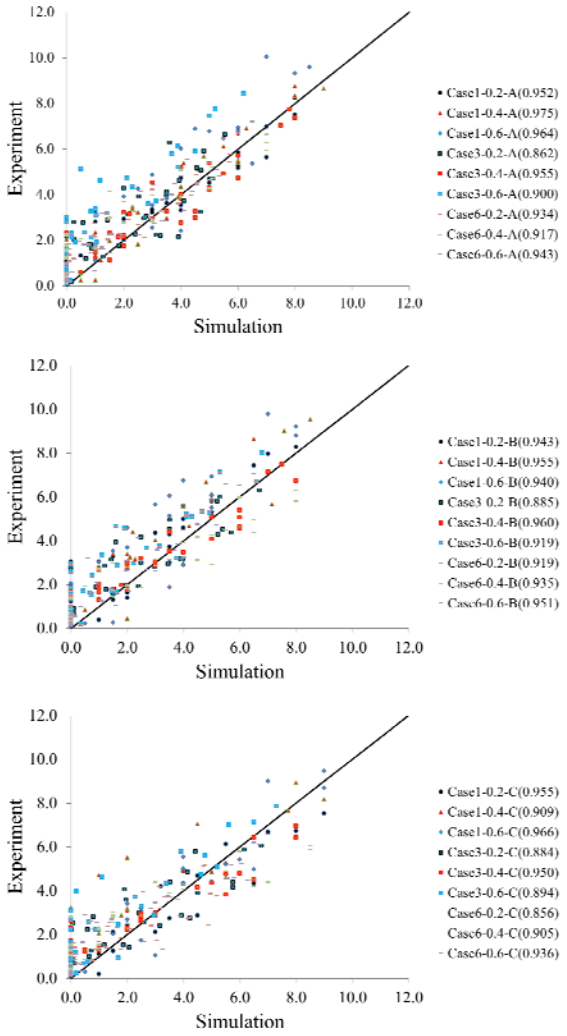
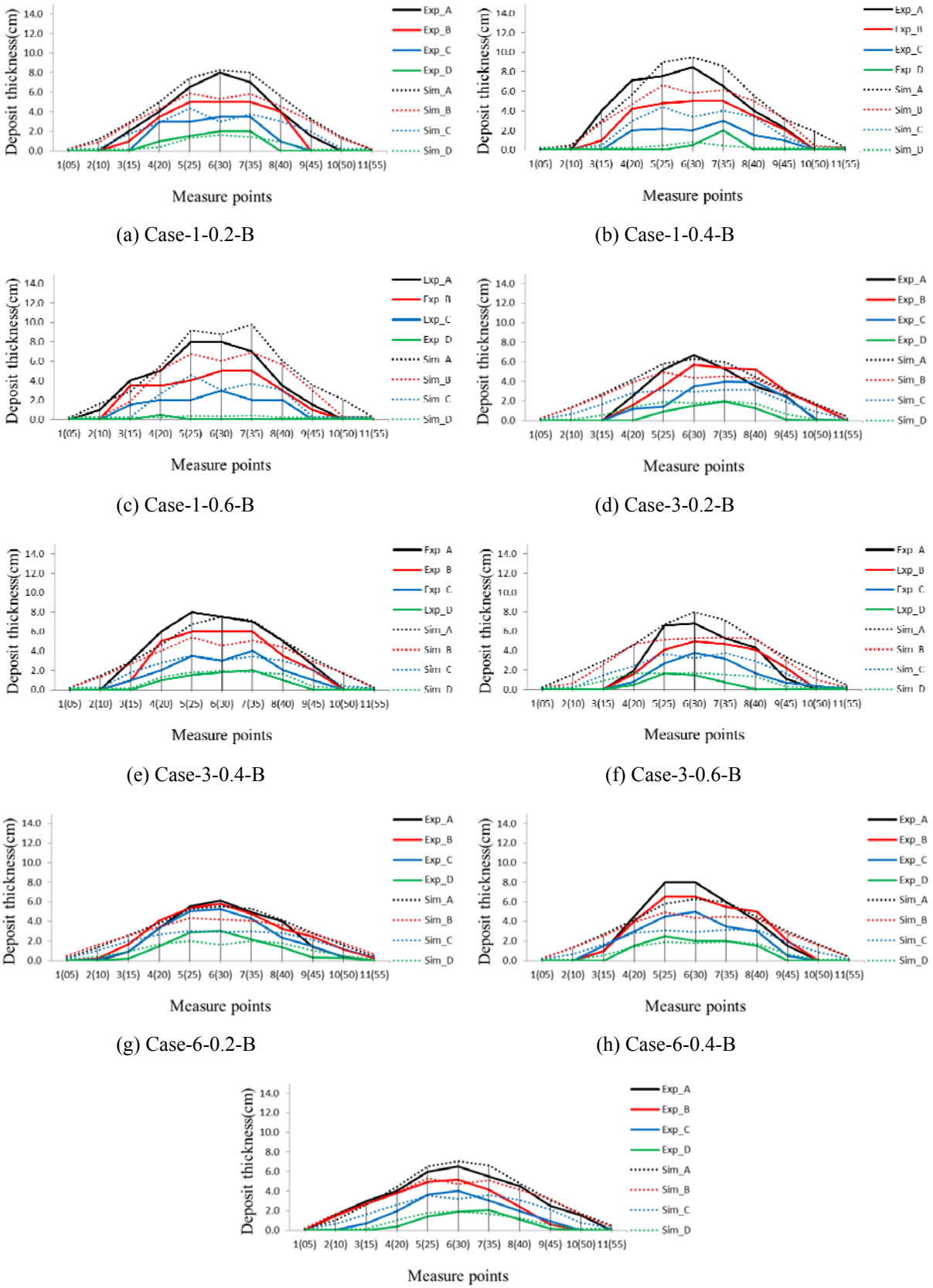


Fig. 8 Correlation coefficient of deposit thickness between simulation and experimental results



(a) Case-1-0.2-B

(b) Case-1-0.4-B

(c) Case-1-0.6-B

(d) Case-3-0.2-B

(e) Case-3-0.4-B

(f) Case-3-0.6-B

(g) Case-6-0.2-B

(h) Case-6-0.4-B

(i) Case-6-0.6-B

Fig. 9 Comparison of deposition thickness numerical simulation and experimental results

coefficient of deposition thickness for all cases. The observed results of the deposition thickness were almost equal to the numerical ones. But, simulation was slightly larger than experiment. Comparison of deposition thickness and travel length are made using observation points by each case. In fig. 9 from (a) to (i) are the comparison of deposition thickness on the observation points of deck. Simulation results are larger than experiment results. The reasons for this study did not consider separated fine sediment through the opening size.

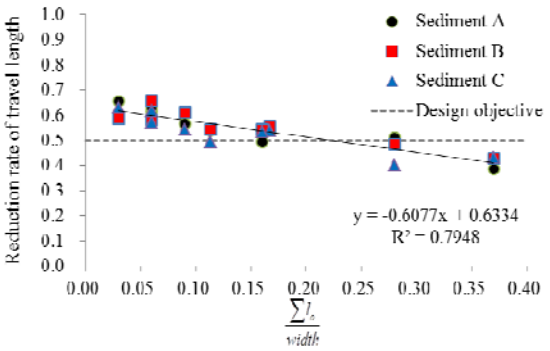
Table 4 shows that changes in the reduction of travel length depend on blocking size and opening size between experimental, using previous γ coefficient and using new γ coefficient. The results of travel length are good agreement using new γ coefficient more than using previous γ coefficient. The results of experiments have a reduction of range from minimum 30% (Case-6-0.2-B) to maximum 62% (Case-1-0.6-A) by compare Case-0-0-A,B,C with each another case.

Table 4 Results of travel length

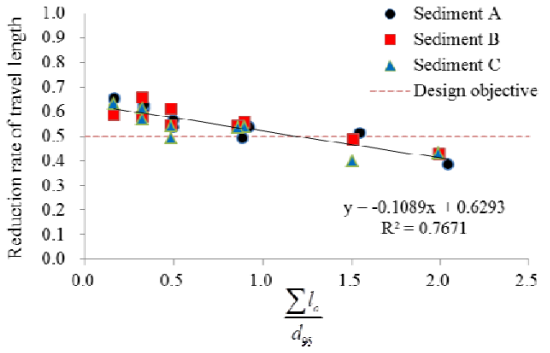
No.	Block	Open	Exp	Old γ	New γ
Case-1-0.2-A	1	0.2	42.0	48.5	41.2
Case-1-0.4-A		0.4	40.0	34.3	35.2
Case-1-0.6-A		0.6	30.0	23.0	33.8
Case-3-0.2-A	3	0.2	47.9	52.1	46.3
Case-3-0.4-A		0.4	42.0	50.2	42.0
Case-3-0.6-A		0.6	38.5	48.5	39.3
Case-6-0.2-A	6	0.2	51.1	53.2	48.8
Case-6-0.4-A		0.4	49.0	52.0	46.4
Case-6-0.6-A		0.6	44.1	51.8	44.2
Case-1-0.2-B	1	0.2	39.0	45.6	37.7
Case-1-0.4-B		0.4	34.0	34.2	33.3
Case-1-0.6-B		0.6	30.0	20.5	31.9
Case-3-0.2-B	3	0.2	40.6	49.6	44.6
Case-3-0.4-B		0.4	38.0	48.2	39.9
Case-3-0.6-B		0.6	37.9	45.6	38.9
Case-6-0.2-B	6	0.2	41.0	50.4	45.9
Case-6-0.4-B		0.4	46.0	49.5	44.6
Case-6-0.6-B		0.6	42.8	49.4	41.9
Case-1-0.2-C	1	0.2	35.0	44.3	36.8
Case-1-0.4-C		0.4	26.0	31.6	32.0
Case-1-0.6-C		0.6	28.0	18.2	30.8
Case-3-0.2-C	3	0.2	37.1	48.2	42.0
Case-3-0.4-C		0.4	32.0	46.2	37.5
Case-3-0.6-C		0.6	34.7	44.3	34.6
Case-6-0.2-C	6	0.2	41.1	48.5	43.3
Case-6-0.4-C		0.4	40.0	48.3	42.0
Case-6-0.6-C		0.6	35.2	48.0	39.5

Unit : cm

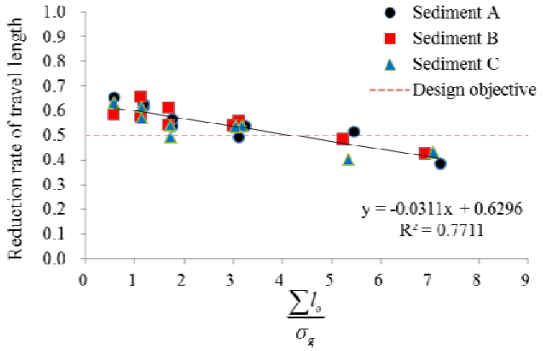
Fig. 10 shows that attempt an analysis according to experimental results between total opening size(cm), width(cm), max diameter(mm), geometric standard deviation and reduction rate of travel length.



I. Relationship between reduction rate and $\frac{\sum l_o}{width}$



II. Relationship between reduction rate and $\frac{\sum l_o}{d_{95}}$



III. Relationship between reduction rate and $\frac{\sum l_o}{\sigma_g}$

Fig. 10 Relationship of suitable range

Geometric standard deviation and reduction rate of travel length are as follow:

$$\sigma_g = 0.5\left(\frac{d_{84}}{d_{50}} + \frac{d_{50}}{d_{16}}\right) \tag{28}$$

$$Reduction \quad rate = \frac{T.L(each \quad cases)}{T.L(without \quad cases)} \tag{29}$$

A great deal of research is being carried out to discover the optimum range of open type sabo dam. Watanabe, et al.(1980) for a given relationship, the volume of the debris flow could be reduced by 50% during peak time. The above studies validated the effectiveness of open-type dams in the prevention of debris flow. They all only considered the relative spacing factor in designing the spacing of open-type dams. Even if debris-flow breaker is also similar to the open- type dam, main of function is some different between silt type and breaker type. In addition, little is known about debris-flow breaker. In this study is aiming to reduction rate of travel length by 50% when evaluating for relationship of range. The relationship(I) have been shown to be effective in reducing rate of 50% reduction rate of travel length as total opening size/width range from 0.19 to 0.24 (sediment A: 0.22, sediment B:0.24, sediment C: 0.19). The relationship(II) have been shown to be effective in reducing rate of 50% reduction rate of travel length as total opening size/max diameter range from 1.1 to 1.3 (sediment A:1.2, sediment B:1.3, sediment C:1.1). The relationship(III) have been shown to be effective in reducing rate of 50% reduction rate of travel length as total opening size/ Geometric standard deviation range from 3.7 to 4.7 (sediment A:4.4, sediment B:4.7, sediment C:3.7).

5. Conclusions

The numerical model is developed to simulate debris flow deposition, and erosion downstream of a debris-flow breaker. A new momentum equation to calculate debris flow deposition downstream of a debris-flow breaker dam is also developed based on the mechanism of changing pressure on the deck due to γ coefficient. The debris flow deposition phenomenon downstream of breaker dam can be calculated by the proposed debris flow model. The simulated results of debris flow deposition downstream of a debris-flow breaker dam, and the erosion of deposited sediment using a two-dimensional riverbed erosion model agree well with the experimental results. From the results, it is shown that the infiltration type sabo dam can reduce their sediment trapping capacity more effectively than the closed bottom infiltration type sabo dam. In addition, we can determine the optimum size using suggested relationship.

Acknowledgements

This research is supported by JSPS AA Science Platform Program (Coordinator: H. Nakagawa).

References

Gonda, Y. (2009): Function of a debris-flow brake, International Journal of Erosion Control Engineering, Vol.2, No.1, pp.15-21.

Huang, X., and Garcia, M.H. (1997): A perturbation solution for Bingham-plastic mudflows, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.123, No.11, pp.986-994.

Hunt, B. (1994): Newtonian fluid mechanics treatment of debris flows and avalanches, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.120, No.12, pp.1350-1363.

ICHARM. (2008): Debris-flow dewatering brakes: a promising tool for disaster management in developing countries, International Center for Water Hazard and Risk Management Newsletter, Vol. 3, No. 3, pp.10.

Nakagawa, H., Takahashi, T., Satofuka, Y., and Kawaike, K. (2003): Numerical simulation of sediment disasters caused by heavy rainfall in Camuri Grande basin, Venezuela 1999, Proceedings of the 3rd Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, pp.671-682.

Ralph L, Rosnow., Robert, Rosenthal., and Donald B, Rubin. (2000): Contrasts and correlations in effect-size estimation, A Journal of the Association for Psychological Science, Vol. 11, No. 6, pp.446-453.

Suwa, H., Okano, K., and Kanno, T. (2009):

Behavior of debris monitored on test slopes of Kamikamihorizawa Creek, Mount Yakedake, Japan, International Journal of Erosion Control Engineering, Vol. 2, No.2, pp.33-45.
Takahashi, T. (1991): Debris flow, IAHR Monograph Series, Rotterdam: Balkema.
Takahashi, T., Nakagawa, H., Harada, T., and Yamashiki, Y. (1992): Routing debris flows with particle segregation, Journal of Hydraulic.
Takahashi, T., Satofuka, Y., and Chishiro, K. (1997): Dynamics of debris flows in the inertial regime, Proceedings of the 1st Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, pp.239-248.
Watanabe, M., Mizuyama, T., and Uehara, S. (1980): Review of debris flow countermeasure facilities, J. of the Japan Erosion Control Engineering Society, Vol. 115, pp.40-48.

(Received 8, June, 2012)

土石流の数値解析と実験的研究

Yeonjoong KIM(1)・中川一・川池健司・Hao ZHANG

(1) 京都大学大学院工学研究科

要　旨

土石流ブレーカーの主な機能は，土石流の先端部を効率的に停止させるものである。また，狭い地域に設置可能，単価が安い，デザインが簡単である，修理が容易という特徴がある。しかし，現在では土石流ブレーカーのメカニズムは，まだ十分に説明されていない。この論文では，土石流ブレーカーに関する基礎的な実験を実施し，そして数値モデルによりその実験の検証計算を実施している。そして，それらの結果から，デッキサイズの変化による圧力変化の方法を提案している。その結果，最適なサイズとデッキ幅，砂の最大直径，幾何標準偏差の関係を明らかにしている。また，数値モデルの計算結果では，デッキ上の移動距離と堆積の高さは実験結果とよく一致する結果が得られた。

キーワード：土石流，間隙水圧，最適サイズ，土石流ブレーカー

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

Experimental Study on Validation of Combined Model for Urban Inundation Analysis

SeungSoo LEE(1), Hajime NAKAGAWA(2), Kenji KAWAIKE(2), and Hao ZHANG(2)

(1) Graduate Student, Department of Civil and Earth Resources Engineering, Kyoto University
(2) Disaster Prevention Research Institute (DPRI), Kyoto University

Synopsis

Recently, scientists have developed many numerical models to predict of urban inundation damage due to climate change and heavy rainfall by using the combined sewer system. The sewer system is one of the most important factors in urban flood inundation models, and the inlet discharge through storm drains is also very important input data in a sewer system.

Hence in this study, we employ physical experiments to validate the numerical model of stormwater interaction, not only between the ground surface and the sewer system, but also the drain channel in order to estimate the application of suggested coefficients (Lee et al., 2012). This experimental setup consists of a rainfall supplier, a surface flood plain with buildings, a sewer pipe, and connection pipes (drain channels) between the ground and sewer pipes. From the comparison between experimental results, simulation piezometric heads, and discharge of the sewer pipe, the above mentioned discharge coefficients and application of the model are validated.

Consequently, in the steady-state cases, the weir and orifice formulas with new coefficients could reproduce the experimental results very well. In the unsteady-state cases, increasing timing of surcharge and maximum inundation depth could reproduce the experimental results very well, but decreasing timing was overestimated.

Keywords: urban inundation, sewer system, drain channel, discharge coefficient

1. Introduction

Urban inundation due to climate change and heavy rainfall is a serious problem for many cities worldwide. Therefore, it is important to accurately simulate urban hydrological processes and efficiently to predict the potential risks of urban floods for the improvement of drainage designs and implementation of emergency actions (Li et al., 2009). In order to solve these kinds of problems, numerical simulation models of flood inundation in urban environments with two-dimensional models have become more popular in the last few years (Cea et al., 2010), and surface flood modeling in urban environments is a challenging task for a number of reasons: the presence of a large number of obstacles of varying shapes and length scales, building storage, complex geometry of cities, etc. (Mignot et al., 2006).

The urban environment is highly heterogeneous in terms of land use, drainage systems, and other factors that influence the processes of the water cycle, including rainfall, surface runoff, infiltration and movement of water in the sub-soils, interaction between surface water and groundwater, interaction between the drainage network and groundwater, and evapotranspiration (Campana and Tucci, 2001). In addition to these complex interactions, there is a

well-recognized lack of experimental data to validate and to compare the performance of flood inundation models, as studies of urban flooding are devoted to model sensitivity analysis (Hunter et al., 2007).

The sewer system is one of the most important factors in urban flood inundation models and the inlet discharge through the storm drains is also very important data as an input data of sewer system. However, it is very difficult to estimate how much of discharge on the ground surface is drained through storm drains. Also, discharge coefficient of each formula is different depending on research groups.

Kawaike et al. (2011) carried out experimental study on validation of stormwater interaction model using step-down formula and overflow formula but suggested coefficients couldn't reproduce very good agreement under the unsteady-state condition. Hence, in this study, fundamental laboratory-scale experiments to validate applications of the new weir and orifice coefficients (Lee et al., 2012) for urban inundation modeling are carried out using the same experimental setup as Kawaike et al. (2011), and the sub-model of interaction between the drainage channel and sewer pipe, as well as between the drainage channel and sewer pipe, is validated by comparing the experimental data and simulation results.

2. Experimental setup

2.1 Laboratory-scale experimental setup

Fig. 1 and Fig. 2 show the experimental setup, which consists of four parts: rainfall supplier, ground surface part, drainage channel part, and sewer pipe system. The experimental scale is assumed to be 1/20, and Table 1 shows the ratios between the real and experimental scale based on Froude's similarity law.

Fig. 1 Experimental setup

The rainfall supplier is the equipment that supplies rainfall to the ground surface from 20 nozzles, and it is located 3.5m above the ground to spread water efficiently. The open space between the rainfall supplier and the ground surface is surrounded by a vinyl curtain in order to prevent the

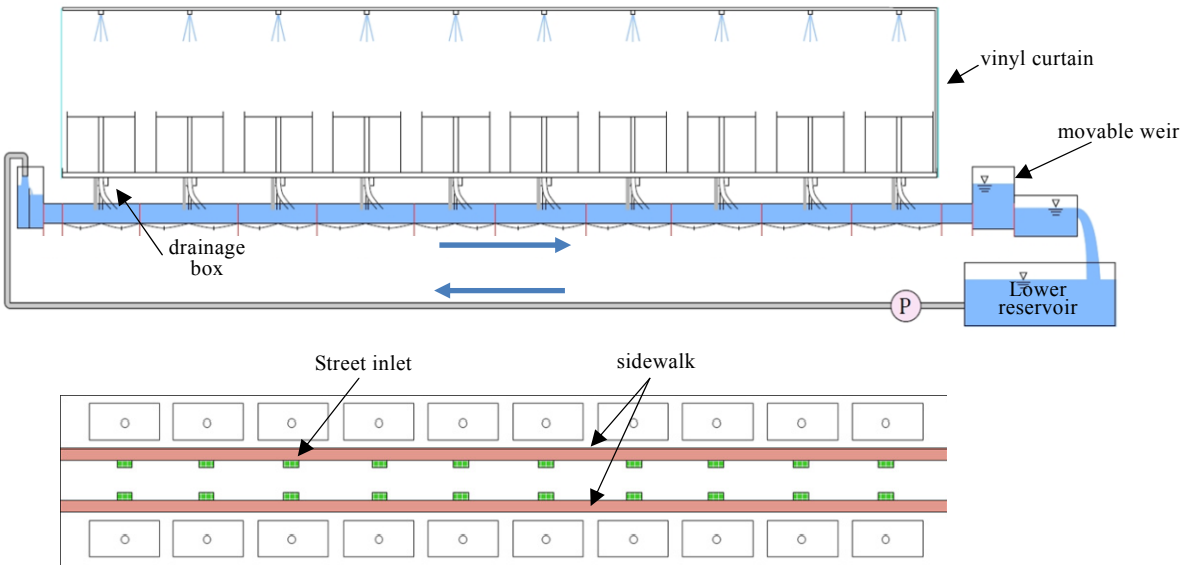


Fig. 2 Side view and plan view of experimental setup

spread rainwater from falling down outside of the ground surface, so that all the rainwater is supplied to the ground surface. The maximum rainfall intensity is 28.49mm/h, and according to Table 1, experimental rainfall is approximately equivalent to rainfall of 127mm/h in a real scale.

The ground surface part has an acrylic flat inundation basin that is 10m long and 2m wide, on which there is a roadway of 0.5m sidewalk of 0.15m, and 10 buildings on both sides, as shown in Fig. 2.

Table 1 Ratio between real scale and experimental scale

Index	Ratio
Length	1/20
Velocity	1/4.47
Discharge	1/1,790
Roughness coefficient	1/1.65

There are 20 side gutters on the ground surface and drain box, which has a width of 5cm and a height of 5cm. It is attached below each side gutter and also each drain box is connected through the small square pipe, which has 2.5cm width and 1.5cm height. The elevation difference between the drain box and connection pipe is 1.5cm, as shown in Fig. 3.

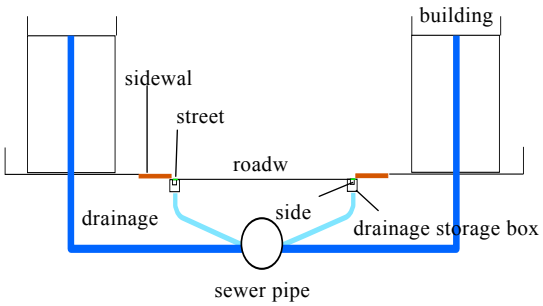


Fig. 3 Cross section of the experimental

One circular pipe with a diameter of 5cm and 1/714 slope is installed beneath the inundation basin. Fig. 3 shows the cross section of the experimental setup. Stormwater dropped on the building roof is drained into the sewer pipe through the small drainage tube from the holes at the center of the roof, while stormwater dropped on the ground surface falls down in the drainage box through the street inlet on both sides of the roadway; in turn, that water drains from the bottom of the drainage box into the sewer pipe through the drainage tube. When the piezometric head of the sewer pipe rises, stormwater would surcharge from the sewer pipe into the drainage box, and if that drainage box is also surcharged, inundation can occur from the drainage box to the ground surface reversely. The water level of the downstream reservoir is adjustable using the movable rectangle weir, and total discharge can be calculated by the v-shape weir, which is located at one end of the equipment. Stormwater stored in the downstream storage reservoir is pumped to the upstream end and added as the input discharge from the upstream end of the sewer pipe.

From the above descriptions, three factors determine the experimental conditions in this experimental setup: rainfall intensity, upstream input discharge, and downstream water level.

2.2 Model conceptualization

Fig. 4 shows a schematic of the rainfall-runoff process, as represented in this study. The models used here are composed of two analytical models: a hydrological model that can simulate direct runoff from rainfall, and a hydraulic model that can simulate drainage channel and sewer system flow. The maximum rainfall value is directly used as an effective rainfall value. The drainage channel between the surface and the sewer system is assumed to be a one-dimensional flow and is the point of flow exchange between them.

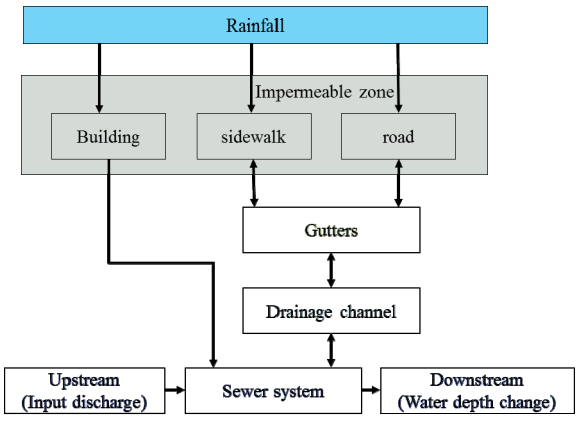


Fig. 4 Schematic of the rainfall-runoff process

3. Numerical simulation

3.1 The governing equation and numerical scheme

The numerical simulation model used here is the third author's conventional model (Kawaike et al., 2011), which consists of horizontal 2D inundation flow model, 1D slot model of drainage channel flow, and 1D slot model of sewer pipe flow (Chaudhry, 1979); the model estimates interaction flow discharge not only between the ground surface and drainage channel, but also between the drainage channel and the sewerage system, using the orifice and weir formula, which apply new coefficients (Lee et al., 2012).

3.1.1 2D inundation flow model

The governing equations used for 2D inundation flow model are as follows.

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial M}{\partial x}+\frac{\partial N}{\partial y}=r_e-q_{drain} \tag{1}$$

$$\frac{\partial M}{\partial t}+\frac{\partial (uM)}{\partial x}+\frac{\partial (vM)}{\partial y}=-gh\frac{\partial H}{\partial x}-\frac{gn^2M\sqrt{u^2+v^2}}{h^{4/3}} \tag{2}$$

$$\frac{\partial N}{\partial t}+\frac{\partial (uN)}{\partial x}+\frac{\partial (vN)}{\partial y}=-gh\frac{\partial H}{\partial y}-\frac{gn^2N\sqrt{u^2+v^2}}{h^{4/3}} \tag{3}$$

where h is water depth; H is water level; u, v are x, y directional velocity; M (=uh); N (=vh) is x, y directional flow flux; r_e is effective rainfall; q_{drain} is drainage discharge from the ground surface to the drainage box per unit area (if its value is negative, that means surcharge flow discharge); g is gravity acceleration; and n is Manning's roughness coefficient. Computational meshes are rectangular in shape (Δx=5cm, Δy=5cm). The numerical analysis technique used for the surface flow and drainage channel, as well as for sewerage system flow, is the unsteady flow equation by the explicit finite difference method (FDM) employed with the leap-frog calculation method.

3.1.2 Drainage channel model

A 1D flow simulation with a slot model is conducted to simulate the flow within a drainage channel. The governing equations are as follows.

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=q' \tag{4}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial (uQ)}{\partial x}=-gA\frac{\partial H_d}{\partial x}-\frac{gn^2|Q|Q}{R^{4/3}A} \tag{5}$$

where A is the wet area of the cross section, Q is flow discharge, q' is inflow and outflow discharge in drainage box per unit area, u is velocity, R is hydraulic radius, and n is the roughness coefficient (n=0.012, adopted for the drainage channel in this study). H_d is piezometric head (H_d=z_d+h), z_d is bottom elevation of the drainage channel, and h is water depth, determined as follows.

$$h=\begin{cases} A/w_d & : A\le A_d \\ h_h+(A-A_d)/B_{sd} & : A>A_d \end{cases} \tag{6}$$

where w_d is width of drain channel, h_h is height of drainage channel, A_d is cross sectional area of drainage channel, and B_{sd} is slot width of drainage channel, determined as follows.

$$B_s=\frac{gA_d}{a_d^{\,2}} \tag{7}$$

a_d is a pressure wave speed for drainage channel, and 1.7m/s is used in this study.

3.1.3 Sewerage model

The 1D flow simulation with a slot model is conducted to simulate the flow within a sewer pipe. The governing equations are as follows.

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=q \tag{8}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial (uQ)}{\partial x}=-gA\frac{\partial H_p}{\partial x}-\frac{gn^2|Q|Q}{R^{4/3}A} \tag{9}$$

where A is the wet area of the cross section, Q is flow discharge, q is lateral inflow discharge per unit pipe length (from the drainage channels and buildings), u is velocity, R is hydraulic radius, and n is roughness coefficient (n=0.012, as adopted for the sewer pipe in this study). H_p is piezometric head (H_p=z_p+h), z_p is bottom elevation of the sewer pipe, and h is water depth determined as follows.

$$h=\begin{cases} f(A) & : A \le A_p \\ D+(A-A_p)/B_s & : A > A_p \end{cases} \quad (10)$$

where f is the function of the relationship between water depth and the wet area of the cross section of a circular pipe, A_p is the cross sectional area of the pipe, D is the pipe diameter, and B_s is slot width, determined as follows.

$$B_s = \frac{gA_p}{a_s^2} \quad (11)$$

a_s is a pressure wave speed for a sewer pipe, and 3.8*m/s* is used in this study.

4. Interaction model

4.1.1 Interaction model between ground surface and drain channel

Stormwater on the ground surface computational mesh with street inlet is drained in the drainage channel through the street inlet. That drainage discharge is estimated by the weir and orifice formula.

Weir formula :

$$Q=\frac{2}{3}C_{dw}l\sqrt{2g}(h_m-h_d)^{3/2} : (h_m-h_d) \le B_0/2 \quad (12)$$

Orifice formula :

$$Q=C_{do}A\sqrt{2g(h_m-h_d)} \quad : (h_m-h_d) > B_0/2 \quad (13)$$

where Q is drainage discharge from the ground surface into the drainage channel, h_m is water depth on the ground surface, and h_d is the difference between the piezometric head of the drainage channel and ground elevation; however if the piezometric head of the drainage channel more smaller than ground elevation, h_d should be zero. C_{dw} and C_{do} are the coefficients of the weir and orifice formula, respectively, and the values of 0.48 and 0.57 are used in this study, respectively. B_0 is the smallest width of the street inlet, and L is the perimeter length of the street inlet. Stormwater is supposed to be immediately drained into the drainage channel.

On the contrary, when the piezometric head exceeds the water level on the ground surface, stormwater surcharge begins to occur from the street inlet. Surcharge flow discharge is estimated by the following overflow formula.

$$Q=-\frac{2}{3}C_{dw}l\sqrt{2g}(h_d-h_m)^{3/2} \quad : (h_d-h_m) \le B_0/2 \quad (14)$$

$$Q=-C_{do}A\sqrt{2g(h_d-h_m)} \quad : (h_d-h_m) > B_0/2 \quad (15)$$

The negative sign on the right side denotes surcharge flow onto the ground surface.

q_{drain} in Eq.(1), q' Eq(4), and q in Eq(8) are as follows, respectively.

$$q_{drain} = Q/S_g \quad (16)$$

$$q' = Q/\Delta x_d \quad (17)$$

$$q = Q/\Delta x_s \quad (18)$$

where S_g is the computational mesh area on the ground surface, x_d is the discretized length of one segment of drainage box, and x_s is the discretized length of one segment of sewer pipe.

4.1.2 Drainage through drainage box and building roof

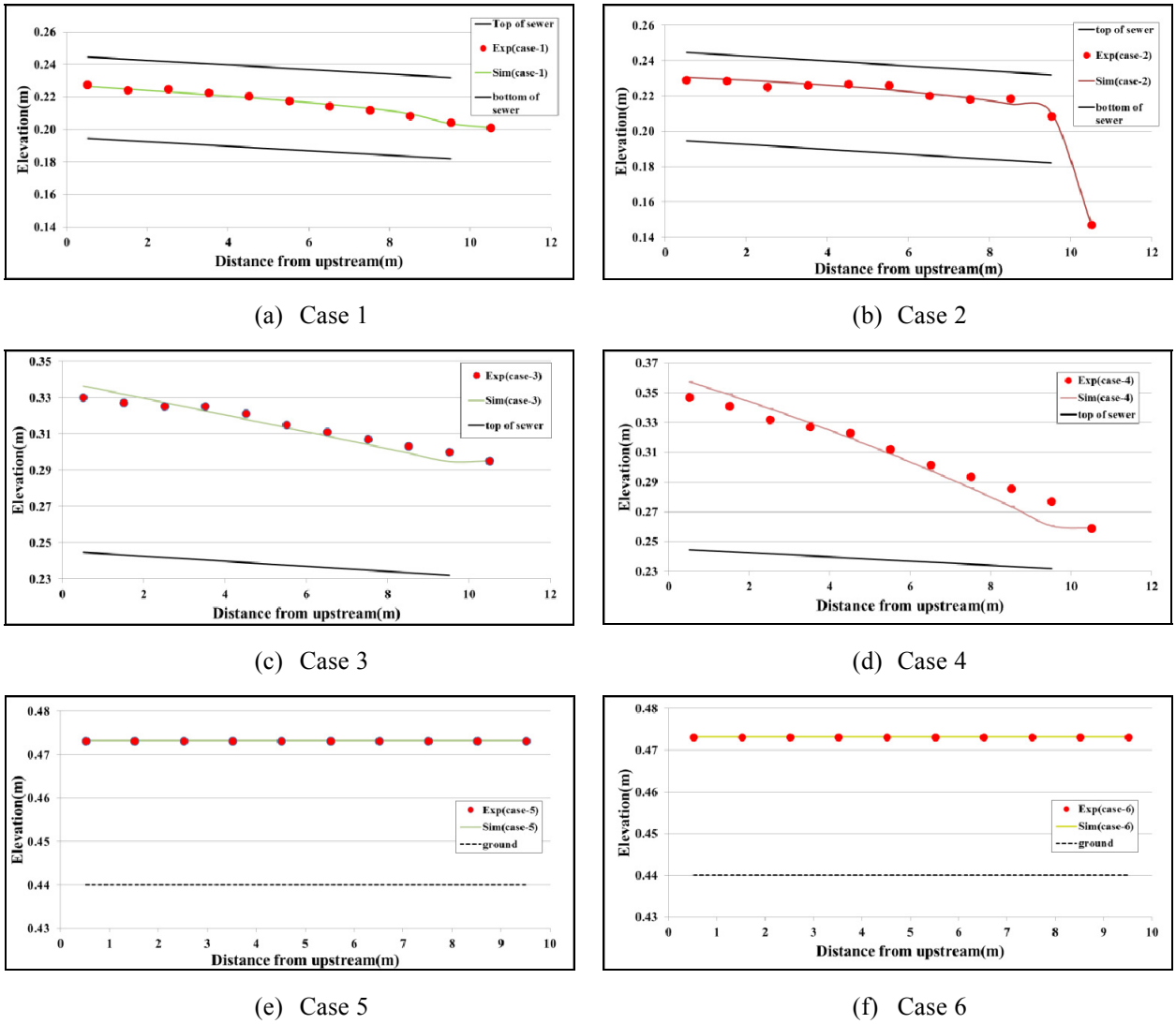
Stormwater dropped on the drainage box, roof of building, and ground surface is separately treated (Kawaike et al., 2011). In this study, the computational mesh size is very small for the drainage box and the roof of building area, and stormwater is drained according to Eqs. (12) ~ (15). Stormwater on the drainage box and the roof of building is immediately drained into the sewer pipe.

5. Validation of numerical interaction model

In this study, steady-state and unsteady-state experiments were conducted. In the steady-state cases, the slot model was validated with the water surface profile and piezometric head of the sewer pipe under simple hydraulic conditions. In the unsteady-state case, application of the interaction model using the weir and orifice formula, applying new coefficients, is validated with drainage and surcharge discharge.

Table 2 Experimental conditions of steady state cases

	Upstream input discharge (l/s)	Downstream water level(m)	Rainfall intensity (mm/h)	Flow state within the pipe
1	0.260	0.201	0.0	Open channel flow
2	0.206	0.147	28.49	
3	0.629	0.295	0.0	Pressurized flow
4	0.779	0.259	28.49	
5	1.360	0.405	0.0	Pressurized flow with overland inundation
6	1.145	0.205	28.49	



(a) Case 1 (b) Case 2

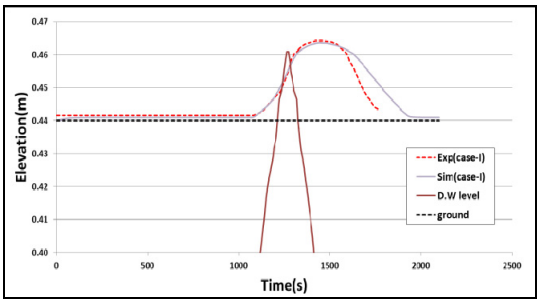
(c) Case 3 (d) Case 4

(e) Case 5 (f) Case 6

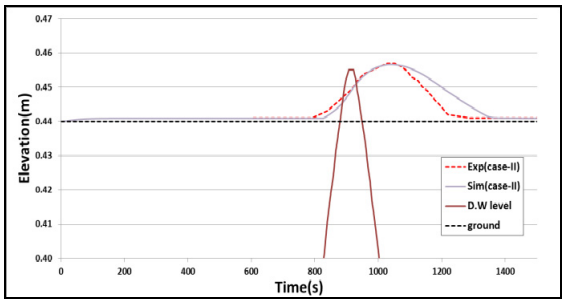
Figure. 5 Comparison between experiments and simulation results of steady-state condition

5.1 Steady-state experiments

Three factors (rainfall intensity, upstream inflow discharge and downstream water level) of the experimental setup are combined, as shown in Table 2, and those six steady-state experiments were carried out. These six cases can be divided into three categories of flow state within the sewer pipe that is open channel flow, pressurized flow,



(a) Case I



(b) Case II

Fig. 6 Comparison between experiment and simulation results on unsteady-state cases

and pressurized flow with overland inundation. In the experiments, water surface on the ground is recorded using video cameras, and depending on the flow state within the sewer pipe, the following are measured;

- Open channel flow: water level within the sewer pipe
- Pressurized flow: water level within the drainage tube connected to the drainage box
- Pressurized flow with overland inundation: water level on the ground surface

Fig. 5 shows the comparison between the experimental and simulation results of the representative model. . In all cases, the simulation results are close to the experimental results, even if the simulation results at the upstream parts were slightly overestimated and underestimated at the downstream parts in the pressurized flow cases. From those results, in steady-state cases, the slot model and interaction model, as well as new coefficients used in this study were validated to reproduce the water surface profile and piezometric head of the sewer pipe.

5.2 Unsteady-state experiments

In the unsteady-state experiments, the inundation process of surcharge flow, overland inundation, and drainage flow are made to happen by gradual ascent and descent of the downstream water level. Two cases of experiments were carried out, and Table 3 shows the experimental conditions. In Case I and Case II, water level on the ground surface at upstream is measured. Video cameras are used to record change of inundation depth at the upstream and water level at the downstream.

Table 3 Experimental conditions of unsteady state cases

	Upstream input discharge (l/s)	Downstream water level change
I	1.239	Slowly change
I I	1.239	Quickly change

Fig. 6 shows the comparison between experimental results and simulation results of Case I and II. According to simulation results, increasing time of inundation on the ground shows the correct results without delay. In addition, maximum inundation depths show reasonable results.

However, in both cases, simulation results of water level on the ground surface decrease more slowly than experimental data.

6. Conclusions

In this study, in order to validate the stormwater interaction model not only between the ground surface and drainage channel, but also between the drainage channel and sewerage system, experiments were carried out and validation data were obtained and compared with simulation results.

Consequently, in the steady-state cases, the weir and orifice formula with new coefficients could reproduce the experimental results very well. However, the piezometric head at upstream part slightly overestimated and that trend was represented according to increasing input discharge. On the other hand, opposite trend is observed at the

downstream. It is judged that the head losses between the tank and sewer pipe were not considered in this model.

In the unsteady-state cases, increasing timing of surcharge and maximum inundation depth could reproduce the experimental results very well, but decreasing timing was overestimated. Also unfortunately, the experimental piezometric head in pipe was not measured because of severe piezometric movement caused by interaction.

Therefore, in the next study, experimental equipment improvement is supposed to improve in order to measure stable piezometric head in the pipe and more concentrated research which can analyze the reason of decreasing time disagreement should be carried out in order to solve this problem.

Acknowledgements

The research was supported by 'Grant-in-Aid for Young Scientists (A) (23681038)'.

Reference

Li, W.F., Chen, Q.W. and Mao, J.Q. (2009). "Development of 1D and 2D coupled model to simulate urban inundation: An application to Beijing Olympic Village.", Chinese Science Bullentin, Vol.54, pp.1613-1621.

Campana, N.A. and Tucci, C.E.M. (2001). "Predicting floods from urban development scenarios: Case study of the Diluvio Basin, Porto Alegre, Brazil.", Urban Water, Vol.3, pp.113-124.

Cea, L., Garrido, M. and Puetas, J. (2010). "Experimental validation of two-dimensional depth-averaged models for forecasting rainfall-runoff from precipitation data in urban areas.", Journal of Hydrology, Vol.382, pp.88-102.

Chaudhry, M. H. (1979). "Applied Hydraulic Transients", Van Nostrand Reinhold.

Hunter, N.M., Bates, P.D., Horritt, M.S., Willson, M.D. (2007). "Simple spatially-distributed models for predicting flood inundation: a review", Geomorphology, Vol.90, pp.208-225.

Kawaike, K., Nakagawa, H., Baba, Y and Shimisu, A. (2011). "Experimental Study on Validation of Stormwater Interaction Model between the Ground Surface and Sewerage System.", The 34th World Congress of the International Association for Hydro- Environment Research and Engineering: 33rd Hydrology and Water Resources Symposium and 10th Conference on Hydraulics in Water Engineering, IAHR, pp. 1889-1896.

Lee, S. S., Nakagawa, H., Kawaike, K. and Zhang, H. (2012). "Study on Inlet discharge Coefficient Through the Different Shapes of Storm Drains for Urban Inundation Analysis.", Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol. 56, Feb., 2012, pp.I-31-36 (CD-ROM).

Mignot, E., Paquier, A. and Hider, S. (2006). "Modeling Floods in a Dense Urban Area Using 2D Shallow Water Equations.", Journal of Hydrology, Vol. 327, pp.186-199.

(Received June 7, 2012)

都市洪水氾濫解析のための統合モデルの開発に関する実験的研究

LEE SeungSoo[(1)]・中川　一・川池　健司・張　浩

[(1)]京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻

要　旨

最近では，気候変動や集中豪雨による都市浸水被害を予測するために，多くの研究者たちが地下 - 地上の接続モデルを使用している。下水管システムは，都市浸水モデルの中で最も重要な要素の一つであり， storm drain を介して流入される流量は，下水管システムの入力データとしては非常に重要である。しかし, storm drain を介して流入される流量を測定することは非常に困難であり，多くの研究者たちもモデルを検証するためのパラメータとしてそれぞれ別の流量係数を示している。したがって，本研究では，実際の実験によって提案された流量係数（Lee et al., 2012）の適用性を判断するために，検証実験とデータの取得，モデル化を行った。本実験装置は，降雨装置，地上の氾濫範囲，下水管および地上部の下水管を接続する小さな水路（drain channel）で構成されています。実験結果とモデルの結果の比較分析を行い，先述の流量係数の適用性を検証した。その結果，ジョンサンリュ条件では，新しい係数が適用されたダム，オリフィス式が実験結果をよく再現した。非上流の条件では，地上部の氾濫時や最大浸水植えよく予測されたが氾濫流量の排水時に若干の遅延が観測された。

キーワード: 都市洪水，下水管システム，流量係数

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

氾濫時の車の漂流に関する模型実験

戸田圭一・石垣泰輔(1)・尾﨑平(1)・高垣裕彦(2)・西田知洋(3)

(1) 関西大学環境都市工学部
(2) 独立行政法人　鉄道・運輸機構
(3) 京都大学大学院工学研究科

要　旨

1982年の長崎大水害時のように，大規模な洪水氾濫時には車が流され，被害を助長させる。本報では，直線水路に縮尺1/10のセダン型車模型ならびに縮尺1/18のミニバン型車模型を設置し，水理条件を種々変化させて，模型が漂流する限界となる条件を実験的に見出した。その後，漂流限界を超えた条件での車模型の漂流速度を計測した。実験での漂流限界状態での水平方向の力の釣り合いから，車に作用する流体力の抗力係数を水深の関数として求め，その係数をもとに実際の事象での車の漂流限界を求めた。その結果，流れ場の流速が2m/s，かつ，水深が0.5mを超えると車が漂流しだす危険が高まることが明らかとなった。この結果を，過去に実施した京都市域での外水氾濫解析結果に適用したところ，車の漂流の危険箇所が見出された。また実験より，いったん車が漂流しだすと，漂流速度は流れ場の平均流速の60-70%程度になることも明らかとなった。

キーワード: 都市水害，半水没車，漂流限界，水理実験，抗力係数，車の漂流速度

1. はじめに

1982年の長崎大水害時のように，大規模な洪水氾濫時には車が流され，水難事故を含めて被害が甚大なものとなる（高橋・高橋，1987）。激しい気候変動の下，極端な降雨事象が増大しており，神戸や長崎といった急傾斜地を含む斜面都市では，今後，洪水氾濫時の車に関係する被害の発生に十分注意を払っておかなければならない。

都市域での洪水氾濫時に，どの程度の流れの状態で車が流され始めるか，またその後，どのような漂流速度で流されるかは防災上，大変重要な情報であり，本報は車模型を用いた水理実験をもとにそれらを明らかにしようとするものである。

車の漂流限界については，いくつかの先行研究がなされている。押川ら(2011)は，縮尺1/24の2種類の車模型（小型自動車とSUV車）を水路に固定して通水し，流れに直角な方向の車模型に作用する流体力を三分力計によって計測し，水深ごとの抗力係数，揚力係数を算出している。そして得られた係数をもとに，実際の条件下での車の漂流限界を，路面の静止摩擦係数，車の空隙率，乗車人員による重量補正を考慮したうえで水平方向の車に作用する力の釣り合いから求めている。

一方，Shu et al. (2011)は，急激な洪水氾濫流で車が流される事象を念頭におき，3種類の車模型（小型自動車，小型トラック，ワンボックスカー，いずれも縮尺1/18）を用いて水路で通水実験を実施し，流れと平行に設置された車が流され始める限界を求めた後に，若干の補正を含めてその値をフルードの相似則から実物値に換算して車の漂流限界を求めている。ただしShuらはフラッシュフラッドで急に車が流される事態を想定しており，車の空隙への氾濫水の浸入は考慮していない。

先行研究を踏まえ，ここでは，Shuらと押川らの手法を双方取り入れた形で車の漂流限界を求める。すなわち，Shuらと同様に車模型（縮尺1/10のセダン型小型自動車と縮尺1/18のミニバン（救急車））を設置して水理実験を行い，水深，流速を変化させた実験から直接，車模型の漂流限界を求める。そして限界時における水平方向の力の釣り合いから抗力係数を水深の関数として算出する。その後，実験で得ら

れた抗力係数をもとに，押川らの方法に従い，実際の状況下での車の漂流限界を氾濫流の水深，流速の関数として表現する。なお，車の設置方向は基本的に流れ方向とする。そして得られた漂流限界指標の従来の氾濫解析結果への適用を図る。さらに，漂流限界を超えた際の車模型の漂流速度を求めて実物値に換算し，氾濫流の流速との関係について整理する。

2. 実験装置および実験方法

実験に用いた水路は，京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリー内に設置された，幅1mの階段水路の下流3mの水平部と，それに続く，側面ブロック積みの延長部で，長さの合計10mの水平水路である（Fig. 1参照）。

この水路の中央部分にPhoto 1に示す実物の1/10のセダンの車模型，Photo 2に示す実物の1/18のミニバンの車模型を設置し，流水実験を行った。セダン模型の車種はスバルインプレッサ，ミニバンは救急車タイプのニッサンエルグランドである。セダン模型は重さ1,215.5g，長さ0.47m，幅0.20m，高さ0.15mであり，ミニバン模型は重さ384.2g，長さ0.26m，幅0.10m，高さ0.12mである。なお模型の重さについては，実物との関係を分かりやすくするために，おもりをつけて補正を行い，実物との見かけの密度の比率が1となるようにした。ミニバンは補正の必要がなかったが，セダン模型の重さは1,350gに調整した。

実験の手順について述べる。先ず，水路に整流板，車模型，ビデオカメラを設置し，カメラの映りをよくするために斜め前方から照明を当て，明るさの調節を行った。ビデオカメラは，模型の上方から流れ方向に沿って3台設置し，また模型前方にも1台設置した。さらに車模型の斜め前方からも1台の水中カメラで撮影を行った（Photo 3参照）。

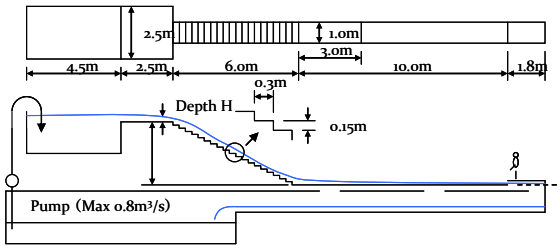


Fig. 1 Experimental set-up

(a) front view (b) side view

Photo 1 Sedan typed model car (scale: 1/10)

(a) front view (b) side view

Photo 2 Minivan typed model car (scale: 1/18)

車模型を水路の中心線上に設置した後，模型が流されない程度の流量を設定して水を流し始め，流されないことを確認すると流量を増やし,同じことを繰り返して漂流限界状態を見出した。その後，漂流限界を超えた流量を通水し，車が流され始めると水路床に書かれた目盛（模型の設置箇所から下流側に1m，2m，3mの地点）を模型が通過する時間を，ストップウオッチを用いて測定するとともにビデオ撮影を行い，漂流速度を求めた。実験での車の様子を

Table 1 Experiment cases

Case	existence of hand brake	direction (degree)	existence of flash board	incipient motion condition (The value in parenthesis means the real scale value.)			
				sedan (scale: 1/10)		minivan (scale: 1/18)	
				flow velocity (m/s)	water depth (m)	flow velocity (m/s)	water depth (m)
A	Yes	0	No	0.63 (2.00)	0.041 (0.41)	0.55 (2.35)	0.035 (0.63)
B-1	No	0	No	0.50 (1.57)	0.030 (0.30)	0.41 (1.74)	0.024 (0.43)
B-2	No	90	No	0.63 (2.00)	0.041 (0.41)	0.51 (2.16)	0.032 (0.57)
B-3	No	45	No	0.57 (1.80)	0.036 (0.36)	0.52 (2.19)	0.032 (0.57)
A’	Yes	0	Yes	0.38 (1.20)	0.069 (0.69)	0.37 (1.57)	0.067 (1.21)
B-1’	No	0	Yes	0.33 (1.05)	0.051 (0.51)	0.29 (1.24)	0.039 (0.70)

Photo 3 Experiment by use of video camera

Photo 4 Floating model car in the experiment

Photo 4に示す。

実験は，(a)サイドブレーキの有無，(b)車の向き，(c)下流端の堰の有無，の3つの条件を変化させて実施した。(a)のサイドブレーキは模型のタイヤをガムテープで固定することで表現した。(b)の車の向きは水の流れ方向に対して0°，45°，90°の3パターンで実験を行った。(c)は下流端に堰を設け，水深を上げることで流速と水深の関係を変化させた。実験では堰の有無に対してあらかじめ水路の水深と流量の関係を求めておき，計測した流量をもとに水深を得た後，水深と流量から流速（断面平均流速）を算出した。これらのケースと漂流限界値をTable 1に示す。表には，フルードの相似則に従い，実物値に換算した値もあわせて示す。車の幅を代表長として求めたレイノルズ数Reは2.9×10^4～12.6×10^4の範囲にあり，これはShuらの実験と同程度である。

3. 漂流限界を求める際の抗力係数の算出

漂流限界については，実験での車模型にかかる水平方向の力の釣り合いから車に作用する流体力の抗力係数を車模型の種類，車模型の向きごとに水深の関数として求め，その係数をもとに実際の車の漂流限界を求めることを試みる。なお，車の方向は流れと0°，90°の角度のものを取りあげる。

実験において車模型に作用する力は，Fig. 2のようになっており，このうち，水路床と水平な方向に関して，限界状態では流体力Fと摩擦力Sの間で以下の釣り合い式が成立する。

$$F = S = \mu\,(Mg - Fb - L) \tag{1}$$

ここに，μ：模型の静止摩擦係数，M：模型の質量，g：重力加速度，Fb：模型に作用する浮力，L：模型

Table 2 Coefficient of static friction

car type	direction (degree)	existence of hand brake	coefficient of static friction
sedan	0	No	0.073
	0	Yes	0.26
	90	No	0.565
minivan	0	No	0.1
	0	Yes	0.42
	90	No	0.65

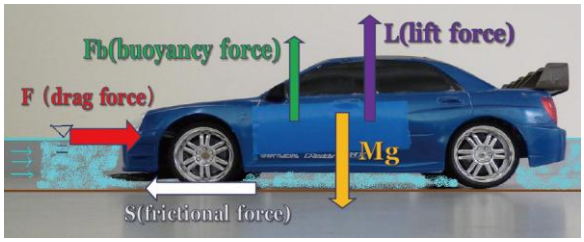


Fig. 2 Force exerted on the partially submerged car

に作用する揚力である。Fb は

$$Fb=\rho g\,V \tag{2}$$

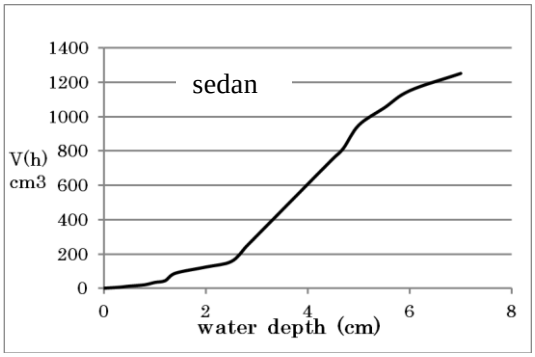
と表わされる。ここに ρ：水の密度，V：水中に水没している車模型の正味の体積である。また流体力Fは，抗力係数Cd を用いて，

$$F=0.5\rho CdU^2Ax \tag{3}$$

と表現される。ここにU：流速，Ax：流れに直角な方向の，車が水没している投影面積である。

(1)-(3)式よりCdを算定するにあたり，とくに考慮すべきものは，μとVである。μは，濡れたコンクリート面にばねばかりをつけた車模型を設置して，ばねばかりをゆっくり引き，模型が動き出すときの張力を読み取るという実験を別途行ってその値を求めた。各条件でのμの値をTable 2に示す。V については，車模型の内部構造から空隙を調べ，Fig. 3に示すような，Vと水深h（高さ）との関係を求めた。また揚力Lについては，今回の実験方法ではそれを求めることができず，また押川らの結果をみても揚力係数は抗力係数よりも1オーダー小さな値を示していることから，ここでは，Lは考えないこととした。

このようにして2種類の車模型の抗力係数を算出した結果をFig. 4に示す。横軸にh/k (kは車模型の全高)，縦軸に抗力係数をとっている。図には参考として，押川らのReの最も大きいケースでの抗力係数も



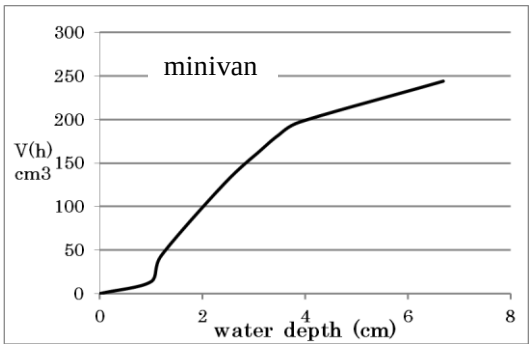


Fig. 3 Relation between net volume of model car and water depth

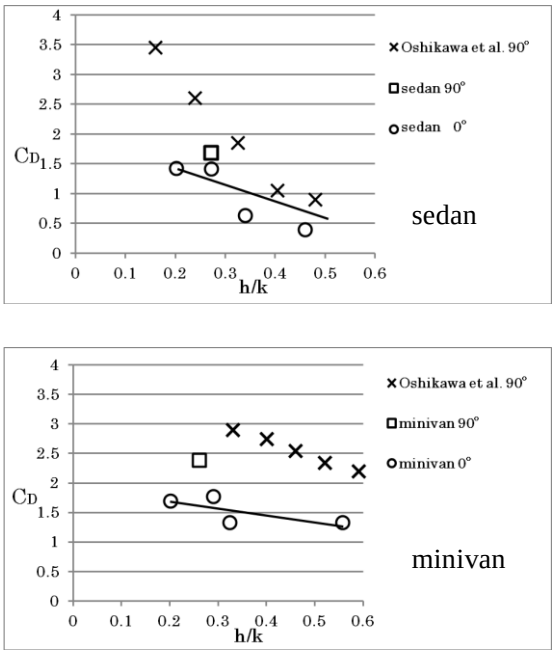


Fig. 4 Relation between drag coefficient and relative water depth

あわせて示している。今回，流れと90°の方向の実験は，1ケースだけであるが，押川らの結果と比較するとほぼ同様かやや下回る値となっている。流れ方向の抗力係数は，両車種とも90°のものを下回る結果となっているが，流れに対する形状抵抗を考えれば妥当な結果と言えよう。なお，セダン型の抗力係数は，*h/k*が増えると値がかなり小さくなる。これは車模型が浮力の影響でかなり移動しやすくなったためと推察される。次章で，流れ方向に対する車の漂流限界の実現象への適用を考える際に，図に示すような，実験結果を線形近似した関係式を用いる。ただしセダン型の適用範囲は，車の浮遊状況を考慮して*h/k*＜0.5とする。

4. 漂流限界の実現象への適用

4.1 適用にあたっての留意点

実際の車について，流れ方向に設置された車の漂流限界を求めるには，前章で得られた抗力係数をもとに，(1)-(3)式から限界状態での水深と流速の関係を得ることができるが，ここで留意すべき点がいくつかある。

一つには，実物の車の静止摩擦係数μの評価である。この値は模型値と同じとは必ずしも言えず，過去の調査事例などに基づいて，その値を推定せざるを得ない。

二つ目は，車の空隙による正味の浮力の評価である．Fig. 5に示すように水が車のエンジン部などの内部に入ると，その部分の浮力が減少することとなる。車模型では模型を精査してこの空隙部分を算出したが，模型は実物の車の空隙まで正しく再現しておらず，模型での空隙値を実物に適用できない。Shuらは，大きな流速で車が流されることを想定し，車の空隙による浮力減少を考慮していないが，例えば，車の質量を1,000kgとし，車のドアのノブより下の車の形を直方体とみなし，その底面積を仮に8m^{2}とすれば，水に浸かる部分の高さが0.125mで車の重量と浮力が釣りあうこととなる。この高さは小さすぎると考えられ，車の内部に，ある程度水が入り込むと考えるのが妥当であろう。そこで，ここでは押川らの考えに従い，車の空隙率*p* (水没している車に水が入り込む空隙部分の体積*Vp*/水没している車の見かけの体積V_0)を導入し，*V*を以下の式で表現する。

$$V = (1-p)\, V_0 \tag{4}$$

*p*は明らかに水深（高さ）の関数であるが，ここでは簡単のために一定値として取り扱う。

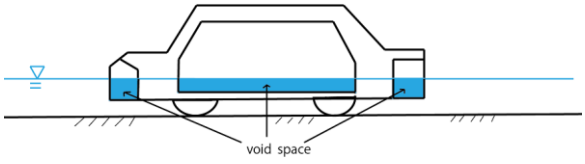
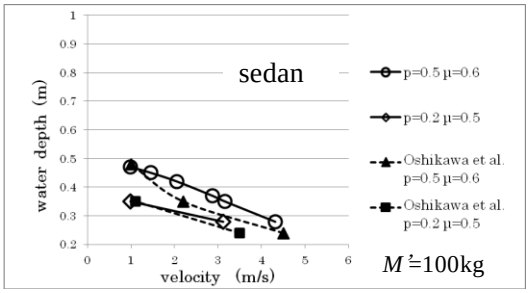


Fig. 5 void space of a car



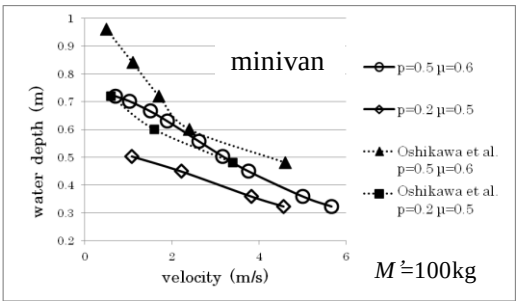
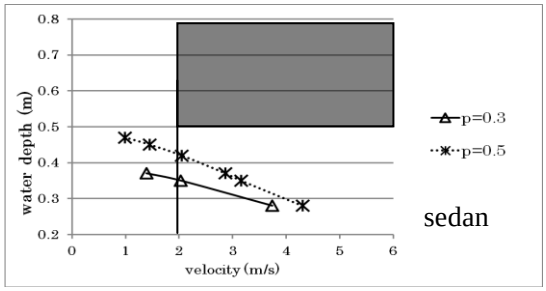


Fig. 6 Diagram of critical incipient motion (Oshikawa et al.'s condition)



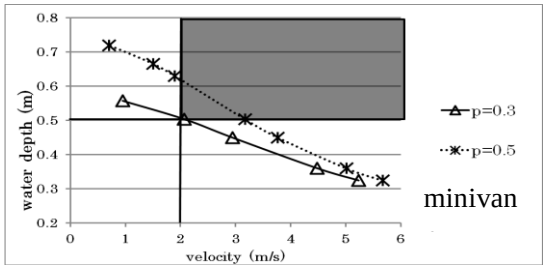


Fig. 7 Diagram of critical incipient motion (μ=0.6, p=0.3,0.5, M'=100kg)

三つ目は，乗客や荷物などの積載による，重量の増加である。この点も押川らにならい，追加質量をM'として(1)式の車の質量MにM'を加えて評価する。

4.2 漂流限界判読図の作成

上記の点を考慮して，横軸に流速，縦軸に水深をとり，氾濫時の実物車の漂流限界状態を判読できる図を作成した。今回の実験で得られた抗力係数をもとに漂流限界を算出している。なお車が漂流しやすい条件として，車が流れと平行に設置されている場合を対象としている。

Fig. 6は，押川らが求めた判読図と同じμ, p, M'の条件で，漂流限界を算出した結果である。参考までに押川らの結果もあわせて示している。なお，押川らは，流れに直角な方向に設置された車しか扱っておらず，また車の種類も今回とは異なるので単純な比較はできないが，セダン型の場合には，押川らの結果とほぼ同程度の値となっている。ミニバン型（救急車）は，押川らの値を下回る値となっている。この場合は，車の設置方向の違いによる影響が大きいようである。得られた限界曲線の流速，水深の関係を見る限り，ある程度現実的な範囲にあるので，概ね妥当ではないかと判断される。

μ, p, M'のパラメータを変化させて感度分析的な検討を行うと，押川らの結果と同様，これらのパラメータの値が増加するにつれて漂流限界を示す曲線は右上に移動する，すなわち漂流しにくくなる。またその変化は，とくにpの変化に対して敏感である。またミニバン型は，セダン型の小型車よりも漂流しづらい。

μ=0.6, p=0.3,0.5, M'=100kg の条件での危険判読図が，Fig. 7である。図より，U>2.0m/s，かつh>0.5mの範囲では車が漂流しだす危険性が高くなる。とくに，セダン型の車では明らかに漂流すると考えられる。これは，p=0を仮定しているShuらの小型自動車，小型トラックの漂流限界の結果とも一致している。また流れの方向は異なるものの，押川らの小型自動車の結果も同様の結果を示している。

4.3 氾濫解析結果への適用

得られた漂流限界判読図を，大都市域での外水氾濫解析結果に適用し，氾濫した道路上で車が漂流するような現象が起こる可能性があるかどうかを検討してみる。

尾崎ら(2010)は，京都市内で御池大橋地点から鴨川が最大100m^3/s 溢れるという外水氾濫を想定したときの市内道路での氾濫流の様子を，氾濫解析により調べている。Fig. 8に示す解析対象区域は，南北方向におよそ1/200の勾配を有している。今回，氾濫水の流速ならびに水深の分布を再整理した。その結果，Fig. 9に示すように，対象領域の多くの道路で，流速Uが1.0m/sを超える箇所が現れた。Uが2.0m/sを超える区間も含まれている。このうち，Fig. 10の黒く塗られた箇所は，U>2.0m/s，かつh>0.5mの氾濫流が発生する,車の漂流にとって明らかに危険と考えられる箇所である。市内の東西方向の幹線道路である御池通の溢水地点近傍，そして南北に走る幹線道路の河原町通の広い区間が該当する。

なお，Fig. 7の判読図よりわかるとおり，ここで示

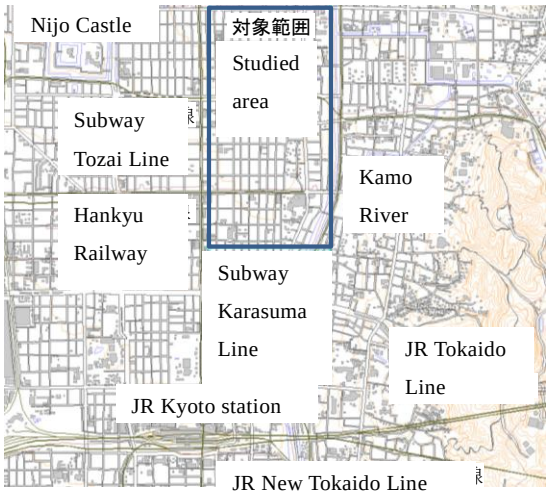


Fig. 8 Studied area of Kyoto City

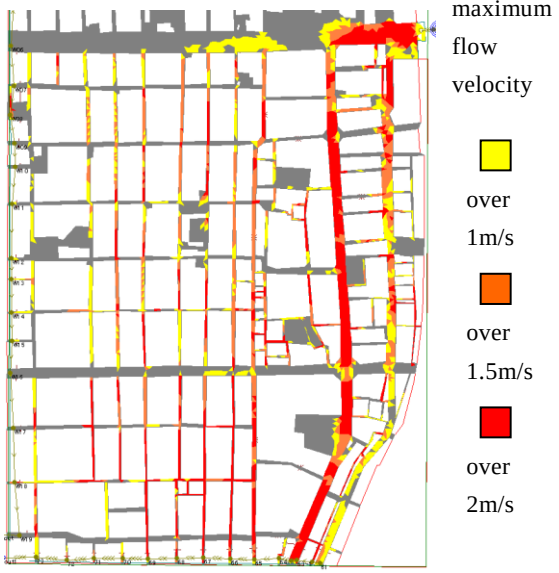


Fig. 9 Distribution of maximum flow velocity

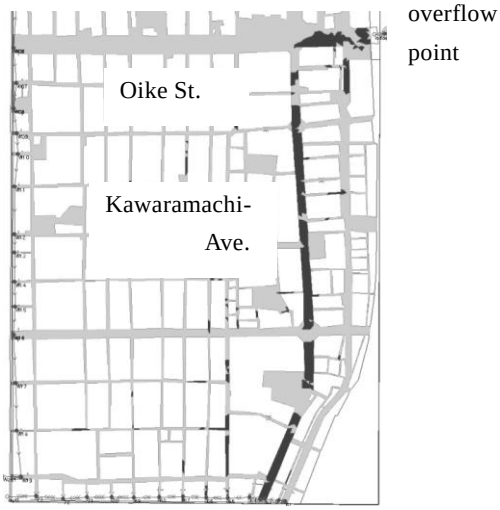


Fig. 10 Inundation flow area of U >2.0m/s and h>0.5m

した流速，水深の組み合わせの条件以外でも車の漂流限界を超える場合があることから，さらに広い範囲で車が漂流する可能性があることに注意が必要である。また，このような氾濫で車が漂流した後，漂流車が衝突して重なり合うような危険性も十分，予想される。

5. いったん漂流したあとの車の漂流速度

Fig. 11にセダン型，ミニバン型それぞれの車模型の漂流実験結果を示す。横軸に流れ場の平均流速を，縦軸に車の漂流速度を，それぞれ実物換算した値で示している。

両者ともに，堰が設置されて水深が大きいケース（A’, B-1’）では，車は小さな平均流速で漂流し始める。また，サイドブレーキがあるケース（A, A’）では，堰の有無にかかわらず，漂流し始めのときは漂流速度は小さい傾向にあるものの，流れ場の平均流速が大きくなるにつれて，サイドブレーキのない場合（B-1, B-1’）との差はほとんどなくなる。

セダン型では，最初の車の方向の影響はさほどみられないが，ミニバン型では90° （B-2），45° （B-3）のときの漂流速度が0° （B-1）のときより大きくなっており，方向によるばらつきが見られる。セダン型の車の漂流速度は，流れ場の流速が大きくなるにつれて,概ね，その60～70%程度になる。

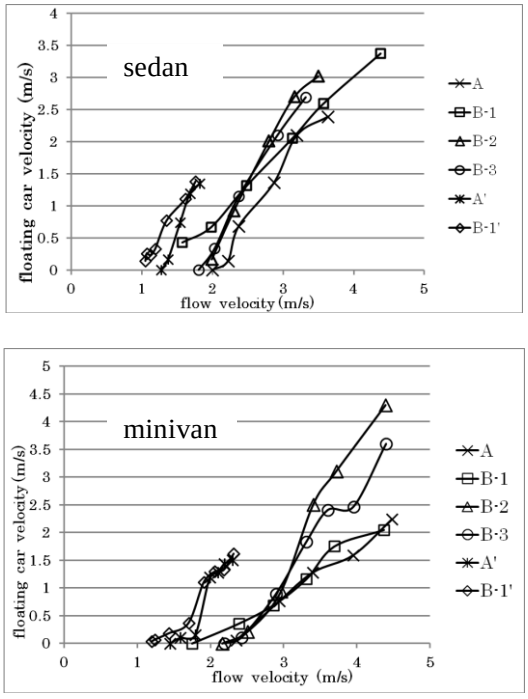


Fig. 11 Relation between flood flow velocity and floating car velocity

6. おわりに

車模型が漂流する限界となる条件を実験的に見出した。その後，漂流限界を超えた条件での車模型の漂流速度を計測した。車に作用する流体力の抗力係数を，水深の関数として求め，その係数をもとに実事象での車の漂流限界を求めた。得られた主な知見は以下のとおりである。

（１）流れに直角な方向の車の抗力係数については，押川らの結果とほぼ同様か，やや下回る値が得られた。また流れに平行な方向の抗力係数は直角方向のそれを下回る値となった。

（２）得られた抗力係数をもとに実物に換算した漂流限界判読図を作成すると，氾濫流の流速が2m/sを超え，かつ水深が0.5mを超えるとセダン型の小型自動車が漂流する危険な状態になることが明らかとなった。また判読図の結果を，過去に実施した京都市域での氾濫解析結果に適用したところ,車の漂流に関する危険箇所が見出された。

（３）漂流実験より，セダン型の車の漂流速度は，流れ場の流速が大きくなるにつれて,その60～70％程度になる。

謝　辞

実験で協力いただいた京都大学防災研究所技術室の吉田義則氏，（株）上田メカニックの谷美智成氏，ならびに関西大学環境都市工学部環境防災水工学研究室の学生達に心から謝意を表します。

参考文献

尾﨑平・森兼政行・石垣泰輔・戸田圭一 (2010)：市街地外水氾濫解析への分布型解析モデルの適用性 - 模型実験と数値解析結果の比較 - , 下水道協会誌, Vol.47, No.575, pp.93-102.

押川英夫・大島崇史・小松利光 (2011)：冠水時の自動車通行の危険性に関する研究, 河川技術論文集第17巻，土木学会水工学委員会河川部会，pp.461-466.

高橋和雄・高橋裕 (1987)：クルマ社会と水害　－長崎豪雨災害は訴えるー，九州大学出版会.

Shu, C., Xia, J., Falconer, R.A. and Lin, B. (2011): Incipient velocity for partially submerged vehicles in flood waters, Journal of Hydraulic Research, Vol.49, No.6, pp.709-717.

（論文受理日：2012年6月4日）

Hydraulic Model Study on Floating Car in Flooding

Keiichi TODA, Taisuke ISHIGAKI[(1)], Taira OZAKI[(1)], Yasuhiko TAKAGAKI[(2)] and Tomohiro NISHIDA[(3)]

(1) Faculty of Environment and Urban Engineering, Kansai University
(2) Japan Railway Construction, Transport and Technology Agency
(3) Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

In urban flooding, cars are floated and flushed away, which may cause heavy damage on cars and buildings or lose driver's life. In Nagasaki flood in 1982, many people died by car related accidents. It is very important to study car behaviors in flooding. Here, we studied the critical incipient floating condition and the subsequent floating condition experimentally, using the 1/10 and 1/18 scale model cars. We also obtained the drag coefficient of partially submerged cars in the flooding flow. On the base of experimental results, we could draw the diagram of critical incipient floating condition of real car by flow velocity and water depth. According to the diagram, sedan typed cars are likely to be floated if the flow velocity exceeds 2m/s and the water depth exceeds 0.5m.

Keywords: urban flooding, partially submerged car, incipient motion, hydraulic experiment, drag force, floating car velocity

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

分布型流出モデルに沿ったマクロスケールでの土砂生産・輸送モデリングの基礎的研究

浜口 俊雄・田中 拓馬(1)・小槻 峻司(1)・田中 賢治・峠　嘉哉(1)・安部 雅宏(2)

(1) 京都大学大学院工学研究科
(2) 国土交通省

要　旨

本研究は，分布型流出モデルに合わせて広域分布で考察できるような土砂生産・輸送モデルを作り上げるための基礎的な考察を行う。そこでは流砂水理学の基礎式に対して，流域分布の検討が可能な流出モデルと同じスケール・同じサイズの数値モデルとして扱えるように考える。放射線物質輸送解析とその影響評価も可能なように，沈降・巻き上げて移動する浮遊砂，ないしは流体力で河床移動する掃流砂に着目し，これらを流出解析の結果と連成して検討できるモデル作成を試みた。はじめに土砂輸送観測値のある流域での計測結果と計算結果を比較して妥当性があることを確認し，次に実流域での計算を行った。その際，流量も土砂輸送量も大雨時に精度が大きく落ちたが，2011 年の HQ 式推定のハイドログラフとも比較した結果，ダムの影響で精度が落ちていることを確認した。少雨時に本モデルは両者の変動特性を表現できており，分布型土砂輸送モデル作成の目的は達せられた。

キーワード：分布型流出モデル，土砂生産，土砂輸送，掃流砂，浮遊砂

1．序論

昨年 3 月 11 日に起きた東日本大震災によって福島原子力発電所事故が発生し，そこから 3 月 15 日に放射性物質が飛散してしまうという非常事態が生じた。その際に飛散した放射性物質は主にテルル 132(半減期 約 3 日)，ヨウ素 131(同 約 8 日)，ヨウ素 132(同 約 2 時間)，キセノン 133(同 約 5 日)，セシウム 134(同 約 2 年)，セシウム 136(同 約 13 日)，セシウム 137(同 約 30 年) の 7 種であることが確認されている。ただし，ヨウ素 132 はテルル 132 が壊変して出来るため，実際のヨウ素 132 の放射能はテルル 132 の半減期に従って減衰する関係にある。事故直後はテルル 132 とヨウ素 132 が線量の約 80% を発生させていたが，約 3 週間後には核種壊変特性でそれらはほぼゼロになり，セシウム 134・137 が線量の約 90% を発生させていた (松村ら，2011) 。現在の放射能発生源となるセシウムは両同位体ともに土粒子や有機物に吸着しやすく，また半減期も年単位で長く，さらには広域に飛散しているため，長期的視野に立って広域でセシウム移動を検討する必要がある。その吸着したセシウムは，表層の土粒子移動または分解された有機物細粒分の移動とともに下流側へ輸送されると予想される。通常，土砂生産・輸送はそれぞれ降水による侵食とその後の表面流によって河川へ運ばれ，河川の流動で輸送されており，その一部にセシウム付着土砂があるものと考えられる。

ところで既往研究ではすでに多数の放射性物質に関する動態解析がなされきており，著名なものとしては，同物質の大気拡散シミュレーションの「緊急時迅速放射能影響予測ネットワークシステム (SPEEDI)」が挙げられる。しかしながら，これらの多くは上述の例の様に大気拡散解析までであり，同物質飛散後に降雨による表面流で拡散する影響の時空間解析（地表側の影響再分配解析）は極めて少ない。特に，長期的視野に立った影響解析はほとんど見受けない。そこで，飛散後の放射性物質の動態を考察するために，流域単位での土砂輸送とその付着物の輸送をシミュレートする研究はとても有用である。ただし，先述のように，事故から約 3 週間後にはセシウム 134・137 が線量の約 90% を発生させている。流域環境を

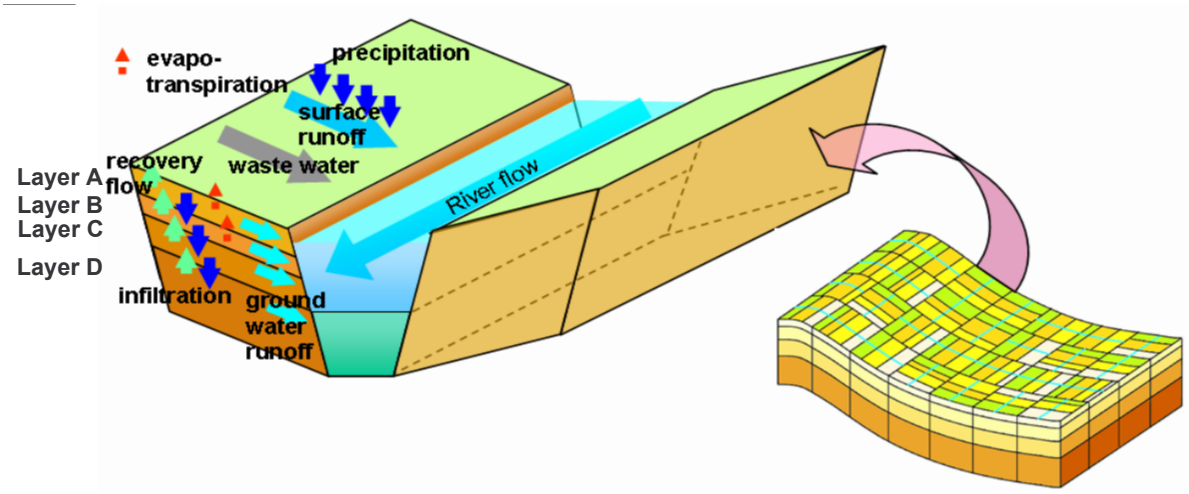


Fig.1 Schematic view of Hydro-BEAM

評価する上で数年のうちに自然に解決されるレベルの短期的な放射性物質からの影響でなく，長期的視野に立った影響を考え，少しでも将来への悪影響を提言できるような対策を検討せねばならないことを鑑みて，その対象物質動態の解析結果を得るために，セシウムについてのみ言及していく。

短期に下流へ輸送される土砂(河床へ一度も沈降せずに流下するウォッシュロード)ならびにその土砂へ付着した放射性物質に関しては，河川の流下時間とほぼ同じになる。例えば阿武隈川であれば上流から流れても８日程度で河口部まで到達してしまい，事故当初物質に付着せず飛散していたヨウ素131が表面流で洗い出されて河口部まで流達していた場合と同じく，流域環境としては自然が解決してくれていることと同じになってしまう。それゆえ流下中の影響は年単位の半減期を想定する長期的視野から見れば瞬間的な影響と見なせることになる。そこで，短期ではなく下流へ輸送される掃流砂(河床に停留しながら流体力で徐々に流下する土砂)と浮遊砂(河床に沈降していたものが流体の乱れから拡散作用で巻き上げられて流下する土砂)に関しての動態検討を進めるものとする。そのため本稿では，まず広域での土砂生産・輸送が検討できるようなマクロスケールでの土砂移動モデリングの基礎理論構築を目指し，少しでも将来への悪影響を提言できるような対策を検討するための足がかりとなることを期待する。

2．解析モデリング

2.1 分布型流出モデル

本稿では，分布型流出モデルにFig.1に示す様なHydro-BEAM(Hydrological River Basin Environment Assessment Model)(小尻ら，1997)を用いた。本モデルに加えて，次節に掲げる土砂輸送モデルを組み込みを行い，水文流出と土砂輸送を両現象モデルで同時に算定できるようにする。なお後述の土砂輸送問題を検討する際，2011年１月１日から９月30日の阿武隈川流域を対象とする。

2.2 分布型土砂輸送モデル概要

本稿の土砂輸送モデルは，流出解析のHydro-BEAMで扱う計算格子メッシュと同じメッシュを用いて算定する分布型モデルである。そのため，上流域の河道断面形状に合わせて河道断面をHydro-BEAMと同じように三角形断面で考え，土砂モデルもそれに適用した式に変形するものとする。土砂輸送形態は先述の通り，ウォッシュロードは考えず，掃流砂と浮遊砂のみに分けて考える。ここでは土砂輸送量は掃流砂量と浮遊砂量の総和と仮定する。

土砂輸送をモデル化するにあたって，Fig.2に示すように，計算セルごとの掃流砂と浮遊砂の輸送量に加え，斜面からの土砂生産量，河床部の堆積土砂量，河床堆積層からの巻き上げ量，河床堆積層への沈降量を考慮してモデル化を行う。解析していく過程で用いる各メッシュの河川流量はHydro-BEAMで算定された値を用いる。Hydro-BEAMでの計算結果を，掃流砂や浮遊砂の動態を考慮した式に用いて計算することにより，土砂輸送の時空間変動が算定できる分布型流出モデルの開発を行う。

土砂輸送モデルを考える際，既往研究での土砂輸送過程では単一粒径の扱いが大半であったため，混合粒径を表現するのは困難であった。そこで本研究では，粒径を５つに分類して，各粒径グループ毎に輸送量を計算し，最後にそれらを総和することで，単一粒径における運動式を用いても混合粒径であることを表現できるようにして精度を高めた。ただし，５つの粒径は同じ割合で均一にあ

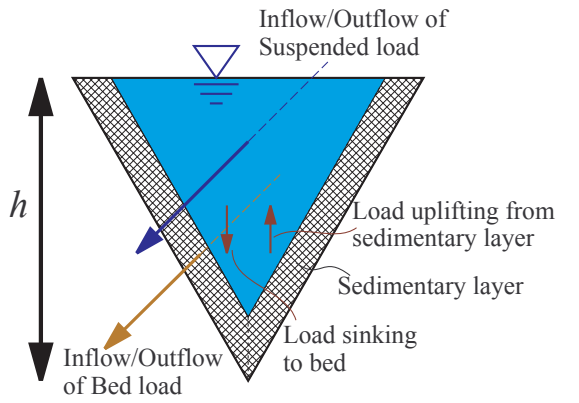


Fig.2 Vertical section of River channel with sediments

るとの仮定を行う。本研究で用いた5つの粒径は，5cm, 2cm, 0.2cm, 0.1cm, 0.0555cmとした。この土砂輸送モデルにより，掃流砂と浮遊砂の輸送量と堆積土砂量の推移を解析する。

2.3 掃流砂輸送モデル

掃流砂は砂礫が流水の流れ方向の抵抗力によって河床付近を移動する流砂である。或る粒子が河床上にあるとき，摩擦速度の値が限界摩擦速度を越えたときに粒子は移動を開始する。従って，次式が成り立つとき土粒子は移動する。

$$U_* > U_{*c} \tag{1}$$

ここに，U_*：摩擦速度(m/s)，U_{*c}：限界摩擦速度(m/s)である。摩擦速度は等流条件のとき

$$U_* = \sqrt{gRI_b} \tag{2}$$

によって求めることができる。ここに，R：径深(m)，I_b：河床勾配である。また限界摩擦速度を算定する式はいくつかあるが，本研究では式(3)に示す岩垣の式(岩垣，1956)を用いて算定する。

$$\left.\begin{array}{lcl} d \geq 0.303cm & : & {U_*}^2 = 80.9d \\ 0.118 \leq d \leq 0.303cm & : & {U_*}^2 = 134.6d^{31/32} \\ 0.0565 \leq d \leq 0.118cm & : & {U_*}^2 = 55.0d \\ 0.0065 \leq d \leq 0.0565cm & : & {U_*}^2 = 8.41d^{11/32} \\ d \leq 0.0065cm & : & {U_*}^2 = 226d \end{array}\right\} \tag{3}$$

岩垣の式は，砂粒の水中比重を1.65，動粘性係数を0.01 cm^2/s として書き表した経験式であり，砂の粒径からそれぞれの摩擦速度が算定できる。以降は，式(1)を満たすときに掃流砂があるとし，満たさないときには掃流砂はないものとして処理する。

掃流砂量の運動式は既往研究にも多数存在するが，本研究では代表的な経験式の芦田・道上の式(芦田・道上，1972)を用いた。同式は

$$q_b = 17\tau_*^{\frac{3}{2}}(1-\tau_{*c}/\tau_*)(1-\sqrt{\tau_{*c}/\tau_*})\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3} \tag{4}$$

で与えられる。ここに，q_b：単位幅当たりの掃流砂量(m^2/s)，τ_*：無次元掃流力，τ_{*c}：限界無次元掃流力，ρ：流水の密度($\mathrm{g/cm}^3$)，σ：流砂の密度($\mathrm{g/cm}^3$)，g：重力加速度($\mathrm{m/s}^2$)，d：流砂の粒径(m)である。また摩擦速度と無次元掃流力，ならびに，限界摩擦速度と限界無次元掃流力にはそれぞれ式(5),(6)のような関係式がある。

$$\tau_* = \frac{{U_*}^2}{(\sigma/\rho-1)gd} \tag{5}$$

$$\tau_{*c} = \frac{{U_{*c}}^2}{(\sigma/\rho-1)gd} \tag{6}$$

いま，s：砂粒の水中比重とおくと，

$$s = \frac{\sigma}{\rho} - 1 \tag{7}$$

となり，式(4)に式(5)～(7)を代入すると，

$$q_b = \frac{17(U_*+U_{*c})(U_*-U_{*c})^2}{sg} \quad \text{when} \quad U_* \geq U_{*c} \tag{8}$$

となる。上式に対して，式(2)と式(3)を用いることで河道単位幅当たりの掃流砂量が表現され，さらに河床幅B(m)を乗じることで，河道に対する掃流砂量Q_b(m^3/s)を算定する。

$$Q_b = Bq_b \tag{9}$$

2.4 浮遊砂輸送モデル

浮遊砂は流水の乱れによる拡散作用によって河床上方に巻き上げられ，流路断面内を流水とともに移動する流砂である。浮遊砂輸送モデルを検討するため，浮遊砂の容積濃度cを

$$c = \frac{Q_s}{Q} \tag{10}$$

で定義する。ここに，Q_s：浮遊砂輸送量(m^3/s)，Q：流量(m^3/s)とする。検討するモデルは，流下方向への1次元移動で，鉛直方向で濃度は一様であるとし，濃度の拡散挙動については輸送現象をとらえるサイズが流出時と同じであることから計算セル内で閉じる程度に十分に小さい挙動であるのは明らかであるため，流出解析と同時に計算する際には無視しても構わないと言える。また，浮遊砂の容積濃度は最大で数% と考えられており(松山，2009)，人為的に上限濃度を設定する必要がある。本稿では各粒径群の上限濃度を0.01とした。いま，1つの計算セルでは浮遊砂が均一に分布し，そのセル内で濃度は代表平均値に相当する値で一定であるとする。ここで，セルの代表断面であるFig.2での浮遊砂挙動について考える。Δt秒間における河床からの浮遊砂の浮遊量をS(m^3)，河床

の浮遊砂堆砂量を $P(\mathrm{m}^3)$ とすると下記のように表せる。

$$S = q_{su} A \Delta t \tag{11}$$

$$P = W_f c A \Delta t \tag{12}$$

ここに，W_f：沈降速度(m/s)，q_{su}：巻き上げ速度(m/s)，A：セルの河床面積(m^2) である。W_f はRubeyの実験式(を) 用いて

$$W_f = \sqrt{\frac{2sgd}{3} + \frac{36\nu^2}{d^2}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{d^2}} \tag{13}$$

のように求める。また，q_{su} は近似式(14)(荒井・清水，1987) で求める。

$$q_{su} = 0.008 \left\{ 0.14 \cdot \frac{\rho}{\sigma} \cdot \left(14U_* - \frac{0.9sgd}{U_*} \right) - W_f \right\} \tag{14}$$

ただし，q_{su} が負値となる場合は浮遊砂は生じないものとし，q_{su} はゼロとする。これらの式を用いて，Fig.2に対し，浮遊砂量の収支について検討する。いま，連続式を考えるための微小体内の河道長を $\Delta x(\mathrm{m})$ とする。三角形断面の河道において，河床面積 A は

$$A = 2h\sqrt{1+m^2}\Delta x \tag{15}$$

で与えられる。ここに，h：水深(m)，m：セル斜面の法面勾配を表す。浮遊砂量の収支として，微小体の展開式は

$$(Q_{c1} - Q_{c2})\Delta t + q_{su} 2h\sqrt{1+m^2}\Delta t \Delta x - 2cW_f h\sqrt{1+m^2}\Delta t \Delta x = mh^2 \Delta c \Delta x \tag{16}$$

となる。ここに，Q_{c1}：微小体に流入した浮遊砂量(m^3/s)，Q_{c2}：微小体から流出した浮遊砂量(m^3/s) である。これを Δt と Δx について極限を取り，連続式を導出すると，

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{Q}{mh^2}\frac{\partial c}{\partial x} + \left(\frac{1}{mh^2} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{2W_f\sqrt{1+m^2}}{mh} \right) c = \frac{q_{su}}{h} \tag{17}$$

を得る。この連続式をセル単位に差分展開し，Hydro-BEAMで得られるセル単位の流量と連成して濃度 c を求め，式(10) から浮遊砂量を算定すればよい。

2.5 河床土砂堆積モデル

本稿では，各計算セルに河床には土砂堆積層を設けている。いま，降雨や風による浸食によって斜面からもたらされてきた河道への土砂生産量を $\mathrm{L}(\mathrm{m}^3/\mathrm{s})$ とする。その生産された土砂はまず河床土砂堆積層に積もるものと仮定する。本来は降雨や風による浸食量を物理モデル化して与えるのが適切であるが，本稿はそのモデル化よりも土砂輸送量を重点的に検討しているため，土砂生産量評価の処理を平易に済ますべく，同生産量を統計的に求められたLQ式により表現した。

$$L = \alpha Q^{\beta} \tag{18}$$

ここに，α，β は統計モデルパラメータで，集計された計測データから同定される。本研究での採用値として，α=7.0×10^{-5}，$\beta = 1$ とした。

浮遊砂モデル式において，河床からの土砂巻き上げ量と土砂堆積層への沈降量を考えている。この堆積層がなくなった場合は河床から巻上がる土砂もなくなる，つまり浮遊土砂はこの層の堆積量以上は浮遊しないものとした。また掃流砂堆積モデル式においては掃流砂輸送量を求めているが，流入掃流砂は河床土砂堆積層にたまり，流出掃流砂は同層から流出するものとする。よって同層がなくなった場合は同セルからの流出流砂量も無くなる。つまり，流出掃流砂量は同層の堆積量以上は流出しないものとした。微小体の河床土砂堆積層厚を $Z(\mathrm{m})$，同層の空隙率を λ とすると，堆積層体積 V との関係について次式のように書ける。

$$\frac{1}{1-\lambda}\left\{ (Q_{b1} - Q_{b2})\Delta t - 2q_{su}h\sqrt{1+m^2}\Delta t\Delta x + 2cW_f h\sqrt{1+m^2}\Delta t\Delta x + \ell\Delta t\Delta x \right\} = 2h\sqrt{1+m^2}\Delta z\Delta x \tag{19}$$

ここに，Q_{b1}：流入掃流砂量(m^3/s)，Q_{b2}：流出する掃流砂量(m^3/s)，ℓ：斜面単位幅当たりの土砂生産量(m^2/s) である。上式を連続式にすれば，

$$(1-\lambda)\frac{\partial Z}{\partial t} = -\frac{1}{2h\sqrt{1+m^2}}\frac{\partial Q_b}{\partial x} + W_f c - q_{su} + \frac{\ell}{2h\sqrt{1+m^2}} \tag{20}$$

上式のセル単位の差分展開で，Hydro-BEAMで得られるセル単位の流量と連成して Z を求め，セル毎に河床土砂堆積層厚の変動を算定すれば，総じて堆積土砂量の時空間分布を把握することができる。

2.6 時間差分量

土砂輸送モデルでは，基本的に流出解析のメッシュと同一のメッシュを用いている。しかしながら，時間ステップ Δt に関しては流出解析の時間ステップよりも細かくする必要がある。後述の実流域での流出解析では，Δt=600(s) で解析しているが，同じ Δt で土砂輸送を解析すると，浮遊砂濃度変化がなまってしまって遅れたようになり，巻上げや沈降による影響を大きく受けて濃度が一部で濃くなりすぎるため，時間差分量を細かく取る必要に迫られる。土砂輸送解析時には具体的に Δt=60(s) と改め，解析の精度向上を図った。

2.7 土砂に付着した放射性物質

本研究では，土砂輸送モデルを使って放射性物質(セシウム) の動態を解析することを念頭に入れている。ただし，

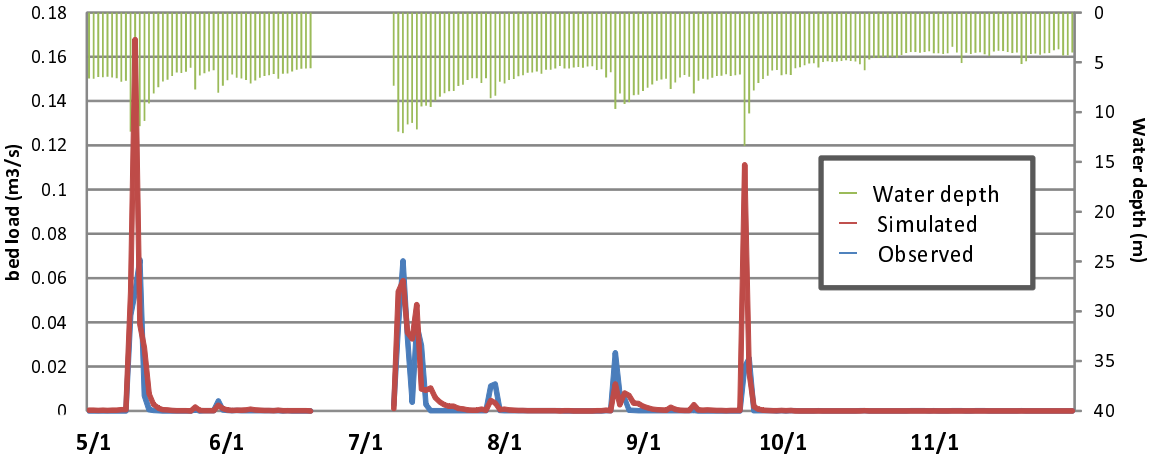


Fig.3 Validation result of the sediment transport model proposed herein

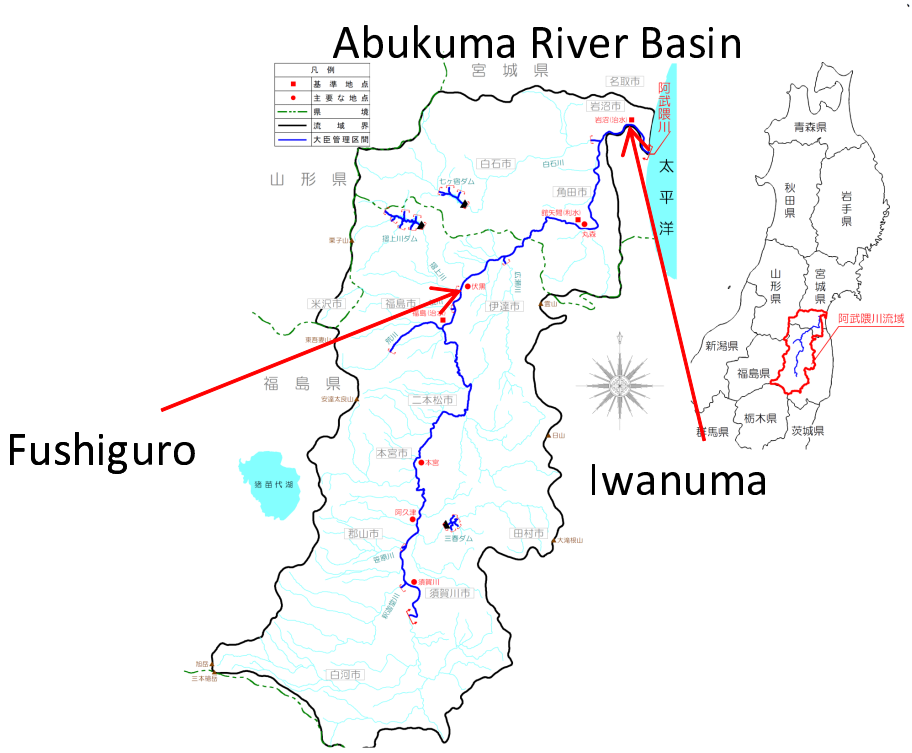


Fig.4 Abukuma River Basin and observed stations

今回は主眼点が流出解析と連成できる分布型土砂輸送モデルの作成であるため，その手法だけを紹介するにとどめる。土砂輸送解析時に，セシウムが付着している土砂と付着していない土砂に分ける。具体的には，東日本大震災による原子力事故が起きる前の，3月10日までに斜面で生産された土砂にはセシウムが付着していないものとし，事故が起きた3月11日以後に生産された土砂にはセシウムが付着しているものとした。この付着量は分布的に与えられるべきであるので，大気拡散解析の結果を用いればよいが，検討時には決定的な飛散推定結果が得られていなかったため，ここで用いる場合は，現時点では一様に飛散したと仮定して算定し，影響解析を行うことが得策と思われる。ただし，本研究では解析期間が短いため，3月11日以降セシウムが付着した土砂が一定に常時生産されていると仮定する。通常の付着のない土砂と，セシウムが付着した土砂を別々に扱い，それぞれを

粒径群毎に追跡することが望ましい。

3．実流域への適用と考察

3.1 土砂輸送モデルの検証

ここでは実測値のある流域で検証する。掃流砂のモデル式の検証を岐阜県高山市に位置するヒル谷で行った。ヒル谷は土砂量が多く，土砂量の観測が活発に行われている流域である。本稿の実測値は京都大学防災研究所流域災害研究センター穂高砂防観測所が観測したデータを使用した。観測期間は2011年5月11日から11月30日で，観測された要素は，水位と掃流砂量である。この流域における水位の実測値を用いて，掃流砂のモデル式で解析した掃流砂量と，実測値の掃流砂量を比較した結果をFig.3に示す。ただし，ヒル谷は流域上流域の谷あい部であることから，流域全体を考察する際とは斜面土砂粒径サイズが大きいことが推察されるため，今回使用した粒径パラメータは4cm, 3cm, 2.5cm, 2cm, 1cmとしている。この観測データの精度は，土砂が移動する際の流下音から土砂量を計測しているため，オーダーが合う程度の精度であるとのことであった。それを踏まえて結果を鑑みると，オーダーの誤差は多少見られるが変動特性はほぼ合致する結果となった。またモデルに用いた運動則は経験式であり，式が提案された際の物理条件が異なることも誤差発生に関わる可能性がある。また全ての粒径が一様に生産されると仮定して行っているが，粒径毎に生産量を得て解析することにより，精度の向上が見込まれる。

3.2 実流域での検証

これまで述べた土砂輸送モデルを阿武隈川流域(Fig.4)に適用した。阿武隈川は福島県および宮城県を流れる一級河川で，全長は約240km，流域面積は5,400km2，水源の標高は約1800mであり，流域内に約140万人が居住する。国土数値情報に基づく土地利用は森林56%，水田16%，畑14%，建物用地・幹線交通用地7%，荒地・内水地・その他7% である。阿武隈川は原子力事故が起きた福島原子力発電所から約70kmという場所に位置しており，同事故により放射性物質飛散量の多い場所が広範囲に含まれると考えられる。セシウムの大半は土砂に付着して運ばれるため，放射性物質が飛散した流域では下流へと輸送されていく付着土砂は最終的に海へ流出することで河口部付近を中心とした沿岸域海底に放射物質が蓄積されていくであろうことも容易に想像がつき，それが問題視されている。そこで，被害を受けた代表的な阿武隈川流域に着目し，土砂輸送モデルの実流域適用に用いた。

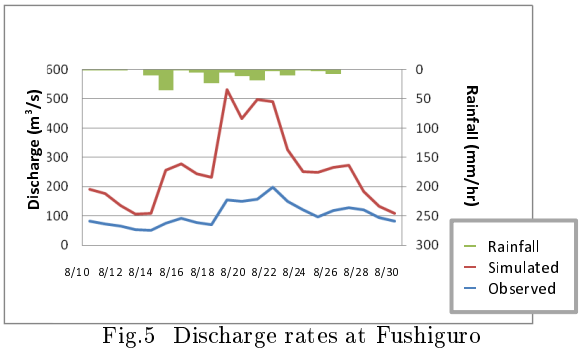


Fig.5 Discharge rates at Fushiguro

Fig.6 Suspended sediment rates at Fushiguro

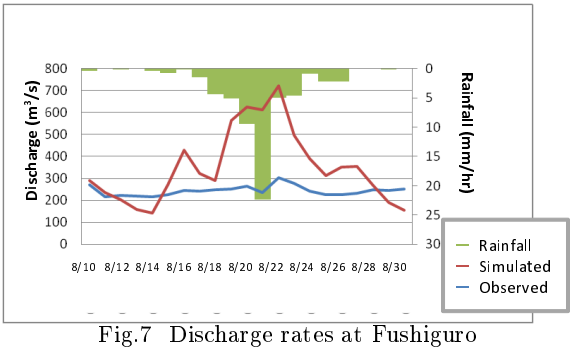


Fig.7 Discharge rates at Fushiguro

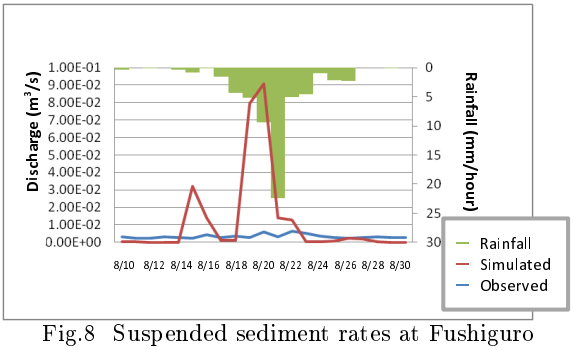


Fig.8 Suspended sediment rates at Fushiguro

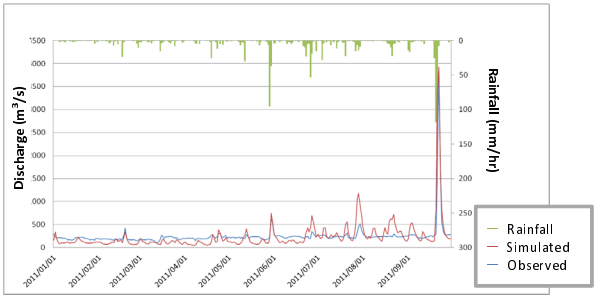


Fig.9 Discharge rates at Iwanuma in 2011

先述のとおり，時間ステップが10倍異なる状態で，流

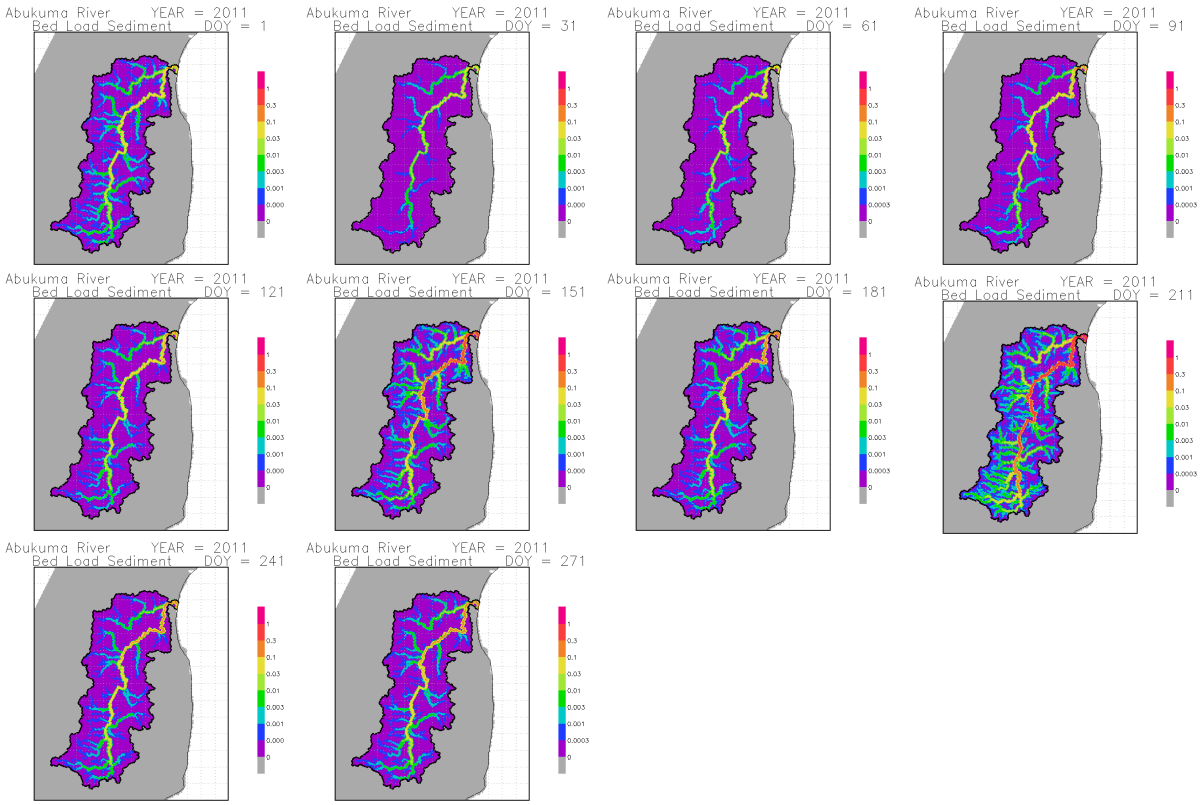


Fig.10 Spatiotemporal distributions of Bedloads (Unit: m^3/s)

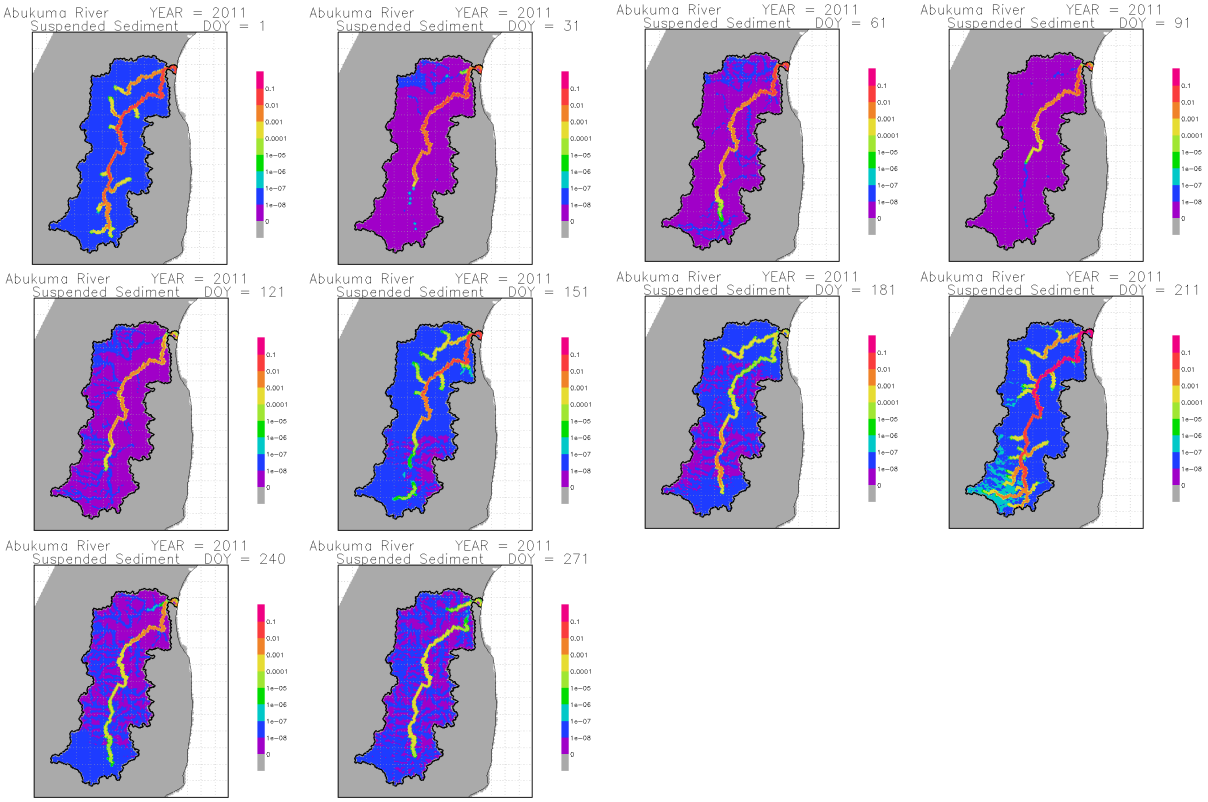


Fig.11 Spatiotemporal distributions of Suspended loads (Unit: m^3/s)

出解析と土砂輸送解析を同じ空間メッシュで離散化して実施した。適用期間も先述のとおり，2011年の1月1日から9月30日までとした。まずはHydro-BEAMによる流出解析を行って流域の流量分布を算定し，そこで得ら

れた流量を用いて，土砂輸送モデルを基にした土砂輸送解析を行った。

土砂輸送量の観測地点は，Fig.4に示すような阿武隈川中流域に位置する伏黒と，同下流域に位置する岩沼とする。雨の多かった8月10日から8月30日までの伏黒の河川流量と浮遊砂量(SS)に関する観測値と解析値の比較結果をそれぞれFig.5とFig.6に，同じく岩沼での比較結果をそれぞれFig.7とFig.8にそれぞれ示す。まず，本稿の流量モデルの再現性を確認する。Fig.5やFig.7を見ると，流量の増減特性は一致しているが，大きな出水時の値は大きな誤差となっている。この流域での本対象期間の実測実施期間が短く，またその時期が大雨の降った期間であったために大出水時に誤差が見られたと思われる。

そこで，阿武隈川のH-Q関係式から推定した流量と，Hydro-BEAMで解析した結果を2011年の岩沼で検証した(Fig.9)。同図より，長期的に見るとHydro-BEAM算定結果は妥当な結果であると言える。また同図の観測値は大出水時に解析結果と一致しているが，小出水時は解析結果を下回っている。これは，中規模の出水時にダムが河川流を堰き止めて流量が平滑化されているのだと考えられる。故に，大雨時の大きな誤差は上流に存在するダム制御を反映させていないシミュレーション結果であることが主要因ではないかと推察される。

続いて浮遊砂量についてモデルの再現性を確認する。Fig.6やFig.8を見ると，雨量の少ない期間では妥当な値が得られていると言えるが，大雨時にはオーダーにかなりの誤差が見られる。この差異も流量と同じで，ダムにより浮遊砂量が平滑化されていると思われる。今後ダムで長期的な解析を行い，堆砂量を用いて検証を行う必要がある。また，斜面からの土砂生産の過程において，統計式であるLQ式を用いているが，大雨時には，斜面からの土砂生産が過剰に計算されている可能性があるものの，今回のデータでは検証できない。LQ式はあくまで統計モデルであるため，物理的な根拠に基づく土砂生産モデルを作成・提案する必要がある。

最後に，掃流砂量・浮遊砂量の土砂輸送動態をそれぞれFig.10とFig.11に示す。これらから，中流域・下流域付近で土砂輸送が最も活発に生じているのが分かる。また輸送量は大雨期や中雨期に増えており，輸送量が流量に依存して増えていくことも分かる。そのため，河道がないような標高の高い領域では流量が常に小さくなり，輸送量もまた同じように常に小さくなることが図から見て取れる。

以上より，流域規模での土砂輸送挙動を流出モデルと同じスケールで表現できたと言える。

4．結論

本研究では，流出モデルと連成して算定できるように流域規模の分布型土砂輸送モデルに関する基礎的検討を行った。そこでは，流出モデルと同一メッシュを用いて同一サイズでの挙動解析ができるように既往モデルを変形し。本稿の土砂輸送モデリングを導出した。そこでは，後日放射性物質の付着した土砂動態が検討可能なようなモデリングの工夫も加えてあり，将来性のあるモデルとなっている。

実流域での解析では，土砂輸送特性を河川流量との関係から確認した。今回は流量算定結果にダムの影響が出ていることを確認したことから，ダム制御をモデルに組み込むことで流出モデルの精度を今後向上させる。また，物理的な根拠を基にした分布型土砂生産モデリングを提案して，同じく土砂生産の面からの精度向上を図る予定である。

謝　辞

本研究を進めるにあたり，本所水資源環境研究センター故 小尻利治教授におかれましては病床にありながら最後まで適切なご指導ご鞭撻を賜りましたこと，衷心より追悼の意を表しますとともに深謝の意を表します。また，本所流域災害研究センター穂高砂防観測所勤務 堤大三准教授におかれましては，3.1章の土砂輸送モデル検証において，本所社会防災研究部門 山敷庸亮准教授の両先生におかれましては，3.2章で用いた実流域での同モデル検証において，それぞれの流域で計測された貴重な土砂輸送量観測データをご提供いただきました。また堤大三准教授におかれましては，同支流域での気象観測データも同時にご提供いただきました。ここに記して，深く感謝の意を表します。

参考文献

芦田和男・道上正規(1972)：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第206号，pp.59–69。

荒井信行・清水康行(1987)：現場のための水理学(4)―浮遊砂と河床変動―，北海道開発局土木試験所月報，第414号。pp.55–84。

岩垣雄一(1956)：限界掃流力の流体力学的研究，土木学会論文集，第41号，pp.1–21。

小尻利治・黒田良人・東海明宏(1997)：GISベースでの

水環境シミュレーションと環境評価モデルの開発，第5回地球環境シンポジウム公演集，pp.209–214。
松村宏・斎藤究・石岡純・上蓑義朋(2011)：高速道路上のガンマ線測定により得られた福島第一原子力発電所から飛散した放射性物質の拡散状況，日本原子力学会和文論文誌，第10巻，第3号，pp.152–162。
松山昌史(2009)：津波による地形変化予測数値モデルの適用性ー流砂量式の特性と矩形港湾実験の再現，電力中央研究所報告，2009年7月号，pp.1–21，巻頭 pp.1–3。
Rubey, W. W.(1933): Settling velocity of gravel, sand and silt particles, *Amer. Jour. Sci.*, Vol.25, pp.325–338。

Fundamental Study on Macro-Scaled Sediment Yield/Transport Modeling Based on Distributed Runoff Model

Toshio HAMAGUCHI, Takuma TANAKA(1), Shunji KOTSUKI(1), Kenji TANAKA, Yoshiya Touge(1) and Masahiro ABE(2)

(1) Graduate School of Engineering, Kyoto University
(2) Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism

Synopsis

This study proposes a fundamental approach of developing the widely-distributed sediment yield/transport model coupling with the runoff model of Hydro-BEAM. On the background, we have the big problem of locating and tracing the scattered radioactivities via water, soil and organic matter movement. We, therefore, need to prepare numerical tools of predicting not only short-time but long-time transporting behavior of such radioactivities. We now focus on a sediment transport model to trace the movement of radioactive materials adherent to soils. We attempt to modify the conventional model of sediment transport into widely-distributed and macro-scaled one to be compatible with any distributed runoff models because a distributed sediment transport system necessitates the distributed runoff one to conduct coupling analysis. The numerical performance is demonstrated through the actual basin. The reasonable behavior can be recognized in these numerical tests.

Keywords : distributed runoff model, sediment yield, sediment transport, bed load, suspended load

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

流域圏統合モデルによる伊勢湾への河川水の影響評価

鈴木靖・佐藤嘉展・道広有理・本間基寛(1)・Sergey M.Varlamov(2)

(1) 一般財団法人日本気象協会
(2) 独立行政法人海洋研究開発機構

要 旨

河川源流域から沿岸部までの流域圏の水と物質循環を統合的に評価する流域圏統合モデルの開発を行った。本モデルは，分布型流出モデル・河口部の不定流モデル・海洋循環モデル・物質の移流拡散モデルの4つのモデルから構成される。木曽三川流域から流出する河川水が伊勢湾に及ぼす影響を評価するために，2003年4月の大雨事例の計算を行った。移流拡散モデルによる計算結果によると，浮遊土砂は伊勢湾内西岸を南下しながら拡散し，MODIS衛星観測による濁度の拡がりをよく再現していることがわかった。

キーワード：流域圏統合モデル，伊勢湾，土砂流出，Hydro-BEAM，RIAMOM

1. はじめに

地球温暖化は自然災害のみならず，河川環境および沿岸環境へ様々な影響を及ぼすことが懸念されている。豪雨頻度の増加による流出土砂の増加，融雪の早期化による農業等の水利用への影響，気温上昇による都市熱環境の悪化，河川・湖沼の水温上昇，海面上昇による海岸侵食など，その影響は多岐にわたると考えられている。

防災的な側面と総合的な環境管理の両面から，河川源流域から沿岸部までの流域圏の水と物質循環を統合的に評価するツールとして，流域圏統合モデルの開発を進めている。鈴木ら(2010)は東京湾への河川水の影響について検討した。本研究では，木曽三川流域から伊勢湾へ流出する河川水による伊勢湾の水文環境への影響評価を検討するため，伊勢湾を対象としたモデルを構築した。

2. 流域圏統合モデルの概要

本研究で用いる流域圏統合モデルは次の 4 つのモデルで構成される。

① 分布型流域環境評価モデル(Hydro-BEAM)
② 不定流モデル
③ 3 次元海洋循環モデル(RIAMOM)
④ 移流拡散モデル

Fig.1 に流域圏統合モデルの全体概要を示す。河川部分は分布型流出モデルと不定流モデルの 2 つのモデルから構成され，海洋部分は海洋循環モデルとその海流の計算結果を入力とする移流拡散モデルの 2 つのモデルから構成される。感潮区間より上流を分布型流出モデル Hydro-BEAM で計算し，堰などの下流から河口までの感潮区間を不定流モデルで計算する。不定流モデルの境界条件として，上流の流量変化と下流の水位変化を与える。不定流モデルには河口堰などの堰操作がモデル化されて組み込まれている。海洋循環モデルは九大応力研が開発したモデル RIAMOM を用いる。RIAMOM は九大応力研で日本海の海況予報モデルとして日々運用され，予報結果が水産関係者などに利用されている。移流拡散モデルは，ある物質について，RIAMOM によって計算された海流ベクトルによる移流と，渦拡散による拡散効果を計算するものである。拡散係数は調整パラメータとなっている。

Table 1 に分布型流出モデル Hydro-BEAM の概要を示す。Htydro-BEAM は Kojiri (2006)によって開発されたセル集中型の分布型流出モデルである。Fig.2 に示すように，各セルは 1 本の河道網とそれに接続する 2 つの斜面の集合体として表される。セル毎に降水・蒸発散・融雪・流出・浸透の水文過程が計算される。降水は一旦そのすべてが斜面に供給され，蒸発散により大気中に戻った残りが地表流（A layer）

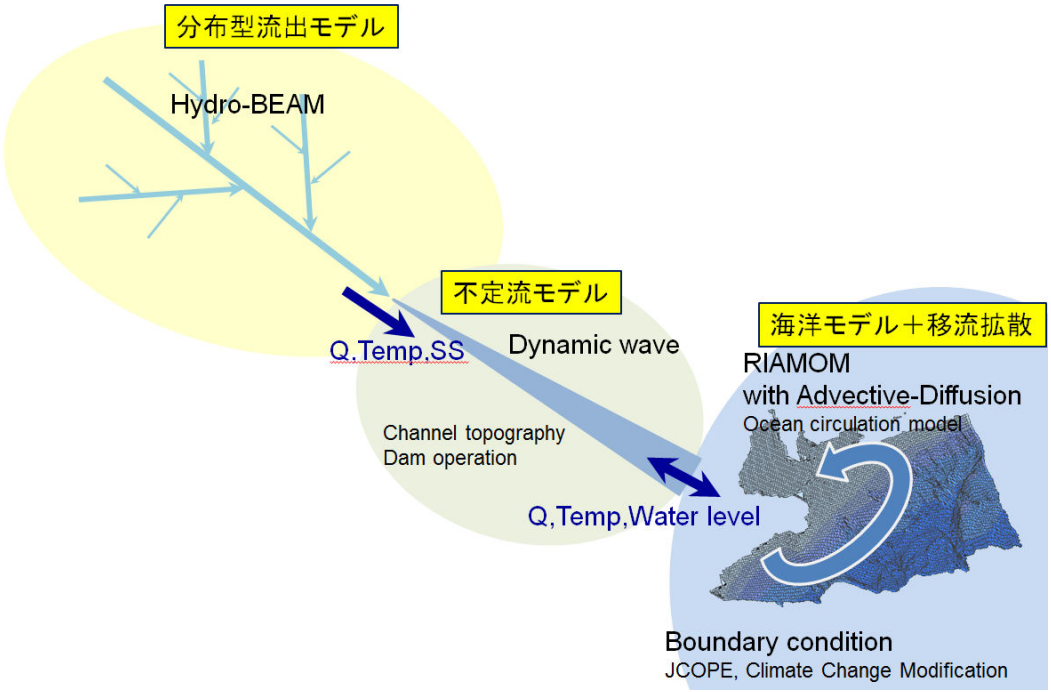


Fig.1　Components of integrated water environment model

と，さらに下層（B,C,D layer）の地下水浸透成分に分離される。地表流は kinematic wave モデル，地下水は貯留関数モデルにより計算される。

各セルの河道からの流出は，国土地理院の 50m メッシュ標高データから作成した落水線と河道勾配に基づく河道網に沿って計算される。各セルにおける水文過程を計算するためのパラメータ（粗度・アルベド・含水率・透水率・土壌間隙率等）は，5 つの土地利用区分（森林・草地・水田・都市・水域）ごとに設定されている。

入力気象データは，アメダスの1時間毎の降水量と気温データを用いるとともに，熱収支モデルによる積雪・融雪・蒸発散計算を行うために，気象官署の風速・気圧・水蒸気圧・日照時間を用いる。気象観測データは，1 kmメッシュ上に，距離の2乗の重みを利用して内挿補間するとともに，気温の高度補正も考慮する。出力されるデータは，河川流量・水温および土砂等のトレーサ濃度の1時間ごとの計算値である。

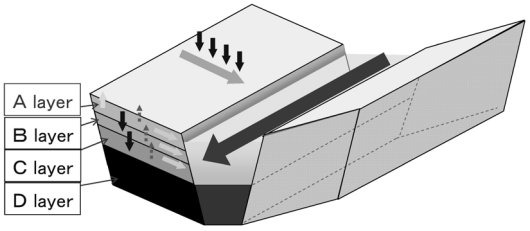


Fig.2 Concept of runoff from two hill slopes and one river channel

Table 1 Description of distributed hydrological model Hydro-BEAM

項目	内容
メッシュ	水平：1km　　鉛直：4 層
水文過程	降水・蒸発散・融雪・流出・浸透
流出過程	表層水：kinematic wave モデル 地下水：貯留関数モデル
河道網	国土地理院 50m 標高データから作成
土地利用	森林・草地・水田・都市・水域
水文パラメータ	粗度・アルベド・含水率・透水率・土壌間隙率
気象データ	降水量・気温・風速・気圧・水蒸気圧・日照時間
トレーサー	土砂・栄養塩ほか
出力データ	河川流量・水温・トレーサー濃度

河川下流の感潮区間では，河口の潮汐変化の影響を受けるため，流量と水位の時間変化を求めるためには，河川水位の勾配から流速を計算する必要がある。予報変数として，流速と水位の2つの変数を設定し，基本方程式として運動方程式と連続の式の2つを解くことにより，流速と水位の時間変化を求めることができる。ただし，河道断面の形状，粗度をパラメータとして河道の一定間隔ごとに設定する必要がある。木曽川については，河口から40 km地点の笠松地点までを計算対象区間とし，境界条件として，上流側からの流量と，河口側からの潮位変化を与えることによって，感潮区間内の流量と水位を計算する。

海洋循環モデル RIAMOM は流体力学のプリミティブ方程式を数値計算するモデルである（Lee and

Yoon, 1994)。その概要を Table 2 に示す。基本方程式は，運動方程式・連続の式・静水圧近似式・トレーサーの移流方程式からなり，予報変数は流速 3 成分・圧力（海面高度）・水温・塩分である。モデルは，静水圧平衡のもとでのブシネスク近似を仮定し，3 次元，非線形，自由水面のプリミティブな Navier-Stokes 方程式を解くものである。高次移流スキームや海底地形に沿った斜め移流の導入などにより，高精度化が図られている。また，鉛直座標系として z 座標系を採用することにより，沿岸域の海底勾配が急峻な海域においても計算安定性の高いモデルとなっている。

海表面を通した境界条件として必要なのは，海面水温と気象要素（海面気温・風・気圧・湿度・総雲量及び低層雲量・太陽放射熱）であり，気象庁GPVデータを与える。側面の境界条件として，外洋では潮汐変化と広域海洋モデルの境界値を与える。ここではJCOPE2モデル（Miyazawa et al., 2009）による再解析データを用いた。伊勢湾内は，水平1/72度（約1.4 km），鉛直60層で分割している。

河口からの境界条件として，河川流量と水温の1時間ごとの変化を与えることができる。出力データは，3次元の各メッシュにおける流速3成分・水温・塩分と海面高度である。

海洋循環モデルで計算された流速を用いて，移流拡散モデルの計算を行う。ここでは，浮遊土砂を対象とした。計算に際し，水平拡散係数は100 m^2/s，鉛直拡散係数は0.0001 m^2/sとした。浮遊土砂の沈降速度はRubeyの式により求める。本来は，現地観測にもとづく粒径分布から求める必要があるが，ここではシルトと粘土の境界として粒径0.0005 cmを仮定し，沈降速度を0.002 cm/sと設定し，海底から再浮遊する土砂については考慮していない。

Table 2 Description of ocean circulation model RIAMOM

項目	内容
基本方程式	運動方程式・連続の式・静水圧近似式・トレーサーの移流方程式
予報変数	流速 u,v,w・圧力（海面高度）・水温・塩分
座標系	Z 座標（伊勢湾では鉛直 60 層）
水平格子	緯度経度座標（伊勢湾では 1/72 度）
外洋境界条件	JCOPE2 再解析データ（水平 1/12 度）流速・水温・塩分
潮汐データ	国立天文台 NAO モデル
気象データ	風向風速・気温・海面気圧・湿度・雲量・降水量
河口境界データ	河川流量・河川水温（1 時間毎）
出力データ	流速 u,v,w・水温・塩分・海面高度（1 時間毎）

3. 伊勢湾の計算

河川水の内湾への影響を評価するために，木曽三川（木曽川・長良川・揖斐川）と伊勢湾を対象領域とした。木曽三川の流域面積は13,411 km^2であり，各河川からの年平均流量は木曽川345 m^3/s，長良川136m^3/s，揖斐川124 m^3/sである。この河川水が流入する伊勢湾は，面積1,738 km^2，平均水深19.5 m，容積33.9 km^3である。伊勢湾の容積は河川流入量の約1.9年分であり，東京湾の約7年，大阪湾の約5年と比べて河川水の湾内への影響が最も大きいと言える。ここでは2003年4月の大雨事例を対象として，伊勢湾の流動場，水温，浮遊土砂の拡散計算を行い，流域圏統合モデルの基本的な特性を把握した。

3.1 2003年4月の大雨事例

2003年4月23日から29日の事例を計算対象とした。Fig.3の天気図に示すように，本州南部に停滞した前線上を，低気圧が東進して降雨が長期間継続する事例であり，西日本において大雨となった。また，南方から熱帯低気圧が北上しており，熱帯低気圧が運んでくる豊富な水蒸気が前線の活動を活発化させ，大雨を降らせる典型的な気圧配置となった。2000年9月の東海豪雨や，2011年9月の台風15号による東海地方の大雨も同様な気圧配置であった。

Fig.4に示すように，期間中の名古屋の総降水量は62 mmにすぎないが，木曽川上流域では200 mmを超える降水量であり，上流で大雨となっている。期間中の木曽三川の最大流量は，木曽川（起）が約4500 m^3/s，長良川（墨俣）が約2000 m^3/s，揖斐川（万石）が約500 m^3/sである（Fig.5）。洪水波形と降水量の時間差から，木曽川については降水のピークから約1日程度遅れて，下流部において流量が最大となっている。移流拡散モデルの河口部の境界条件として与えた水温と浮遊土砂の変化をFig.6とFig.7に示す。

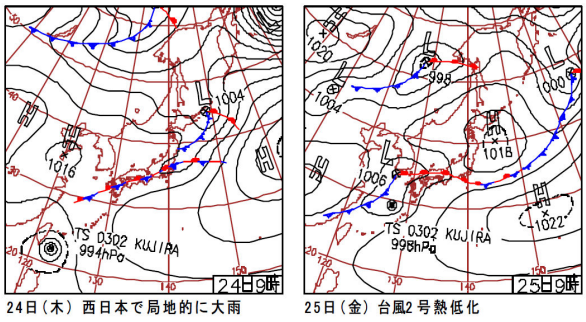


Fig.3 Weather maps from 24/Apr/2003 to 25/Apr/2003 (Japan Meteorological Agency)

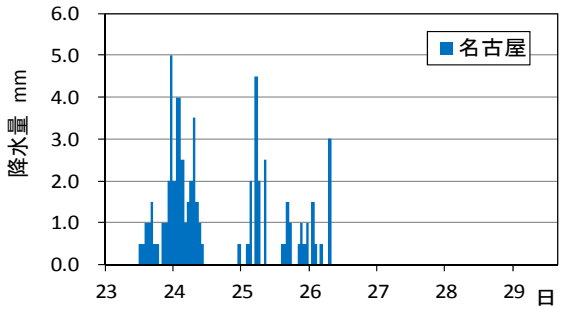


Fig.4 Rainfall amount at Nagoya from 23/Apr/2003 to 29/Apr/2003

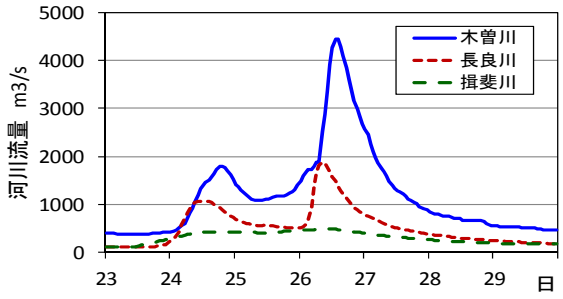


Fig.5 River discharge of Kiso, Nagara and Ibi rivers from 23/Apr/2003 to 29/Apr/2003

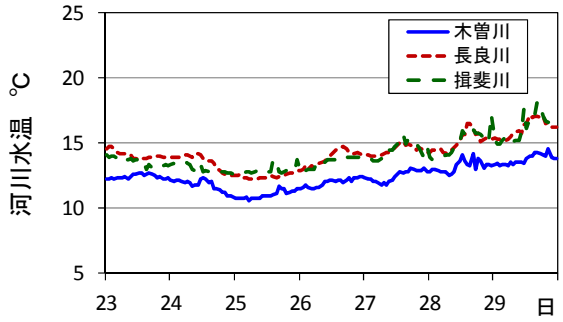


Fig.6 Water temperature of Kiso, Nagara and Ibi rivers from 23/Apr/2003 to 29/Apr/2003

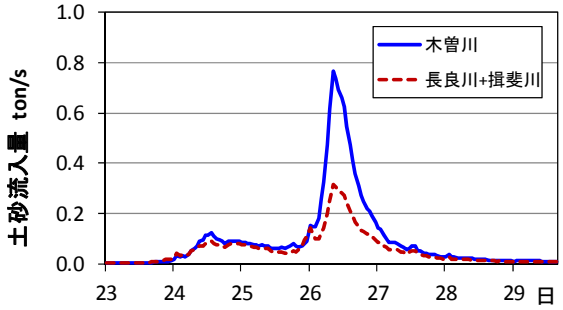


Fig.7 Amount of suspended sediment of Kiso and Nagara-Ibi rivers estimated from river discharge from 23/Apr/2003 to 29/Apr/2003

水温は木曽川（弥富），長良川（揖斐長良大橋），揖斐川（城南）の観測値である。水温10℃から15℃の融雪による冷たい水が河口から流出している。浮遊土砂の変化は，揖斐長良大橋における濁度と流量の観測値から，河川流量との関係を求めて推定した値である。

3.2　計算結果

前節に示す境界条件を設定して，海洋循環モデルを計算し，浮遊土砂と水温の移流拡散計算をした結果を以下に示す。海洋循環モデルの計算は，あらかじめスピンアップを十分行った後に，4月23日から4月29日までを対象として計算を行った。

Fig.8は海面の塩分濃度の分布を示す。河川水の塩分濃度は河口において零と設定されているので，塩分濃度の拡がりによって河川水の影響範囲を知ることができる。図によれば，青色の低塩分の水域は4月25日には河口部付近にとどまっていたが，26日から27日にかけて河川流量が最大となるに従い，伊勢湾内を南下している。29日には伊勢湾西岸を南下し，湾内中央部付近まで達していることがわかる。なお，三河湾の豊川と矢作川については，年平均の河川流量として一定値を与えているため，顕著な時間変化は見られない。

浮遊土砂の拡散計算結果をFig.9に示す。4月25日から29日までの浮遊土砂の分布を濃淡で示し，流速場をベクトルで示す。木曽川・長良川・揖斐川の河口から，揖斐長良大橋の浮遊土砂量の時間変化を与えた計算結果である。伊勢湾内に流入する他の河川については，浮遊土砂は流れ込まないものとして考慮していない。

Fig.9とFig.10の流速場は潮汐変化を含む瞬間値であり，湾内と外洋の海水交換をしながら変動する。4月27日から29日にかけては湾口において，湾外にむかう流速が強くなっている。これは，木曽三川からの河川流量が増大し，湾内の海水量が増加したためであると考えられる。河口付近での浮遊土砂の濃度は4月27日頃が最大となり，29日には減少している。木曽三川の河口から流出した浮遊土砂は，主に流速場の方向へと移流しながら，周囲に拡散していく様子がわかる。湾内に均等に拡がるのではなく，河口から湾内西岸に沿って南下していくことが計算されている。これはFig.8に示された塩分濃度による河川水の拡がりと整合する結果である。

計算期間中の4月27日には，NASAのAqua衛星に搭載されたMODISセンサーによる可視画像が取得されている。その画像をFig.11に示す。MODISの可視画像は，衛星直下で500 mの解像度を有しており，伊勢湾内の濁りの分布がきれいに撮影されている。衛星

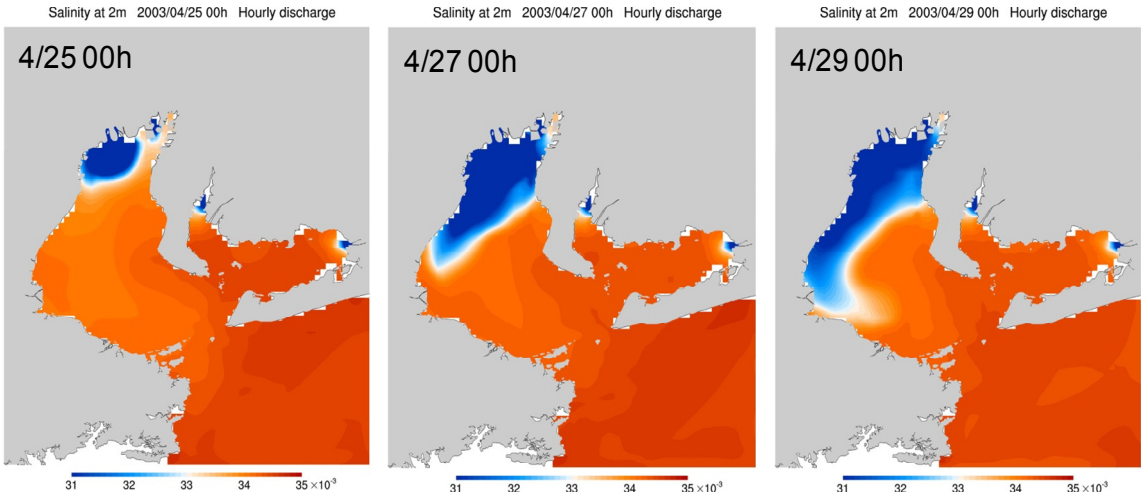


Fig.8 Distribution of sea surface salinity (25, 27 and 29/Apr/2003)

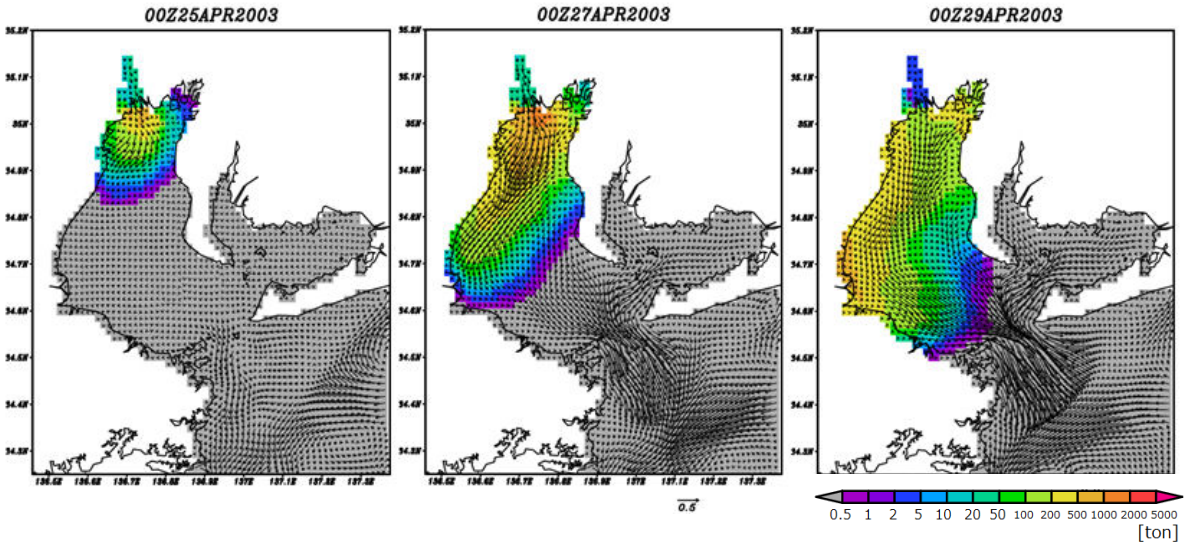


Fig.9 Distribution of suspended sediment amount and sea surface current vector (25, 27 and 29/Apr/2003)

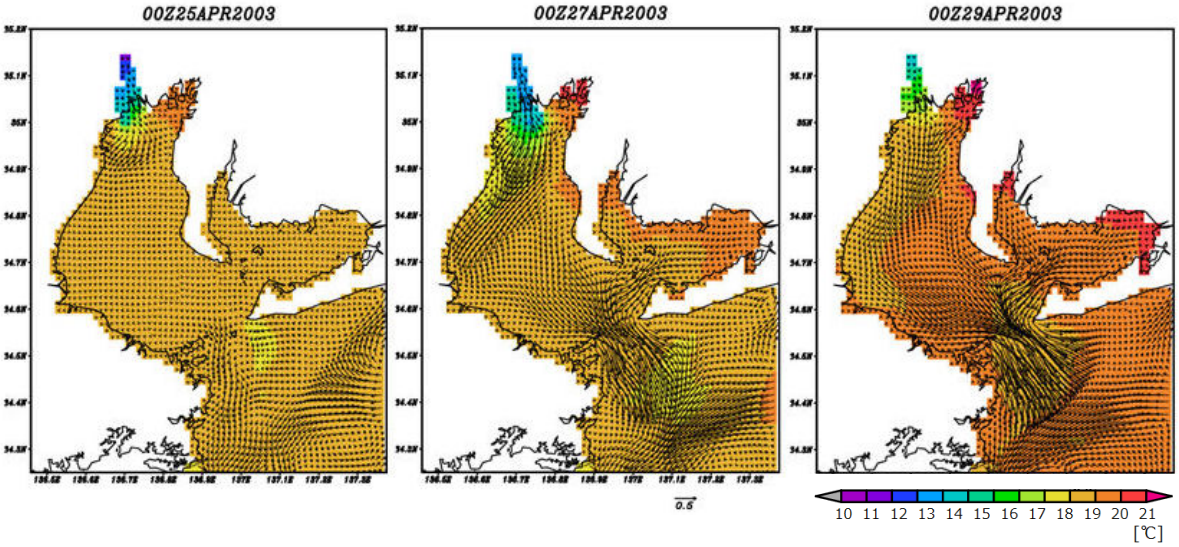


Fig.10 Distribution of sea surface temperature and sea surface current vector (25, 27 and 29/Apr/2003)

画像とFig.9中央の4月27日の計算結果を比較すると，木曽三川の河口部の濁りが濃く，湾央部では濁りが薄くなることが計算されている。また，衛星画像ではかなり薄くなっているが，湾内西岸を濁りが南下していく様子が示されている。浮遊土砂の拡散計算結果は，定性的な拡がりをよく再現できていると言える。

Fig.10には4月25日から29日までの水温の分布を濃淡で示し，流速場をベクトルで示す。木曽三川河口から流れ出る河川水の水温は，雪解け水を含んで約13℃程度と冷たいが，河口から10メッシュ程度で湾内の平均水温に近づいている。浮遊土砂の拡がりよりも水温の拡がりの範囲が小さいことが特徴的である。湾内の平均水温は，4月25日には約18℃であったものが，29日には20度前後に上昇している。これは27日以降天候が回復し，日射により海面が暖められたことが影響しているものと考えられる。

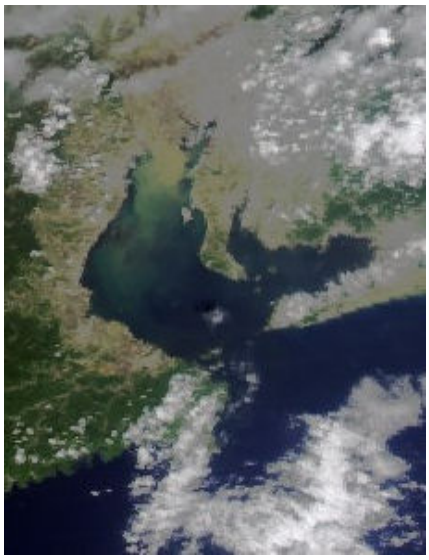


Fig.11 Muddy water distribution from Aqua MODIS satellite image at 13:15 27/Apr/2003

4. おわりに

河川から沿岸部までの流域圏を統合的に環境管理を行うためのツールとして，流域圏統合モデルの開発を行った。本研究では，木曽三川流域から伊勢湾へ流出する河川水による土砂や水温の循環への影響を検討した。

流域圏統合モデルは，①分布型流域環境評価モデル(Hydro-BEAM)，②不定流モデル，③3次元海洋循環モデル(RIAMOM)，④移流拡散モデル，の4つのモデルから構成されている．河川部分の感潮区間より上流を分布型流出モデルで，感潮区間より下流を不定流モデルによって計算し，海洋部分は海洋循環モデルによる海流計算と，海流を用いた移流拡散モデルによって計算する。

2003年4月の大雨の事例計算を行った結果，以下の結論が得られた。

- 木曽三川からの流量の変化に対応して，伊勢湾内への低塩分水（淡水）の拡がりが変化しており，流量最大時には伊勢湾の中央部付近まで河川水の影響が及ぶ。
- 木曽三川の河口から流出した浮遊土砂は，河口付近の濃度が高く，河口から湾内西岸に沿って南下していくことが計算された。この計算結果はMODIS衛星画像による濁りの分布ともよく一致しており，浮遊土砂の拡散計算結果は，定性的な拡がりをよく再現できている。

今後の課題としては，流速や濁りなどの観測資料を収集し計算結果の定量的な検証事例を増やし，拡散係数や土砂沈降速度の最適な設定や堰操作の高度化によりモデル精度の向上をはかることがあげられる。

謝　辞

JCOPE2再解析データの使用に際し，独立行政法人海洋研究開発機構の宮澤泰正博士にご協力をいただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

鈴木靖・佐藤嘉展・道広有理（2010）：河川流出が東京湾の水域環境に及ぼす影響について，京都大学防災研究所年報，第53号B，pp.743-749.

Kojiri,T. (2006): Hydrological river basin environment assessment model (Hydro-BEAM). In: *Watershed models* (ed. by V. P. Singh & D. K. Frevent), pp. 613-626, Taylor & Francis, CRC Press, USA.

Lee, H. C., and J. H. Yoon (1994): On the free surface OGCM. Proc. of fall meeting the Japan Oceanogr. Soc., pp. 225-226.

Miyazawa, Y., R. Zhang, X. Guo, H. Tamura, D. Ambe, J.-S. Lee, A. Okuno, H. Yoshinari, T. Setou, and K. Komatsu (2009): Water mass variability in the western North Pacific detected in a 15-year eddy resolving ocean reanalysis, J. Oceanogr., Vol.65, pp. 737-756.

（論文受理日：2012年6月7日）

Impact of River Outflow on Ise Bay by Using the Integrated Water Environment Model

Yasushi SUZUKI, Yoshinobu SATO, Yuri MICHIHIRO, Motohiro HONMA[(1)] and Sergey M.Varlamov[(2)]

(1) Japan Weather Association
(2) Japan Agency for Marine-Earth Science and Technology

Synopsis

Impact assessment of river outflow on Ise Bay was investigated by using the integrated water environment model. The model consists of the distributed Hydrological River Basin Environment Assessment Model (Hydro-BEAM), RIAM ocean circulation model (RIAMOM), and the advective diffusion model for Ise Bay. River outflow, water temperature and sediment transport are nested at the river mouse, and JCOPE2 re-analysis data are used as an open sea boundary condition. Simulated sediment transport on 27/Apr/2003 was compared with the satellite image by the Aqua MODIS sensor.

Keywords: integrated water environment model, Ise Bay, sediment transport, Hydro-BEAM, RIAMOM

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

木曽川水系統合流出解析モデルの高度化

佐藤嘉展・道広有理・鈴木靖

要 旨

将来の木曽川水系の流況をより正確に予測するため，CMIP3による複数の温室効果ガス排出シナリオと気候予測モデルの出力結果を分布型流出モデル(Hydro-BEAM)への入力としたマルチシナリオ・マルチモデル解析を実施した。さらに，人間活動の影響として貯水池操作や河道からの取水の影響も考慮してモデルを高度化し，河川流量の予測精度の向上を試みた。その結果，特に渇水時の河川流量の再現性が向上し，異常渇水時における主要ダム貯水量についても良好な再現性が得られることが確かめられた。

キーワード: CMIP3，マルチシナリオ，マルチモデル，分布型流出モデル，貯水池操作

1. はじめに

木曽川水系では，1959年9月の伊勢湾台風をはじめ，これまでに洪水や高潮に伴う甚大な被害が頻繁に発生している。一方，1994年8月には主要水源ダムの利水容量が枯渇するなど，深刻な渇水被害も起きており，治水と利水の両面からの総合的な河川管理が重要な課題となっている。さらに，気候モデルを用いた将来の流出解析の結果からも，木曽川水系における洪水規模の増加と渇水の深刻化が予測されている（佐藤ら，2010）。

木曽川水系では，洪水調節，不特定供給，水道・工業・かんがい用水供給，発電などを目的とした多目的ダムが多数設置されており，河川の流水は高度に管理されている。このため，河川を流れる水量は自然状態とは大きく異なる挙動を示し，洪水時には，ダムによる洪水調節により，洪水のピークが低減され，渇水時には，利水補給や正常流量を維持するために維持流量の補給が行われる。したがって，温暖化に伴う将来の河川流量を，分布型流出モデルなどを用いて推定する際にも，流域内に設置されたダム群の運用操作の影響を考慮しなければ，気候変化に伴った河川流量の相対的な変化は把握できても，実際の流域内の任意の地点における将来の河川流量の変動を定量的に予測することはできない。そのため，現行の洪水期・非洪水期の設定，洪水調節容量の妥当性や，主要取水地点における利水の安全性や，（利水調整を行う必要のある）渇水の発生頻度予測，水源の多系統化，ダム群の統合管理（治水，利水，不特定容量の総合運用），既存ダムの維持管理，（堤体や堤防の嵩上げなどの）機能補強や導水路建設などの，河川管理における重要な温暖化適応策を検討するために必要な定量的な情報を提供することも難しい。そこで，本研究では，木曽川水系河川整備基本方針および河川整備計画で考慮されている主要ダム（丸山，牧尾，横山，岩屋，阿木川，味噌川，徳山）の運用操作と主要な水利用の実態をより厳密に考慮できるように，これまで木曽三川流域に適用してきた分布型流出解析モデルを高度化し，河川流況再現性の向上を試みた。

2. 解析方法

2.1 流出解析モデル

本研究では，Kojiri(2006)により考案された流域環境評価モデル(Hydro-BEAM: Hydrological River Basin Environment Assessment Model) をベースにした流出解析を実施した。このモデルは，セル集中型の分布型流出モデルのひとつで，対象流域を一定格子間隔のグリッドセル単位に分割し，グリッドセルごとに1本の河道とそれを挟む2つの斜面を仮定し，各河道を河道網に従って源流（上流端）から河口（最下流端）まで連続するように結合し，上流側から順次下流側に流出計算を実施していくことで，流域内の水移動を追跡するモデル構造となっている。モデル計算の水平面空間解像度は約1km(国土数値情報の3次地域メッシュ格子間隔に相当)であり，モデルへの入力となる地上気象観測データは，距離逆数加重平均(IDW)

法により1km格子間隔に内挿して用いた。流出計算の実行間隔は10分である。分布型流出解析に必要な流域のモデル化（流域界，落水線，河道網，勾配，土地利用区分の設定）には，標高データ（数値地図50m）と国土数値情報を利用した。表面流や地中流の追跡計算に必要なマニングの等価粗度や透水係数については，5つの土地利用形態（森林，草地，水田，都市，水域）ごとに設定した。Fig.1に示される木曽川水系の主要ダム（丸山，牧尾，岩屋，阿木川，味噌川，横山，徳山）の操作および河道からの取水量については，実際のダム操作規則および取水実績データをもとにサブモデル化し，流出解析モデルに組み込んだ。

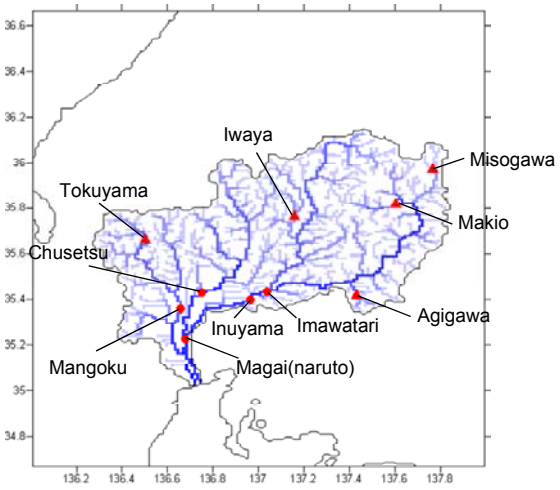


Fig. 1 Channel network, major dam and reference point in the Kiso River System.(▲:Dams; ●:Rreference point)

2.2 データ

現在気候(1980~1999年)における流出解析モデルの再現性を検証するため，地表面熱収支モデルのSVAT(Soil-Vegetation-Atmosphere Transfer)モデル（Sato *et al.*, 2008）を用いて，地上気象観測データ（降水量，気温，風速，日射，大気圧，水蒸気圧，日照時間）から，流出解析モデルの入力データとなる地上到達降水量，融雪量，蒸発散量を算出した(Fig.2)。

将来気候(2080~2099年)の予測情報として，気候モデルによる予測の不確実性を低減させるため，第三次結合モデル相互比較プロジェクトCMIP3（Coupled Model Intercomparison Project phase 3）による複数の気候モデルの予測結果を用いた。将来の温室効果ガス排出シナリオとしては，IPCCのA2,A1B,B1シナリオがすべて揃っている15個の全球気候モデル(GCM: General Circulation Model)を用いた。

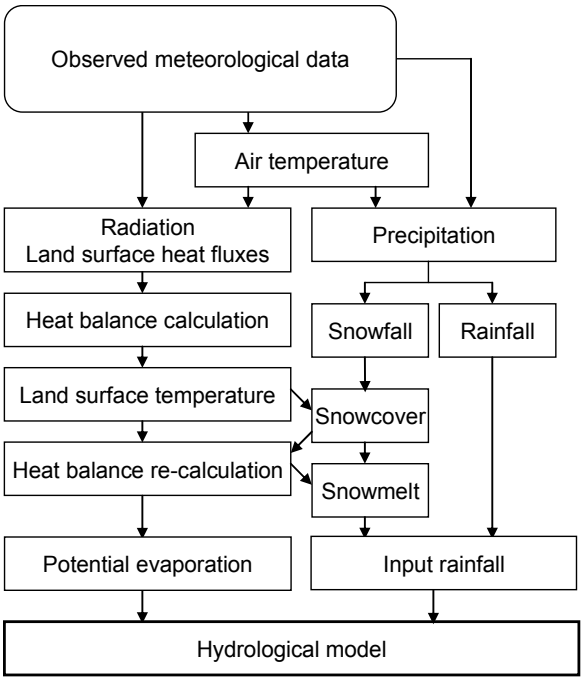


Fig. 2 Flow chart to obtain input variables for hydrological model from SVAT model.

2.3 解析手順

本研究では，Fig.3に示すように3段階の手順（ステップ）で解析を実施した。

ステップ1：地上気象観測値とSVATモデルによる出力を用いた場合の流出解析モデルのパラメータ（表層土層厚，流出係数，降雨遮断係数）を対象河川の基準地点における観測流量を誤差3%以内で再現できるように調整する。

ステップ2:CMIP3から得られる現在と将来のGCMによる降水量と気温の出力結果の差分を抽出し，気候変化値として整理する。解析に用いた気候モデルは以下の15モデルである。(国名，格子間隔)

1. BCCR-BCM2.0 (Norway, 313km)
2. CCSM3 (USA, 156km)
3. CGCM3.1_T47 (Canada, 417km)
4. CNRM-CM3 (France, 313km)
5. CSIRO-Mk3.0 (Australia, 208km)
6. CSIRO-Mk3.5 (Australia, 208km)
7. ECHAM5/MPI-OM (Germany, 208km)
8. ECHO-G (Germany/Korea, 417km)
9. GFDL-CM2.0 (USA, 222km)
10. GFDL-CM2.1 (USA, 222km)
11. INM-CM3.0 (Russia, 444km)
12. IPSL-CM4 (France, 278km)
13. MIROC3.2_medres (Japan, 313km)
14. MRI-CGCM2.3.2 (Japan, 313km)
15. UKMO-HadCM3 (UK, 313km)

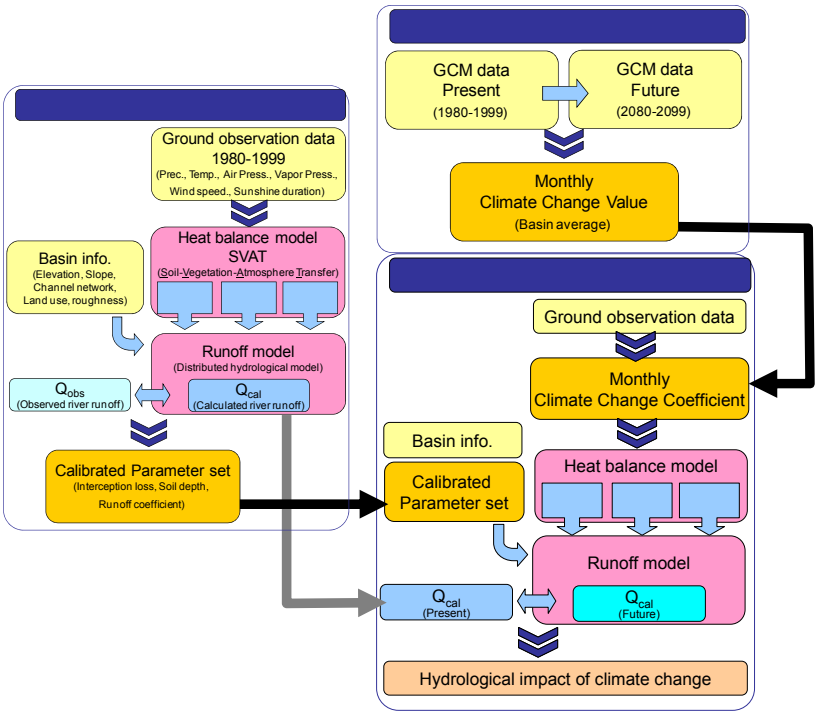


Fig. 3 Applied experimental procedures.

ステップ3：観測値をベースに整理した流出モデルへの入力データに，上記ステップ2で得られた気候変化値を上乗せして，ステップ1で調整されたパラメータセットで流出解析を実施し，得られた結果を将来の河川流量の予測値として影響評価を実施する。

3. 結果と考察

3.1 CMIP3マルチ気候モデルによる現在気候の気温と降水量の再現性と将来変化予測結果

CMIP3気候モデルによる現在気候の再現性を検証するため，木曽川流域を対象に気温と降水量の流域平均の月別平均値について，地上気象観測値，再解析値とCMIP3気候モデルによる出力結果を比較した。

Fig.4は，CMIP3の現在気候(1980～1999年)再現結果(20c3m: 20th century climate in coupled models)とJRA25再解析データ(Onogi *et al.*, 2007)および，AMeDASによる地上観測値を比較した結果を示している。

エラーバーは異なる15個のモデルの出力結果の標準偏差を示している。Fig.4の結果から気温，降水量ともにCMIP3の複数のモデルによる出力結果をアンサンブル平均した値が，JRA25再解析値とAMeDASによる観測値の間に位置しており，流域平均の年間値としては妥当な値が得られていると考えられる。しかし，月別降水量については，流出解析を実施する際に無視できない誤差が生じることがわかった。

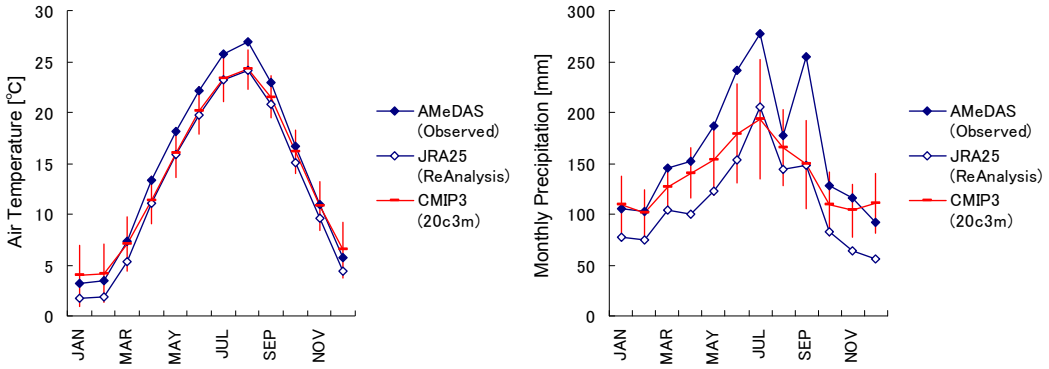


Fig. 4 Comparison of monthly air temperature and precipitation among AMeDAS (observation), JRA25 (re-analysis) and CMIP3 multi-model outputs in the Kiso River basin.

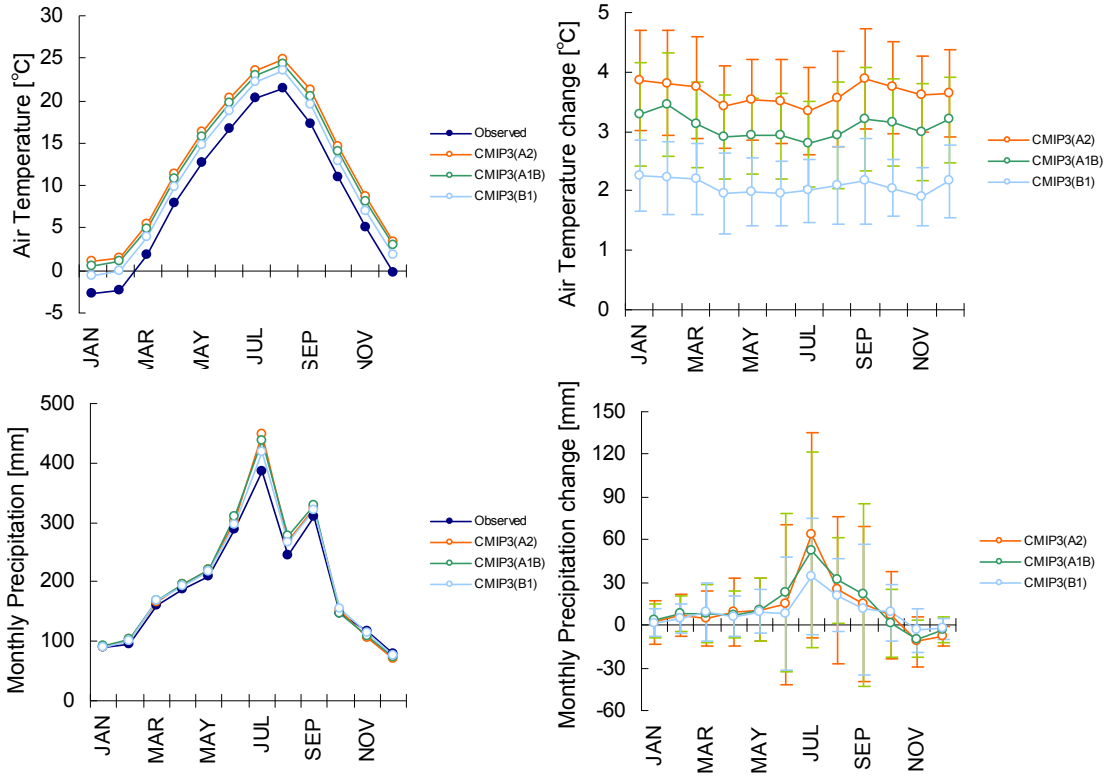


Fig.5 Monthly change of the air temperature and precipitation in the Kiso river basin. Left: Seasonal change, Right: monthly change between present and future climate projected by CMIP3.

気候変動による影響評価を行う際には，上記のような気候モデルによる予測の不確実性の影響を取り除くため，統計的なダウンスケーリング（バイアス補正）あるいは力学的なダウンスケーリング手法が一般的に用いられる。しかし，現在気候を基準にしたモデル出力結果の調整（バイアス補正係数等）が将来にも適用可能であるという保証はなく，現在の計算機資源では複数の気候モデルの出力結果を長期間積分できるような力学的なダウンスケールの実施も極めて困難である。そこで本研究では，通常のバイアス補正や力学的なダウンスケーリングは実施せず，Fig.3に示す方法で，GCMからは気候差分（気候変化値）のみを抽出して，それを観測値に上乗せすることで将来の影響予測を行うことにした。

Fig.5は，CMIP3に含まれる15個の気候モデルから抽出した木曽川流域の気温（上段）と降水量（下段）の現在(1980～1999年)と将来(2080～2099年)の月別変化を示している。各図の左側が気温，降水量の月別値で，右側は現在に対する将来の変化量を示している。気温については95%の信頼度で統計的に有意な変化が認められた。降水量については統計的に有意な変化は認められなかったが，多くのモデルが冬季よりも夏季に降水量が現在よりも増加すると予測していることがわかった。また，モデル間の予測結果のばらつき（図中にエラーバーとして示される標準偏差の値）は，気温については年間を通してあまり変化しなかったのに対し，降水量については冬季にと比較して夏季にモデル間の予測のばらつきがより大きくなったことから，夏季の降水量については気候モデルによる不確実性が大きい（モデルによって予測結果が大きく異なる）こともわかった。

シナリオによる予測結果の違いについては，気温については温室効果ガスの排出が最も多いA2シナリオの予測結果が最も気温上昇が大きく，排出量が最も少ないB1シナリオの気温上昇が最も小さくなり，A1Bシナリオはその中間の値を示した。降水量の変化については，夏季にはA2シナリオの降水量増加が最も大きくB1シナリオで最も小さい結果が得られたが，それ以外の季節では温室効果ガス排出シナリオにおける明確な違いは見られなかった。Fig.4およびFig.5はいずれも木曽川流域を対象にした結果であるが，CMIP3の空間解像度はかなり粗い(約100~400km程度)ため，同じ木曽川水系の隣接する長良川流域についてもほぼ同様の結果が得られた。

3.2　SVATモデルによる降雨・降雪・融雪・蒸発量の将来変化予測結果

複数のGCMによる長期間連続した出力が得にくい降雨量, 降雪量, 融雪量および蒸発量については, 気温と降水量について複数のGCM(CMIP3)から抽出した気候差分値を地上観測値に上乗せした値を用いてSVATモデルによる熱収支計算によって将来値を推計した。まず，降雨量と降雪量についてはFig.5では降水量に大きな変化がみられなかった冬季から春先にかけて明確な降雨量の増加と降雪量の減少が認められた（Fig.6）。これは，この時期の降水が現在は雪として地上に到達しているものが，温暖化した将来気候のもとでは雨として地上に到達することを意味しており，その影響（冬季降雨量の増加量と降雪量の減少量）はA2シナリオで最大で，B1シナリオで最小となった。

Fig.7は, SVATモデルによって算出された融雪量と蒸発散量の変化を示している。気温上昇量の大きいA2シナリオで変化が最も大きく，B1シナリオで最も変化が小さいという傾向は同じだが，降雪量の変化パターンと融雪量の変化パターンが異なることに注目する必要がある。これは，気温が上昇して降雪量が減少しても，それがそのまま融雪量の減少につながるわけではなく，地上の積雪が気温上昇に伴って融雪するためであり，融雪発生の時期と量の変化は，気温だけでなく，厳密な熱収支計算によって求める必要があることを示唆している。蒸発散量についても，その増加量は気温上昇量に対して一定ではなく，融雪量が減少する時期に最も大きく増加しており，これも氷雪に対する蒸発潜熱よりも水に対する蒸発潜熱が大きいことに起因しており，蒸発散量の変化も，単純な気温のみの関数ではなく熱収支計算による推定が必要なことを示唆している。

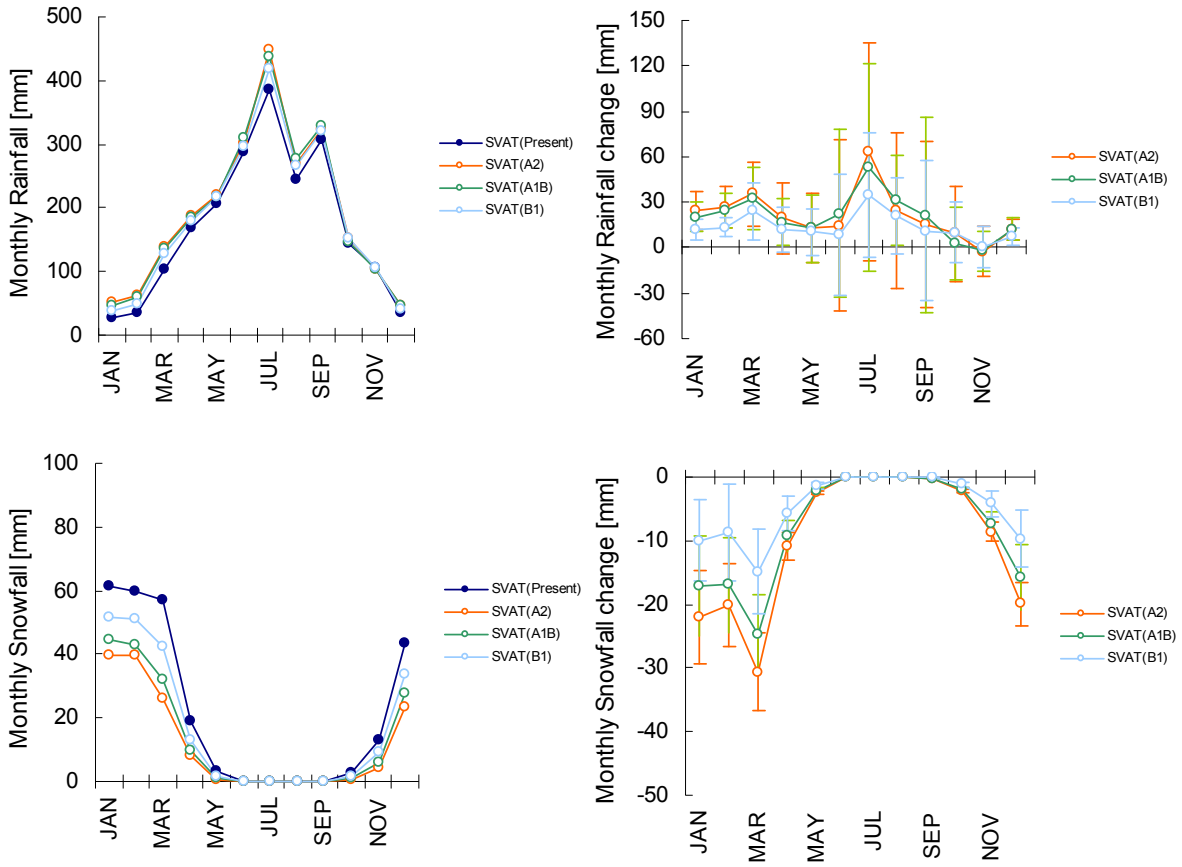


Fig.6 Monthly change of the rainfall and snowfall in the Kiso River basin. Left: Seasonal change, Right: monthly change between present and future climate. SVAT is correspond to the present climate calculated by SVAT model using observed meteorological data. A2, A1B and B2 is correspond to future climate condition estimated by SVAT model using climate change value derived from CMIP3 output.

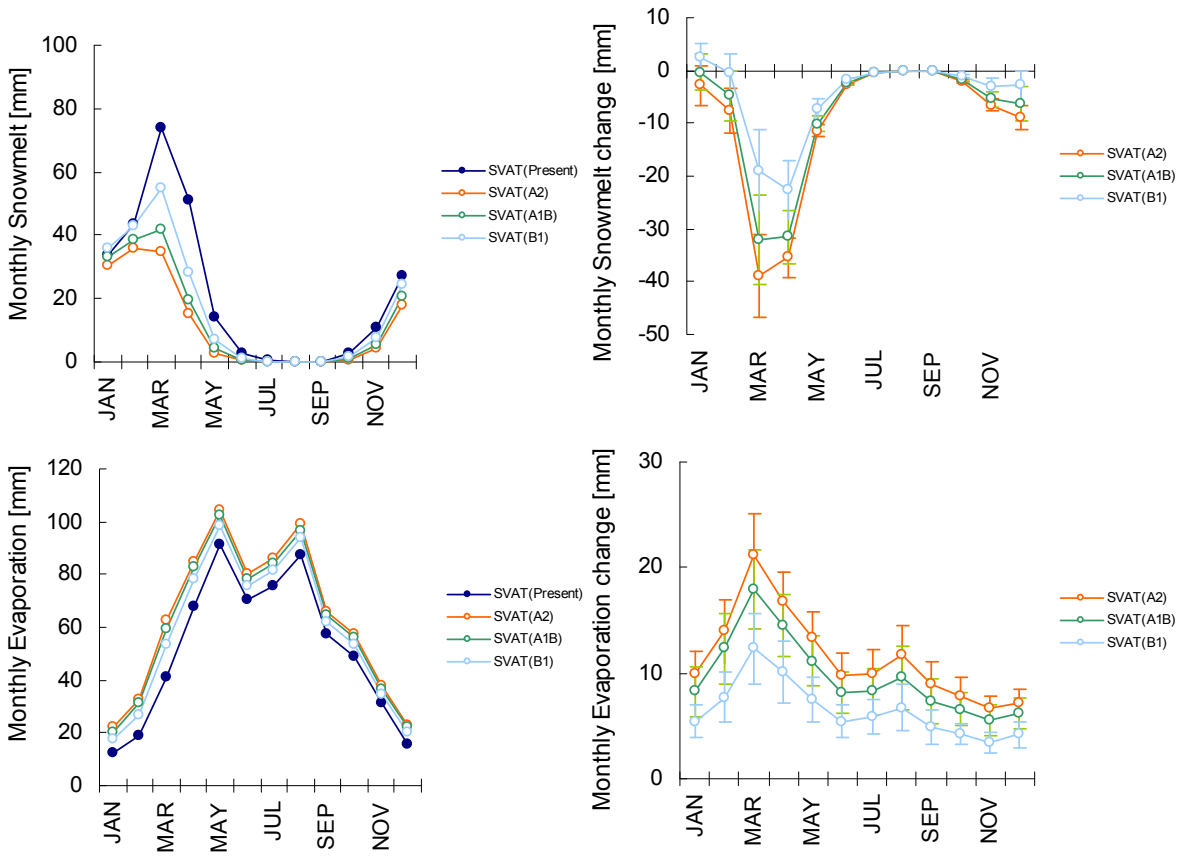


Fig.7 Monthly change of the snowmelt and evaporation in the Kiso River basin. Left: Seasonal change, Right: monthly change between present and future climate. SVAT is correspond to the present climate calculated by SVAT model using observed meteorological data. A2, A1B and B2 is correspond to future climate condition estimated by SVAT model using climate change value derived from CMIP3 output.

3.3　水収支と河川流量との関係

降雨流出過程では，降水が降雨と降雪にわかれ，降雨量の一部は地上植生等により遮断され，残りが地中へ供給される（以下，正味降雨量とする）。降雪量は積雪量となり，積雪量が時間遅れをともなってやがて融雪量として地中に供給される。正味降雨量および融雪量として地中に供給された雨水の一部は，蒸発あるいは蒸散によって大気中へと戻され，残りが深部浸透（地下水涵養量）と河道への流出成分となる。つまり，河川流出量は，正味降雨量と融雪量の総量から蒸発散量と深部浸透量を差し引くことによって求めることができる。しかし，実際の蒸発散量と深部浸透量を分離して正確に見積もることは現時点では困難なため，ここでは蒸発散損失量の一部に深部浸透量が含まれるものとして取り扱うことにした。Fig.8は月別水収支（上段）と河川流量（下段）の変化を示している。水収支は，SVATモデルにより算出した降雨量と融雪量から蒸発散量（ここではポテンシャル蒸発量）を差し引いた値である。河川流量は，木曽川犬山地点のもので，Hydro-BEAMによる流出解析の結果を示している。Fig.8下段左側の河川流量の月別変化のパターンは上段の水収支の変化パターンとよく対応しており，Fig.8右側の将来変化量についても両者の変化がほぼ一致していることがわかる。このことからも，将来の河川流量の変化が，単純に降水量の変化のみに規定されるのではなく，地表面熱収支に基づく，正味降雨量，融雪量および蒸発散量すべての変化の相互作用によって決まることがわかる。

さらにFig.8の結果とFig.5～Fig.7の結果を比較することで，冬季河川流量の増加は，冬季降雨量の増加による影響が大きく，春先の河川流量の減少は，融雪量の減少と蒸発散量の増加による影響が大きく，さらに夏季河川流量の増加は，夏季降雨量の増加の影響が大きいことがわかる。つまり，流域スケールでの水収支が明らかになることで，将来の河川流量

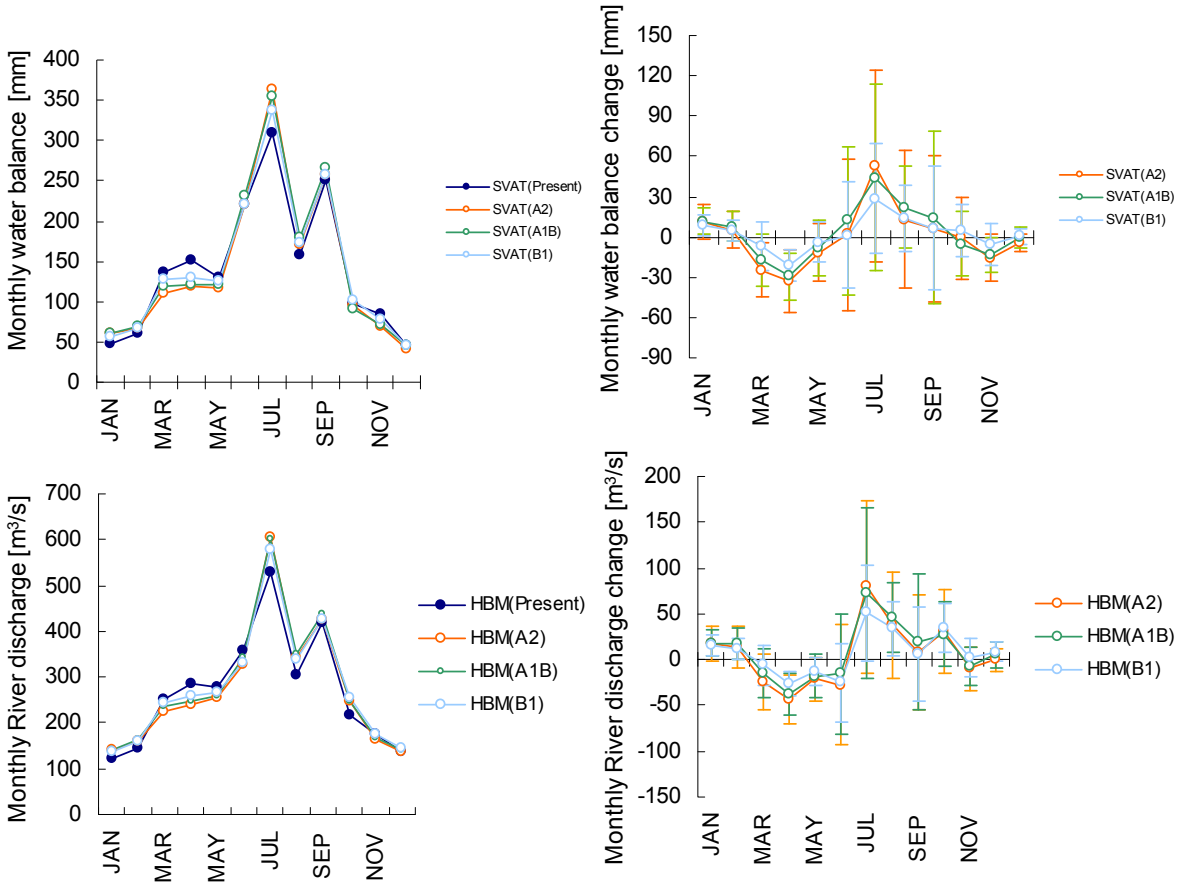


Fig. 8 Monthly change of water balance calculated by the SVAT model and river discharge calculated by the Hydro-BEAM for the Kiso river basin. River discharge data is correspond to the reference point of Kiso river basin (Inuyama).

の変化要因を特定することが可能となり，温暖化時に何が原因で河川流量が変化するのかがわかれば，その適応策についても焦点を絞ってより具体的に検討することが可能となる。シナリオ別では年間の河川流量の変動はA2シナリオで最も大きく，B1シナリオが最も小さくなることから，温暖化の程度が大きくなるほど，より効果の大きな適応策を実施する必要があると考えられる。

3.4　温暖化が河川流況変化に及ぼす影響

流況曲線は，年間（365日）の日平均河川流量を年最大日流量から年最小日流量まで降順に並べ替えた

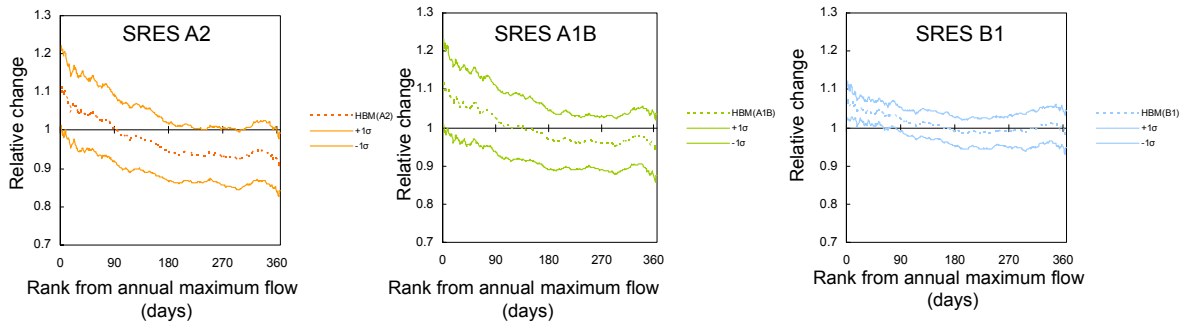


Fig. 9 Change of flow duration curve at Inuyama in the Kiso river basin between present and future climate condition calculated by the Hydro-BEAM.

もので，対象とする流域の年間の河川流量の特性の全体像を把握することができる。さらに，流況曲線を現況と将来の温暖化時で比較することで，温暖化に伴う流況変化の影響も明らかにすることができる。

Fig.9は木曽川犬山地点の流況曲線の変化を3つのシナリオ別に示したものであり，横軸の左端の年最大流量が5~10%増加し，横軸の右端の年最小流量は0~10%減少するという予測結果が得られた。このことは，将来，木曽川流域では洪水と渇水の両方のリスクが増加し，その影響は温暖化に伴って大きくなることを示唆している。

3.5　温暖化がダム貯水量に及ぼす影響

Fig.10は，木曽川水系の主要ダム（牧尾，岩屋，阿木川，味噌川）の1990年から1999年までの10年間の貯水量の計算値と100年後(2090～2099年)の推計値を示している。本研究で用いた貯水池操作モデルには，洪水調節と利水補給の操作が考慮されており，それぞれのダムの操作規則に応じて，洪水時には洪水調節容量でダムへの流入洪水を貯留し，下流への洪水被害を防ぎ，渇水時には，それぞれのダムの下流基準地点における流量に対し不足する水量を利水容量と水利権に応じて補給するようにし，河道からも実際の取水地点からできるだけ実績値に近い水量を取水するようにモデル化した。ただし，ここでは取水量の将来変化は考慮しておらず，河道への排水量の影響も考慮されていないため，将来の河川流量の予測情報としてはまだ問題が残されている。しかし，各ダム貯水量変化の再現性は，昨年度構築した初期モデルよりも大幅に向上しており，1994年の渇水時の貯水量低下やその他の年の貯水量変動も概ね良好に再現されているため，Fig.10の結果は水需要が現状と同程度だと仮定した場合の各ダムの将来の貯水量変化を示していると考えることができ，温暖化時には，すべてのダムで現在よりも渇水時の貯水量が低下し，特に温暖化による気温上昇の大きいA2シナリオで最も渇水が深刻化するという予測結果が得られた。

4.　結論

本研究では，木曽川水系の将来の気候変化と河川流況変動および主要ダムの貯水量変化について気候モデルによる将来予測データを用いた流出シミュレーションによって3つの異なる温暖化シナリオ別に解析を試みた。その結果，河川流量の将来変化は，単純な降水量の変化だけでなく，降雨量や融雪量および蒸発散量の相互作用で決まる水収支変化に大きく規定され，木曽川水系では冬季流量の増加と春季流量の減少，さらに夏季流量が増加するという予測結果が得られた。複数の温暖化シナリオで比較した結果，将来の気候変動に伴う河川流量の変動が最も大きいのは温室効果ガス排出量が最も多いA2シナリオで，最も変動が小さいのが排出量が最も少ないB1

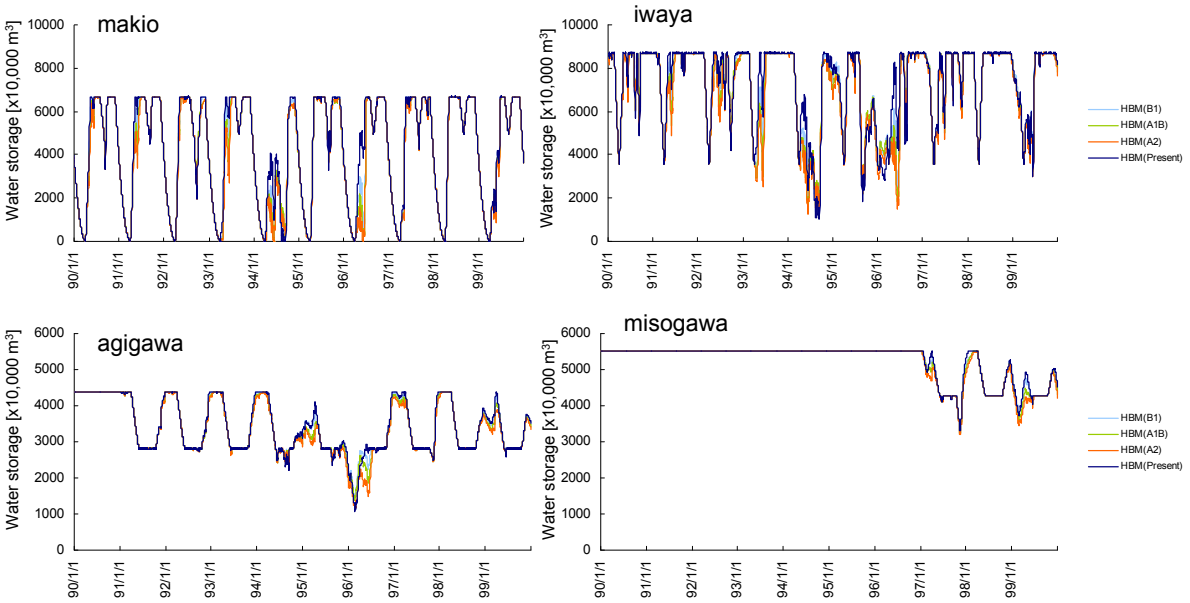


Fig. 10 Change of water storage in the major reservoirs in the Kiso River basin calculated by the Hydro-BEAM.

シナリオという結果が得られた。このことは，温暖化による河川流量の変動を抑えるためには，できる限り温暖化ガスの排出量を抑える緩和策を実施する必要があることを示唆している。さらに，流況曲線の将来変化から洪水と渇水のリスクが同時に高まることが予想されるため，夏季の制限水位（洪水調節準備水位）を現在よりも低く設定し，春先の水不足を防ぐために，融雪出水を見込んだ発電放流の時期を変更するなど，ダム操作規則の変更などを含めた適応策の準備が必要と考えられる。特に，渇水対策については，1994年レベルの異常渇水時に現在よりも各ダムの貯水量が少なくなると予想されており，現在の水利用形態のままでは，より深刻な渇水被害が生じることが予想される。したがって，適応策としては，節水などを強化して水利用量を抑えると同時に，非常時の利水補給システムとして，（水系連絡導水路を含む）水源の多系統化や，複数ダムの統合運用（利水容量に余裕のあるダムからの先行利用）や貯水容量の再配分など，総合的な対策が必要になると考えられる。

謝　辞

本研究で解析に用いた将来気候予測データおよび計算機，データサーバーの一部は，環境省地球環境研究総合推進費(S5-2)「マルチ気候モデルにおける諸現象の再現性比較とその将来変化に関する研究」，文部科学省21世紀気候変動予測革新プログラム「超高解像度大気モデルによる将来の極端現象の変化予測に関する研究」，および名古屋市上下水道局からの提供を受けた。

参考文献

佐藤嘉展・道広有理・鈴木靖・中北英一・小尻利治（2010）: 気候変動に伴う木曽三川流域の流況予測，京都大学防災研究所年報，第53号B, pp. 723-735.

Kojiri, T. (2006): Hydrological River Basin Assessment Model (Hydro-BEAM), In Singh V.P. and Frevent D.K., "Watershed models", Taylor & Francis, CRC Press, Boca Raton, Florida, pp. 613–626.

Onogi, K., Tsutsui, J., Koide, H., Sakamoto, M., Kobayashi, S., Hatsushika, H., Matsumoto, T., Yamazaki, N., Kamahori, H., Takahashi, K., Kadokura, S., Wada, K., Kato, K., Oyama, R., Ose, T., Mannoji, N. and Taira, R. (2007): The JRA-25 reanalysis, Journal of the Meteorological Society of Japan, Vol. 85, pp.369-432.

Sato, Y., Ma X.Y., Xu J.Q., Matsuoka M., Zheng H.X., Liu C.M. and Fukushima Y. (2008): Analysis of long-term water balance in the source area of the Yellow River basin, Hydrological Processes Vol.22, 1618–1629.

（論文受理日：2012年5月17日）

Upgrading the Integrated Hydrological Model for the Kiso River System

Yoshinobu SATO, Yuri MICHIHIRO and Yasushi SUZUKI

Synopsis

In the Kiso river system, the river flow is controlled by the many multi-purpose reservoirs operation located in the upstream of the basin. Thus, in order to simulate river flow more realistically, we upgraded our distributed hydrological model by considering actual reservoirs operation and water withdrawal from the river channel. The results indicate that our new model shows better performance than the previous one. However, we also found that further improvement is needed to the maintenance flow modeling for more realistic river flow simulation.

Keywords: CMIP3, multi-model, multi-scenario, hydrological model, reservoir operation

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

GCMデータによる日本における降水特性の再現性と将来変化について

道広有理・佐藤嘉展・鈴木靖

要 旨

CMIP3の17の全球気候モデル（GCM）と，格子間隔20kmもしくは60kmのMRI-AGCMの4つのGCMによる実験結果を用いて，日本国内の降水特性の再現性および将来変化を調べた。解析した項目は，20年間の平均月降水量および標準偏差，日降水量の上位2%強度，日降水量1mm未満で定義した無降水日数である。全ての項目について，現在気候の再現性はMRI-AGCMの方が良好であった。将来変化を現在と将来の比率で表して比較すると，CMIP3とMRI-AGCMのどちらもGCMごとに結果がばらついていたが，平均するとどの項目についても概ね同じ程度の変化率となることがわかった。

キーワード: GCM，気候変動，降水量，大雨，渇水

1. はじめに

地球温暖化研究に用いられるGCM（Global Climate Model，全球気候モデル）には，平均的な気候値の変化に加え，洪水や渇水の頻度や規模に対する予測が期待されている。台風の経路や勢力，前線に伴う集中豪雨など，個々の現象を数値モデル上で表現するためには，時空間スケールの小さい現象を含めた精度の高い予測が要求される。そのため，気候モデルの解像度はより詳細化され，GCMを元データとしたダウンスケーリングも盛んに行われている。ただし，モデルの高解像度化やダウンスケーリングは，非常に多くの計算機資源を必要とするため，必然的にケース数が乏しい傾向にある。それに対し，水平格子間隔が100km以上の粗いGCMは，複数の温室効果ガス排出シナリオに対する将来予測結果が存在したり，世界各国の複数機関が開発したGCMによるデータが利用できたりするなどの利点がある。

温暖化の影響評価には，GCMの予測結果を利用することが一般的であるが，当然ながら用いるデータによって結果は異なる。将来予測に対する不確実性に配慮した上で評価することが不可欠であり，個々のGCMによる予測結果の違いを把握しておくことは重要である。

そこで本研究では，IPCC の第4 次評価報告書（IPCC，2007）に用いられたCMIP3の17モデル（水平方向の解像度約100～400km）と，気象庁気象研究所の開発した高解像度大気モデルMRI-AGCM（Kusunoki et al., 2011; Mizuta et al., 2012）のうち3.1H/3.2H（同60km）および3.1S/3.2S（同20km）の実験結果を解析し，日本国内における降水量特性の再現性および将来変化について検討した。

2. 解析手法

2.1 対象データ

解析の対象とした要素は，月降水量および日降水量である。気候モデルによる実験結果については，Table 1に示すデータを収集した。将来気候に関しては，いずれも温室効果ガスの排出シナリオにA1B（大気中の温室効果ガス濃度が21世紀末頃に20世紀末の約2倍）を用いた実験結果である。これらに加え，現在気候の再現性を検証するためのデータとして，気象庁のアメダス観測値（全国約1000地点）を利用した。解析対象とした期間は，現在1980-1999年，将来2080-2099年の各20年間である。

2.2 データの整理方法

データの解像度を揃えるため，道広ら（2011）が示した手法を用いて，地域一次メッシュ（緯度差40分，経度差1度の約80 km四方）単位に予め整理した。Fig. 1に示すように，CMIP3の17のGCMおよびMRI-AGCM-3.1H/3.2Hについては，直近の4格子の値を平均してメッシュの代表値とした。解像度の高いMRI-AGCM3.1S/3.2Sおよびアメダス観測値は，一次メッシュ内に含まれる格子点あるいは観測点を全て

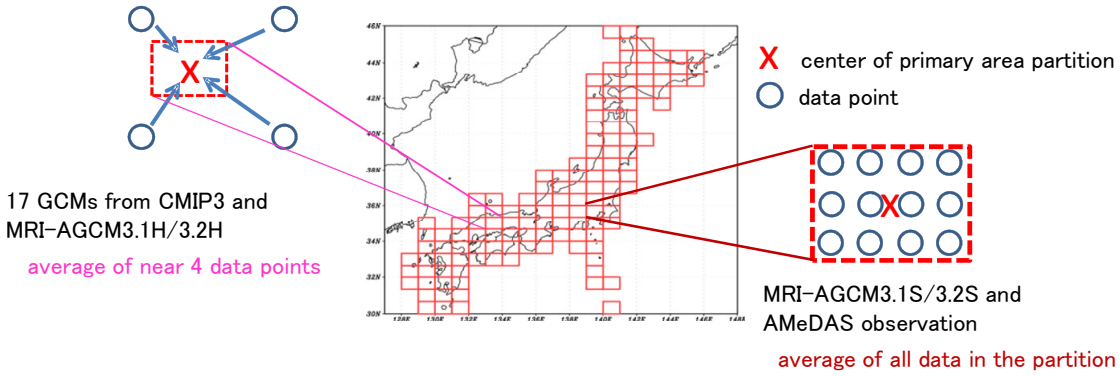


Fig. 1 Data arrangement based on primary area partition of grid square method

平均した。

その上で，日本をFig. 2に示す6つの地域（北日本，東日本，西日本のそれぞれ太平洋側および日本海側）に区分して解析を行った。Table 1に示すように，用いたGCMのうち，解像度の粗いものは格子間隔が400km以上でモデル上の日本列島の地形表現は不十分であり，本来は日本国内を地域分割した解析に耐えうる分解能はない。本研究では，こうした点も予測の不確実性の一部と捉えて解析し，様々なGCMによる予測のばらつきを調べた。

2. 3　解析項目

GCMによる将来予測において，大雨や渇水の頻度や強度がどのように変化しているのかを把握するため，以下の項目について調査した。

(1) 月平均降水量および変動

月降水量を用いて，20年間の期間平均値を月別に算出した。また，年ごとの変動幅を検証するために，月別に標準偏差を求めた。一次メッシュごとに算出したこれらの値をFig. 2で示した地域ごとに平均して代表値とした。

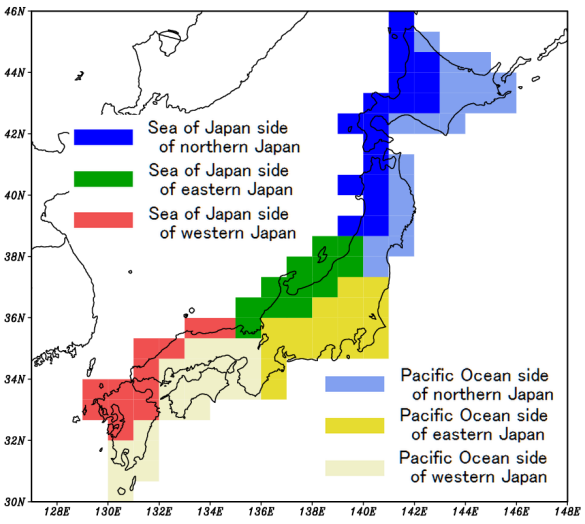


Fig. 2 Area classification

(2) 日降水量の上位2%強度

大雨を示す指標として，日降水量の上位2%降水強度に着目した。現在もしくは将来気候の20年間について，日降水量の大きいものから2%（146日分）の降水強度を算出し，比較した。日単位の降水は空間スケールが小さいことから，Fig. 2で示した地域別に，最も上位2%の降水強度が大きいメッシュを抽出し，それをその地域の代表値とした。現在気候と将来気候を比較する際は，降水強度最大のメッシュ同士で比較しており，同一のメッシュになるとは限らない。また，全期間のデータから大きい順に抽出している

Table 1 List of GCMs from CMIP3 and MRI-AGCM

model	number of grid			distance of lat. (km)
	lon.	lat.	total	
INGV-SXG	320	160	51,200	125
MIROC3.2(hires)	320	160	51,200	125
CSIRO-Mk3.0	192	96	18,432	208
CSIRO-Mk3.5	192	96	18,432	208
GFDL-CM2.0	144	90	12,960	222
BCCR-BCM2.0	128	64	8,192	313
CGCM3.1(T63)	128	64	8,192	313
CNRM-CM3	128	64	8,192	313
MIROC3.2(medres)	128	64	8,192	313
MRI-CGCM2.3.2	128	64	8,192	313
PCM	128	64	8,192	313
FGOALS-g1.0	128	60	7,680	333
IPSL-CM4	96	72	6,912	278
GISS-AOM	90	60	5,400	333
CGCM3.1(T47)	96	48	4,608	417
ECHO-G	96	48	4,608	417
INM-CM3.0	72	45	3,240	444
MRI-AGCM3.1S	1920	960	1,843,200	21
MRI-AGCM3.2S	1920	960	1,843,200	21
MRI-AGCM3.1H	640	320	204,800	63
MRI-AGCM3.2H	640	320	204,800	63

ため，特定の年や季節に偏っている可能性があり，現在と将来の比較についても必ずしも同じ季節を対比している訳ではない。

(3) 無降水日数

渇水を示す指標として，日降水量が1mm以下である日を無降水日と定義し，年間の平均無降水日数を比較した。無降水日が連続するかどうかについては考慮していない。渇水は比較的影響範囲が大きいことから，Fig. 2で示した地域別に，無降水日数を平均して代表値とした。

3. 解析結果

3.1 月平均降水量および変動

はじめに，日本国内の平均的な降水量の予測精度を把握するため，月降水量を用いて現在気候の再現性を確認した。Fig. 3はアメダス観測値とGCMによる予測値を比較したグラフであり，CMIP3については17のGCMによる平均値（マルチもであるアンサンブル）を，MRI-AGCM3.1S/3.2Sおよび3.1H/3.2Hはそれぞれ2つのモデルの平均値を示している。CMIP3については，17のGCMの予測結果から標準偏差を計算し，エラーバーとして併記している。月別の12個のデータについてアメダス観測値を基準として相関係数およびRMSE（平均二乗誤差）を求めて評価した結果，いずれの地域においても，水平解像度が20kmで最も高いMRI-AGCM3.1S/3.2Sの再現性が高く，次いで解像度60kmのMRI-AGCM3.1H/3.2H, 最も再現性の悪いのはCMIP3という結果であった。

CMIP3はマルチモデルアンサンブルにより，日本国内の地域差をある程度表現できているが，再現性はMRI-AGCMと比べると大きく劣っている。CMIP3の17GCMによる平均値±標準偏差の間にアメダス観測値が入っていない場合も多い。特に北日本および東日本の日本海側の地域において再現性が悪く，冬季の降水，つまり降雪を十分に予測できていないことがわかる。

月降水量の標準偏差については，全国的に同じような傾向を示した。Fig. 4に6地域の平均値を示した

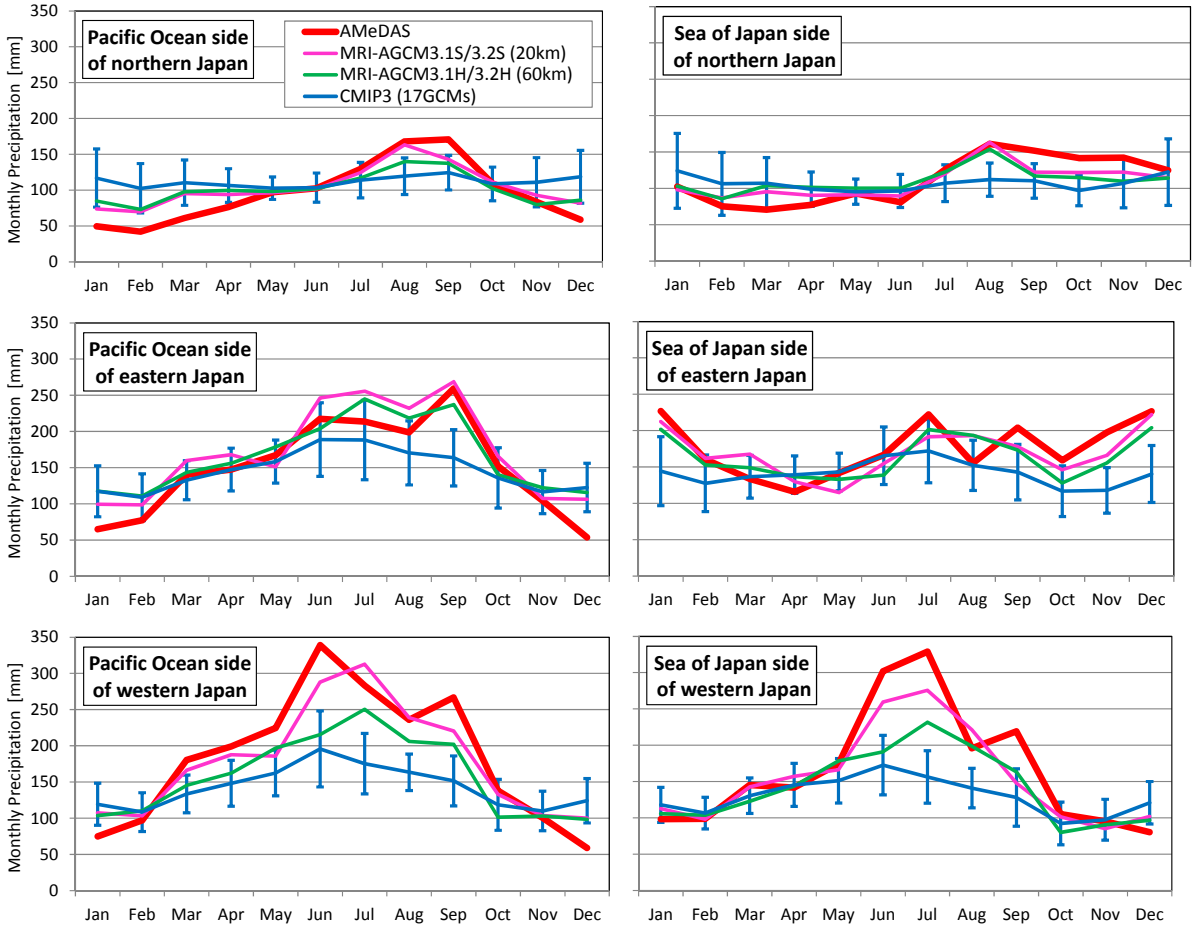


Fig. 3 Monthly mean precipitation for present climate (1980-1999), the bars show standard deviation of 17 GCMs from CMIP3

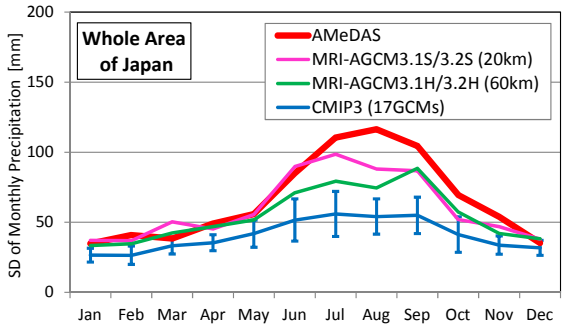


Fig. 4 Standard deviation of monthly precipitation for present climate (1980-1999), the bars show standard deviation of 17 GCMs from CMIP3

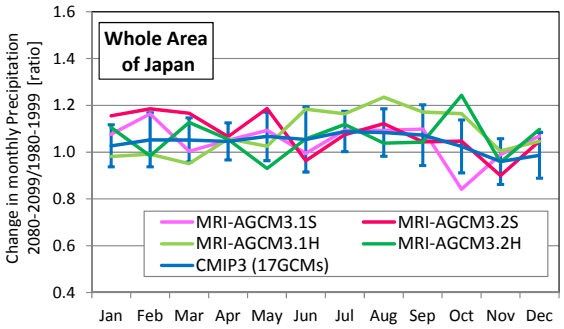


Fig. 5 Change in monthly precipitation between the present (1980-1999) and future (2080-2099), the bars show standard deviation of 17 GCMs from CMIP3

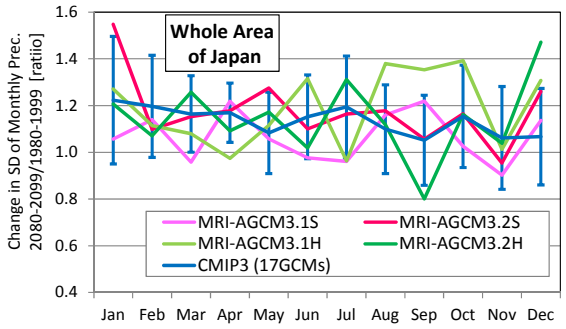


Fig. 6 Change in standard deviation of monthly precipitation between the present (1980-1999) and future (2080-2099), the bars show standard deviation of 17 GCMs from CMIP3

が，解像度の粗いCMIP3は年間を通じて過小評価であり，アメダス観測値と比較して月降水量の年々変動は小さくなっている。MRI-AGCMについても6月から10月にかけては過小評価になっている。

次に将来変化についてみると，いずれの地域においても現在気候再現性で顕著であったCMIP3とMRI-AGCMの違いは認められない。Fig. 5は現在気候（1980-1999年）と将来気候（2080-2099年）の比率により，全国の平均月降水量の将来変化を表したものである。同じGCMで比較しても地域や季節による違いは不明瞭であり，異なるGCM間のばらつきの方が大きい。平均的には，現在よりも降水量がやや増加する傾向にあるが，GCMにより予測結果は異なっている。MRI-AGCMの個々のモデルによる予測結果は，CMIP3の17のGCMから求めた標準偏差の範囲を超えてばらついており，月によっては降水量の増減が全く逆になる場合もある。ただし，MRI-AGCMの4つのモデルを平均すると，大部分がCMIP3の標準偏差内に収まっており，現在気候の再現性に依らず，概ね同程度の将来変化を示しているといえる。

これらの傾向は月降水量の標準偏差の将来変化についても同様であり，Fig. 6に示した全国平均の将来変化はGCMごとに異なる。CMIP3とMRI-AGCMをそれぞれ平均すると概ね同程度であり，月降水量の変動は将来大きくなる傾向であることから，異常渇水や異常多雨のリスクが増加することを示している。

3. 2　日降水量の上位2%強度

大雨を表す指標として解析対象とした日降水量の上位2%に該当する平均降水強度について，Fig. 7 にアメダス観測値を基準としたバイアス比を示した。ほぼ全ての地域およびGCMでバイアス比は1を下回っており，モデル上での強雨は実際よりも過小評価になっている。特にCMIP3については，降雨強度が実測の半分程度であり，解像度の粗いGCMを用いて時空間スケールの細かい現象を再現することの限界を表している。MRI-AGCMについては，20kmと60kmの解像度の違いよりも，3.1と3.2の違いの方が大きく，全体的に3.2S/3.2Hの再現性が良好であった。3.1と3.2の違いは，積雲対流スキームの変更が主要な点であり（Mizuta et al., 2012），この影響で予測精度が改善したと考えられる。特にMRI-AGCM3.2Sについては，北日本および西日本の太平洋側を除くと，アメダス観測値と非常によく一致している。

次に日降水量上位2%の強度の将来変化について，Fig. 8に現在気候（1980-1999年）に対する将来気候（2080-2099年）の比率を示した。全てにおいて大雨時の降水強度は増加する傾向にある。個々のGCMをみると地域による差があるものの，異なるGCM間で傾向は異なるため，明瞭な地域差は認められない。CMIP3とMRI-AGCMを比較すると，CMIP3の標準偏差を超えてMRI-AGCMの個々のモデルがばらついている場合もあるが，平均すると両者のGCM群で同程度の変化傾向を示している。

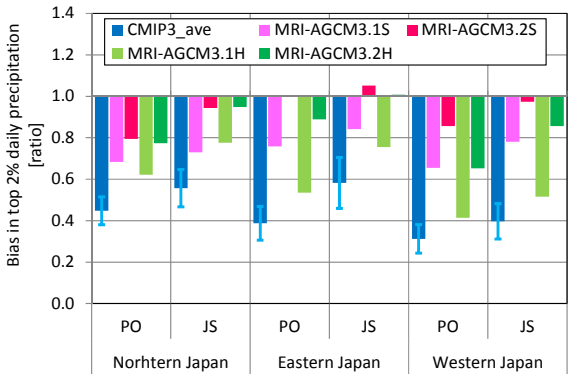


Fig. 7 Bias in top 2% daily precipitation for present climate (1980-1999), the bars show standard deviation of 17 GCMs from CMIP3, PO means Pacific Ocean side, JS means Japan Sea side

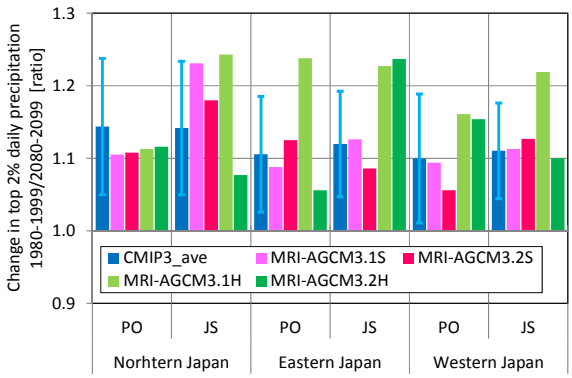


Fig. 8 Change in top 2% daily precipitation between the present (1980-1999) and future (2080-2099), the bars show standard deviation of 17 GCMs from CMIP3, PO means Pacific Ocean side, JS means Japan Sea side

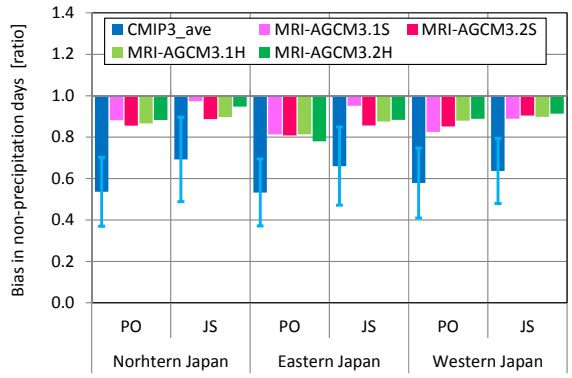


Fig. 9 Bias in non-precipitation days defined as daily precipitation < 1mm for present climate (1980-1999), the bars show standard deviation of 17 GCMs from CMIP3, PO means Pacific Ocean side, JS means Japan Sea side

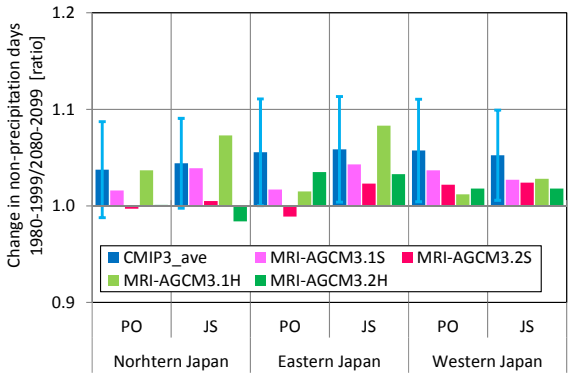


Fig. 10 Change in non-precipitation days defined as daily precipitation < 1mm between the present (1980-1999) and future (2080-2099), the bars show standard deviation of 17 GCMs from CMIP3, PO means Pacific Ocean side, JS means Japan Sea side

3.3 無降水日数

1mm未満の降水量であった日を無降水日と定義し，その年間平均日数について解析を行った。Fig. 9はアメダス観測値を基準としたバイアス比である。全ての地域およびGCMで1を下回っているため，モデル上での予測においては，現実よりも無降水日が少なくなっている。特にCMIP3で過小傾向は大きく，平均的にモデル上の無降水日は現実の6割程度しかない。MRI-AGCMについては，4つのGCMに大きな違いはなく，平均的に1割程度の過小評価になっている。

Fig. 7で示した大雨の再現性とあわせると，GCMを用いた予測は大雨については弱く，無降水日については少なくなっている。この傾向は程度の差はあるものの，MRI-AGCMでも同じである。Fig. 3で示したように，MRI-AGCMは年間を通した平均的な降水量の再現性は良好であることを勘案すると，GCMの予測は降水量の表現に関して時空間的なメリハリが弱い，ということができる。

Fig. 10は無降水日数の将来変化を，現在気候（1980-1999年）に対する将来気候（2080-2099年）の比率で示したものである。全体的に現在よりも無降水日数はやや増加する傾向にあり，渇水が深刻化する可能性を示唆している。地域別では，平均的に北日本の太平洋側で増加率が小さく，東日本の日本海側で増加率が大きいといえるが，個々のGCMに着目すると，その傾向は顕著ではない。CMIP3については，解像度が粗いこともあり，将来変化についても地域差があまりない。一方，MRI-AGCMについては，個々のGCMについては地域により将来変化に差があるものの，GCMによりその傾向は異なるため，4つのモデルを平均すると地域差は平滑化される。MRI-AGCMの個々のGCMの予測結果は，概ねCMIP3

Table 2 Future changes of precipitation characteristics in Japan, PO means Pacific Ocean side, JS means Japan Sea side

Characteristic	GCM	Northern JP		Eastern JP		Western JP	
		PO	JS	PO	JS	PO	JS
total precipitation	MRI-AGCM	1.06	1.10	1.06	1.05	1.07	1.09
	CMIP3	1.06	1.05	1.04	1.05	1.03	1.04
Standard deviation of monthly precipitation	MRI-AGCM	1.16	1.21	1.14	1.14	1.16	1.15
	CMIP3	1.14	1.16	1.15	1.16	1.13	1.16
top 2% precipitation	MRI-AGCM	1.11	1.18	1.13	1.17	1.12	1.14
	CMIP3	1.14	1.14	1.11	1.12	1.10	1.11
non-precipitation days	MRI-AGCM	1.01	1.03	1.01	1.05	1.02	1.02
	CMIP3	1.04	1.04	1.06	1.06	1.06	1.05

の標準偏差内に入っており，平均するとCMIP3の方が若干増加率は大きい結果となった。

3.4 降水特性の将来予測の不確実性

月降水量について平均値および標準偏差，日降水量について上位2%強度および無降水日数についてそれぞれ解析を行ったが，いずれの項目についても，現在気候の再現性はCMIP3に比べてMRI-AGCMの方が優れている結果となった。モデルを高解像度化する目的がこのようなスケールの小さい現象を精度よく予測することであるため，ある意味では順当な結果であるといえる。特にMRI-AGCMの3.2S/3.2Hは，日降水量上位2%の強度における再現性が顕著に向上しており，モデルの高度化は現在気候の予測に対する不確実性を低減につながっている。

一方，将来気候の予測については，モデルの高解像度化や現在気候の再現性の向上が，ほとんど反映されていない。現在気候の再現性が良好であったMRI-AGCMも，将来変化を取り出して比較した場合，モデルによって結果は異なっており予測の不確実性は大きい。再現性を向上させても将来予測はある値に収束しているわけではないため，非常に扱いが難しくなる。例えば，温暖化の影響評価を行う場合，GCMの実験結果を外力として扱うことが一般的であるが，用いるGCMによって予測が異なるため，どのような高解像度・高精度のGCMを用いたとしても，単一のデータだけでは信頼性に乏しい。

また，いずれの項目で比較しても，CMIP3による将来の気候変化はMRI-AGCMとそれほど変わらないことも特徴的である。勿論，降水量の分布や時系列変化など，解像度の細かいMRI-AGCMはCMIP3よりも精確に予測されており，地域に応じた降水特性を表現している。しかし，現在と将来の変化分に着目した場合，解像度の影響は打ち消されてMRI-AGCMとCMIP3の差は小さくなっている。加えてモデルごとのばらつきは大きく，CMIP3だけでなくMRI-AGCMの4モデルだけで比較しても，地域ごとの明瞭な特徴はみられない。平均的な降水量だけでなく，日降水量の上位2%強度や無降水日数でも地域に応じた変化傾向はみられないため，温暖化による将来変化は局地的な条件よりも，空間的に大きなスケールの寄与が大きいと考えられる。

一方，CMIP3とMRI-AGCMで将来変化に大きな差がないことから考えると，解像度の粗いCMIP3のGCMの予測結果を，日本国内の温暖化影響評価に用いることも可能である。解像度の粗いGCMでは，出力値をそのまま利用するのは難しいとされるが，将来的にどの程度降水量が増えるのか，といった変化の情報に限定すれば，時空間的に緻密な再現性は要求されない。MRI-AGCMは高解像度で再現性も非常に良好であるが，計算機負荷が膨大であることから，温室効果ガスの排出シナリオはA1Bの1種類しかない。CMIP3はモデルによっては，数種類のシナリオに対してそれぞれ予測結果が存在するため，影響評価に用いることが可能なデータは飛躍的に増加する。

現在気候の再現性を向上させたところで，将来予測をある特定の値に収束させることは困難であることが示唆されたことから，単一のGCMを使うのではなく，なるべく多くのGCMによる予測結果を考慮することは重要である。予測の不確実性を低減する方法の一つとしては，マルチモデルアンサンブルがあげられる。Table 2はこれまで解析した結果を，地域別にまとめたものであり，数字はCMIP3とMRI-AGCMのGCM群の平均値である。この値が正解というわけではないが，複数のモデルが平均的に示している結果として目安となる数字である。

4. まとめ

解像度の粗いCMIP3の17のGCMと，格子間隔20kmもしくは60kmのMRI-AGCMの4つのGCMによる実験結果を用いて，日本国内の降水特性の再現性および

将来変化を調べた。解析した項目は，20年間の平均月降水量および標準偏差，日降水量の上位2%強度，日降水量1mm未満で定義した無降水日数である。

現在気候の再現性は，全ての項目でMRI-AGCMが上回り，地域に応じた降水特性を再現していた。CMIP3は解像度が粗いことから，マルチモデルアンサンブルを行っても明確な地域差が出にくい傾向にあった。CMIP3は特に日降水量の上位2%強度および無降水日数について過小評価であった。

将来変化については，CMIP3およびMRI-AGCMのGCM群をそれぞれ平均した場合，大きな差はみられず，どの地域の将来変化も同じような値であった。GCMによる予測のばらつきが大きく，再現性の高いMRI-AGCMの4つのモデルだけで比較しても，ある特定の値に収束するということはなかった。

MRI-AGCMの4モデルおよびCMIP3の17モデルから得られた将来変化は，以下の通りである。

- 平均的に降水量は増加することが予測されており，1.05～1.10倍（MRI-AGCM），1.03～1.06倍（CMIP3）
- 月降水量の変動量は増加することが予測されており，1.14～1.21倍（MRI-AGCM），1.13～1.16倍（CMIP3）
- 大雨時の降水強度は増加することが予測されており，1.11～1.18倍（MRI-AGCM），1.10～1.14倍（CMIP3）
- 無降水日数は増加することが予測されており，1.01～1.05倍（MRI-AGCM），1.04～1.06倍（CMIP3）

今後の課題としては，新たな全球気候モデルによる実験結果や，ダウンスケーリングされたデータについても収集し，モデルによる将来予測の特徴を解析することが挙げられる。

謝　辞

本研究の一部は，環境省地球環境研究推進費（S-5-2）および文部科学省21世紀気候変動予測革新プログラムの支援により実施された。記して謝意を表する。

参考文献

道広有理・鈴木　靖・佐藤嘉展（2011）：気候変動情報データベースの開発とその利用，土木学会論文集B2（海岸工学），Vol. 67，No. 2，pp.I_1211-I_1215.

IPCC (2007): Climate Change 2007: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, Cambridge University Press, 996 pp.

Kusunoki, S., Mizuta, R. and Matsueda, M. (2011): Future changes in the East Asian rain band projected by global atmospheric models with 20-km and 60-km grid size, Climate Dynamics, Vol. 37, pp.2481-2493.

Mizuta, R., Yoshimura, H., Murakami, H., Matsueda, M., Endo, H., Ose, T., Kamiguchi, K., Hosaka, M., Sugi, M., Yukimoto, S., Kusunoki, S. and Kitoh, A. (2012): Climate simulations using MRI-AGCM3.2 with 20-km grid. J. Meteor. Soc. Japan, 90A, pp.233-258.

（論文受理日：2012年6月8日）

Reproducibility and Future Change of Precipitation Characteristics in Japan Using GCMs Data

Yuri MICHIHIRO, Yoshinobu SATO and Yasushi SUZUKI

Synopsis

The outputs of 17 Global Climate Model (GCM) from CMIP3 and 4 GCM from MRI-AGCM with 20km/60km grid are used to analyze precipitation characteristics in Japan for reproducibility of present climate and future climate change. The target characteristics are monthly precipitation, standard deviation of monthly precipitation, top 2% daily precipitation and non-precipitation days defined as daily precipitation < 1mm during 20 years. About all characteristics, the reproducibility of present climate with MRI-AGCM is better. Though the future change ratio, calculated from present and future climate predictions, vary in each GCM, there are no clear differences between CMIP3 and MRI-AGM.

Keywords: GCM, climate change, precipitation, heavy rain, drought

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

土砂量と河床材粒径に着目した生息場評価

小林草平・竹門康弘

要　旨

河川における粒径と底生動物群集の関係を調べた国内外21の論文の整理から，自然河床では一般的に石（cobble）や巨石（boulder）が優占する河床で底生動物の個体数や分類群数が高く，砂，砂利，基岩（sand, gravel, bedrock）では底生動物が少ないことが示された。粒径が大きいと，身を潜めるための隙間や定住に欠かせない基質の安定性が高まることで，底生動物の環境収容力が増すと考えられる。河床粒径（粒径クラス）の違いを生息場の定量評価に組み入れることで，底生動物の多さをより具体的に評価することが可能になる。一方，粒径を人為的に揃えて設置する野外実験では，石よりも小さい礫（pebble）で底生動物の個体数や分類群数が高かった。自然河床と野外実験の結果の違いは，単一の粒径より粒径の組み合わせを考えることがより適切な生息場評価につながることを示している。

キーワード：河川，河床粒径，粒径クラス，底生動物，個体数，分類群数

1.　はじめに

河川において土砂が織り成す河床地形は，生物の生息場（ハビタット）として機能し，生物の生産力や多様性に重要な役割を果たしている（竹門, 2007）。河川においてハビタットとは，流速や水深といった物理環境が似通った一定の空間の場（瀬，淵，ワンド，たまり等）を指す。過去の河道掘削や近年の上流からの土砂供給の減少などによって河床低下した河川は多い（末次，2010）。土砂減少の結果，様々なハビタットが失われ，それによって生物多様性が低下することが懸念されている。河川生態系の回復や維持に，一定の土砂の供給や移動が重要であることが認識されつつある。

河川における土砂環境の変化は河床粒径にも現れる。土砂供給の減少に伴う河床の粗礫化や岩盤露出が度々報告されている（末次，2010）。河床粒径は河床地形に作用するため，各ハビタットの形成頻度や面積に影響する。さらに，河床粒径は各ハビタットの質にも作用しうる。底生無脊椎動物（以降，底生動物）や魚類の個体が特定の粒径の場に集中するなど（例えば，石田ら，2005），水生生物の分布と河床粒径の対応はよく報告される。しかし，そうした報告の多くは特定の種や生活史を対象としており，生物群集全体としての量的な多さや種数に対する粒径の影響は定かではない。砂から礫へ河床粒径が大きいほど底生動物が多いと経験的にはよく言われるが，研究によって傾向が異なることが指摘されている（Minshall, 1984; Vinson and Hawkins, 1998）。粒径を踏まえた河川環境の評価を考えていく上で，粒径と生物の一般的な関係を明らかにする必要がある。

河川において河床粒径を考慮したハビタットの評価手法を検討することを目的として，本研究では河床粒径と底生動物群集の関係を扱った論文を収集し，底生動物が量的，種数的に多い粒径を明らかにした。底生動物は，魚類の食物として，また付着藻類や従属栄養微生物の摂食を通して水中－河床間の物質のやりとりに重要な役割を果たす（Wallace and Webster, 1996）。また，水生昆虫を中心に様々な種類がみられ河川の生物多様性に対する貢献度が大きい。

2.　方法

2.1　収集論文

国内外の学術雑誌を中心に，粒径と底生動物の関係を扱った研究を集めた。関連する研究の中でも，粒径として砂（<2mm）から石（>64mm）かそれ以上まで幅広く取り扱い，且つ，底生動物として全個体数，全現存量，全分類群数を数値として示している研究を対象とした。水質や水温など粒径以外の環境要因の影響が少ないと思われる研究（同一蛇行区間内における研究など）を基本的な対象とし，流程を

単位として粒径と生物の関係を見ている研究は含めなかった。

粒径と底生動物の研究には，自然河床での採集調査に基づく研究と，人工河床を設置する実験型の研究が存在する。野外パターンの研究では，現地で採集点ごとに河床粒径を判断し，その場の底生動物が採集される。こうした研究では20-30cmを一辺とする方形枠を用いた定量採集が多い。実験型の研究では一辺が20-30cmのトレーやかごに一定の径の礫を敷き詰めて河床に設置し，1〜4週間後に設置物に侵入定着した底生動物を採集する調査が多い。自然河床では採集点ごとに様々な粒径が含まれているのに対し，実験型の研究では設置した河床ごとに粒径が揃っているという違いがある。こうした違いが結果に影響する可能性があるため，これらを区別して結果を整理した。

2.2 データ処理及び解析内容

論文間での比較を可能とするため，まず各論文で扱われている粒径クラスの統一を行った。収集した論文の多くが，粒径値そのものではなく粒径クラス間の比較により底生動物の多さを調べていた。河川では Wentworth の粒径区分がよく用いられる（Minshall, 1984）。これを参考に本研究では6クラスを定義した；砂（sand：<2mm），砂利（gravel：2–16mm），礫（pebble：16–64mm），石（cobble：64–256mm），巨石（boulder：>256mm），基岩（bedrock）。ほとんどの論文がこれに対応する粒径クラスを採用していたが，ずれる場合は範囲がもっとも重なるクラスを割り当てた。

本研究では底生動物群集の量的な多さや種多様性の指標として，全個体数（個体数/m^2），全現存量（重量g/m^2），全分類群数（出現分類群数/サンプル）を扱った。これらの指標について，各論文において粒径クラスごとに代表値（ここでは平均値）を特定した。全底生動物の個体数や種数として直接の数値が示されていなくても，多数の分類群の情報がある場合，論文に示されている分類群の範囲で個体数や種数，また多さを示す指標値を合計し，全底生動物の値とした。論文によってこうした値の絶対値は大きく異なる。各論文において粒径クラス間で最も大きい数値を1として，残りの各粒径クラスの数値を，最大値との比率により0–1に換算した。

このようにして各論文から粒径クラスごとに数値（0–1）が得られる。収集した数値に粒径クラス間で違いがあるかを一元分散分析で検定した。本来なら論文の対応を考慮した検定（論文と粒径クラスを主要因とする二元分散分析など）をすべきだが，全粒径クラスの数値が揃う論文は少なかったため，そのような検定は行えなかった。したがって本研究では個々の数値が独立していると仮定した場合の違いを検定した。粒径の影響が有意である場合，Tukey's test による多重比較を行った。有意性の基準として p=0.05を採用した。検定の前に数値は順位変換を行った。

底生動物の分類群ごとに好む粒径が異なることが予想される。多くの論文で目レベル（カゲロウ目，カワゲラ目など）で個体数を集計することは可能であったが，それぞれに様々な生態の種類が含まれるため集計できても結果を解釈するのが難しい。属や種レベルで集計するのが最も望ましいが，多くの論文に共通し出現する分類群は少ない。本研究では粒径に対する反応が異なることが予想され，且つ多数の論文から数値が集計できる下記の底生動物グループを設定した；それらは遊泳型カゲロウ（コカゲロウ科，フタオカゲロウ科など），匍匐型カゲロウ（マダラカゲロウ科など），滑行型カゲロウ（ヒラタカゲロウ科など），大型肉食カワゲラ類（カワゲラ科，アミメカワゲラ科），造網性トビケラ（シマトビケラ科など），携巣性トビケラ（ヤマトビケラ科，ニンギョウトビケラ科など），自由移動性トビケラ（ナガレトビケラ科など），掘潜型の生活型を多く含まれると思われるユスリカとミミズ，である。グループ内に複数の分類群が含まれるときは，代表的な2-3の分類群の平均値をグループの代表値とした。先述の通り各粒径における多さを0-1に換算しそのグループの選好性とした。

3. 結果

3.1 収集論文の概要

底生動物群集を対象とした合計21の論文を収集した（Table 1）。収集した研究の半数は米国で行われたものであった。また，河川規模別に見ると，小渓流（small stream / creek，河川次数が2-3以下）や山地河川（mountain river，河川次数が3-4以上で山地を流れる）を対象とした研究が多かった（ぞれぞれ10，8例）。ただし，様々な規模の河川での調査結果を踏まえて粒径と底生動物の関係を評価した研究もあり（Gore et al. 2001，Jowett, 2003），その対象には平野や規模が大きい河川も含まれていた。自然河床から底生動物を調査した研究が12例，人工河床による実験型の研究が9例であった。これ以外にも粒径と底生動物の関係を調べている論文を収集したが，対象とする粒径クラスまたは底生動物分類群が2-3であったり，粒径クラスごとの底生動物の数値の記載がなかったため，本研究では取り上げなかった。

自然河床を対象とした3つの論文で，流速がある程

Table 1 List of papers examined in this study

Study	Country	River type	Comments
Natural river bed			
Ward, 1975	USA	mountain river	reservoir in upstream
Pennak and van Gerpen, 1947	USA	mountain river	the same site with Ward, 1975
Jowett, 2003	NZ	various river sizes	sampling design of velocity × subsrate
Beauger et al., 2006	France	mountain river	
Quinn and Hickey, 1990	NZ	mountain river	sample from runs
Korte, 2010	Hymalayan region	mountain river	
Chakona et al., 2008	Zimbabwe	small stream / creek	
Gore et al., 2001	USA	various river sizes	evaluating suitablity index
Kobayashi et al., 2011	Japan	mountain river	sample from riffles and runs
Valásquez and Miserendino, 2003	Argentina	small stream / creek	lakes in upstream
Thorp, 1992	USA	large rivers	mainly mud and sand beds
Fairchild and Holomuzki, 2002	USA	mountain river	study of caddisfly community
Colonization experiment using artificial bed			
Wise and Molles Jr., 1979	USA	small stream / creek	colonized for 19 days
Allan, 1975	USA	small stream / creek	for 10 days
Erman and Erman, 1984	USA	small stream / creek	for 7 days
Flecker and Allan, 1984	USA	small stream / creek	for 18 days
Minshall and Minshall, 1977	USA	small stream / creek	unclear
Willliams and Mundie, 1978	Canada	mountain river	1 month
Khalaf and Tachet, 1980	France	small stream / creek	28 days
Rice, 1980	USA	small stream / creek	2 weeks
Barmuta, 1990	Australia	small stream / creek	30 days

度速い場（瀬）で採集を限定したり，流速クラスごとに各粒径クラスの採集を行うなど，流速の影響を考慮した調査が行われていた（Quinn and Hickey, 1990; Jowett, 2003; 小林，2011）。実験型の研究では基本的に同じような流速の場所に設置するなど他の物理要因の影響が取り除かれるように設置が行われていた。人工河床の設置期間は1週間から1ヶ月間であった。実験型の研究では扱う粒径クラスの範囲は狭い一方で，粒径クラスが細かく区分されていた；砂利（gravel：2–16mm），小礫（small pebble：16–32mm），大礫（large pebble：32–64mm），小石（small cobble：64–128mm）。

3.2 自然河床における粒径と底生動物

自然河床の研究においては，全底生動物個体数は石（cobble）と大石（boulder）で最も大きい傾向にあった（Fig. 1a）。各クラスにおける中央値において石と大石は砂や砂利の3〜5倍であった。一元分散分析の結果，粒径クラスの影響は有意で（$F_{5,34} = 7.138$, $p < 0.001$），石と大石の個体数は砂，砂利，基岩の個体数と有意に異なった。ただし，中には砂や砂利でも個体数の高い研究も見られた（Fig. 1における○，●，■の研究）。

個体数と同様に全底生動物現存量も石と大石で最も大きく，砂や岩で最も小さい傾向にあった（Fig. 1b）。全現存量については記載している論文数が限られていたため，検定は行わなかった。

全底生動物分類群数も石と大石で最も大きく，砂や基岩で小さかった（Fig. 1c）。各クラスにおける中央値において石と大石は砂や基岩の2〜4倍であった。一元分散分析の結果，粒径クラスの影響は有意で（$F_{5,36} = 7.716$, $p < 0.001$），石と大石は砂や基岩より分類群数が有意に大きかった。

底生動物のグループによって粒径の選好パターンは異なったが，石は多くのグループで最も選好される粒径クラスであった（Fig. 2）。遊泳型のカゲロウ（swimmer mayflies）は石を最も好み，次いで大石や基岩を好んだ。自由行動型のトビケラ（free-living caddisflies）はこれに似たような選好パターンであった。匍匐型のカゲロウ（clinger mayflies）は砂利〜石に対する選好が高かった。滑行型のカゲロウ（glider mayflies）と大型カワゲラ（Large-bodied stoneflies）は石に対する選好が強く，他の粒径に対する選好は低かった。造網性トビケラ（net-spinning caddisflies）は石とともに巨石に対する選好が高かった。ユスリカ（Midges）とミミズ（Worms）は研究によるばらつきが大きいものの，砂や砂利など細かい粒径に対する選好が高い傾向にあった。

3.3 野外実験における粒径と底生動物

野外実験では自然河床とは異なる傾向が見られた。全底生動物個体数は小礫（small pebble）と大礫（large pebble）で大きく，小礫は砂利や小石の2〜3倍の個体数がみられた（Fig. 3a）。全ての研究を通して小石は小礫と大礫よりも全個体数が常に小さく，小礫と大礫は砂利と小石よりも全個体数が有意に大きかっ

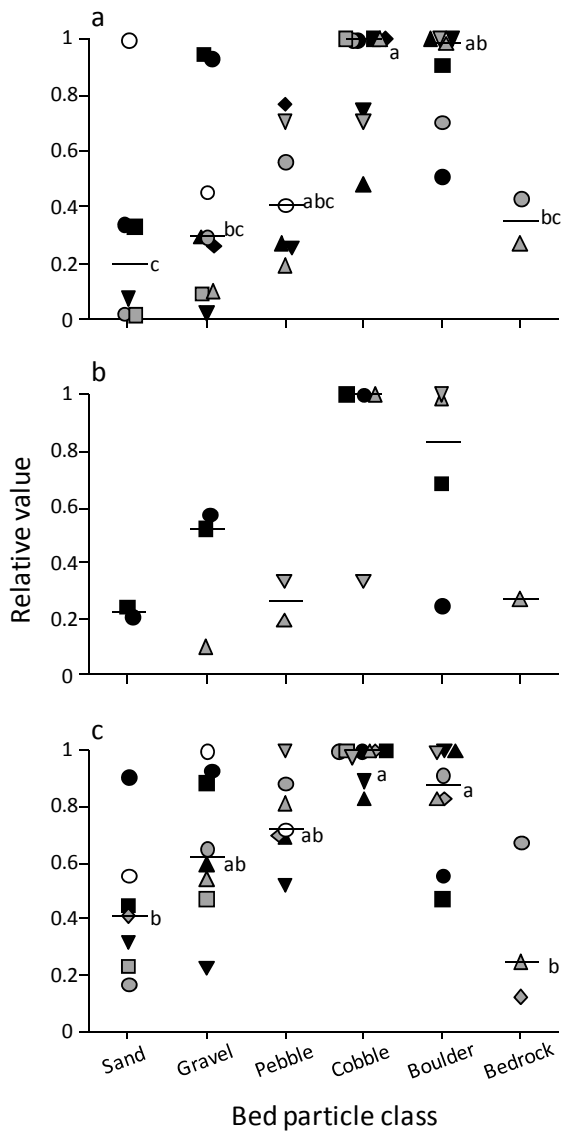


Fig. 1 Relationship between bed particle size and a) total invertebrate density, b) biomass, and c) taxonomic richness based on studies of natural river beds. Values are relative to the maximum value among classes for each study (shown by different symbols). Lines (—) are the median value among all studies for each particle class. Different letters (a,b,c) denotes significant difference in median value between the classes.

た（$F_{3,21} = 21.381$，$p < 0.001$）。

全底生動物分類群数も小礫と大礫で最も大きかった（Fig. 3b）。全ての研究を通して小石は他のクラスよりも分類群数は常に小さく，小礫と大礫は砂利と小石より全分類群数が有意に大きかった（$F_{3,19} = 10.699$，$p < 0.001$）。

4. 考察

4.1 底生動物が量・種数的に多い粒径

自然河床における粒径と底生動物の関係から，様々な国や地域の河川において一般的に，底生動物は量的にも種数的にも石（64-256mm）あるいは大石（>256mm）に多いことが示された。砂から石へ河床粒径が大きいほど底生動物が多くなることは経験的には言われてきたことである。本研究では様々な研究を収集した上で，もちろん研究間での傾向の違いは当然のごとく存在するが，様々な河川を通して石や大石で底生動物が多いことを統計的に示した。

各研究において同一河川区間内で底生動物の比較を行っているため，粒径と底生動物の関係性に水質や水温等の影響はなかったものと思われる。通常，自然河床で粒径を選ぼうとすると，細かい粒径は流速の遅い場所，粗い粒径は流速の速い場所に偏りがちとなる。本研究で収集した論文の多くは流速の影響を踏まえたデザインで採集を行っているかどうか分からなかった。しかし，流速の影響を考慮して調査した論文（Quin and Hickey, 1990; Jowett, 2003; 小林ら，2011）においては，石や大石における底生動物の多さがより顕著であった。このことから，流速の影響が排除されれば粒径と底生動物の関係がより明確になる可能性があり，少なくとも本研究で示した粒径と底生動物の関係は流速など他の物理要因によって生じたものではないと考えられる。

4.2 底生動物に対する大きい粒径の意義

河床粒径が大きくなると，河床材料間の隙間（すきま）が大きくなり，底生動物が潜める空間が維持されると考えられる。このことは，底生動物の中でも比較的体サイズが大きい，滑行型カゲロウ，大型カワゲラ，自由移動型トビケラにおいて石に対する選好性が強いことに表れている。これらは全て礫と礫の間に身を潜めるグループである。これらのグループの巨石や基岩への選好性が低いのは，隙間が大きすぎると底生動物にとっての隙間とはならないためと考えられる（小林ら，2011）。一方，河床の表面に生息し特に隙間を必要としない遊泳型カゲロウや携巣性トビケラでは，石に対する選好は高いものの，選好の高い粒径の幅は比較的広かった。

底生動物のグループによって求める隙間の大きさは異なるため選好する粒径も異なる。匍匐型カゲロウなど砂や砂利に潜り込むグループでは比較的細かい粒径に対しても選好性は高かった。また，多くの種類が泥や砂に掘潜することが知られているユスリカやミミズ類は，砂や砂利に対する選好が高い傾向にあった。

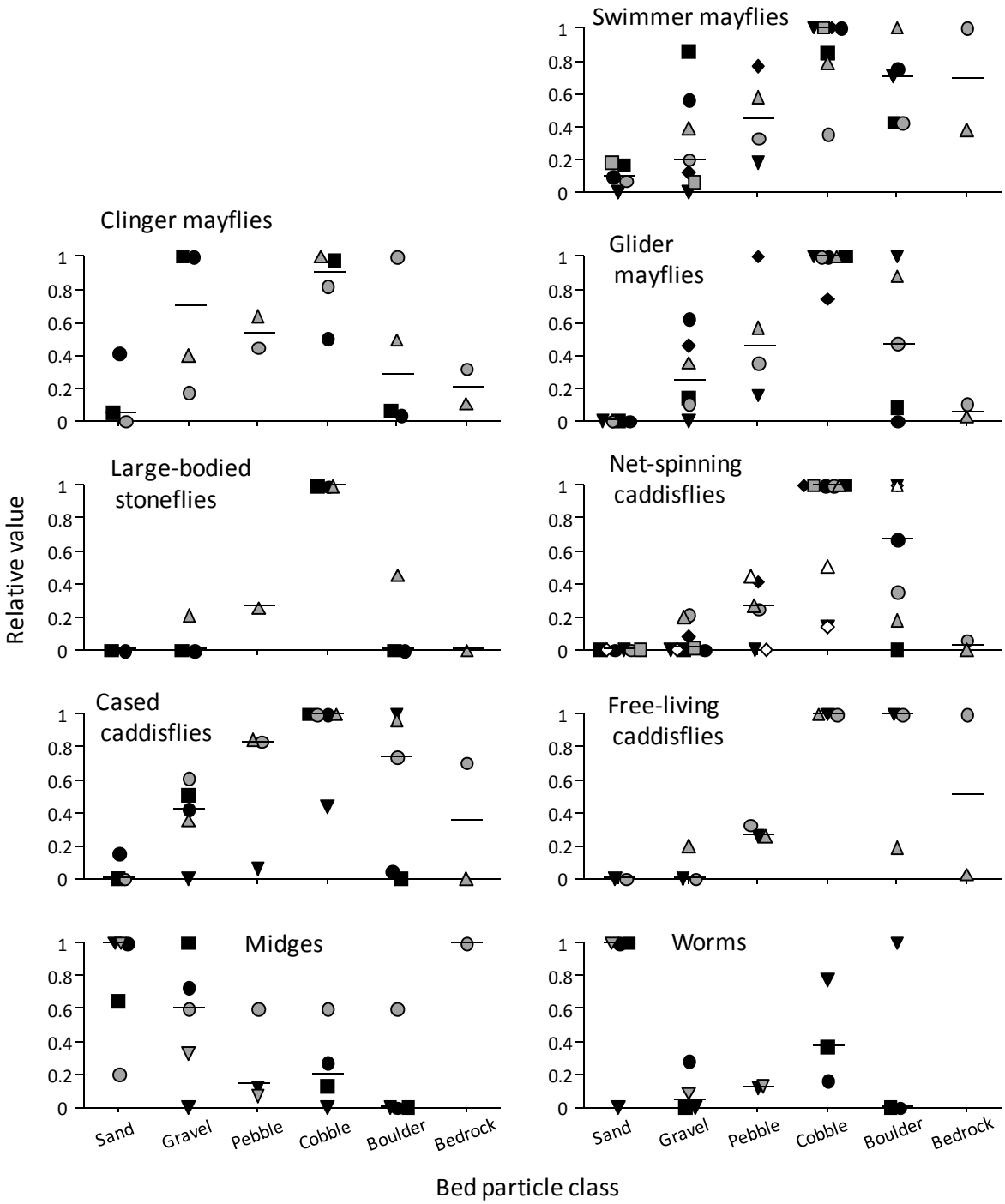


Fig. 2 Relationship between bed particle size and density of various invertebrate groups based on studies of natural river beds. Values are relative to the maximum value among classes for each study (shown by different symbols). Lines (—) are the median value among all studies for each particle class.

また，河床粒径が大きくなると，住処としての安定性が高まり，特に巣を張るなど基質に固着した生活を送る底生動物の生息が可能になる（小林ら，2010）。石の表面や裏側，石と石の間に巣を張って生活をしている造網性トビケラは，石や巨石に対する選好性が他の粒径よりも圧倒的に高かった。固着した生活でなくても，多くの底生動物の生息にはある程度の安定性が必要である。例えば，多くのカゲロウやトビケラの仲間が食物とする付着藻類が成長するためには，付着している基質が一定の期間撹乱を受けずに安定して存在する必要がある。また，食物を得るために移動はせずに基質表面に縄張りを構えるものもいる（例えば，本研究における滑行型カゲロウ）。そうした底生動物が個体数多く生息するにも基質の安定性が不可欠である。

以上より，底生動物グループごとの違いはあるも

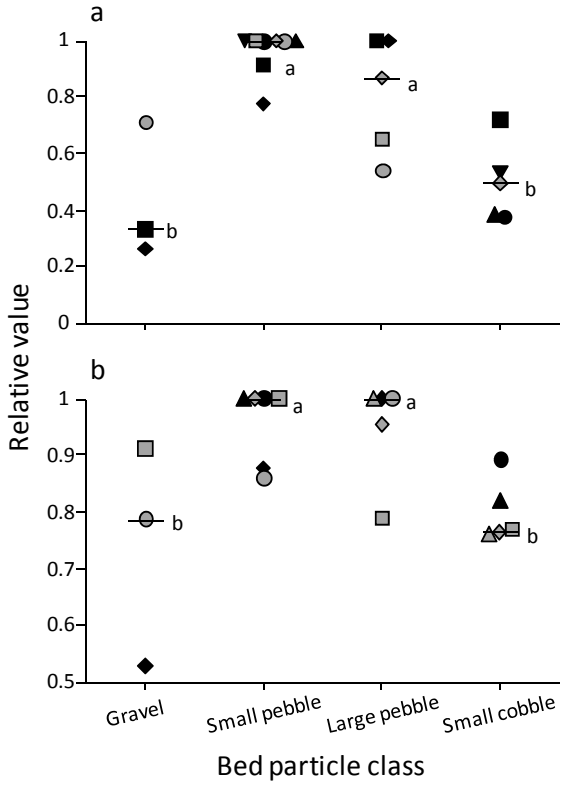


Fig. 3 Relationship between bed particle size and a) total invertebrate density, b) taxonomic richness based on experiment studies using artificial beds. Values are relative to the maximum value among classes for each study (shown by different symbols). Lines (—) are the median value among all studies for each particle class. Different letters (a,b,c) denotes significant difference in median value between the grain sizes.

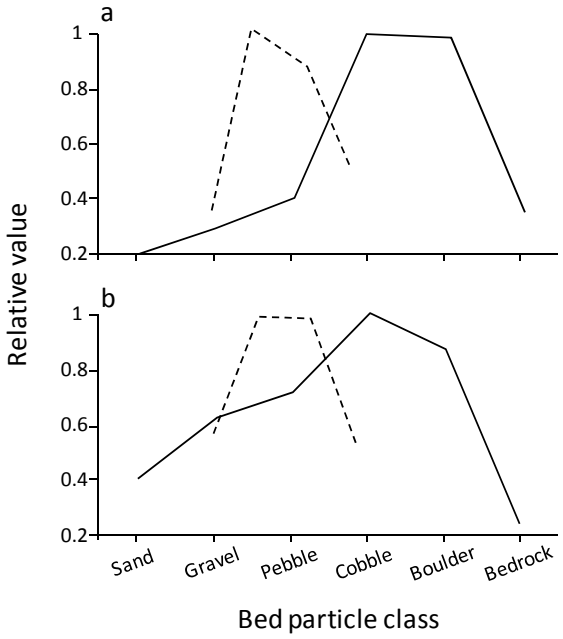


Fig. 4 Comparisons of particle-invertebrate relation curve between studies of natural (solid line) and artificial (dashed line) beds. Curves are created by connecting median values of a) total invertebrate density, b) taxonomic richness in Fig. 2 and Fig. 3.

のの，砂から石へと粒径が大きくなることは，隙間を必要とする底生動物の生息を可能にし，また基質の安定性が増すため，底生動物の環境収容力（潜在的な個体数，現存量，種数など）が高まることを意味する。しかし，材料が石からさらに大きくなると，隙間の好適性が低下し，底生動物の環境収容力は低下する。また，過度な安定性は付着膜の過剰な発達や隙間の目詰まりを招き，やはり底生動物の環境収容力を下げる方向に作用すると考えられる。

4.3　自然河床と人工河床の違い

自然河床とは異なり，人工河床を用いた実験型の研究では小石（64-128mm）よりも小礫（16-32mm）や大礫（32-64mm）で底生動物が多かった（Fig. 4）。これまでも研究によって粒径と底生動物の関係が食い違うことが指摘されてきたが（Minshall, 1984；Vinson and Hawkins, 1998），こうした食い違いの一部は，自然河床と人工河床の違いに起因していることを本研究は示している。

自然河床と人工河床とでは様々な条件の違いがあるが，底生動物にとって最も重要な違いは粒度分布と考えられる。例えば，粒径クラスとして同じ石（cobble）であっても，自然河床の場合は石の周辺に砂や砂利があるのが普通であるが，人工河床では粒径を揃えるため単一の粒径しかない。石は砂や砂利と同所的に存在することで底生動物に適した隙間を提供するが，石のみからなる隙間は底生動物にとって大きすぎ，単一粒径の場合では礫（pebble）の方が底生動物にとってより適した隙間を提供するものと思われる。自然河床と人工河床の違いは（Fig. 4），適切な生息場評価においては，代表粒径とともに粒度分布や粒径の組み合わせが重要であることを示している。

人工河床の研究は実験期間が1週間から1ヶ月間であるため，定着するまでに時間がかかると思われる底生動物（特に先述した安定性を求める底生動物）の反応はうまく捉えられていない可能性がある。

4.4　粒径と底生動物の関係が適用できる河川

本研究による統計値の結果と，粒径と底生動物の関係をもたらす機構の議論を踏まえ，石という河床材料で底生動物の環境収容力が高まることは，多くの河川で一般的に通じる事象と思われる。ただし，砂や砂利に底生動物が多い河川が存在することも事

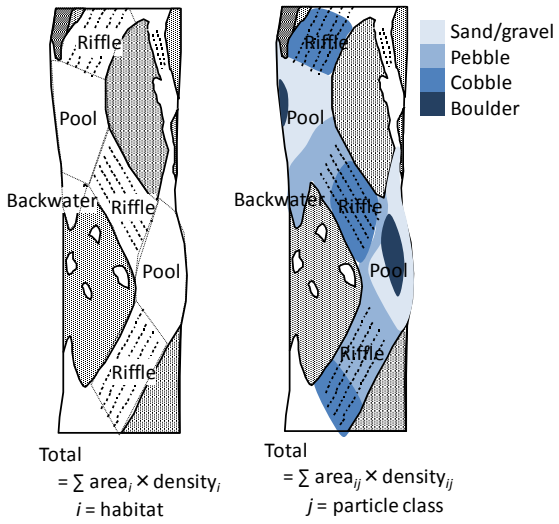


Fig. 5 An image of quantitative evaluation of habitat in rivers (left: previous surveys, right: recommended from this study).

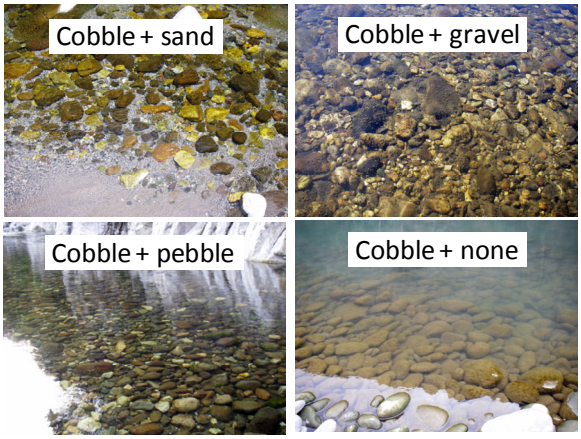
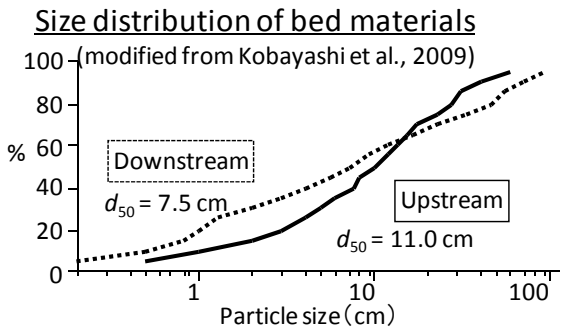


Fig. 6 Different status among cobble-dominated beds.

実である。こうした傾向を持つ河川は，比較的流量等が安定した河川や有機物供給の多い下流の河川である（Ward, 1975; Thorp, 1992）。下流の有機汚濁の進んだ河川ではユスリカやミミズが多く，それらが好む泥や砂で底生動物個体数が高まることが報告されている（Bourassa and Morin, 1995; Solimini et al., 2001）。流量が安定した河川では，粒径によって安定性が高まる利点が薄まり，また有機汚濁が進むと酸素要求の高い底生動物が少なくなり（特に石や巨石を好む種類），その結果泥や砂で相対的に底生動物の生息が高まることは容易に想像がつく。したがって，本研究で示した粒径と底生動物の関係を特定の河川に当てはめるとき，河川の安定性や有機汚濁等の状況に気をつける必要がある。

4.5　河床粒径を踏まえた生息場評価



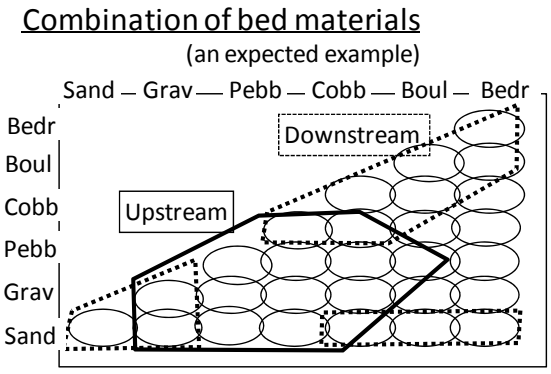


Fig. 7 Possible methods to demonstrate difference in bed characteristics between river reaches.

ある河川区間全体の生物量を評価するには，生息場の適切な区分とそれらの定量評価が欠かせない。瀬や淵の河床面積を測った調査は数多く行われている。しかし，こうした定量調査を区間全体の生物量にまで話をつなげる研究は少ない。生物量につなげるには，Fig. 5のように各ハビタットにおいて河床粒径を適切に区分していくことが重要である。小林ら（2011）は鬼怒川においてダム上流に比べてダム下流において早瀬が少なく，また石が少なく礫や基岩が多い現状を明らかにし，各生息場の占める割合や，各生息場において各粒径が占める割合を基に，ダム下流における底生動物の現存量がダム上流の1/6～1/2であることを推定している。

また，生息場の質を表す際，代表粒径などの単一の粒径よりも，粒径分布や粒径の組み合わせを考えることを検討していく必要がある。代表粒径や平均粒径では大きな違いは見られないが，粒度分布や底生動物群集が明らかに異なる状況はある（Fig. 6）。例えば，ダムの前後で河床の骨格をなす粒径に大きな違いがなくてもその間を埋める砂や砂利の量が異

なる場合がよくある。小林ら（2009）の研究において，ダムの上流と下流でd_{50}ではなく粒径分布を見ることで河床材料の違いがより明確であった（Fig. 7）。実際に現地で河床材料を見ると，粒径分布から予想される以上に河床材料の違いを感じる。これは，ダム上流と下流では各粒径の空間分布（集中度など）にも違いがあることが関係している。こうした違いは，同所的に存在する粒径の組み合わせを考えることで評価できる可能性がある（Fig. 7）。

実際の河床粒径分布を数値で表し生息場区分に用いるためには，粒径と生物の関係の更なる検証とともに，様々にありえる粒径の組み合わせについて，生物に意味のあるかたちで適度な数のタイプに区分していく必要である。こうした必要性を踏まえ，底生動物に意味のある隙間や安定性の観点から，河床材料，粒径分布を捉える研究が進むことが期待される。

参考文献

石田裕子・竹門康弘・池淵周一（2005）：河川の土砂堆積様式に基づく底生魚類の生息場評価，京都大学防災研究所年報，第49号B，pp. 661-675.

小林草平・中西　哲・天野邦彦（2011）：山地河川の小規模ダム下流における砂礫の減少と底生動物群集，陸水学雑誌，Vol.72，pp.1-18.

小林草平・中西　哲・藤原正季・矢島良紀・赤松史一・天野邦彦（2009）：山地河道のダム下流における河床露盤化と河床材料特性，河川技術論文集，Vol. 15，pp. 453-458.

小林草平・中西　哲・尾嶋百合香・天野邦彦（2010）：愛知県豊川における瀬の物理特性と底生動物現存量，陸水学会誌，Vol. 71，pp. 147-164

末次忠司（2010）：河川技術ハンドブック：総合河川学から見た治水・環境，鹿島出版会，東京.

竹門康弘（2007）：砂州の生息場機能，土と基礎の生態学，講座，土と基礎，Vol. 55，No. 2，pp.37-45.

Allan, J.D. (1975): The distributional ecology and diversity of benthic insects in Cement Creek, Colorado. Ecology, Vol. 56, pp. 1040-1053.

Barmuta, L.A. (1990): Interaction between the effects of subsratum, velocity and location on stream benthos: and experiment. Austral Journal of Marine and Freshwater Research, Vol. 41, pp. 557-573.

Beauger, A., Lair, N., Reyes-Marchant, P. and Peiry, J. -L. (2006): The distribution of macroinvertebrate assemblages in a reach of the River Allier (France), in relation to riverbed characteristics. Hydrobiologia, Vol. 571, pp. 63-76.

Bourassa, N. and Morin, A. (1995): Relationship between size structure of invertebrate assemblages and trophy and substrate composition in streams. J. N. Am. Benthol. Soc, Vol. 14, pp. 393-403.

Chakona, A., Phiri, C., Magadza, C.H.D. and Brendonck, L. (2008): The influence of habitat structure and flow permanence on macroinvertebrate assemblages in temporary rivers in northwestern Zimbabwe. Hydrobiologia, Vol. 607, pp. 199-209.

Erman, D.C. and Erman, N.A. (1984): The response of stream macroinvertebrates to substrate size and heterogeneity. Hydrobiologia Vol. 108, pp. 75-82.

Fairchild, M.P. and Holomuzki, J.R. (2002): Spatial variability and assemblage structure of stream hydropsychid caddisflies. Journal of the North American Benthological Society, Vol. 21, pp. 576-588.

Flecker, A.S. and Allan, J.D. (1984): The importance of predation, substrate and spatial refugia in determining lotic insect distribution. Oecologia, Vol. 64, pp. 306-313.

Gore, J.A., Layzer, J.B. and Mead, J. (2001): Macroinvertebrate instream flow studies after 20 years: a role in stream management and restoration. Regulated Rivers: Research & Applications, Vol. 17, pp. 527-542.

Jowett, I.G. (2003) Hydraulic constraints on habitat suitability for benthic invertebrates in gravel-bed rivers. River Research and Applications, Vol. 19, pp. 495-507.

Khalaf, G. and Tachet, H. (1980): Colonization of artificial substrate by macro-invertebrates in a stream and variations according to stone size. Freshwater Biology, Vol. 10, pp. 475-482.

Korte, T. (2010): Current and substrate preferences of benthic invertebrates in the rivers of the Hindu Kush-Himalayan region as indicators of hydromorphological degradation. Hydrobiologia, Vol. 651, pp. 77-91.

Minshall, G.W. (1984): Aquatic insect-substratum relationships. In The Ecology of aquatic insects, Resh VH, Rosenberg DM (eds). Praeger Publishers, New York, pp. 358-400.

Minshall, G.W. and Minshall, J.N. (1977): Microdistribution of benthic invertebrates in a Rocky Mountain (U.S.A.) stream. Hydrobiologia, Vol. 55, pp. 231-249.

Pennak, R.W. and van Gerpen, E.D. (1947): Bottom fauna production and physical nature of the substrate in a northern Colorado trout stream. Ecology, Vol. 28, No. 1, pp. 42-48.

Quinn, J.M. and Hickey, C.W. (1990): Magnitude of

effects of substrate particle size, recent flooding, and catchment development on benthic invertebrates in 88 New Zealand rivers. New Zealand Journal of Marine and Freshwater Research, Vol. 24, pp. 411-427.

Reice, S.R. (1980): The role of substratum in benthic macroinvertebrate microdistribution and litter decomposition in a woodland stream. Ecology, Vol. 61, No. 3, pp. 580-590.

Solimini, A.G., Benvenuti, A., D'Olimpio, R., De Cicco, M. and Carchini, G. (2001): Size structure of benthic invertebrate assmblages in a Mediterranean river. J. N. Am. Benthol. Soc, Vol. 20, No. 3, pp. 421-431.

Thorp, J.H. (1992): Linkage between islands and benthos in the Ohio River, with implications for riverine management. Canadian Journal of Fisheries and Aquatic Sciences, Vol. 49, pp. 1873-1882.

Vinson, M.R. and Hawkins, C.P. (1998): Biodiversity of stream insects: variation at local, basin, and regional scales. Annual reviews of Entomology, Vol. 43, pp.271-293.

Valásquez, S.M. and Miserendino, S.M. (2003): Habitat type and macroinvertebrate assemblages in low order Patagonian streams. Archiv für Hydrobiologie, Vol. 158, No. 4, pp.461-483.

Wallace, J.B. and Webster J.R. (1996): The role of macroinvertebrates in stream ecosystem function. Annual review of Entomology, 41: 115-139.

Ward, J.V. (1975): Bottom fauna-substrate relationships in a northern Colorado trout stream: 1945 and 1974. Ecology, Vol. 56, pp. 1429-1434.

Williams, D.D. and Mundie, J.H. (1978): Substrate size selection by stream invertebrates and the influence of sand. Limnology and Oceanography, Vol. 23, No. 5, pp. 1030-1033.

Wise, D.H. and Molles Jr., M.C. (1979): Colonization of artificial substrate by stream insects: influence of substrate size and diversity. Hydrobiologia, Vol. 65, pp. 69-74.

（論文受理日：2012年6月7日）

River Habitat Evaluation Using Sediment Load and Grain Size Distribution

Sohei KOBAYASHI and Yasuhiro TAKEMON

Synopsis

We reviewed the previous studies on substrate-invertebrate relationship to understand the important grain size for river ecosystem and to incorporate grain size in habitat evaluation. The peak of invertebrate abundance and taxonomic richness was most frequently reported for cobble-beds followed by boulder- and pebble-beds in swift-flowing environments. Since available space for invertebrates to colonize is largely determined by the amount of interstices, which are associated with grain size distribution, habitat evaluation based on the combination of grain sizes rather than a single representative grain size would be more appropriate.

Keywords: river, bed material size, benthic invertebrates, abundance, taxonomic richness

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

Integrated Models in the Lower Part of Chao-Phraya River Basin for an Early Flood Warning System

Supatchaya CHUANPONGPANICH(1), Kenji TANAKA,
Toshiharu KOJIRI and Phatcharasak ARLAI(2)

(1) Graduate School of Engineering, Kyoto University
(2) Research Center of Sustainable Water Resources and Disaster Mitigation Management, Nakhon Pathom Rajabhat University, Thailand

Synopsis

Chao-Phraya river basin is the most important river basin in Thailand that produces the main country products; therefore, flood can make loss to the national economy. In this study, the mathematical models have been applied to prepare flood information for an early flood warning system. HEC-RAS is applied for discharge and water level simulation in the main channel of Chao-Phraya River with unsteady state condition; consequently, it required data in the upstream, downstream and lateral boundary that can be estimated by Artificial Neural Networks (ANNs), Harmonic Analysis and Multiple Linear Regressions, respectively. HEC-RAS model calibration obtained 80% of correlation coefficient; besides, boundary data estimations can achieve the satisfied accuracy. Furthermore, the integrating of river flow model and boundary models obtained satisfied verification result during June to November, 2011. Thus, the integrated model can provide 4 days ahead of flood forecasting information.

Keywords: flood forecasting, Chao-Phraya, River flow model, integrating models

1. Introduction

Flood is a natural phenomenon of Chao-Phraya river basin because there are four sub-basins in the upper part and two huge dams that are influent to discharge in Chao-Phraya River. Therefore, flood forecasting information is necessary for dam operation planning and flood mitigation in this area. Although many researchers attempted to study about flood in this region, flood forecasting information still needs to improve the accuracy for a real time warning system. In 2000, Weesakul and Thammasittirong applied and developed AIT River Network model in the Chao-Phraya river delta with acceptable agreement flood forecasting results in 1980, 1983 and 1995. Moreover, HEC-RAS that is applied for river flow model in this study had been developed in Chao-Phraya River by Visutimeteegorn et al. (2007) and his study aimed to analyze the effects on the upstream flood inundation in 1995. Whereas, the historical flood magnitude in 2006 is higher than in 1980, 1983 and 1995; therefore, in this study, the data in 2006 were selected for model calibration to improve flood forecasting information. In addition, the model is verified with the data in 2011. Finally, the main objective of this study is providing and improving flood information for an early flood warning system.

2. Study area and Scope of work

Chao-Phraya river basin covers Thailand's land area of 20,125 sq.km and 372 km of length of Chao-Phraya river. It starts from the meet point of northern four sub-basin in Nakhon Sawan to the Gulf of Thailand in Samuth Prakarn. About 85% of the total runoff occurs in the months of July to December. Therefore, this period is used for model calibration.

HEC-RAS model is applied to simulate the flow in the channel of Chao-Phraya river to provide flood prediction information for an early flood warning system with unsteady state upstream and downstream boundary conditons. The upstream boundary of the model that is located at the meet point of northern four sub-basin (C.2) is estimated by ANNs model with back propagation method. The downstream boundary of the model is located at Fort Chula gaging station (C.54) at the river mouth just at the sea in the Gulf of Thailand. Because the water level at Fort Chula is influenced by the upstream of river discharge and the tidal wave from the sea, Harmonic Analysis method is applied at Fort Chula gaging station for prediction of water level at this gaging station. In addition, the lateral boundary of HEC-RAS model that is the flow from river branches (R.1, R.2, R.3, R.4 and R.5) are also added to the model. All boundary conditions are shown in Fig. 1. and the boundary condition information is shown in Table 1.

3. Theoretical consideration

In this study, the mathematical models that are written in the following information have been applied and integrated to prepare flood information for an early flood warning system.

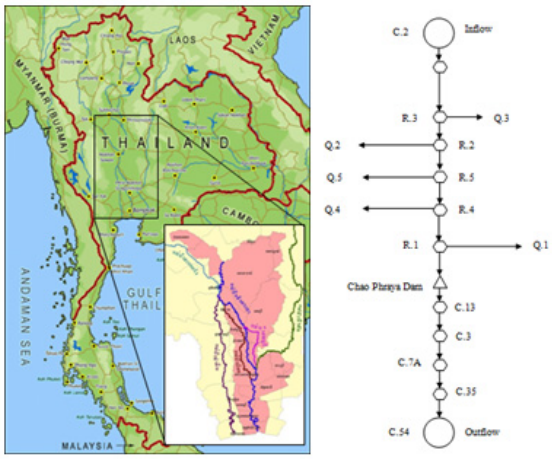


Fig. 1 Boundary condition of river flow model

3.1 River flow model

Hydrologic Engineering Center River Analysis system (HEC-RAS) model is referring to the theory of one-dimensional river analysis for steady flow water surface profile computations and unsteady flow simulation. In this study, the application of HEC-RAS model is based on unsteady flow simulation which can be explained by two main equations.

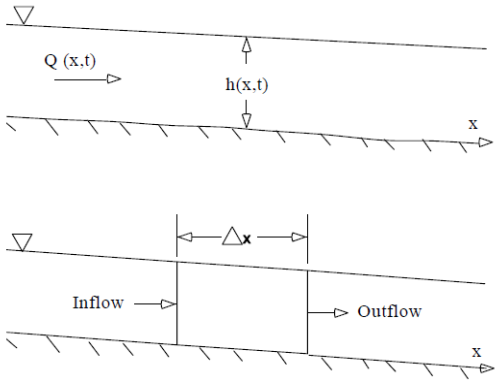


Fig. 2 Elementary control volume

Table 1 Boundary condition information

Sta.	*River*	*Name*	*Boundary Condition*
C.2	Chao-Phraya	Nakhonsawan	Discharge
C.54	Chao-Phraya	Fort Chula	Water level
Dam	Chao-Phraya	CH dam	Controlled gates
R.1	Chainat-Ayutthaya	Maharat	Water level
R.2	Makhamtao-Uthong	M-U	Water level
R.3	Chainat-Pasak	Manorom	Water level
R.4	Noi	Boromatad	Water level
R.5	Tachean	Poltep	Water level

(1) Continuity equation

The elementary consideration of control volume is shown in Fig. 2. The distance *x* is measured along the channel. At the midpoint of the control volume the flow and total flow area are denoted *Q(x,t)* and *AT*, respectively. The total flow area is the sum of active area *A* and off-channel storage area *S*. The continuity equation can be written as equation 1.

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial S}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}-q_1=0 \qquad (1)$$

Where *x* is distance along the channel, *t* is time, *Q* is flow, *A* is cross-sectional area, *S* is storage from non-conveying portions of cross section and q_1 is lateral inflow per unit distance.

(2) Momentum equation

The momentum equation states as shown in equation 2, the rate of change in momentum is equal to the external forces acting on the system for a single channel.

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial (VQ)}{\partial x}+gA\left(\frac{\partial z}{\partial x}+S_f\right)=0 \qquad (2)$$

Where *g* is acceleration of gravity,is S_f friction slope and *V* is velocity.

3.2 ANNs

Artificial Neural Network (ANNs) is an information processing model that is stimulated by the biological nervous systems. The processes of ANNs back propagation method are shown in Fig.3 for upstream discharge forecasting.

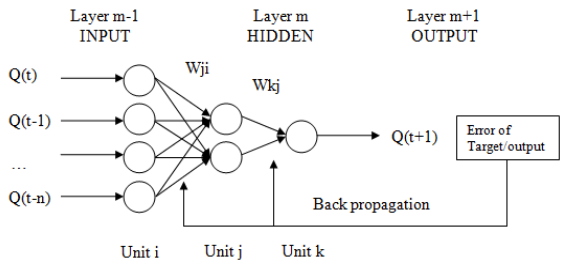


Fig. 3 ANNs Back Propagation Method

For this method, there are two main steps that are forward pass and backward pass. Firstly, data will be normalized for converting all in the same unit. Defining parameters, learning rate range should be 0.1-0.3, momentum rate range should be 0.1-0.5 and the selected activation function is sigmoid function. Also, weighting inputs random initialization should be -1 to 1. Secondly, the model running will use an error from forward pass for adjusting the new weight in backward pass, and the new weight will be used in the new forward pass iteration until the calculation reaches to the stopping criteria with 10,000 iterations that are enough to obtain the minimum error.

3.3 Tide analysis

The tide analysis that is called Harmonic Analysis purposes to determine the amplitude and phase (tidal harmonic constants) of the individual cosine waves. The partial tide corresponding to a single tidal constituent is represented by the following equations,

$$\eta_r(t)=a_0+\sum_{i=1}^{N}a_i\sin\left[\frac{2\pi t}{T_i}+\delta_i\right] \qquad (3)$$

where *a* is the mean sea level, *N* is the total number of constituents a_i, δ_i and T_i are the amplitude, phase and period of the i^{th} constituent. The values of a_0, a_i, δ_i can be determined for each corresponding values of T_i using the information that are obtained from tidal records.

3.4 Linear regression analysis

Regression analysis is a statistical technique that efforts the relationship between two or more variables using a straight line. The variables are Criterion Variable (*Y*) and Predictor Variable (*X*). For the river branch data, there are two predictor variables from rainfall and water level relate to one criteria variable; therefore, the multiple linear regression method has been applied in this model. It can be written in the mathematical equation as;

$$Y=\beta_0+\beta_1X_1+\beta_2X_2+\ldots+\beta_nX_n+\varepsilon \qquad (4)$$

where intercept and coefficients, $\beta_0,\beta_1,\beta_2,\ldots,\beta_n$

can be estimated by least squares method, and ε is an error. In the least-squares model, the best-fitting line for the observed data is calculated by minimizing the sum of the squares of the vertical deviations from each data point to the line. The residuals, ε are the difference between the observed and fitted values; hence, the sum of the residuals is equal to zero.

3.5 Statistical evaluations

The statistical evaluation functions can evaluate the calibrated and forecasted accuracy. They can perform the reliability of flood information which is simulated by integrating models for an early flood warning systems. Therefore, there are three kinds of statistical functions that have been calculated in this study to evaluate the accuracy of models.

(1) Correlation coefficient (r)

The correlation coefficient is a measure how well the relationship between two variables of the predicted values and actual values. The correlation coefficient is a number between 0 and 1. If there is no relationship between the predicted values and the actual values the correlation coefficient is 0. The correlation coefficient equation is shown in the equation 5.

$$r = \frac{\sum_{i=1}^{N}(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^{n}(y_i - \bar{y})^2}} \tag{5}$$

(2) Mean Absolute Error (MAE)

Mean Absolute Error is an average of the difference between an estimated value and observed value to evaluate the simulated data, without considering their direction. It measures accuracy for continuous variables. The formula of this calculation is shown in equation 6.

$$MAE = \frac{\sum_{i=1}^{N}|X - Y|}{N} \tag{6}$$

(3) Root Mean Square Error (RMSE)

Root mean square error (RMSE) is an error measure from the differences between values predicted by a model or an estimator and the observed values. The RMSE equation is shown in equation 7.

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}(Y - X)^2} \tag{7}$$

(4) Efficiency Index (EI)

The efficiency index is a ratio between calculated value and observed value. The efficiency index equation is shown in Eq. 8.

$$EI = \frac{\sum_{i=1}^{N}(X - \overline{X})^2 - \sum_{i=1}^{N}(X - Y)^2}{\sum_{i=1}^{N}(X - \overline{X})^2} \tag{8}$$

Where X is measured value, $\overline{X}$ is average of measured value, Y is calculated value, $\overline{Y}$ is average calculated value and N is number of data.

4. Results

HEC-RAS model is applied for the river flow simulation in the main channel to provide flood forecasting information to an early flood warning system with unsteady state condition and it needs some boundary data in the upstream, downstream and lateral flow from river branches. Hence, ANNs, Multiple Linear Regression and Harmonic Analysis are applied for estimating upstream discharge, river branch water level and downstream water level.

4.1 HEC-RAS

There are two parts of calibration that are parameter calibration and inline structure water release calibration.

(1) Parameter calibration

Before HEC-RAS is ready for flood forecasting, model is needed to calibrate the water level. There are five parameters have been calibrated that are Manning's n roughness coefficient in main channel, Manning's n roughness coefficient in floodplain, Free flow discharge coefficient, Submerge flow discharge coefficient and Discharge coefficient when the gate opening exceeding the flow subscribed by c_w, n_r, n_f, c_f and c_s The typical parameter values are recommended by

Visutimeteegorn (2006) as shown in Table 2. Finally, the statistical evaluations of parameter calibration are 0.68m of RMSE and 90% of EI. Also, the correlation coefficient is about 80%. Thus the model can be estimated an accurate water level and the results of water level are shown in Fig. 5 - Fig. 10 and the gage locations are shown in Fig. 4.

Table 2 The selected typical parameter values

Parameter	*Typical Value*	*Range*	*Reference*
n_r	0.025	0.025-0.060	
n_f	0.055	0.035-0.160	
c_f	0.5	0.4-0.8	
c_s	0.6	0.6-0.8	
c_w	0.6	0.6-0.8	US Army (2010)

Fig. 4 The gage location of calibrated results

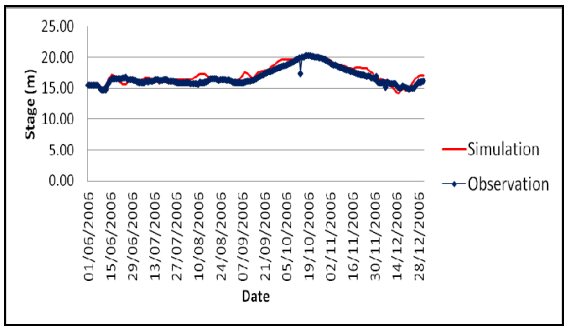


Fig. 5 Calibrated result at Manorom

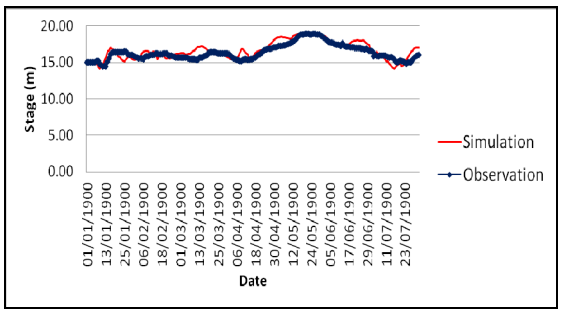


Fig. 6 Calibrated result at Makhamtao-Uthong

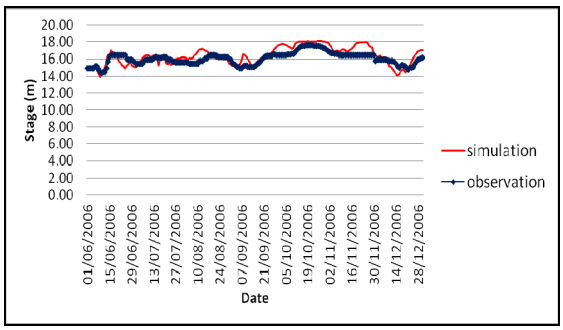


Fig. 7 Calibrated result at Maharat

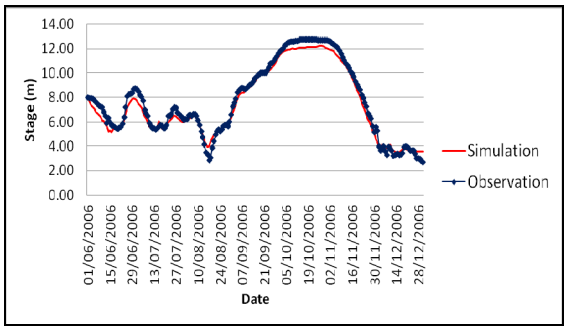


Fig. 8 Calibrated result at Ban Bangpudsa

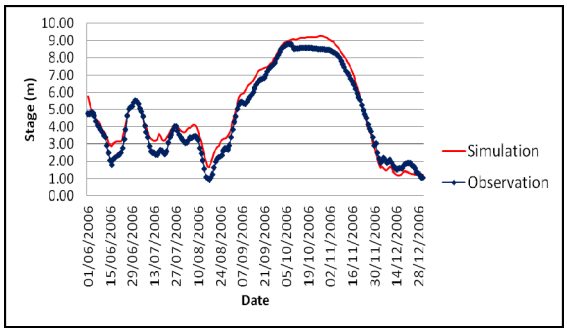


Fig. 9 Calibrated result at Ban Bangkaew

(2) Inline structure calibration

There is the inline structure, Chao-Phraya dam that is located at the Chao-Phraya River. It has 16 radial gate openings with 7.50m height and 12.50m

width. The maximum water release is about 3,300 CMS; however, it is controlled to release only

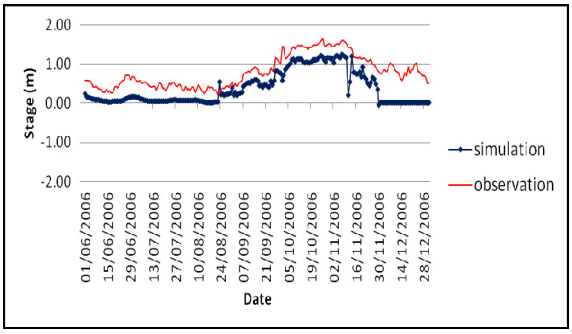


Fig. 10 Calibrated result at Memorial Bridge

2,500 CMS for protecting the effect in downstream areas. Also, the different water level between upstream and downstream should not be exceeded 10m.

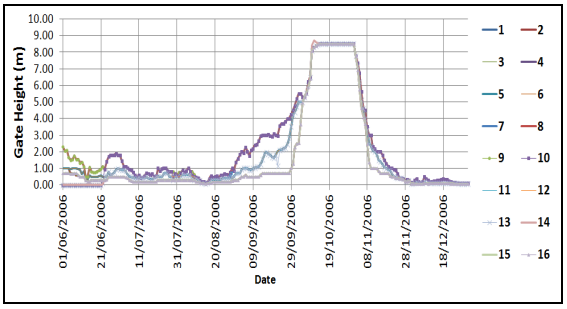


Fig. 11 Chao-Phraya dam gate operation graph

Referring to the historical data in Fig. 11 of the flood control period during June to December, 2006, the model assumed that the gate is automatic controlled. The open rate of 16 dam gates is specified from the positive slope of dam gate operation graph; while, the negative slope of the graphs are shown the close rate of dam gates. Moreover, each gate has the different maximum and minimum opening operation. Finally, the gate control rules are added to inline structure part of HEC-RAS model to simulate the water level for flood warning system. The result of water release calibration from the downstream of Chao-Phraya dam station (C.13) by using the specified control rules from the historical data is shown in Fig. 12. When the observed data and simulated data are compared by statistical evaluation equation; therefore, MAE is 0.617m and EI is 94%. Thus, the results can be acceptable.

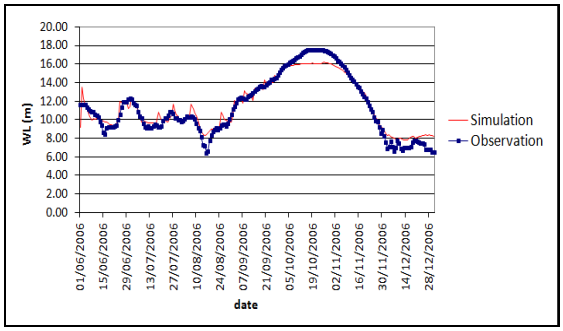


Fig. 12 Calibration result at Chao-Phraya dam station (C.13)

4.2 Upstream boundary data estimation

Chao-Phraya collects discharge from four upper sub-basins, with two of them influenced significantly by the two huge reservoirs Bhumibhol and Sirikit, setting up the proper upper boundary conditions for a numerical river flow model for the purpose of establishing an early flood warning system for the downstream reaches of the Chao-Phraya river is not an easy effort. Therefore, Artificial Neural Networks (ANNs) is applied to

Table 3 Different training cases of ANNs

case	***runoff station (input)***								***output***
	D.2 (t-4)	D.1 (t-3)	W.4A (t-3)	P.7A (t-2)	Y.17 (t-2)	N.5A (t-2)	N.67 (t-1)	P.17 (t-1)	C.2 (t)
1	O	O	O	O	O	O	O	O	O
2	O	O	X	X	X	X	O	O	O
3	O	O	O	X	O	X	O	O	O
4	O	O	O	O	O	O	X	X	O
5	X	X	O	O	O	O	O	O	O
6	X	X	O	O	O	O	X	X	O

Note: O used, X non-used

estimate the appropriate upstream river discharge for use in the upper boundary condition of the integrated river flow model.

The upstream river discharge estimation has been done with the data from June to December, 2006 by ANNs model. There are six training cases with the different travel time from the station to C.2 as shown in Table 3 and the gage station locations are shown in Fig. 13. The best result of ANNs training process is in case 3 with 6 nodes of river discharge input data from Bhumibhol dam (D.1), Sirikit dam (D.2), W.4A, Y.17, N.67 and P.17 gage stations. The number of hidden node in hidden layer is 6 nodes, and the number of node in output layer is 1 node from gage station C.2. The statistical evaluation results of this network are 99% of Efficiency Index and 55.952 of Root Mean Square Error. Therefore, this network is selected for runoff forecasting in the upper boundary condition of HEC-RAS model.

After the suitable network is obtained the selected network will be set for river discharge forecasting as shown in Table 4. Lastly, the trend of forecasted accuracy is reducing for the next time step as shown in Table 5. In addition, ANN network 7-14-1 means the number of input node in input layer is 7 nodes, the number of hidden node in hidden layer is 14 nodes and the number of output in output layer is 1 node.

Table 5 Forecasting results

day	*ANN* **Network**	*EI%*	*MAE (cms)*	*RMSE*
t+1	7-14-1	99	29.93	92.56
t+2	8-16-1	98	150.13	327.58
t+3	9-18-1	93	272.15	579.25
t+4	10-20-1	91	334.52	652.75

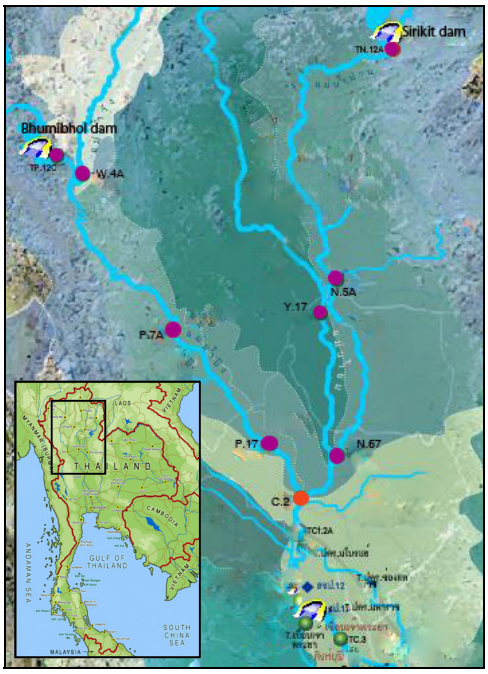


Fig. 13 Runoff stations for ANNs

4.3 Downstream boundary data estimation

The downstream boundary of the model is located at Fort Chula gaging station at the river mouth just at the sea in the Gulf of Thailand. The water level at Fort Chula is influenced by the upstream of river discharge and the tidal wave from the sea. Therefore, Harmonic Analysis method is applied at Fort Chula gaging station for estimation of water level at this gaging station. In this analysis, the number of constituents and the tidal length records are determined to achieve the best tidal forecasting for 7 days ahead in 2006. The number of harmonic analysis constituents varies from 4 to 8 constituents and the record length varies from 7 to 80 days. Therefore, Fig. 14 shows the comparison of Root Mean Square Error

Table 4 River discharge forecasting by ANNs

Forecasting date	***runoff station (input)***										
	D.2 (t-4)	D.1 (t-3)	W.4A (t-3)	Y.17 (t-2)	N.67 (t-1)	P.17 (t-1)	C.2 (t)	C.2 (t+1)	C.2 (t+2)	C.2 (t+3)	C.2 (t+4)
1	O	O	O	O	O	O	O	result			
2	O	O	O	O	O	O	O	O	result		
3	O	O	O	O	O	O	O	O	O	result	
4	O	O	O	O	O	O	O	O	O	O	result

(RMSE) of Harmonic Analysis for various record length and number of constituents. The comparison of Root Mean Square Error (RMSE) and Efficiency Index (EI) of

Harmonic Analysis at Fort Chula station, the result of 4 constituents (N=4) for 35 days record length showed the smallest RMSE and highest EI, 0.178m and 96%, respectively.

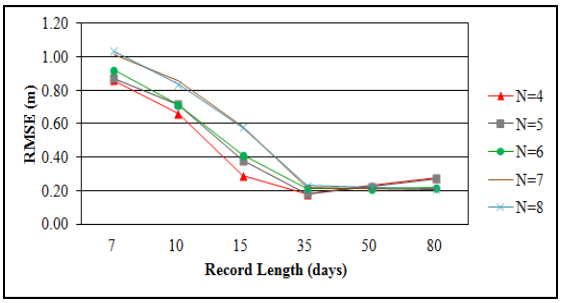


Fig. 14 RMSE comparison of Harmonic Analysis at Fort Chula in 2006

Furthermore, harmonic analysis of water level in the Gulf of Thailand is based on the four main tide constituents that are:

(1) Principal lunar *M2* with a period of 12.4206 hours.

(2) Principal solar *S2* with a period of 12.0000 hours.

(3) Luni-solar declinational *K1* with a period of 23.9346 hours.

(4) Large lunar declinational *O1* with a period of 25.8194 hours.

All principle constituents are explained in the appendix. Finally, the forecasting evaluation of various day ahead, the seven days ahead forecasting is obtained with satisfactory results. Therefore, this harmonic model shows a forecast of hourly tidal data for 7days ahead with 87% of EI as shown in Fig. 15. The longer period ahead of prediction or forecasting shows increasing error of forecast especially at the peaks and troughs of the tidal fluctuation.

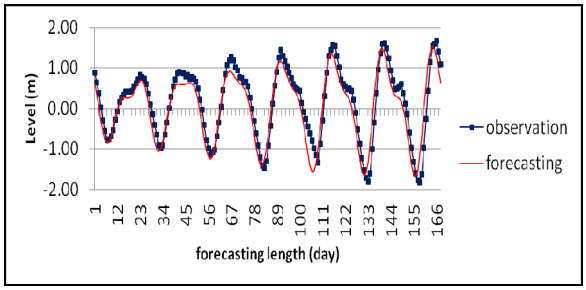


Fig. 15 Results of tidal level forecasting

4.4 Lateral boundary data estimation

The lateral boundary data or river branch data of river flow model are controlled by regulator which connects to the main river channel. Therefore, Linear Regression method is applied for the lateral boundary data estimation to estimate the river branches water level. The linear regression equations are defined from multiple regressions with two predictors from upstream water level of a regulator and rainfall from the nearest rain gage stations to estimate downstream water level of each river branch regulator. The estimated water level evaluations of the river branch are shown in Table 6. The average correlation coefficient of five river branches is 73% and the results of estimated water level are shown in Fig. 16 – Fig. 20.

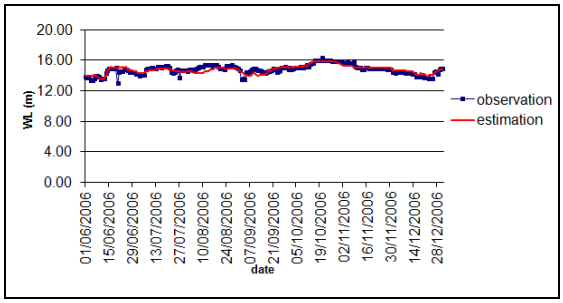


Fig. 16 The estimation results at R.1

Table 6 Water level estimation in the river branch results

Sta.	*River*	*Name*	*r*	*MAE*
R.1	Chainat-Ayutthaya	Maharat	0.81	0.368
R.2	Makhamtao-Uthong	M-U	0.78	0.284
R.3	Chainat-Pasak	Manorom	0.68	0.476
R.4	Noi	Boromatad	0.70	1.049
R.5	Tachean	Poltep	0.66	0.702

5. Model verification

The verification of river flow model has been done during June to November, 2011. The results are shown in Fig. 21 with 1.026m of RMSE and 94% of correlation coefficient at Ban Bangpudsa station (C.3). In the figure, the simulated flood duration shift from observation 4 days, and it starts from 10th October until 8th November, 2011; whereas, the observed flood duration is 6th September to 14th November, 2011.

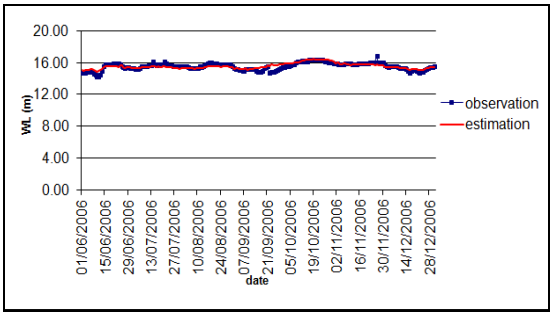


Fig. 17 The estimation results at R.2

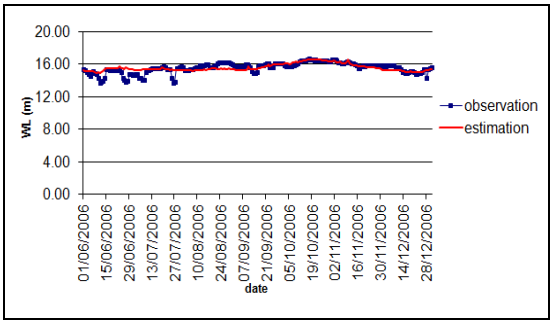


Fig. 18 The estimation results at R.3

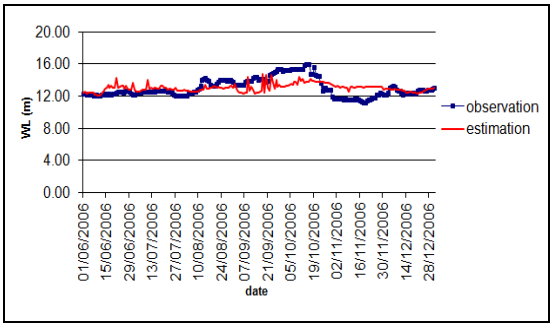


Fig. 19 The estimation results at R.4

Also, there is small flood in the simulation of Fig. 22, and the flood peak is different from observed stage 0.40m at Ban Bankaew station (C.7A) with 0.353m of RMSE and 97% of correlation coefficient.

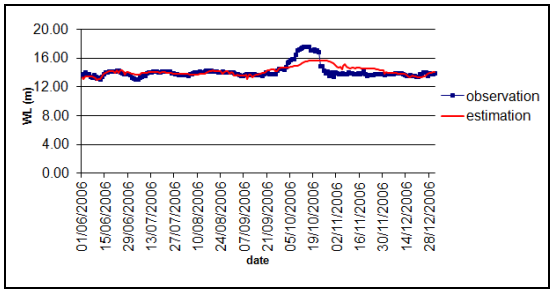


Fig. 20 The estimation results at R.5

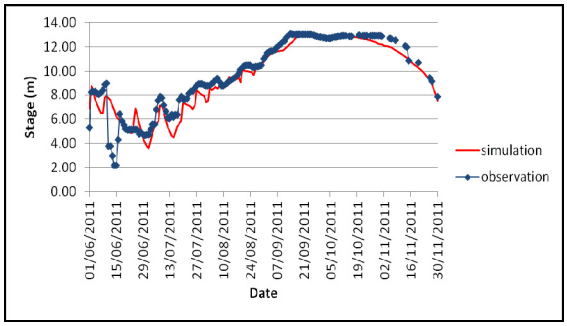


Fig. 21 Verification results at C.3

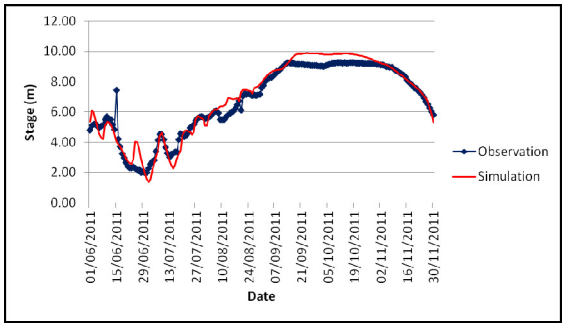


Fig. 22 Verification results at C.7A

6. Flood forecasting

The estimated boundary data models and HEC-RAS are integrated to forecast the water level in the Chao-Phraya River for 4 days ahead, and the observed rainfall data are utilized for the integrated model. For the real time warning system, it provides the daily forecasted information and the evaluations of forecasted results are shown in Fig. 23 - Fig. 30. The correlation coefficient of water level itself in the main channel stations which are C.7A and C.35 can obtain fairly accuracies as shown in table 7. Moreover, the evaluation of correlation coefficient by evaluate in terms of

"change from initial value" that is subscribed by Δ(t+n), can obtain the fairly accuracy as shown in table 8. Thus, the trend of forecasting accuracy is decreasing when the time step is increasing. For the comparison of forecasting results and observation results are changing by different seasons. In the start of rainy season during August to September, the change of water level forecasting is much fluctuated. Furthermore, the water level during rainy season, September to October is under estimated (negative deviation values) in time step t+1 (one day ahead forecasting); in contrast, next time steps from one day ahead are almost over estimated (positive deviation values). Especially, during the peak of flow at the middle of October, the trend of forecasting is increasing when the time step is increasing. The reason is the travel time in the model might be later than in the real situation. Then, the model should be adjusted for the suitable time step of forecasting. Thus, improvement of accuracy and extension of forecasting time should be developed in the future work.

Table 7 The correlation coefficient of water level

station	correlation coefficient			
	t+1	t+2	t+3	t+4
C.7A	0.989	0.969	0.959	0.952
C.35	0.975	0.962	0.950	0.935

Table 8 The correlation coefficient by change from initial value

station	correlation coefficient			
	Δ(t+1)	Δ(t+2)	Δ(t+3)	Δ(t+4)
C.7A	0.758	0.665	0.610	0.540
C.35	0.629	0.611	0.564	0.500

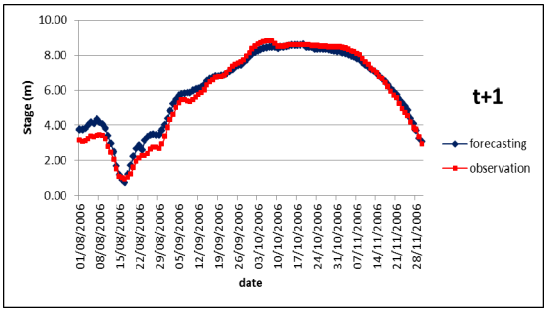


Fig. 23 Forecasting result of C.7A at time t+1

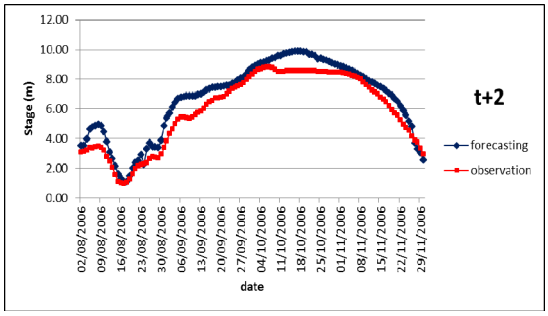


Fig. 24 Forecasting result of C.7A at time t+2

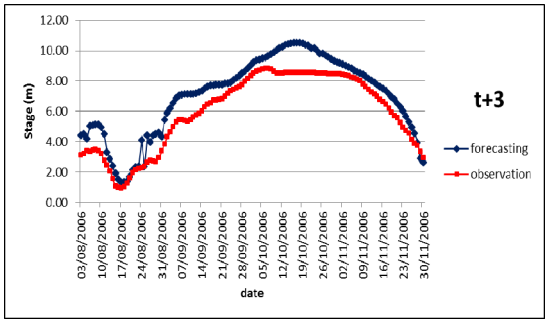


Fig. 25 Forecasting result of C.7A at time t+3

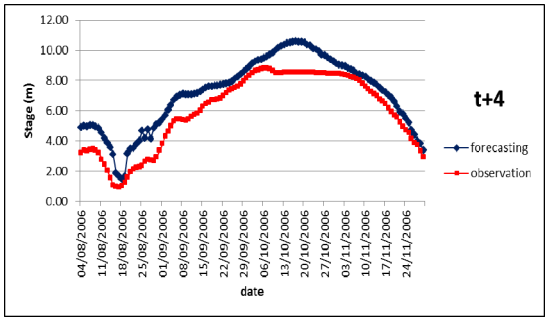


Fig. 26 Forecasting result of C.7A at time t+4

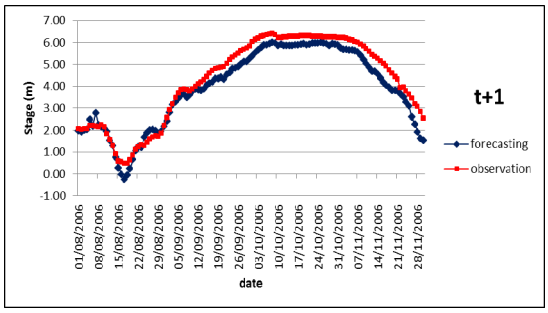


Fig. 27 Forecasting result of C.35 at time t+1

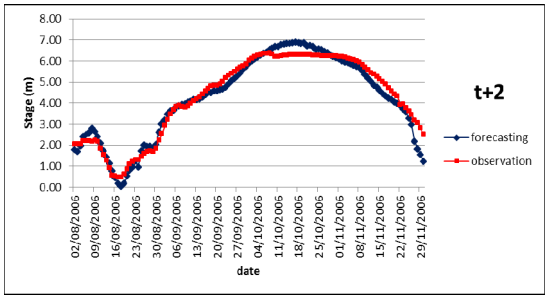


Fig. 28 Forecasting result of C.35 at time t+2

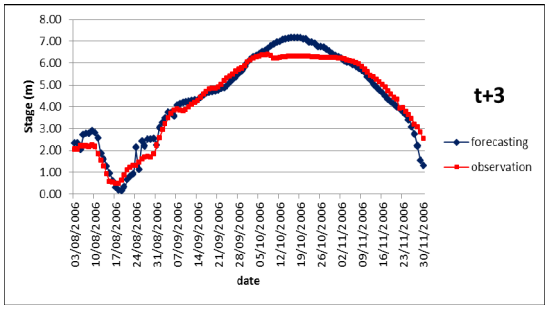


Fig. 29 Forecasting result of C.35 at time t+3

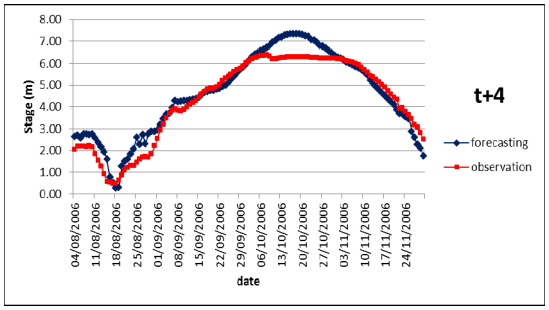


Fig. 30 Forecasting result of C.35 at time t+4

7. Early flood warning system

The flood inundation information can predict the flood magnitude from water which exceeds the river capacity. Chao-Phraya river basin always flood because of overbank flow; especially, the critical part of Chao-Phraya River mainly in a storm season. Finally, an early flood warning system can monitor the flood duration and magnitude; however, it needs to improve for more reliable flood information. Therefore, an early flood warning system procedure is shown in Fig. 31.

From Fig. 32, the capacity of Chao-Phraya River at Chao-Phraya dam downstream station (C.13) is about 2,900cms; meanwhile, the maximum discharge is 4,188cms in October 19th, 2006. Therefore, an observed maximum flood inundation volume in 2006 is 1,759MCM (Fig. 33) during October 5th to November 4th, 2006.

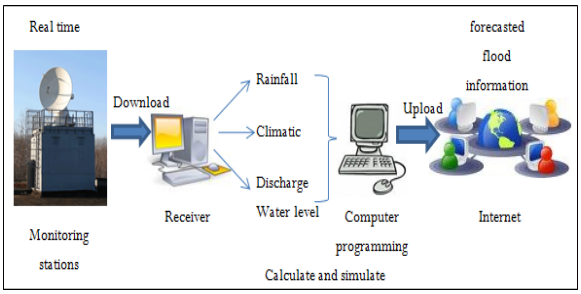


Fig. 31 An early flood warning system

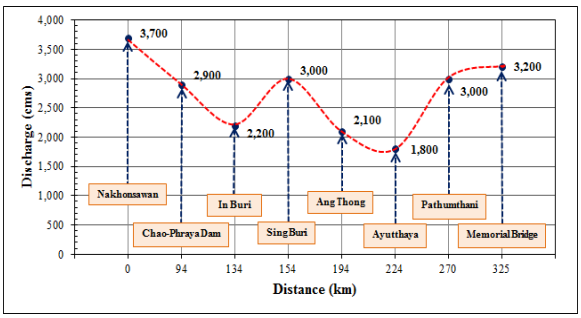


Fig. 32 Capacity of Chao-Phraya River (Source: Ang Thong Irrigation Project)

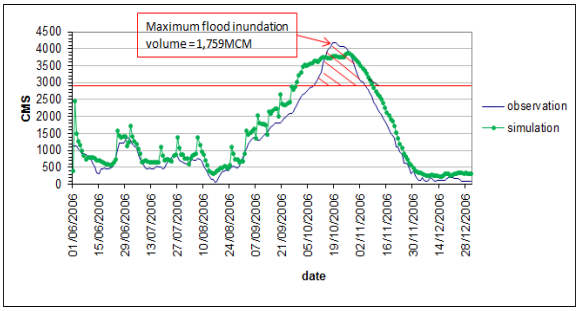


Fig. 33 Observed discharge at C.13

For the simulated data in 2006, the maximum discharge is 3,874cms in October 26th, 2006. September 29th to November 8th, 2006 is the flood duration that discharge exceeded the river capacity. The simulation of river discharge in 2006 showed the maximum discharge is under estimating comparing with the observed data about 7% and the simulation of flood duration is longer than observation. Finally, an early flood warning system can monitor the flood duration and magnitude; however, it needs to improve for more reliable

flood information.

8. Conclusions

The statistical evaluation of river flow model calibration and boundary estimation in the upstream by ANNs and downstream by Harmonic Analysis are satisfactory. However, the Multiple Linear Regression can estimate the fairly satisfied accuracy of water level in the river branches. Moreover, the trend of flood forecasting by integrated model is changing by seasonal and the accuracy is decreasing when the time step is increasing. The integrated model still needs to improve the accuracy and extend the time of forecasting information. Therefore, the future plan of the study will use the forecasted rainfall data from the coupling model of land surface process and cloud resolving storm simulator, namely CReSiBUC model to improve the accuracy of flood information and extend the time of forecasting. Finally, the reliable flood information will be monitored on the real time flood warning system of Nakhon Pathom Rajabhat University server.

Acknowledgements

The authors are grateful to Water Resources Research Center (WRRC) of Kyoto University and Research Center of Sustainable Water Resources and Disaster Mitigation Management (RCSWM) of Nakhon Pathom Rajabhat University for cooperation to develop an early flood warning system, Global Center of Education (GCOE) and Research on Human Security Engineering for Asian Megacities (HSE) of Kyoto University for field trip financial supporting, Asian Institute of Technology (AIT) for the Harmonic Analysis program and data supporting; and also to Royal Irrigation Department (RID) and Thai Meteorological Department (TMD) for data supporting.

References

Defant, A. (1961). Physical oceanography, Vol. 2, Pergamon Press, New York.

US Army Corps of Engineers. (2010). HEC-RAS River Analysis System; User's Manual version 4.1. From http://www.hec.usace.army.mil/.

Visutimeteegorn, S., et al. (2007). Effects on the upstream flood inundation caused from the operation of Chao Phraya Dam. Songklanakarin Journal. Sci. Technol, Vol. 29, No.6, pp.85-98.

Weesakul, S., Thammasittirong, S. (2000). Operational Flood Forecasting for Chao Phraya River Delta, the Chao Phraya Delta: Historical Development, Dynamics and Challenges of Thailand's Rice Bowl, pp. 267-270.

Appendix

Table A1 Principal tidal constituents (Defant, 1961)

Name	Symbol	Period (hr)
Luni-solar diurnal	K_1	23.9346
Principal lunar diurnal	O_1	25.8194
Principal lunar	M_2	12.4206
Principal solar	S_2	12.0000
Larger lunar elliptic	N_2	12.6582
Luni-solar semidiurnal	K_2	11.9673
Larger lunar evectional	ν_2	12.6258
Variational	μ_2	12.8719
Smaller solar elliptic	L_2	12.1918
Larger solar elliptic	T_2	12.0164
Lunar elliptic second order	$2N_2$	12.9055
Smaller lunar evectional	λ_2	12.2216
Principal solar diurnal	P_1	24.0658
Larger lunar elliptic	Q_1	26.8677

(Received June 7, 2012)

洪水早期警報システムのためのチャオプラヤ川下流域統合モデル

Supatchaya CHUANPONGPANICH[(1)]・田中賢治・小尻利治・Phatcharasak ARLAI[(2)]

[(1)]京都大学大学院工学研究科
[(2)] タイ国ナコンパトムラジャパット大学持続可能水資源および減災管理研究センター

要　旨

チャオプラヤ川流域は国内生産の大部分を生み出すタイ国で最も重要な流域であるため，チャオプラヤ川の洪水はタイ国の経済に多大な損失をもたらす。本研究では，早期洪水警報のための洪水予測情報を提供するために，数値モデルが適用された。非定常流条件でHEC-RASがチャオプラヤ川本川の洪水流計算に適用される。この結果、上流端、下流端，側方流の境界条件が必要となるが，これらはそれぞれANN，調和解析，多重線形回帰により推定される。河道のパラメータ，河道内流量調整施設（チャオプラヤダム）のキャリブレーションにおいて，相関係数が0.8以上，境界条件の推定精度も相関係数90%以上が達成された。さらに本モデルを2011年の洪水に適用したところ，1日先，2日先，3日先予測でそれぞれ98%,96%,95%の精度が得られた。

キーワード：洪水予測，チャオプラヤ川，河道流モデル，統合モデル

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

The Effect of End-sill Geometry on Functionality of In-ground Stilling Basin

M. MESHKATI SHAHMIRZADI(1), Tetsuya SUMI and Sameh KANTOUSH(2)

(1) Graduate School of Engineering
(2) German University in Cairo, Egypt

Synopsis

In practice, design of stilling basin downstream of Flood Mitigation Dams (FMDs) is still facing several problems such as blockage of sediment passage and fish migration; and thus, it is necessary to improve its design. In this paper a new concept of stilling basin for FMDs is introduced; called In-ground Stilling Basin (ISB). Present study mainly focuses on experimental investigation on end-sill geometry at the end downstream of ISB. As results, several unique outcomes of experimental investigations have been obtained to improve the performances of FMDs as well as facilitate the fish and sediment passage.

Keywords: flood mitigation dam, stilling basin, bottom outlet, end-sill.

1. Introduction

Recently, huge floods have been experienced worldwide more often than the past and it causes severe losses and damages for human being properties and civilization. Thus, developing innovative strategies is vital for protection of urban area against the massive floods. One of the well-known constructive flood control measures is Flood Mitigation Dam (FMD) which attracted much attention over past decades. FMD is defined as a dam devoted only to flood retention and retardation which its storage volume is completely dry except for a few weeks per century, while in case of flood events the flood flow can be stored temporary its inside and gradually discharge out through its gateless bottom outlet (Lempérière, 2006).

In practice, FMD's design is still facing to several problems; and need more investigation in order to improve its design. In particular, design of stilling basin at the downstream of FMDs required to be modified. Stilling basin (SB) is a hydraulic structure aimed to dissipate the excess energy of flow and prevent the undesirable scouring at its downstream area by inducing hydraulic jump. Truncate of hydraulic jump within a limited area is not simply achievable, unless utilizing appurtenances such as fully width (continuous) end-sill with an adequate height to compact the jump, resulting in reduction of SB length and an economical design. But it should take in to account that, a fully width end-sill can negatively disrupt the fish migration and sediment transport in river system. Then, presence of fully width end-sill creates the contradictory goals for SBs.

In this paper, a new concept of SB for FMDs is introduced; called In-ground Stilling Basin (ISB). ISB can be defined as a non-prismatic SB with a sudden transversal enlargement combined with a vertical abrupt drop at its upstream end where the bottom outlet of FMD is located. A positive step (an abrupt rise) at ISB's downstream end, also, has been added to its geometry. The height of positive step is exactly equal to abrupt drop, so that it

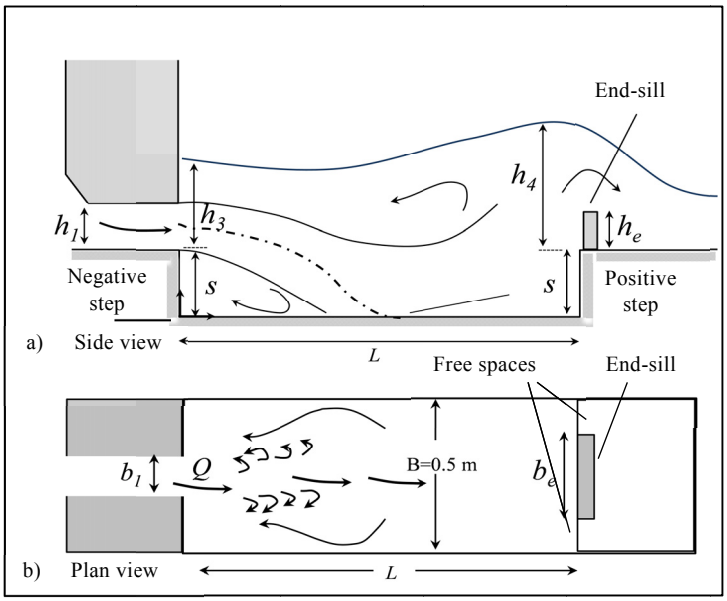


Fig. 1 The schematic side and plan view of ISB downstream of FMD.

Creates an empty drop box below FMD, similar to the shape of an elongated pool. A slit-type end-sill, optionally, can also be added above the positive step as means of insuring the formation of jump and control its position within ISB. The slit-type end-sill is similar to fully width (continuous) end-sill with a tiny difference as it has two free spaces at the lateral sides which may positively facilitates the fish migration and sediment passing. The schematic view of the ISB and the hydraulic parameters tested are shown in Fig. 1. Either considering only positive step at the downstream end of ISB or its combination with slit-type end-sill are intended to force the hydraulic jump within ISB's apron without the assistance of tail-water depth downstream. Present research, thus, can be considered as a subset of forced hydraulic jump studies.

2. Background

Extensive experimental studies have been devoted to the study of hydraulic jumps in non-prismatic stilling basin which can be classified into three main categories as: hydraulic jump in case of only sudden enlargement in the flume width (Rajaratnam and Subramanya, 1968; Bremen and Hager, 1994; Ohtsu et al., 1999; Zare and Doering, 2011), only abrupt drop at the bed (Rajaratnam and Ortiz, 1977; Hager and Bretz, 1986; Kawagushi and Hager, 1990; Ohtsu and Yasuda, 1991; Hotchkiss and Larson, 2005), and combination of both sudden enlargement and abrupt drop (Katakam and Rama, 1996; Frerri and Nasello, 2002) whose commonly used in the reality. The majority of above-mentioned studies have focused on the details description on hydraulic characteristics of jump as well as prediction of sequent depth. Literature review evince that a few number of papers concern the combination of abrupt drop and sudden enlargement simultaneously. Katakam and Rama (1996), expand an analytical and experimental study of the hydraulic jump in stilling basin with abrupt drop and sudden enlargement. They found that the required tail-water level to ensure the hydraulic jump within stilling basin can be reduced by combining the sudden enlargement and abrupt drop. They introduce the most common feature of hydraulic jump in case of simultaneously abrupt drop and sudden enlargement; called spatial B-jump which has relatively higher energy loss compared to either the special jump or B-jump. Frerri and Nasello (2002), provide qualitative physical explanations on sequence of different hydraulic jumps below abrupt drop combined with sudden enlargement as tail-water depth increases. They stated that, hydraulic jumps at a drop combined with sudden enlargement present very

different and complex characteristics whose overall characteristics at time are mainly referable to those of drop only, at other times to those of enlargement only, while yet other times the jumps just have autonomous characteristics. Additionally, they emphasize on necessity of specific experimental investigation for each type of hydraulic jump that can occur in order to design of structure.

There are some differences between the present study and exist studies in the literature. First, the approach supercritical flow after discharging out through the bottom outlet was plunged into the ISB pool (drop box) and then was encountered to a positive step as well as an end-sill at the downstream end. Second, there was no adjustment for tail-water depth at further downstream of ISB. Third, the combination of positive step and the slit-type end-sill have not been examined yet.

Present study experimentally evaluates the functionality of in-ground stilling basin (ISB) as an alternative of conventional stilling basin on energy dissipation of high velocity flow exiting from the FMD's bottom outlet. Particular motivation during study was to solve the problem of fish and sediment passages disruption in conventional stilling basin design. Additionally, functionality assessment of ISB for residency of aquatic animals as a desire habitat was one of the other interest point in current research. Thus, an extended series of experiments were carried out to obtain the optimum ISB geometry (length and depth) as well as the necessary end-sill geometry (height and width) that would force and stabilize hydraulic jump for given discharge and bottom outlet dimension. Proposing a new design procedure by using the successful test outcomes is the ultimate goal of this experimental investigation which it should be valuable for practicing engineers.

3. Experimental investigation

3.1 Definition of main governing parameters

Fig. 2 shows the schematic side and plan views of the constructed model at Disaster Prevention Research Institute of Kyoto University (Japan) including the main hydraulic parameters involved in this study. Functionality of an ISB can be discussed in two different aspects, hydraulic functionality (*HF*) and ecological functionality (*EF*). To evaluate the hydraulic functionality of an ISB different hydraulic criterion can be utilized i.e. velocity reduction along the ISB, energy dissipation within ISB, water level fluctuation inside the ISB and flow condition downstream of ISB. Based on the literature review and preliminary experiments, it was found that the hydraulic functionality (*HF*) of ISB may depend on the following parameters: the outlet velocity at the bottom outlet exit (U_0), the bottom outlet width (b), the bottom outlet height (h_1), the drop height or in other words, step depth (s), the ISB width (B), the ISB length (L), the sequent depth (h_4), the end-sill height (h_e), the end-sill width (b_e), the water density (ρ_w) and the gravitational acceleration (g):

$$HF = f(U_0, b, h_1, s, B, L, h_4, h_e, b_e, \rho_w, g) \qquad (1)$$

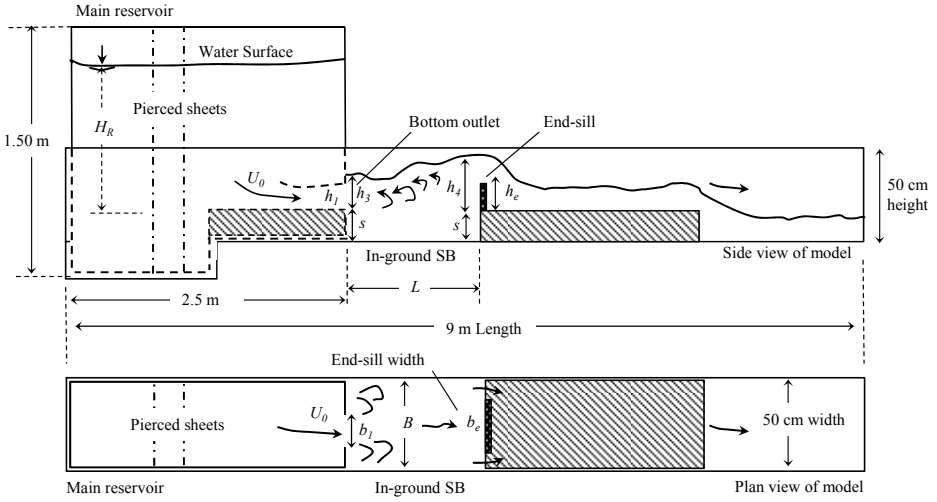


Fig. 2 The schematic side and plan view (not to scale) of experimental setup.

The relative hydraulic functionality (RHF) can be written as a function of eight dimensionless parameters as below:

$$RHF = f(Fr, Y, Y_3, \gamma, S, \delta, \alpha, \beta) \quad (2)$$

where Fr is the Froude number at the bottom outlet exit, Y is the ratio of sequent depth to the bottom outlet height h_4/h_1, Y_3 is the degree of submergence or in other words the ratio of water depth at the face of bottom outlet to the bottom outlet height h_3/h_1, γ is the relative end-sill width b_e/B, S is the drop number $(s+h_e)/h_1$, δ is the ratio of end-sill height to the end-sill position $(s+h_e)/L$, α is the expansion ratio B/b and β is the aspect ratio L/B. It should be take into account that, the sequent depth (h_4) can be defined in Eq. (3) where h_c is the critical water depth over the end sill (Fr =1).

$$h_4 = s + h_e + h_c \quad (3)$$

3.2 Experimental condition and limitations

The experiments were carried out under different ISB geometries as follow: ISB length (L= 75, 100 and 125 cm), step depth (s= 5, 10 and 15 cm), however, the width of ISB for all experiments was the same B= 50 cm equal to the width of flume. For each ISB geometry configuration, different geometry of end-sill with various heights (h_e= 0, 4, 8 and 12 cm) and width (b_e= 50, 40 and 30 cm) has been systematically examined to obtain the optimum case. The end-sills used in this study were made by plywood and were uniform in both height and thickness. The end-sills were placed vertically above the positive step and perpendicular to the longitudinal axis of flume. The end-sill with two free spaces located at the downstream end of ISB was shown in Fig. 3. In addition to the three different Froude number of supercritical flow at the bottom outlet exist (namely Fr= 3, 4.3 and 5), only one dimension of bottom outlet (h_1= 5 cm and b_1= 10 cm) was examined, thus, creates an expansion ratio of 5.

3.3 Experimental setup

The experiments were conducted in a horizontal rectangular flume, 0.5 m width, 0.5 m deep and 9m

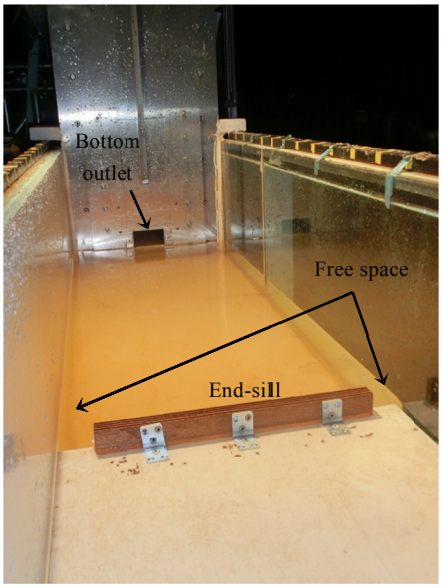


Fig. 3 The front view of end-sill with two free spaces at its both sides.

Long. This flume had a transparent Plexiglas sidewall which facilitates the visual access. A centrifugal pump was employed to support the recirculating water system in this study; by pumping up the water into the supply tank from the underground sump. Volume rates of flow were regulated by a valve located between the underground sump and the supply tank. The supply tank was located at the upstream of the flume and equipped by a calibrated 90 degree V-notch weir. To measure the water head above the V-notch weir a point gage was used, and then average time-volume method was utilized for five reading for each flow rates to obtain the relationship between water head and the pertinent discharge. The water over the V-notch weir, then, was fall into a hexahedral shape tank constructed at the beginning and inside of the flume; named main reservoir. The main reservoir was representative of FMD and it was equipped by a low level vertical gate at its downstream end. The opening height of discussed low level gate could be simply adjusted by sliding the vertical gate up or down. The exit of the low level gate was faced to the ISB, whereas its entrance was located 50 cm inside of the main reservoir to guarantee the straight streamlines of flow approaches to the exit. Since the function of low level gate in this study was exactly similar to the concept of bottom outlet in FMDs; the terminology of bottom outlet was selected for that.

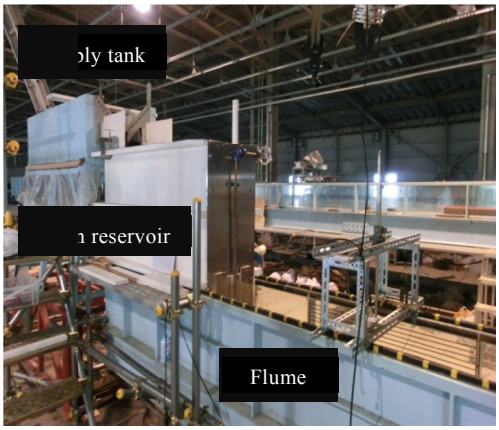


Fig. 4 The model setup used in this study.

Additionally, two pierced plates were installed inside of the main reservoir to attain the laminar outflow discharge into the ISB; so a uniform supercritical flow with a thickness equal to the bottom outlet was fall into the ISB. The photography of constructed model setup was shown in Fig 4.

3.4 Experimental measurements

The measurements in all experiments were taken 15 minutes after the pump started to re-circulating water throughout the model. Water head in supply tank (h_w) and water depth in the main reservoir (h_r) were measured and controlled several times during the experiment, using respectively point gauge and piezometer tube, to ensure a constant discharge and upstream water depth for steady state compliance. The basic data collection procedure was the same for all of the experiments run.

(1) Hydraulic jump properties

For each test digital photographs were taken from both side and plan view of ISB and visual observations were recorded using high resolution digital camera. Thus, the main characteristics of hydraulic jump were acquired through the image treatment.

(2) Water depth and fluctuation

The water level meter (ACH-300RS produced by JFE_ADVANTEC) was used to measure the mean water depth and its fluctuation throughout ISB. The red dots in Fig 5 indicate the points in which water level were measured. A sampling frequency was set

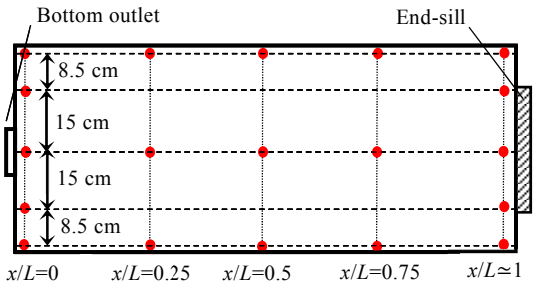


Fig. 5 The points in which water level were measured throughout ISB.

to 50 HZ and the number of sample taken for each run was around 35000 to cope with the application of Fast Fourier Transform (FTT) in energy spectrum calculation.

(3) Velocity measurements

Using an electro-magnetic current meter (ACM-3RS produced by JFE_ADVANTEC) the stream-wise instantaneous 3D velocity was measured in four different cross sections for each test run. At every section the velocity was measured at 3 cm interval. The sampling frequency was set to 50 HZ. The red dots in Fig 6 show the points where velocity profile distributions were measured. Fig. 7 shows the water level meter and electro-magnetic current meter in a position close to the end-sill.

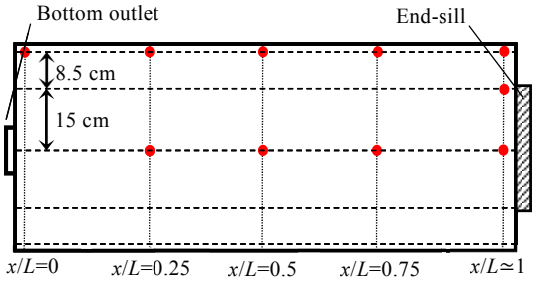


Fig. 6 The points in which velocity profile were measured throughout ISB.

(4) Flow condition downstream of ISB

The mean velocity and the water depth distribution at a specific cross section downstream of ISB were taken (4 meter farther downstream of bottom outlet section) where uniformly distributed flow was re-established in channel. These data were useful in determining the energy loss in ISB.

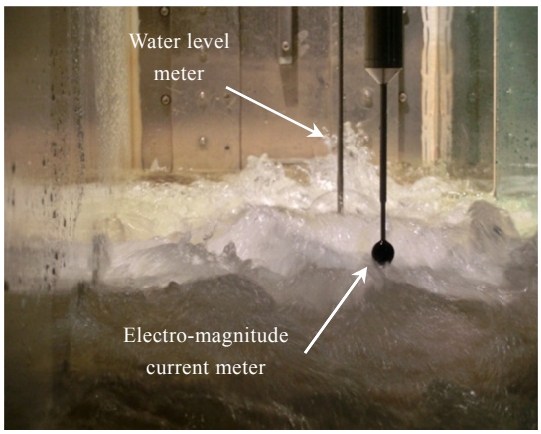


Fig. 7 The water level meter and electro-magnetic current meter used in this study.

3.5 Experiments program

As previously mentioned, present study aimed to ultimately propose a new design guideline for stilling basin downstream of FMDs how to be hydraulically, economically and environmentally acceptable. To achieve this final purpose and to be able to propose a robust and useful design guideline, it is necessary to put efforts in organized and systematical manner. Here in, the details of the experiments program was described.

The 50 experiments were carried out in "clear water" condition to select optimum geometry of ISB in which dissipation of energy and stabilization of hydraulic jump were significantly higher than others. The hydraulic criteria used to evaluate the overall efficiency of ISB geometry (from the hydraulic point of view) includes: dissipation of energy between bottom outlet section and a section at the downstream of end-sill, momentum at the downstream of end-sill, type, symmetry and stabilization of hydraulic jump within ISB, fluctuation of water surface within ISB, the maximum height of standing wave over the end-sill, stream-wise velocity reduction along the centerline of ISB, and tail water depth at the downstream of end-sill. It should be noted that precise velocity distribution measurements have been done in several longitudinal and transversal cross sections. This kind of measurement is needed for environmental analysis of ISB design. Velocity vectors and magnitude, and its variation in each point over time are three required indicators to answer the question of which geometry of ISB is more acceptable from the view point of habitat for aquatic animals.

Moreover, total wetted perimeter and total wetted area of ISB was considered as two main indicators for selecting the economical geometries. Then, the optimal geometry was selected between the cases that could satisfy all three terms of hydraulic, economic and environmental requirements.

4 Results

4.1 The effect of end-sill height on hydraulic functionality of ISB

To identify the effect of end-sill height on hydraulic functionality of ISB, four tests were designed in which all parameters were constant and only the end-sill height varied. Table 1 shows the geometric and hydraulic variables of designed tests for this section. In order to investigate the effectiveness of different ISB geometry in flow velocity reduction, the normal stream-wise velocity (U_{ave}/U_0) along the centerline of ISB is plotted against the normal distance from the bottom outlet section (x/L). Fig. 8 plots the normal stream-wise velocity (U_{ave}/U_0) distribution along the centerline of ISB for different end-sill heights. As can be seen, in case of experiment without end-sill (E1), the U_{ave}/U_0 was remained considerably high until the end of ISB. While for the cases E3 and E4, respectively 8 and 12 cm end-sill height the lowest magnitude of U_{ave}/U_0 was observed at the end of ISB.

Table 1: The designed geometric and hydraulic variables for section 4.1.

Case	Q(lit/sec)	Fr	h_1(cm)	b_1(cm)	L(cm)	s(cm)	h_e(cm)	b_e(cm)
E1	15	4.3	5	10	100	15	0	50
E2	15	4.3	5	10	100	15	4	50
E3	15	4.3	5	10	100	15	8	50
E4	15	4.3	5	10	100	15	12	50

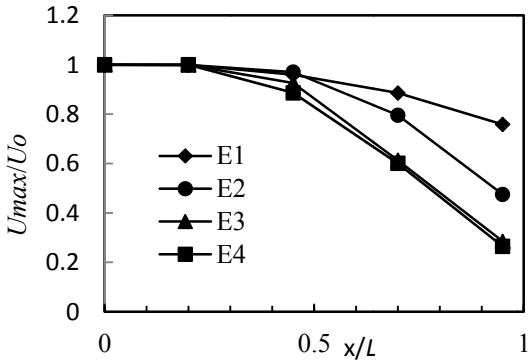


Fig. 8 The normal stream-wise velocity (U_{ave}/U_0) reduction along the centerline of ISB.

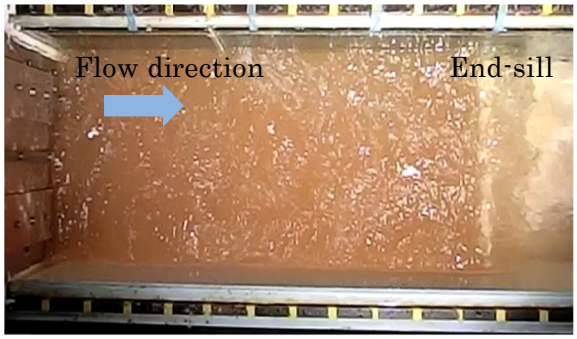


Fig. 10 The flow pattern within ISB for case E3. (Fr= 4.3, Q=15 lit/sec, L=100 cm, s= 15 cm, h_1=5 cm, b_1= 10 cm, b_e= 50 cm, h_e= 8 cm).

Additionally, this figure indicates that increasing the height of end-sill from 8 to 12 cm (E3 to E4) has not any significant effect on velocity reduction along the ISB. The laboratory observation also proves the results obtained by flow velocity measurements. In case of the experiment without end-sill, E1, the jet skims on the surface of stagnant water within ISB and a supercritical current observed which enlarges to the whole width of flume in the second half of the ISB. Then, a huge number of minor jumps were observed at the second downstream half of ISB and consequently considerable amount of air was entrained into the water body that is dragged far downstream of ISB (Fig. 9). It means that the ISB length and end-sill height was not sufficient to force the jump to occupy within ISB. Whereas, by increasing the end-sill height to 8 cm, the toe of the jump draws back toward the bottom outlet section and the jump stabilize within limited area of ISB (Fig. 10).

As can be seen in Fig. 11, by increasing the end-sill height from 0 (case E1) to 8 cm (case E3) the energy loss within ISB continuously increased. While further increase of end-sill height, adversely decreases the energy dissipation (case E4). The following equation was used to calculate the relative energy loss below the FMD due to submerged jump:

$$\frac{\Delta H}{H_1} = \frac{\left(\frac{U_o^2}{2g}+h_3\right)-\left(\frac{U_5^2}{2g}+h_5\right)}{\frac{U_o^2}{2g}+h_3} \quad (4)$$

where ΔH is the differential of head loss between bottom outlet section and a section 4 meter further downstream of FMD, called section 5, where the flow velocity distribution is homogenous there. U_5 and h_5 are respectively the average velocity and the average water depth in section 5. H_1 is the total head at the toe of submerged jump at the upstream end of ISB.

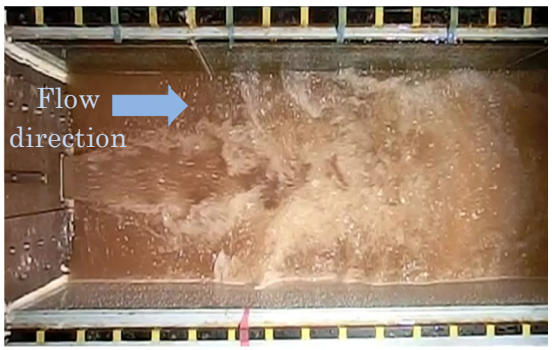


Fig. 9 The flow pattern within ISB for case E1. (Fr= 4.3, Q=15 lit/sec, L=100 cm, s= 15 cm, h_1=5 cm, b_1= 10 cm, b_e= 50 cm, h_e= 0).

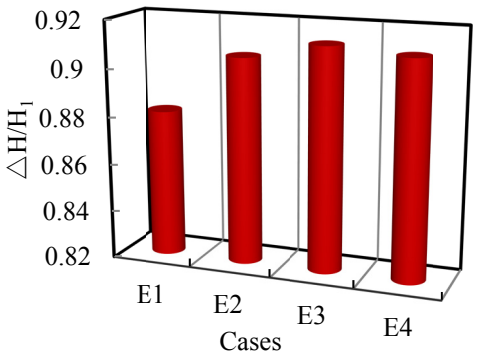


Fig. 11 The variation of relative energy loss versusthe different end-sill height. (E1 :h_e=0 cm, E2 : h_e=4 cm, E3 : h_e=8 cm, E4 : h_e=12 cm).

4.2 The effect of end-sill width on hydraulic functionality of ISB

To clarify the effect of end-sill width on hydraulic functionality of ISB, six tests were designed in which all parameters were constant and only the end-sill height and width varied. The designed geometric and hydraulic variables of tests for this section are tabulated in Table 2. Fig. 12 illustrates the normal stream-wise velocity (U_{ave}/U_0) reduction against the normalized distance from the bottom outlet section (x/L) for two different end-sill heights, (E2, E5 and E6 with 4 cm end-sill height and E3, E8 and E9 with 8 cm end-sill height).

As can be seen, in case of experiment with lower end-sill height (E2, E5 and E6), the less velocity reduction occurred compare to the cases with higher end-sill height (E3, E8 and E9). Additionally, considering two free spaces at the both side of end-sill slightly reduced the functionality of ISB for velocity reduction, however the magnitude of U_{ave}/U_0 has not been changed considerably at the downstream end. Thus, free spaces at both side of end-sill can effectively facilitate the fish and sediment passage while it has not significant impact on function of ISB.

Fig. 12 also shows that the lower end-sills are more sensitive against the free space width rather than higher end-sills. The result of energy loss calculation for designed test in this section was shown in Fig. 13. As can be seen, the result obtained by Eq. (4) is in good agreement with velocity reduction analysis along the ISB. Higher end-sill could dissipate more energy than the lower one and decreasing the end-sill width reduced the function of ISB.

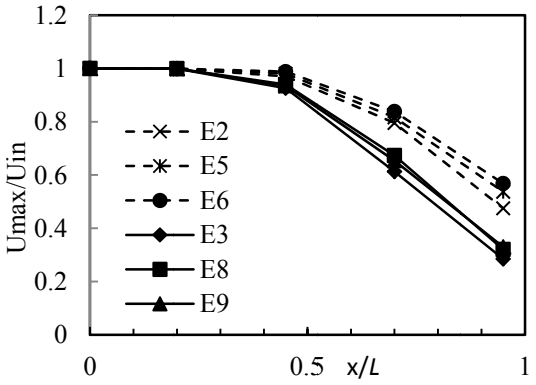


Fig.12 The normal stream-wise velocity (U_{ave}/U_0) reduction along the centerline of ISB.

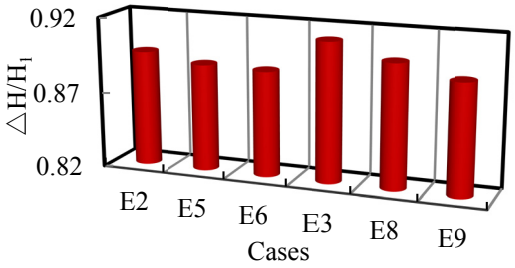


Fig. 13 The variation of relative energy loss versus the different end-sill height. (E2: h_e=4 cm, b_e=50 cm ;E5: h_e=4 cm, b_e=40 cm ;E6: h_e=4 cm, b_e=30 cm ;E3: h_e=8 cm, b_e=50 cm ;E8: h_e=8 cm, b_e=40 cm ;E9: h_e=8 cm, b_e=30 cm).

Table 2: The designed geometric and hydraulic variables for section 4.2.

Case	Q(lit/sec)	Fr	h_1(cm)	b_1(cm)	L(cm)	s(cm)	h_e(cm)	b_e(cm)
E2	15	4.3	5	10	100	15	4	50
E5	15	4.3	5	10	100	15	4	40
E6	15	4.3	5	10	100	15	4	30
E3	15	4.3	5	10	100	15	8	50
E8	15	4.3	5	10	100	15	8	40
E9	15	4.3	5	10	100	15	8	30

5 Conclusions

The new concept of stilling basin as well as end-sill for FMDs has been proposed in this study, which could be environmentally acceptable from the point views of fish and sediment passages. The velocity reduction of stream-wise flow affected by different end-sill heights and width was experimentally investigated. On the basis of present study following conclusions are arrived at:

(1) The presence of end-sill at the end downstream of ISB could stabilize the hydraulic jump symmetrically.

(2) The taller fully end-sill can effectively reduce the magnitude of velocity within ISB compare to the shorter one.

(3) Considering two free spaces at the lateral side of end-sill (slit-type) shows the almost equal function for velocity reduction with fully end-sill and positively provides additional effects for fish and sediment passing.

References

Bremen, R., Hager, W.H. (1994):Expanding stilling basin, Proc. ICE, Water, Maritime and Energy, Vol. 106, pp, 215-228.

Ferreri, G.B. and Nasello C. (2002): Hydraulic jumps at drop and abrupt enlargement in rectangular channel. Journal of hydraulic research, Vol.40, No.4, pp.491-504.

Hager, W.H. and Bretz V.N. (1986): Hydraulic jumps at positive and negative steps, Journal of Hydraulic Research, Vol. 24, No. 4, pp. 237-253.

Hotchkiss, R. and E. Larson. (2005): Simple methods for Energy Dissipation at Culvert Outlets. Impact of Global Climate Change. World Water and Environmental Resources Congress.

Katakam, V.S.R. and Rama P. (1998): Spatial B-jump at sudden channel enlargements with abrupt drop. Journal of hydraulic engineering, Vol.124, No.6, pp.643-646.

Kavagoshi, N. and Hager, W.H. (1990): Wave type Fow at abrupt drops, Journal of Hydraulic Research, Vol. 28, No. 2, pp. 235-252.

Lempérière, F. (2006): The role of dams in the XXI century, Achieving a sustainable development target, Hydropower and Dams, Issue Three, pp.99-108.

Larson, E. A. (2004): Energy dissipation in culverts by forcing a hydraulic jump at the outlet. Thesis on Master of Science in civil engineering, Washington state University.

Ohtsu, I. and Yasuda, Y. (1991): Transition from supercritical to subcritical fow at an abrupt drop, Journal of Hydraulic Re-search, Vol. 29, No. 3, pp. 309-328.

Rajaratnam, N. and Ortiz, V. (1977): Hydraulic jumps and waves at abrupt drops, Proc. ASCE, Journal of the Hydraulics Division, Vol. 103, No. HY4, pp. 381-394

Rajaratnam, N. and Subramanya, K. (1968): Hydraulic jumps below abrupt symmetrical expansions, Proc. ASCE, Journal of the Hydraulics Division, Vol. 94, No. HY2, paper 5860, pp. 481-503.

Zare, H. K. and Doering, J. C. (2011): Forced hydraulic jumps below abrupt expansions, Journal of hydraulic engeneering, Vol. 137, No. 8, pp. 825-835.

(Received June 8, 2012)

潜り跳水式減勢工の減勢効果に及ぼすエンドシル形状の影響

Mohammad MESHKATI[(1)]・角　哲也・Sameh KANTOUSH[(2)]

[(1)]京都大学工学研究科
[(2)]エジプト・カイロドイツ大学

要　旨

流水型ダム下流に設置される減勢工の設計には，土砂や魚類の安全な通過のための課題が残されており，改善が求められている。本研究では，河川環境に対する適合性を高めるために，ダム直下を潜り跳水式とした新しい減勢工形式について，その考え方と水理設計上の課題について検討を行った。ここでは，減勢工下流に設置されるエンドシル高さと形状に着目して水理実験を行った。その結果，減勢機能を満足しつつ，土砂や魚類の通過機能も満たすことが可能な減勢工形状を結果を得ることができた。

キーワード：流水型ダム，減勢工，底部洪水吐，エンドシル

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

中央アジア域の灌漑地拡大の影響を考慮した陸面解析によるアラル海縮小の再現

峠　嘉哉(1)・田中　賢治・小尻　利治・浜口　俊雄

(1) 京都大学大学院工学研究科

要　旨

深刻な水資源問題が発生しているアラル海流域では，持続可能な開発の実現へ向けた科学的根拠として，流域の水資源・需要量を過去から将来に渡って把握する必要がある。本研究では，陸面過程モデルSiBUCを用いて水・熱収支解析を流域全体で行い，過去40年間に行われた灌漑開発の影響を再現した。その際には，アラル海消長モデルを統合させることで，灌漑面積の拡大に伴って経年的に変化する流域の水収支がアラル海面積・貯水量をいかに変化させたかを再現した。

加えて，流域で実際に行われている点滴灌漑と畝間灌漑を陸面過程モデルの灌漑スキームに反映させることで，陸面過程モデルで様々な灌漑形態の特徴をどこまで反映できるのかについて考察を行い，灌漑地水操作に伴う水損失をモデル内で考慮した。その結果，蒸発散比や土壌水分量等で大きな違いが生まれ，両者の違いを反映させることができた。

キーワード: 陸面過程モデル，SiBUC，アラル海，灌漑

1. 本研究の背景と目的

中央アジアに位置する流域面積180万km^{2}のアラル海流域では，アムダリア川，シルダリア川両河川を中心に乾燥地である中下流域での灌漑が行われてきた。最下流のアラル海は内陸湖で，かつては世界第4位の面積を有していたが，1940年頃よりソ連が進めた自然改造計画の一環として大規模な灌漑地が開発された結果，河川からの流入量が激減し，その面積をかつての10%にまで縮小させた（Cretaux et al., 2005）。1991年にソ連が崩壊すると流域は6カ国に分断され，関係国間の水利用条約が失敗に終わる中で国際問題にも発展している（Elhance, 1997 ; JICA, 2009）。現在数百万人が水不足の被害に遭っていると報告されており（Micklin, 2007），アラル海縮小に象徴される水環境問題は20世紀最大の環境問題とも言われている（Glantz, 2005）。これを解決し，持続可能な社会を実現するために，長期的・国際的な水利用計画の作成が必要である。

この計画作成には，科学的根拠として流域の水資源量と水需要量の推定が必要である。既往の研究では，Raskinら（1992）がWEAP（Water Evaluation and Planning System）モデルを用いて行ったような統計的手法が主流で，過去から現在にかけての情報が流域の水管理上では有用なものとなっている。しかしその一方で，灌漑手法や気候条件等が変化した場合の影響を推定できず，流域で気候変動の影響が顕在化してきていると報告される中で（Yao and Thompson, 1992），現実的で長期的な計画を立案するために物理的な推定手法の構築・改良が必要となっている。

そこで筆者らは，これまで物理的手法を用いたアラル海流域の水収支解析を試みてきた（峠ら, 2011）。本研究では，更に流域の実情を忠実に再現するモデルの構築を目指し，アラル海の縮小や畝間灌漑といった流域の特徴をモデルに反映させ，流域の現状を忠実に反映させることを試みる。

2. 解析手法

2.1 解析の流れ

本研究では，陸面過程モデルを用いてアラル海流

域の過去の水収支を再現した。その際には，現地で行われている灌漑形態をモデルに反映させると共に，流域内の灌漑面積が統計データを満たすように各年で修正を加え，過去の開発の影響も考慮した。加えて，アラル海消長モデルを結合しており，陸面過程モデルによる水収支解析結果からアラル海の面積を推定し，その結果を土地被覆条件に反映させている。下のFig.1にモデルの構造を示す。

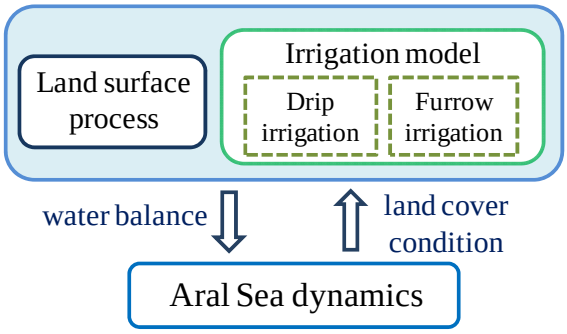


Fig.1　Land surface model

2.2　陸面過程モデル

本研究では，陸面過程モデルとしてSiBUC（Tanaka, 2004）を用いた。SiBUCはSiB（Sellers et al., 1986）をベースに作成され，灌漑地における人為的な水操作を陽に考慮できる数少ない陸面過程モデルの一つである。

アラル海流域では灌漑操作の効率が悪く，大量の水が消費されていることが報告されている。そこで，今回この灌漑スキームにFig.2に示す二種類の灌漑形態を反映させ，手法の違いを比較するとともに，陸面過程モデルによってこれらの灌漑形態の違いをどこまで考慮可能なのかを検証する。

考慮する灌漑形態の一種類目は，点滴灌漑と呼ばれる灌漑手法である(Fig.2左)。点滴灌漑は，農地に張り巡らせた管から作物に水を供給するため水損失が少なく，収量の増加も見込まれるため現地の高級作物を中心に適用されている。モデル内では，根層に直接，少量の水を頻繁に与えることで表現している。

他方は，流域の灌漑地の90%以上において採用されている畝間灌漑である(Fig.2右)。畝と畝の間に数時間水を湛水することで根層に水を供給させるため，地表面からの蒸発量や地下深層への浸透量が多く，水損失が多いことが知られている（Horst et al., 2005）。モデル内では，一度の灌漑で比較的多くの水を地表面から与えることで表現している。

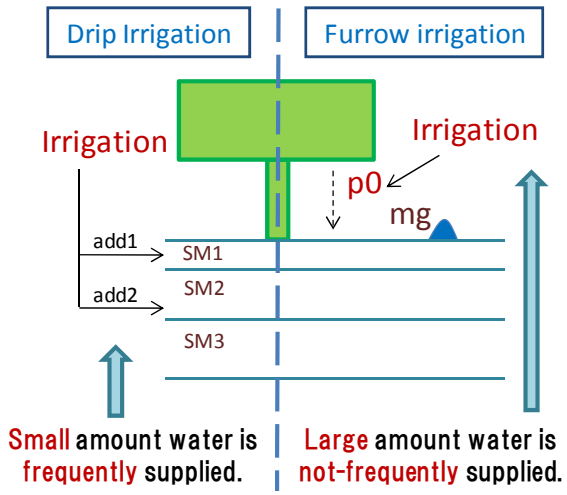


Fig.2　Irrigation scheme in SiBUC

3.　計算条件

本研究では，モデルの再現精度を高めることを目的とし，過去の水収支の再現を行った。再現期間は，アラル海が急激に縮小したと報告されている1961年から2000年までの40年間とした。

3.1　水収支式

陸面過程モデルでは，メッシュ内の鉛直一次元方向の水収支を解析しており，メッシュより発生した流出が平面的に流下する過程を考慮しない。そこで，本研究では水資源量を各メッシュで計算された流出の総和と定義し，二段階で解析を行う。一段階目は，陸面解析によるメッシュ内鉛直一次元解析であり，二段階目はそれらの流域全体の足し合わせである。

メッシュ内の鉛直一次元解析は，以下で表される。

$$Runoff = prec - evap - \Delta swe - \Delta soilm + win - wout \quad (1)$$

ここに，*Runoff*は水資源量，*prec*は降水量，*evap*は蒸発散量，⊿*swe*は積雪水当量の変化量，⊿*soilm*は土壌水分の変化量である。メッシュ内に灌漑地がある場合には灌漑必要水量*win*と，灌漑排水量*wout*が考慮される。なお，*Runoff*は表面流出量と基底流出量の和である。SiBUCでは式(1)の全項を別々に物理的手法によって解析するが，それと同時にこの式(1)が常に成り立つようになっている。

流域全体の足しあわせは式(2)によって表現される。

$$Qin = \sum Runoff - \sum \frac{Win}{\gamma} + \sum Wout + \alpha \quad (2)$$

*Qin*はアラル海への流入量，γは運搬効率，αは外部

項であり，水資源量と水損失の差がアラル海へ流入することを表している。

γとして与えた運搬効率とは，灌漑水を河川から灌漑地まで運搬する際の効率である。この値には報告値の0.4を用いた（INFAS, 2002）。

外部項αは，SiBUCによる鉛直一次元解析では考慮できない流域外の水需要を反映させるための値である。現段階では，Fig.3に示すカラクム運河からの水損失のみが推定され，αの値として考慮されている。その推定手法は，峠ら(2011)のものと同一である。

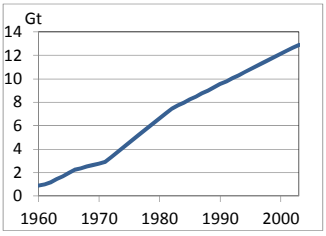


Fig.3　Annual withdrawn water from Kara-Kum canal

3.2　入力条件

(1)　気象強制力

気象強制力には，以下の全球データを使用した。

・平林プロダクト（H08）：H08（Hirabayashi et al., 2008）より，降雨量・降雪量・気温・比湿・下向き短波放射・下向き長波放射の気象データを使用した。今回解析結果と照合した所，水量が明らかに多いとの結果を得たため，流域で一律に降水量を70%に削減する補正を行っている。

・JRA25：JRA25からは，H08には無かった気圧と風速のデータを用いている。解析は1961年から行っているのに対し，本データセットは1979年以降のデータしかないため，データ欠損年の各月でH08の降水量が最も近い年を1979~2003の間から選択し，その年のデータを用いるという方法を取った。降水量と風速の間には相関係数0.32という若干の相関が見られた。

(2)　地表面条件

土地被覆条件以外の地表面パラメータは，Meteo Franceによって公開されているECOCLIMAPデータセットを用いた。植生や土壌に関するデータを揃えており，40年間でほとんど変化しないと考えられるため，解析期間を通して共通に与えている。

土地被覆条件には，USGSが公開しているGLCCデータを用いた。土地被覆を灌漑地を含む24種類に分類しているが，今回はこれをSiBUCでの解析に必要な20種類に再分類し，20kmメッシュ内での面積率を計算している。

この土地被覆条件は過去の灌漑計画の下で大規模に変化してきており，これが流域の水環境を大規模に変化させている．そのため，本研究では過去40年間の解析時に灌漑面積率を経年的に変化させることで過去に行われた大規模な灌漑地拡大の影響を反映させた。その際に必要な流域全体の灌漑面積データは，峠ら(2011)で統計データより推定したFig.4の値を用いている。推定に用いた統計データは流域単位・国単位といったデータであったため，メッシュ内の灌漑面積率は流域全体で一律に変化させている。今後は，この灌漑地拡大の空間的な特徴も考慮していく必要がある。

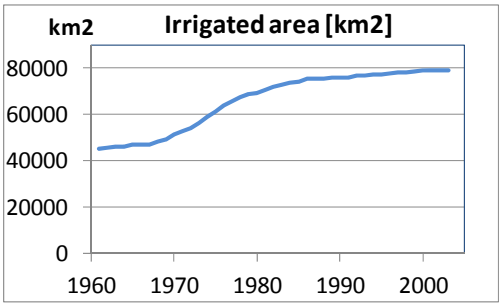


Fig.4　Historical change of irrigated area

3.3　アラル海消長の再現

アラル海消長モデルに必要な等深線データは標高データより作成した。使用したデータはNASAが公開しているSRTM（Shuttle Rader Topography Mission）標高データである。SRTMは，スペースシャトルからレーダーを用いて計測された全球データであり，今回は1km解像度のものを使用した。

Fig.5は水面標高とアラル海面積，Fig.6は水面標高

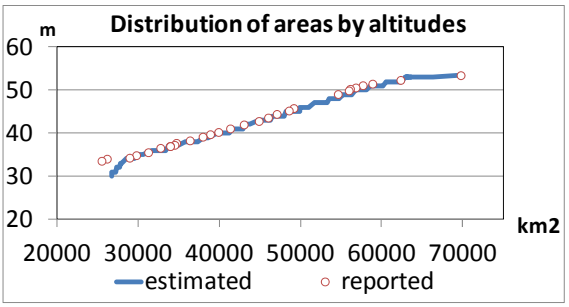


Fig.5　Distribution of areas by altitudes

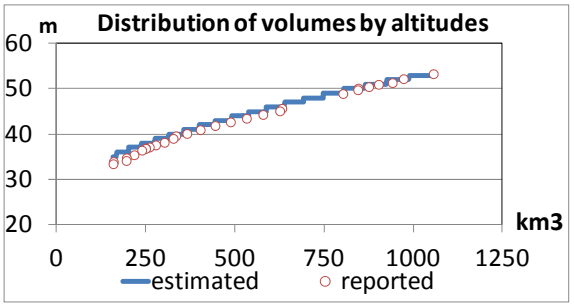


Fig.6　Distribution of volumes by altitudes

とアラル海貯水量との関係を表している。報告値と非常に良く整合していることが分かる。なお，この際に用いた報告値はCa water infoから取得している。推定側が僅かに階段状となっているのは，推定に用いたSRTM標高データの分解能が1mであるため，非常に平坦なアラル海周辺では同じ標高のメッシュが大量に存在するためである。今後はより分解能の高いデータや，衛星データ等を用いて，より詳細で現実的な等深線の作成を行う必要がある。

アラル海縮小の初期条件には，Ca water infoより得られた報告値を基に推定された1960年の海領域・貯水量を用いる。その後，アラル海の年間貯水量変化⊿*S*を式(3)によって計算し，海領域を推定する。ここに，*Qin*は式(2)で示されるアラル海への流入量，*(P-E)aral*はアラル海上で降水量から蒸発量を引いた水量である。SiBUCは水体上の陸面過程も解析できるため，*(P-E)aral*も物理的に計算することができる。

$$\Delta S = Qin + (P-E)_{aral} \qquad (3)$$

Table1　Water balance in irrigated farm in Guliston

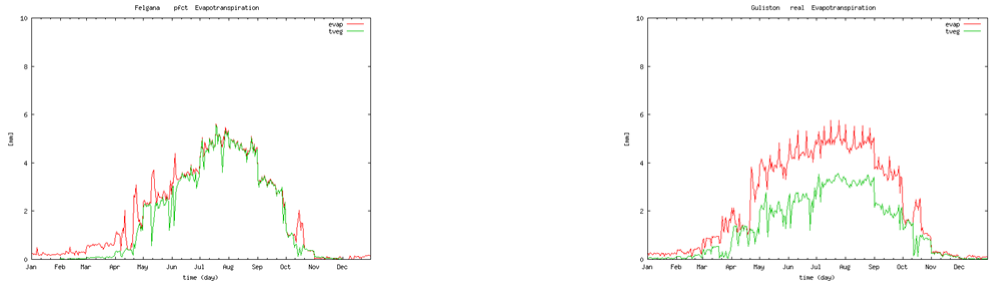
	Drip	Furrow
Precipitation	128 mm	128 mm
Water demand for irrigation	682 mm	754 mm
Evaportranspiration	773 mm	830 mm
Transpiration	652 mm	480 mm
Infiltration to deeper layer	23 mm	35 mm

4.　解析結果と考察

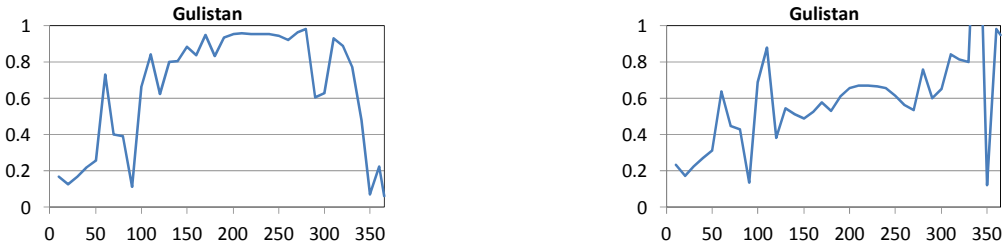
4.1　一地点解析結果

流域内の灌漑地において一地点のみの解析を行い，二種類の灌漑スキーム間で比較を行う。Fig.7は，ソ連時代から大規模に綿花の灌漑を行っているGulistonにおける解析結果であり，蒸発散量，蒸発散比（蒸散量／蒸発散量），土壌水分量の結果を示す。

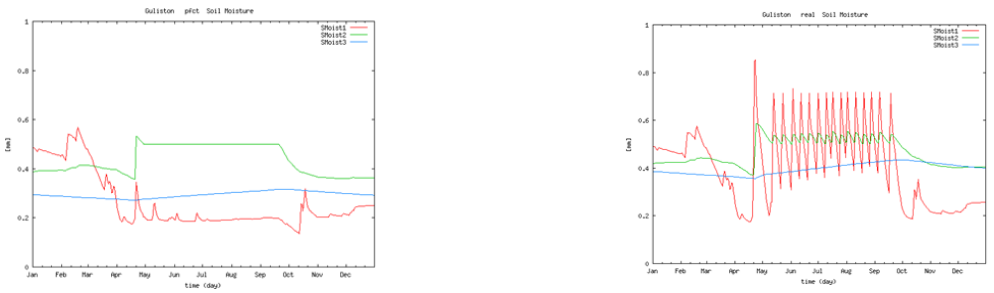
点滴灌漑では，夏季の蒸発散量のほとんどが蒸散となっており，蒸発散比も0.9を超える高い値で維持されている。土壌水分量も増減が少なく，最小限の



Evapotranspiration



The ratio of transpiration to evapotranspiration



Soil moisture

(a)　Drip irrigation　　(b)　Furrow irrigation

Fig.7 Seasonal water balance in the farm

水量で灌漑が行われていることが分かる。

その一方で，畝間灌漑では灌漑期の蒸発散比が低くなっており，蒸発量として損失する水量が多いことが分かる。土壌水分量も灌漑の度に激しい増減を繰り返しており，それに応じて蒸発量や浸透量が増加するため，水の損失量が多くなっている。

Table1は，二種類の灌漑形態それぞれの解析結果である。畝間灌漑の場合には，灌漑必要水量や蒸発散量が多いことが分かる。Table1を見ると，点滴灌漑の場合に蒸散量が増えていることが分かる。これは，土壌に水が効果的に供給されているためで，実際に点滴灌漑では畝間灌漑と比べて収量が増加することが報告されている。

以上より，陸面過程モデルに現地で実際に行われている二種類の灌漑手法を反映し，その違いを表現できることが分かった。

なお，当地域の畝間灌漑による綿花の灌漑必要水量は，Raskin et al (1992)では870mmと報告され，Bespalov (1992)では地下水面が低い場合として550mmとされており報告値によった違いがある。そこで現在，この農場で土壌水分量計と地下水位計を設置しており，灌漑必要水量の値も入手できる見込みである。夏季の灌漑による土壌水分量操作を観測し，解析結果と照合する予定である。

4.2　アラル海縮小の再現

Fig.8は，流域全体の年間水収支解析結果である。

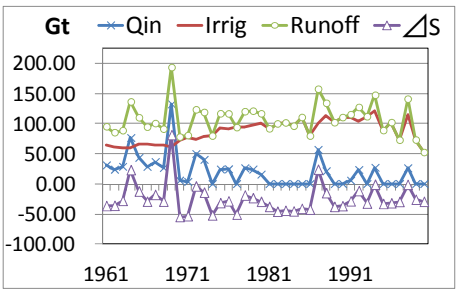


Fig.8　Historical change of water balance in the Aral Sea Basin

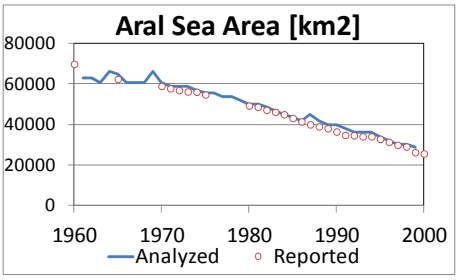


Fig.9　Historical change of the Aral Sea area

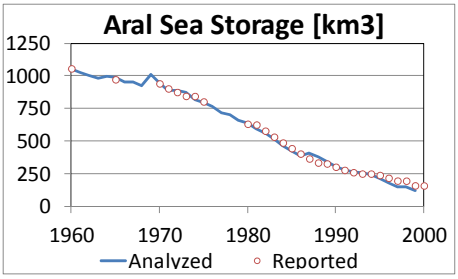
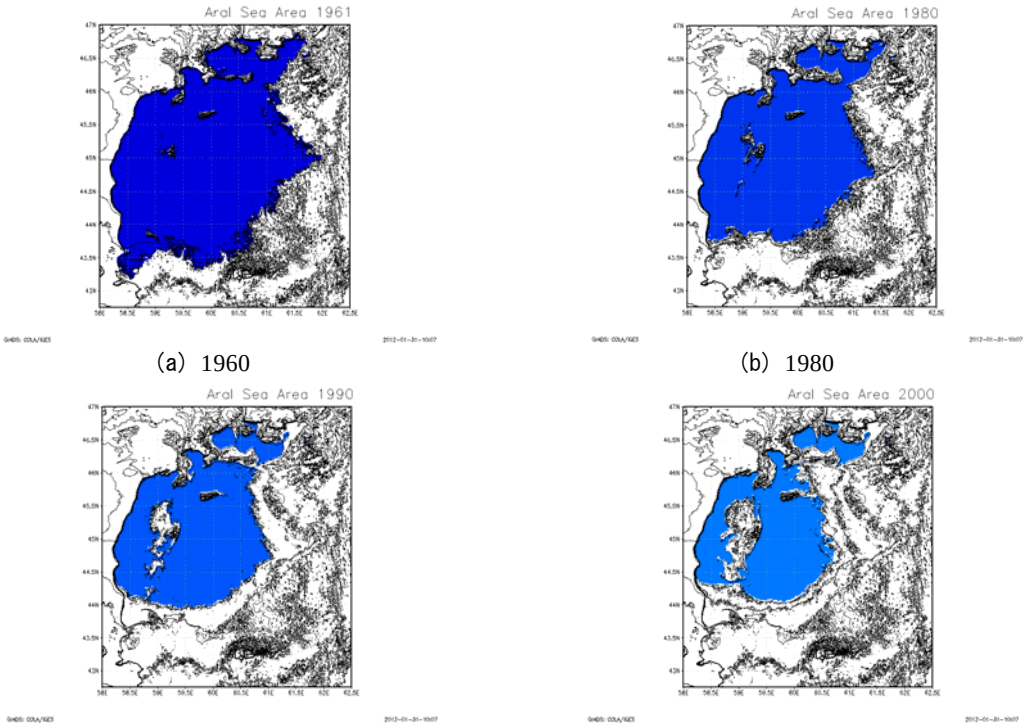


Fig.10　Historical change of the Aral Sea volume



（a）1960　（b）1980

（c）1990　（d）2000

Fig.11 Analyzed shrinkage of Aral Sea area

図より, 解析期間を通して水資源量*Runoff*に長期的なトレンドが見られない一方，灌漑必要水量*Irrig*は1980年までの20年間を中心に約2倍に増え, アラル海への流入量*Qin*を急激に減少させていることが分かる。水資源量の長期平均値は133Gtであると報告されているが，解析された*Runoff*の長期平均値は120Gtであった。加えて水需要量に関しても，1990年代の平均値が111~126Gtであったと報告されている中で, 解析では124Gtであり, 正確に再現できていることが分かる（Micklin 2000）。

Fig.9,10は，それぞれ推定されたアラル海面積，貯水量の経年変化である。Ca water infoにより報告されている値と非常に良く整合していることが分かる。加えて, Fig.11は推定されたアラル海領域の変化であるが, かつて海岸線が南東部を中心に大きく後退し，現実と同様に3つの領域に分割されてしまっていることが再現されている。

以上より，過去の水収支やアラル海の縮小を正確に再現できていることが分かった。

5. 結論と今後の課題

本研究では，まず陸面過程モデルの灌漑スキームを変更し，現地で行われている二種類の灌漑形態を忠実に表現することを目指した。その結果，蒸発散比や土壌水分量等の点で両者の違いを明確に反映させることができた。そこで，今後は現地で実際に行われている灌漑形態の忠実な表現や，灌漑形態を変化させる仮想的対策の効果を推定することが期待される。そこで，今後はモデル解析だけでなく，現地の灌漑に関する詳細な情報の収集も行う予定である。現地で情報の洗い出しに加え，ウズベキスタン国内の灌漑地で始めた定点集中観測結果を基に，モデルの検証や灌漑規則の解明等を行う予定である。

流域全体の解析では，アラル海流域における過去の水資源・水需要量を陸面過程モデルSiBUCを用いて解析した。その際にはアラル海消長モデルを結合させることで，灌漑計画の影響を受けて経年的に変化する流域の水収支が，いかにアラル海を縮小させたかを精度よく再現させることができた。アラル海の縮小は，流域全体の水収支解析の40年積算であるので，一定の精度で水収支を再現できたと言える。

一方で，この流域全体の水収支解析では，現状で流域内の多様な水循環を全て考慮できているわけではない。地下水の流れや氷河の融解等が考慮されておらず，外部項αや灌漑効率γ等の仮定をおいている。これらを全て考慮し，流域の水循環を忠実に再現することが本研究の最終的な目的である。

謝　辞

本研究の遂行に当たり，ICARDA（International Center for Agricultural Research in the Dry Areas）のクリスティーナ・トデリッチ博士，ウズベキスタン水文気象研究所のニショノフ・バハラディーン博士，京都大学東南アジア研究所の甲山治准教授を始めとして多くの方々の協力を得た。ここに謝意を表する。

参考文献

峠嘉哉・田中賢治・小尻利治・浜口俊雄 (2011): アラル海の縮小や集水域の灌漑地拡大の影響を考慮した水・熱収支の経年変化の再現，京都大学防災研究所年報，第54号B，pp.691-698.

Bespalov (1992): Amelioration and irrigation of crops of cotton rotation (hydromodel zoning and irrigation regimes of crops at provinces of Uzbekistan Republic), Uzbek Academy of science, Tashkent.

Ca water info, http://www.cawater-info.net/index_e.htm, accessed 2011-12-5

Cretaux, J.F., Kouraev, A.V., Papa, F., Bergé-Nguyen1, M., Cazenave, A., Aladin, N. and Plotnikov I.S. (2005): Evolution of Sea Level of the Big Aral Sea from Satellite Altimetry and Its Implications for Water Balance, Journal of Great Lakes Res., LEGOS.

Elhance, A.P. (1997): Conflict and Cooperation Over Water in the Aral Sea Basin, Studies in Conflict and Terrorism, vol.20:207-218, Social Science Research Council.

GEF agency of the IFAS (2002): Aral Sea Basin Program report.

Glantz, M.H. (2005): Water, climate, and development issues in the Amu Darya Basin, Mitigation and Adaptation Strategies for Global Change, vol.10: 23-50.

Hirabayashi Y., Kanae, S., Motoya, K., Masuda, K. and Doll, P. (2008): A 59-year (1948-2006) global near-surface meteorological data set for land surface models.

Horst, M.G., Shamutalov, S.S., Pereira, L.S. and Goncalves, J.M. (2005): Field assessment of the water saving potential with furrow irrigation in Fergana, Aral Sea basin, Agricultural Water Management, vol.77, 210-231.

JICA (2009):中央アジア地域「中央アジアの電力・水資源に関する地域連携に関する委託調査」報告書.

Micklin, P. (2000): Managing Water in Central Asia. London: The Royal Institute of International Affairs, Central Asian and Caucasian Prospects.

Micklin, P. (2007): The Aral Sea Disaster, Annual Review of Earth and Planetary Sciences, vol.35:47-72, Western Michigan University.

Raskin, P., Hansen, E., Zhu, Z. and IWRA, M. (1992): Simulation of water supply and demand in the Aral Sea Region, Water International, vol.17, 55-67.

Sellers, P. J., Mintz Y., Sud Y.C. and Dalcher, A. (1986): A simple biosphere model (SiB) for use within general circulation models. J. Atmos. Sci., vol.43, 505-531.

Tanaka, K. (2004): Development of the new land surface scheme SiBUC commonly applicable to basin water management and numerical weather prediction model doctoral dissertation, Kyoto University.

Yao T. and Thompson L.G. (1992): Trends and features of climatic changes in the past 5000 years recorded by the Dunde ice core, Ann Glaciol., vol.16, 21-24.

（論文受理日：2012年6月7日）

Reproducing Shrinking of the Aral Sea by Land Surface Analysis Considering the Impacts of Expanding Irrigated Area in Central Asia

Yoshiya TOUGE(1), Kenji TANAKA, Toshiharu KOJIRI and Toshio HAMAGUCHI

(1) Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

As a result of huge-scale irrigation project in the Soviet age, serious water scarcity has occurred in the Aral Sea Basin. Sustainable irrigation project is required and this has to be based on feasible water resource and water demand in irrigated farm.

In this study, irrigation scheme in SiBUC was modified to consider irrigation types in the basin. These are drip irrigation and furrow irrigation and irrigation efficiency was quite different between them. As a result, the difference was clearly considered especially in soil moisture and evapotranspiration, and flexibility of land surface model was cleared.

In addition, historical change of water and heat balance was analyzed by land surface model SiBUC, and it was integrated with the Aral Sea shrinking model and impacts of irrigation projects on the Aral Sea area and volume was physically reproduced.

Keywords: Land surface model, SiBUC, Aral Sea, Irrigation

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

ナイル川流域における多国間水資源開発コンフリクトに関する研究

安部雅宏(1)・田中賢治・小尻利治・浜口俊雄

(1) 国土交通省四国地方整備局山鳥坂ダム工事事務所

要 旨

本稿では，国際河川流域国間の水資源開発コンフリクトの解決を目的とした水文モデルとコンフリクト解析の統合手法を提案する。空間解像度20kmのMRI-AGCMとCMIP3による21世紀末予測気候値を大気境界条件とし，農業開発シナリオを設定の下，陸面過程モデルSiBUCと分布型流出モデルHydro-BEAMによる陸域水循環モデルをナイル川全流域に適用する。実行可能領域内で定性的選好順序間の事象を正しく取り入れていくには，段階的にオプションを組込んでいけばよい。この組込みを陸域水循環モデルを用いたシナリオ分析の自然な拡張として実行する方法を提案する。モデル出力値をベースにコンフリクト解析を行う際に生じた発生事象を視覚化する手法も提案する。さらに複数均衡解に対し，20年渇水をナイル川全流域の計画渇水とする場合，各流域国に対して推奨される農業開発度の上限値は40%であることを得た。今後，本研究成果について意思決定者により議論されシナリオ・基本要素の設定等にフィードバックが与えられることが期待される。

キーワード: 国際河川流域管理，陸域水循環モデル，コンフリクト解析，ナイル川全流域

1. 研究背景・目的

ナイル川は世界最長(約6,700km)の河川であり，流域内11カ国により共有されている。その源流は面積世界第3位(約68,000km^2)のビクトリア湖であり，ケニア，ウガンダ，タンザニアの3カ国に囲まれる国際湖沼である。ビクトリア湖からサハラ砂漠を通過して地中海に到達する。エジプト，スーダン及び南スーダンのナイル川下流域国では，大部分が砂漠気候であり，降水量は微々たるものである。その昔，ギリシャの歴史家ヘロドトスは「エジプト文明はナイルの賜である」と言ったが，下流域国の水資源国外依存度は極めて高い。FAO(Food and Agriculture Organization of the United Nations)のAquastat統計値(以下，Aquastat)によると，エジプトの水資源国外依存度は96.9%と報告されている。

21世紀に入り，水危機，食糧危機を警告する声が強くなってきたようである。特にナイル川は水紛争が生じている国際河川として警告されている(例えばUNESCO, 2009)。1998年から2002年にアスワンハイダムに到達した年平均観測流量は約72(Gt/year)である。Aquastatによると，エジプトの年農業使用水量は59(Gt/year)である。そのまま到達流量と使用流量の差をとると13(Gt/year)となり，ナイル川の余裕は大きくないことが想像される。

加えてナイル川流域の灌漑面積が増加傾向にあることがわかっている。Aquastatによる灌漑面積(Irrigated area)と灌漑可能面積(Irrigation potential)との比をとると，エジプト，スーダン及び南スーダンは灌漑可能面積(容易に灌漑可能な土地面積)の内，既に約7割を灌漑域として利用しているが，他国は約1割のみを灌漑域として利用し，まだ十分に灌漑域を拡大することが可能である。Aquastatによる灌漑時系列データによると，上流域国の灌漑面積は1960年代から徐々に増加傾向にある。このまま流域国が各々水資源開発を続けると，ナイル川への水需要量が供給量を上回り，水資源争奪が生じると想定される。本稿ではこのナイル川の水資源争奪の可能性を問題提起し，その解決を目指す。

本研究の目的は，「水文モデルとコンフリクト解析の統合」を行い，「気候変動，水資源開発考慮時のナイル川コンフリクト解消」に向けた分析を行うことである。コンフリクト解析はゲーム理論でいう非協力ゲームのメタゲームでのアルゴリズムを拡張

発展させた分析手法であり，現在に至るまで政治学，経済学及び土木計画学等多くの分野に跨って適用されてきた(例えば坂本ら, 2005)。メタゲームの「メタ」には基本的な戦略形ゲームからさらにその背後まで掘り下げて相手の行動を考え自身の行動を選択するというニュアンスが込められており，目的関数を最大化させる最適化手法とは均衡解の意味が異なる。実行可能領域内で，定性的選好順序間の事象を正しく取り入れていくには，段階的にオプション(戦略)を組込んでいけばよい。本稿ではこの組込みを，陸域水循環モデルを用いたシナリオ分析の自然な拡張として実行する方法を提案する。本手法が示す分析結果が流域国の意思決定者により議論され，シナリオ・基本要素の設定等にフィードバックを与え発展していくと，本研究手法の役割である，「再現性をもつ意思決定の判断材料」として国際流域管理に貢献することができると考える。

2. 水文モデルとコンフリクト解析の統合

2. 1 解析手順

本研究の解析手順を説明し，全体像を示す。Fig.1は本研究の全体像を表すフロー図である。解析手順は，入力データの作成，シミュレーション，出力値の検証と考察，出力値を用いた解析・議論の4段階に分けられる。

入力データは標高，土地被覆，土地利用データ等の地表面入力データと降水量, 気温, 下向短波放射，下向長波放射，比湿，地表面気圧，風速等の気象要素入力データの2種類に分類できる。本研究では，現地観測データを入手することが困難なため，全球を対象としている衛星観測データを広く用いている。Table1に入力データの一覧を示す。これらの入力データを陸面過程モデルSiBUCの境界条件，分布型流出モデルHydro-BEAMの地理情報，及び将来予測計

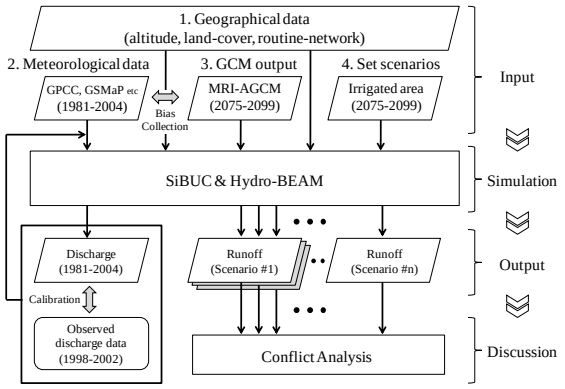


Fig.1 Procedure of analysis

算ではMRI-AGCMとCMIP3の出力値を用いる。陸域水循環モデルにより算定された出力をベースとしてコンフリクト解析に組込むことで，「気候変動，水資源開発考慮時のナイル川コンフリクト解消」に向けた分析を行う。第6章4節では本研究手法が示すナイル川コンフリクト解消案を示す。

2. 2 陸面過程モデルSiBUC

SiBUC(Simple Biosphere Model including Urban Canopy)はSiB(Simple Biosphere Model)をベースに開発されてきた陸面過程モデルである(田中ら, 1994)。SiB(Sellers, 1986)は当時のGCMの格子サイズ(~100km)での陸面水文過程を表現していることに対し, SiBUCでは1km格子サイズの陸面水文過程を表現するため地表面状態を都市キャノピー, 都市カバー, 水面，緑地に分類している。さらに，灌漑取水量・灌漑排水量を作物種と水位値より算定する構造も導入されている。

予報変数(内生変数)と大気境界条件(外生変数)を説明する。SiBUCで表現される地表面要素を大きく分けると都市キャノピー(ビル家屋等の建物，コンクリート), 都市カバー(道路等の舗装面, アスファルト), 水体(河川，水路，湖沼等)，緑地(裸地，植生等の非

Table 1 Input data

プロダクト	パラメータ	空間解像度	時間解像度
SRTM30	標高	30 seconds	-
GLCC ver.2	土地被覆	30 seconds	-
ECOCLIMAP	土壌	30 seconds	-
SPOT-VEGETATION	NDVI	30 seconds	-
GPCC	降水量	1.0 degree	Monthly
GSMaP	降水量	0.1 degree & 0.25 degree	Hourly
H08	気温，放射，比湿	0.5 degree	Daily
JRA25 再解析	風速，気圧	1.1 degree (水平)	6 hours
MRI-AGCM	気象7要素	0.1875 degree	Hourly & 3 hours
CMIP3	降水量	ex. 1.875 degree	Monthly

舗装面)の4種類に分けられる。上記の4種類の地表面要素に対するSiBUCの予報変数は合計16変数，分類としては表面温度(植物，地面，水面，屋根面，壁面，路面)，地中温度(植生，水体，都市域)，遮断水分量(植物，地面，屋根，道路)，土壌水分量(表層，根層，再補給層)の4種類である。

大気境界条件は参照高度における気温，比湿，気圧，風速，降水量，下向短波放射量，下向長波放射量の7種類である。それらの入力値として表面温度，地中温度，遮断水分量，土壌水分量に関する水・熱収支式をタイムステップ1時間で解く。モデル詳細は先行研究(Tanaka, 2004)を参照されたい。

2．3　分布型流出モデルHydro-BEAM

Hydro-BEAMは流域環境評価を目的に開発された分布型流出モデルである(例えばKojiri, 2006)。本研究ではSiBUCの出力値をHydro-BEAMに受け渡して水文量を評価する手法(小槻ら, 2011)をナイル川に適用する。Hydro-BEAMの予報変数は流量のみである。前述した入力データをSiBUC出力から受け取り，kinematic wave式により表面流と河道流を算定する。

本稿では計算タイムステップ10分とする。計算順序は上流域から落水線に従い計算を行う。落水方向は8方向であり，グリッド毎に落水方向が決定される。作成手順は集水面積が10,000km^{2}以上のサブグリッド(以下河道グリッド)が存在するメッシュに対して落水方向を決定する。そして河道グリッドの存在しないメッシュの落水方向を決定する。本手法では，集水面積の大きい河川の落水方向が優先されて決定されるため，河川における主河道の追跡が可能である(Fig.2)。落水線中に設けてあるダム地点では放流量操作を行う。

2．4　新しいコンフリクト解析：水文モデル出力を組合わせたコンフリクト解析

(1) N人コンフリクト解析

本節では一般的なn人コンフリクト解析の数理を説明する。これにより，次節で提案する方法の違いがより明確になる。コンフリクト解析は，ゲーム理論でいう非協力メタゲームにおけるアルゴリズムを拡張発展させた分析手法である。ここでいうコンフリクトとは，岡田ら(1988)によると，「なんらかの点で違いがある人や組織や社会が緊密に接触するとき，そこにものの考え方や価値観や利害に衝突が生じる(あるいは生じている)状態」と説明されている。コンフリクト解析は，3つの基本要素(i)プレイヤー，(ii)オプション，(iii)選好順序により構成される。

プレイヤーとは，ゲーム(意思決定)を行う主体(当事者)である。本研究では，プレイヤーの基本単位を国とし，エジプト，スーダン&南スーダン，エチオピア，白ナイル上流域国として議論を進める。オプションとは，プレイヤーの選択肢である。ゲーム理論の分野では戦略とも呼ばれるが，ここでは，慣例に従いオプションと記載する。選好順序とはオプションの優劣の関係である。本研究では序数型メタゲーム，つまり利得と効用が45度線型関数で表わされている状況を取り扱う。

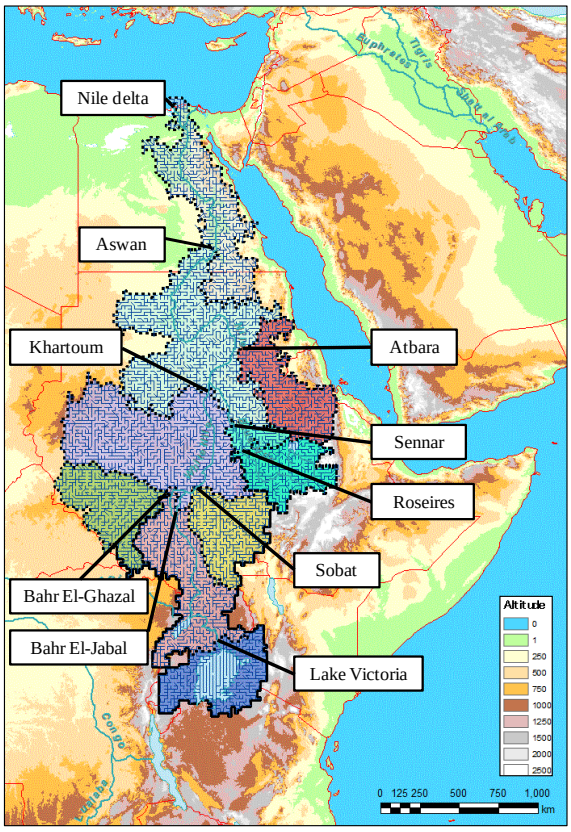


Fig.2 Flow routing in the Nile River Basin

n人コンフリクトにおける全ての発生事象の集合は，次のように全プレイヤーのオプション集合の直積で表現される。

$$Q = S_1 \times \cdots \times S_n \tag{1}$$

ここで，Qは発生事象の集合，S_iはプレイヤーiの戦略の集合である。ある戦略が集合S_iの要素であることを示すときは記号s_iを用いる($s_i \in S_i$)。すなわち，集合Qは各オプション集合から1つの要素を選ぶすべての組合わせからなる集合である。集合Qの要素をqで表わすことにする($q \in Q$)。

n人コンフリクト解析において，各プレイヤーは各々の選好順序に従い実現可能なオプションの中から意思決定を行う。コンフリクト解析のアルゴリズムにはプレイヤーAは発生事象qからの一方的改

善(Unilateral Improvement: UI)を考えるという過程がある。一方的改善は次のように定義される。

$$m_i^+(q) = m_i(q) \cap M_i^+(q) \tag{2}$$

ここで，集合 $m_i^+(q)$ を一方的改善，$m_i(q)$ は一方的到達可能な発生事象，$M_i^+(q)$ はプレイヤー i にとって発生事象 q よりも好ましい発生事象 q の集合である。一方，プレイヤー i にとって発生事象 q よりも好ましくない発生事象 q の集合を $M_i^-(q)$ と表わす。なお，一方的到達可能な発生事象とは，発生事象 $q=(\overline{s}_i, \overline{s}_{N-i})$ に対して，

$$m_i(q) = \left\{ (s_i, \overline{s}_{N-i}) \middle| \, s_i \in S_i \right\} \tag{3}$$

ここで，N は n 人のプレイヤーの集合，添字の $N-i$ は集合 N からプレイヤー i を除いた集合である。記号"$\overline{s}$"はその戦略を固定して考えることを示している。 M_i は各プレイヤー i に対する選好関数を意味し，Q から集合 Q の巾集合 $B(Q)$ への対応として定義する。

次に均衡解に関して説明する。前述の通り，コンフリクト解析では各プレイヤーが各々の選好順序に従い合理的な意思決定を行う。ここでいう「合理的」とは次の条件を満たすときをいう。発生事象 $q=(\overline{s}_i, \overline{s}_{N-i})$ がプレイヤー i に対して合理的，すなわち $q \in R_i$ であるための条件は，他のプレイヤーの戦略 $\overline{s}_{N-i}$ を固定したときプレイヤー i が戦略 s_i をどのように選んでも q より好ましい発生事象を見つけることができないというものである。従って，プレイヤーに対して合理的であるとは，

$$R_i = \left\{ q \middle| \, \forall s_i, (\overline{s}_i, \overline{s}_{N-i}) \in M_i^-(q) \right\} \tag{4}$$

と表現できる。そして，すべてのプレイヤーに対して合理的である発生事象を均衡解と呼ぶ。コンフリクト均衡解を特徴づけるのが解析中に含まれる不可避的制裁(抑止力)という概念である。発生事象に対して次式(5)が成り立つとき，不可避的制裁(抑止力)が存在するという。

$$\exists s_{N-i} \quad \forall s_i : \ (s_i, s_{N-i}) \in M_i^-(q) \tag{5}$$

式(5)は S_{N-i} によりプレイヤー i の選好を下げるプレイヤー i 以外のプレイヤー $N-i$ による一方的改善が存在する場合，プレイヤーに抑止力が働くということを意味している。プレイヤー i に一方的改善は存在するが，不可避的制裁(抑止力)が存在しない，つまり発生事象 q がプレイヤー i に対する安定な発生事象の集合 R_i^* に含まれないための必要十分条件は，

$$m_{N-i}(p) \cap M_i^-(q) = \phi \tag{6}$$

であるような $m_i^+(q)$ の要素 p が存在することであり，逆にそのような p が存在しなければ発生事象 q は安定となり，集合 R_i^* の要素となる。このことをまとめると，

$$\begin{aligned} &(\exists p \in m_i^+(q) \,\middle|\, m_{N-i}(p) \cap M_i^-(q) = \phi) \\ &\Leftrightarrow q \notin R_i^* \end{aligned} \tag{7}$$

ところで，集合 $m_{N-i}(p)$ は $m_{N-i}{}^+(p) \cup m_{N-i}{}^-(p)$ と表わすことができるが，集合 $m_{N-i}{}^-(p)$ に属する発生事象は有効的ではなく，意味のある制裁とみなすべきではない。従って(7)は，

$$\begin{aligned} &(\exists p \in m_i^+(q) \,\middle|\, m_{N-i}{}^+(p) \cap M_i^-(q) = \phi) \\ &\Leftrightarrow q \notin R_i^* \end{aligned} \tag{8}$$

と書き直せる。この(8)を用いてプレイヤー i に対する安定性を決定する。ここで，「安定」とは発生事象があるプレイヤーに対して(i)合理的発生事象，(ii)対称型メタ合理的発生事象，(iii)一般型メタ合理的発生事象のいずれかであるときをいう。その際その発生事象はそのプレイヤーに対して安定であるという。

コンフリクト解析を実際の問題に適用する際，効率的かつ見落としのないように各発生事象の各プレイヤーに対する性質を調べなければならない。Fig.3 にプレイヤー i に対する安定性を決定するアルゴリズムを示す。

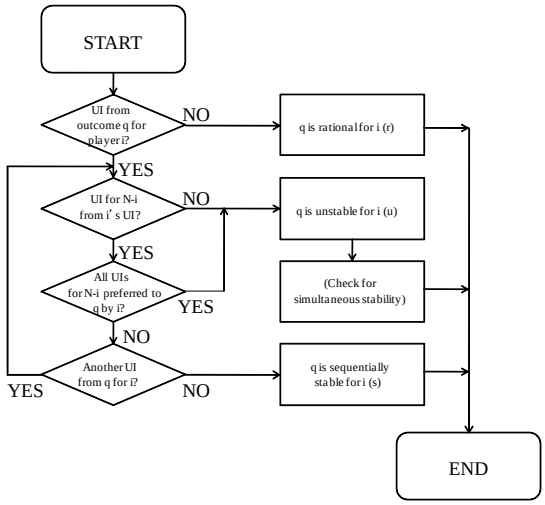


Fig.3 Algorithm of stability analysis(Okada, 1988)

(2) 水文モデル出力を組合わせたコンフリクト解析

本項では水文モデル出力を組合わせたコンフリクト解析について既存のコンフリクト解析と比較し説明する。本研究とこれまでのコンフリクト解析との大きな違いは，「合意形成の本質となる選択肢(オプション)の表現方法」にある(Table2)。既存の解析手法

では利害関係者の選択肢は定性的な表現，例えば「国際河川の広域管理を推進する・推進しない」，「上流国を信頼する・信頼しない」といった文言であった。その結果に対する考察も定性的な議論を行い，分析者の見識による結論を出している。政策立案に対する大筋を評価する目的であれば，既存のコンフリクト解析で帰結の大枠を把握できるため十分であるかもしれない。しかし，第1章で問題提起した水資源争奪の可能性を分析し，解決に貢献するためには定量的な分析が不可欠であると著者らは考える。本論文では，将来農業開発を促進するのであれば，「一体どの程度促進するのか，またその影響に対してどのような優先順位の下，各主体は意思決定を行うのかという判定を水文シミュレーションの結果をベースに行う」手法を提案し適用する。定量的オプションを解析に組込むと定量的な議論が可能となるが，一方対象とする発生事象数が指数関数的に増加し，従来手作業で行っていた安定性分析が困難となるといった短所もある。本研究では基本要素の設定と，プレイヤー数分の選好順序さえあれば，安定性分析を自動で行うプログラムを作成した。これにより，従来取り扱うことが困難であった大量の発生事象を扱うことが可能となった。さらに，安定性分析時に生じる複数の均衡解への分析(解の視覚化，共通解の抽出，解の絞込み)も重点的に行い，定量的な結論を得ることができることを確認した。第3,4,5章でナイル川流域における水文シミュレーション，将来気候の検討，及び土地利用シナリオ別の農業使用水量の変化を計算し，第6章で本研究手法の適用結果を報告する。

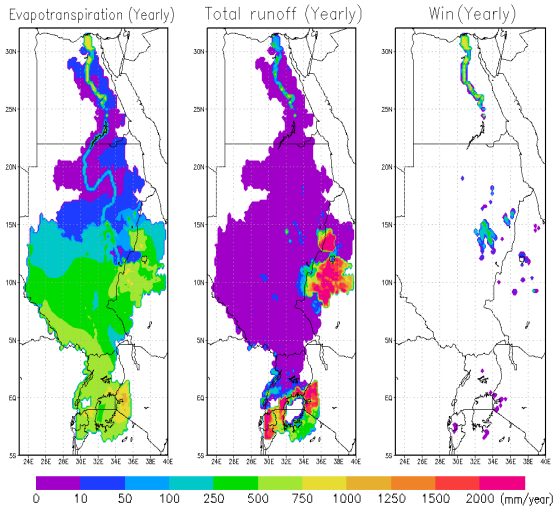


Fig.4 Distrbution map of water balance components (Evap, Qs+Qb, Win)

3. 地表面水文量の検証

3．1 地表面水文量の季節性の考察

ナイル川全流域における地表面水文量に関して考察する。Fig.4 に陸面過程モデル SiBUC による算定結果を示す。それぞれ左から蒸発散量，総流出量(表面流出量+地中流出量)，灌漑要求水量を示している。単位はいずれも(mm/year)である。ナイル川流域は南側は赤道直下の熱帯雨林気候であり，一年中安定した降水量が観測されている。ビクトリア湖上で降水量が陸域より減少して観測されているが，ビクトリア湖集水域平均で約 900~1100(mm/year)である。中緯度帯西側はサハラ砂漠であり，砂漠気候である。砂漠地帯では降水量は年数 mm 程度であり，降雨が降るや否やすぐ蒸発し，利用可能な水資源は皆無であると考えられる。中緯度帯東側は亜熱帯気候の特徴をもち，降水量は年間約 750~950mm である。中緯度帯東側は雨季乾季がはっきりしており，雨季は 6 月から 10 月である。この雨季に，青ナイル川の流量が増大し，ロゼイレスダム，スンナールダムを流れ，白ナイル川と合流し，アスワンハイダムへと達する。赤道帯，中緯度東側は共通して地中流出による流出が支配的であることが考察される。北側は地中海性気候の地域もあり，エジプトカイロ付近は冬期に降雨が観測されている。灌漑要求水量の時期は作物にもよるがおおむね 6 月から 10 月に灌漑用水が必要であることがわかる。

3．2 中流域の水収支解析

本節では前節で算定した地表面水文量を分布型流出モデルに受け渡し河川流量の再現精度を確認する。本研究対象であるナイル川は乾燥地域，半乾燥地域，熱帯地域と南北に気候帯を横断している流域面積 300 万 km^2 を越える大陸河川であり，いくつかの支流域毎に水収支解析を行う必要がある。十分な流量算定精度を満たすには降雨入力データに対しても十分な精度が必要である。しかし，ナイル川流域は広範囲かつ観測データの公開に関して十分でないため，観測降雨データのデータ整備が困難であること，全球規模の衛星降雨観測データには依然としてその観測精度に課題を残す。そのため十分な精度の降雨データをグリッドレベルで整備することは極めて困難である。本研究では，中流域代表地点の観測流量と算定流量の年平均値を一致させるように降雨量補正を中流域毎に行った。その結果，算定精度は年総流量誤差 1 割程度以内となった(Fig.5)。

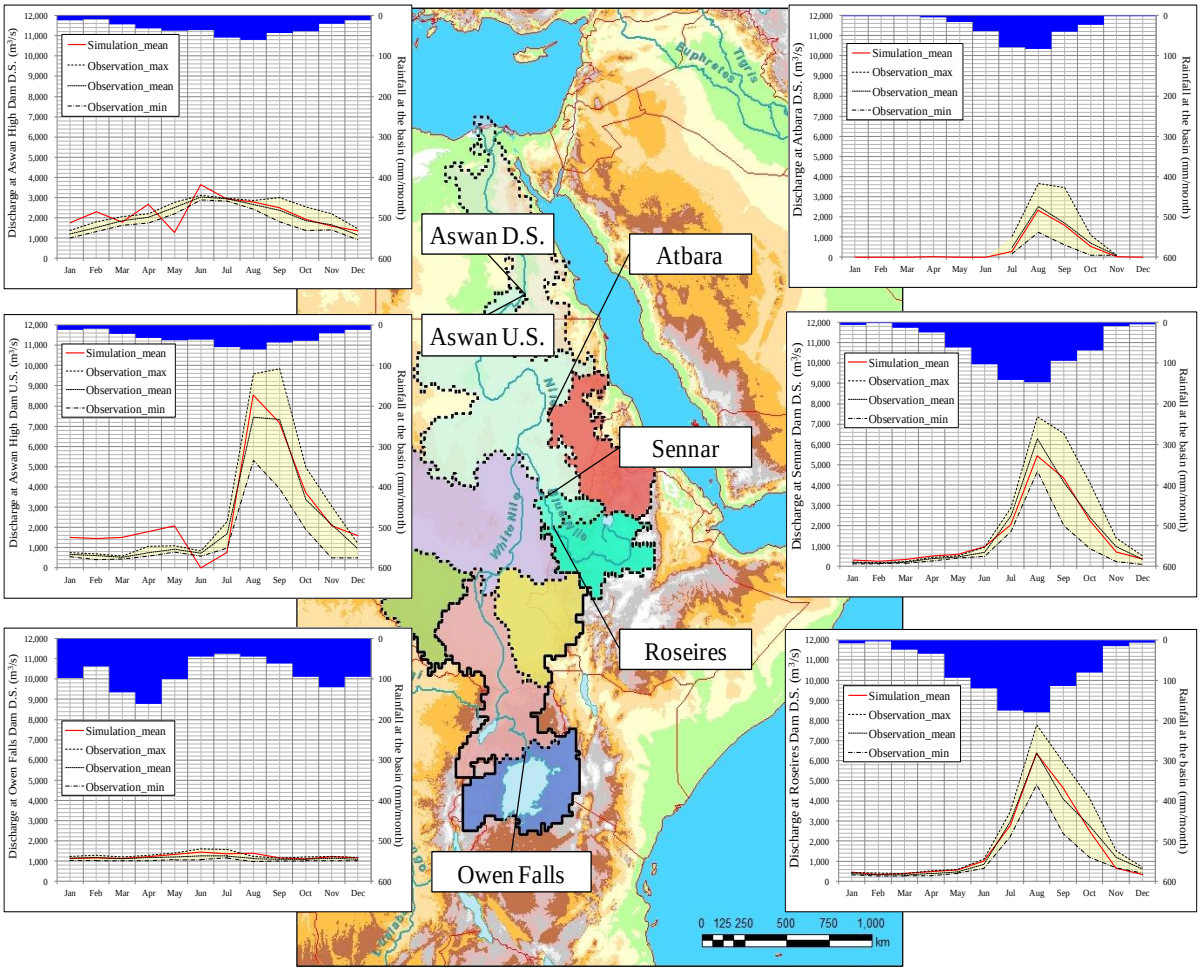


Fig.5 Validation of discharge in the sub-basin

4. MRI-AGCMとCMIP3による気候変動推計

本論文では，空間解像度約20kmの気象研究所全球大気モデル(Meteorological Research Institute Atmospheric General Circulation Model: MRI-AGCM)と世界気候研究計画(World Climate Research Programme: WCRP)による第3次結合モデル相互比較プロジェクト(Coupled Model Intercomparison Project phase 3: CMIP3)の結果を利用し，21世紀末シミュレーションの入力値を検討する。気候変動に関する政府間パネル(Intergovernmental Panel on Climate Change: IPCC)の第4次報告書(IPCC, 2007)で引用されたCMIP3は世界各国の研究機関で開発された複数の気候モデルによる実験結果である。Webサイト(http://esg.llnl.gov:8080/index.jsp)で公開されているため，誰でも入手可能であるが，20世紀再現実験の2次元(地表面)データに限っても1TB程度のサイズがあり，データの入手だけでも大変な労力と時間を要する(道広ら, 2011)。CMIP3及びMRI-AGCMの将来予測については，A1Bシナリオ(大気中の温室効果ガス濃度が21世紀末に20世紀末の約2倍)による実験結果である。CMIP3のいくつかのGCMについてはアンサンブルラン(複数実験)の結果を公開しているが，道広ら(2010)によると，同一モデルによる複数ランの差異は小さいため，1モデル1ランで代表させている。各GCMの切り取り範囲をTable3にまとめる。MRI-AGCMは計算領域を陸域のみに限定しているため，比較対象領域には海域を含まないことに注意が必要である。

4.1 GCMバイアス補正

GCMの出力値を将来気候シミュレーションの入力値として検討する際，モデルバイアスを補正することが推奨されているのが現状である。本研究では，GCM現在気候月別値を衛星観測及び再解析プロダクトを用いて作成された現在気候値の月別値と一致させる手法を採用した。なお，補正比率が2倍以上(100%以上)となる場合は，これ以上の補正は補正として意味をなさないと考え，補正上限率を2とした。

Table 3 Utilized range of MRI-AGCM and CMIP3

ID	NAME	Country	Number of x mesh	Number of y mesh	Southwestern corner				Number of data			Spatial resolution	
					Longitude		Latitude		East and West	North and South	Total	East and West	North and South
1	BCC-CM1	China	192	96	22.500	x=13	-6.528	y=45	11	22	242	1.8750	1.8650
2	BCCR-BCM2.0	Norway	128	64	22.500	x=9	-6.977	y=30	8	15	120	2.8125	2.7910
3	CCSM3	USA	256	128	22.500	x=17	-6.303	y=60	14	29	406	1.4060	1.4010
4	CGCM3.1 (T47)	Canada	96	48	22.500	x=7	-5.567	y=23	6	12	72	3.7500	3.7110
5	CGCM3.1 (T63)	Canada	128	64	22.500	x=9	-6.977	y=30	8	15	120	2.8125	2.7910
6	CNRM-CM3	France	128	64	22.500	x=9	-6.977	y=30	8	15	120	2.8125	2.7910
7	CSIRO-Mk3.0	Australia	192	96	22.500	x=13	-6.528	y=45	11	22	242	1.8750	1.8650
8	CSIRO-Mk3.5	Australia	192	96	22.500	x=13	-6.528	y=45	11	22	242	1.8750	1.8650
9	ECHAM5/MPI-OM	Germany	192	96	22.500	x=13	-6.528	y=45	11	22	242	1.8750	1.8650
10	ECHO-G	Germany/Korea	96	48	22.500	x=7	-5.567	y=23	6	12	72	3.7500	3.7110
11	FGOALS-g1.0	China	128	60	22.500	x=9	-6.977	y=28	8	15	120	2.8130	2.7910
12	GFDL-CM2.0	USA	144	90	21.250	x=9	-5.000	y=43	9	20	180	2.5000	2.0000
13	GFDL-CM2.1	USA	144	90	21.250	x=9	-5.000	y=43	9	20	180	2.5000	2.0000
14	GISS-AOM	USA	90	60	22.000	x=6	-7.500	y=28	6	15	90	4.0000	3.0000
15	GISS-EH	USA	72	46	22.500	x=5	-6.000	y=22	5	11	55	5.0000	4.0000
16	GISS-ER	USA	72	46	22.500	x=5	-6.000	y=22	5	11	55	5.0000	4.0000
17	INGV-SXG	Italy	320	160	22.500	x=21	-5.047	y=76	17	35	595	1.1250	1.1215
18	INM-CM3.0	Russia	72	45	20.000	x=5	-8.000	y=21	5	11	55	5.0000	4.0000
19	IPSL-CM4	France	96	72	22.500	x=7	-6.338	y=34	6	17	102	3.7500	2.5350
20	MIROC3.2 (hires)	Japan	320	160	22.500	x=21	-5.047	y=76	17	35	595	1.1250	1.1215
21	MIROC3.2 (medres)	Japan	128	64	22.500	x=9	-6.977	y=30	8	15	120	2.8125	2.7910
22	MRI-CGCM2.3.2	Japan	128	64	22.500	x=9	-6.977	y=30	8	15	120	2.8125	2.7910
23	PCM	USA	128	64	22.500	x=9	-6.977	y=30	8	15	120	2.8125	2.7910
24	UKMO-HadCM3	UK	96	73	22.500	x=7	-5.000	y=35	6	16	96	3.7500	2.5000
25	UKMO-HadGEM1	UK	192	145	22.500	x=13	-5.000	y=69	11	31	341	1.8750	1.2500
26	MRI-AGCM3.1S	Japan	1920	960	22.875	x=123	-4.966	y=453	91	198	18018	0.1875	0.1870
27	MRI-AGCM3.2S	Japan	1920	960	22.875	x=123	-4.966	y=453	91	198	18018	0.1875	0.1870

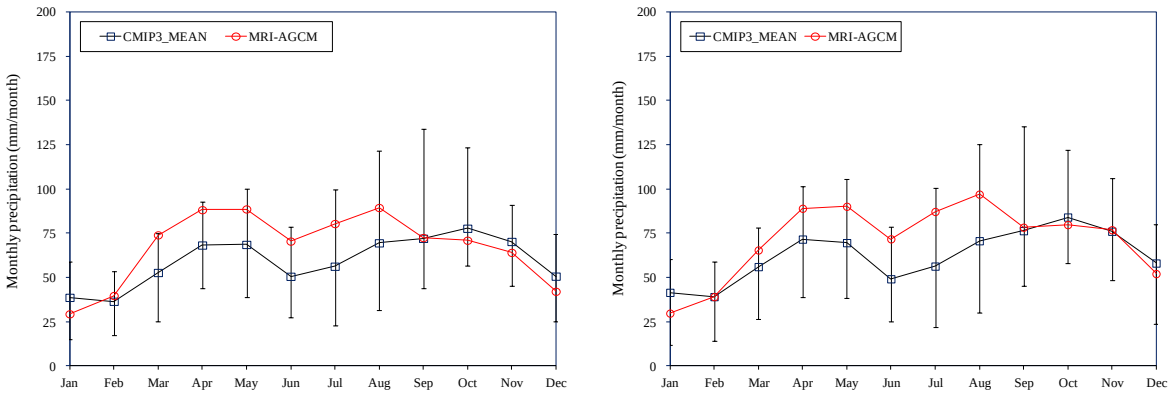


Fig.6 Prediction in the end of 21st century by MRI-AGCM and CMIP3
(left: 20th century, right: A1B scenario, no bias correction)

4．2　MRI-AGCM将来気候値とナイル川全流域流出量

第6章での定量的オプションによるコンフリクト解析を検討する前準備として，将来気候下の流域平均降水量と年間総流出量の相関関係を調べる。本来はCMIP3を含む全GCMを大気境界条件とし複数回長期計算を行えばよいが，本論文では時間的制約のため，本節で説明するMRI-AGCMによる長期計算結果から得られる関係式をCMIP3に用いる。決定係数0.6486より正の相関が見られると考える。今後，移動時間相関値を検討すること等が本相関関係の現象を理解する上で必要であると考える。

4．3　MRI-AGCMとCMIP3による将来気候渇水年の推定

本節では，第6章で21世紀末の渇水年別のコンフリクト解析を行うため，MRI-AGCMとCMIP3を用いて21世紀末の渇水年を算定する。使用したGCMはMRI-AGCM(2075-2099) と CMIP3(2080-2099) の計24GCM，485年分の降水量(mm/year)年気候値である。全てのGCMで現在気候時に前述(4.1節)したバイアス補正を行っている。つまり，ここで評価していることは現在気候値と21世紀末気候値との気候シグナルを評価していることと同値である。本論文では485年分の気候値の内，降水量下位20%(5年に1回の確率)を5年渇水値，下位10%を10年渇水値，下位5%を20年渇水値，下位2%を50年渇水値，及び下位1%を100年渇水値とした。本論文では前節(4.3節)で算定した回帰式を用いて算定された総流出量を利用可能水資源量の上限としてコンフリクト解析の実現可能領域の制約条件として用いる。

5.　農業開発による21世紀末ナイル川流域水争奪の分析

本章では農業開発シナリオ別の土地利用パラメー

タの変化方法を説明し，シナリオ別の農業使用水量を算定する。第 1 章で述べた通り，FAO 統計値によるとナイル川流域国の灌漑面積は 1980 年代から徐々に増加傾向にある。この背景を考慮し 21 世紀末を議論するため，本研究では(9)式のように農業開発度を導入する。

$$農業開発度(\%)=\frac{灌漑拡大面積}{(灌漑利用可能面積)-(現在灌漑面積)}\times 100 \quad (9)$$

ここで, 利用可能灌漑面積(km^2)とは, FAO Aquastat により報告されている「Irrigation potential」を意味し，本論文ではこの値と現在灌漑面積(Aquastat で手に入る最新の値)との差を残り灌漑可能面積とし，その値と灌漑拡大面積との百分率を農業開発度と定義する。灌漑面積拡大の方法は，現在土地利用で灌漑面積が存在している場所の灌漑面積を平均比率で増加させ，増加分の面積を都市と水体を除く他土地利用の内，最大値から差し引くという処理を行っている。前述の農業開発シナリオの下，灌漑面積値を変化させた際の各国オプション別灌漑水使用量(Gt/year)を算定する。Fig.7 に農業開発度(オプション)別の各プレイヤーの年灌漑使用水量の推移を示した。Fig.7 の横軸は農業開発度であり, 農業開発度が 0%ということは, 現在の灌漑面積と等しい(現状維持)であることを意味する。なお，陸面過程モデルで算定される量は灌漑要求水量であり，現在灌漑面積と等しい時に Aquastat の国別灌漑使用水量に一致させるように調節を行っている。

6. 水文モデル出力を組合わせたコンフリクト解析適用結果

6. 1 基本要素の設定

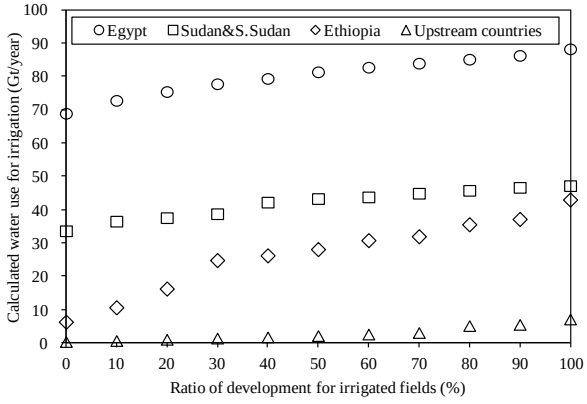


Fig.7 Irrigated water use of each player in each ratio of development for irrigated fields

本章では，第 4 章で得られた渇水年の利用可能水資源量上限値(総流出量)と, 第 5 章で得られた農業開発シナリオ別灌漑水使用量を入力値としたコンフリクト解析を行う。コンフリクト解析を行うためには基本要素である，プレイヤー，オプション，選好順序を設定する必要がある。水文モデル出力を組合わせたコンフリクト解析でも同様である。本研究では，プレイヤーを 4 プレイヤー，オプションを 11 通り，選好順序を 2 段階に設定する(Table4)。プレイヤーはナイル川下流域であるエジプト，中流域国のスーダン・南スーダン, 青ナイル川上流域国のエチオピア，及び白ナイル川上流域国(ウガンダ，ケニア，タンザニア，ブルンジ，ルワンダ)とする。オプションは農業開発度を 0%，10%，20%，…，100%とする 11 通りとする。選好順序(プレイヤーに対する事象の優劣を決定する優先順序)は第 1 に自国取水量が高い事象を優先し, 第 2 に(自国取水量が同じ値の場合は)ナイル川残水量(利用可能水資源量と総水使用量の差)の値が高い事象を選好順序が高いものとする。あるプレイヤーに対してオプションはそれぞれ排反であるため，全事象数は 14641(=11 の 4 乗)となる。各開発度シナリオにモデル出力値を当てはめ，Fig.3 に示すアルゴリズムを計算する。

6. 2 統合手法適用の結果

本節では，水文モデル出力を組合わせたコンフリクト解析をナイル川流域に適用した結果を示す。均衡解(Equilibrium)はコンフリクト均衡解, つまり意思決定の結果生じたコンフリクトの落ち着く先である。コンフリクトの落ち着く先とは, 当事者(プレイヤー)が行動を起こす前に相手のとりうる行動を的確に読みとり意思決定を行った結果であり，それぞれにとって納得のいくもの，もしくは受けとめなければならないものと考えられる。

Fig.8 にナイル川全流域に本研究手法を適用した結果を示す。縦軸は「コンフリクト均衡解における農業開発度の均衡解平均」である。各渇水年でプレイヤー毎にコンフリクト均衡解の農業開発度均衡解平均を算定し，平均値も示した。なお横軸は 5 年渇水を 1 とし，100 年渇水を 5 と表記している。このグラフよりプレイヤー間で異なる傾向を表わしていることがわかる。エチオピア，白ナイル上流域国に関しては渇水年が厳しくなるにつれ，農業開発度の均衡解平均は減少する傾向にある。一方，エジプトとスーダン・南スーダンは渇水年がたとえ厳しくなっても農業開発度の均衡解平均は単調減少せず上下に変動する動きをみせる。Fig.8 よりわかることは，(例えば)20 年渇水年の農業開発のプレイヤー平均は 45(%)であるが，その 45(%)という状態は 20 年渇水

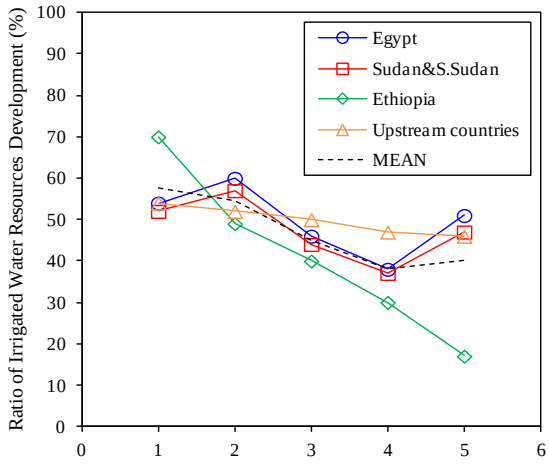


Fig.8 Result of conflict analysis

(Horizontal axis, 1: 5yr drought, 2: 10yr drought, 3: 20yr drought, 4: 50yr drought, 5: 100yr drought)

では合理的に得られる帰結となりうるが，100 年渇水時には起こり得ない帰結であるということである。つまり，100 年渇水時に起こりうる合理的な帰結は 20 年渇水の帰結とは別の状態が大半であり，20 年渇水値で得られているプレイヤー平均 45(%)という状態では 100 年渇水時，水資源争奪による議論が適切に行わなければ状態が悪化するということを示している。

6．3　複数均衡解への考察—視覚化，共通解，絞込み

本節では，本研究手法を適用した際に生じる複数均衡解について 3 種類の分析(i)解の視覚化，(ii)共通解の抽出，(iii)解の絞込みを行った。これらの分析は前節で生じた多数の複数均衡の性質(解のばらつき具合，解の頻度・安定性)を調べるために工夫した分析手法である。順に説明する。解の視覚化は各プレイヤーを第 1 象限(エジプト)，第 2 象限(スーダン，南スーダン)，第 3 象限(エチオピア)，第 4 象限(白ナイル上流域国)と配置した。軸の単位を均衡解の農業開発度(0%を 0，100%を 1)とする。各プレイヤーの象限に 45 度線(135 度線, 225 度線, 315 度線)をとり，それらの方向を正とする単位ベクトルをプレイヤー数分考える。それぞれの単位ベクトルに均衡解の農業開発度(0~1，オプション)の積をとり，プレイヤー数分のベクトルの和をとった終点をプロットする。つまり，4 人プレイヤーの場合は，横軸，縦軸ともにその最大値は 1.414 となる。

次に共通解の抽出について説明する。本視覚化法では均衡解の終着点を視覚的に表わしているが，同じ終着点をもつ組合わせが別の均衡解と重なる場合もありうる。そこで，同一の均衡解を得る場合は色分けをして表示することで，共通解をも視覚化することができた(例えば Fig.9)。

次に，解の絞込みに関して説明する。前節 Fig.8 で見られた，100 年渇水時の農業開発度の均衡解平均に関する傾向，すなわちエチオピア，白ナイル川上流域国は 50 年渇水値に比べ減少する一方，エジプトとスーダン・南スーダンでは 50 年渇水値に比べ増加するといった正反対の結果を考える。そのような解の動きを分析するため，解の絞込み上限値(プレイヤー間での農業開発度最大値と最小値の差の上限値)を設定した。例えば，解の絞込み値が 90%ということは，プレイヤー間の農業開発度の最大値と最小値の差が 90%を越える場合，すなわち差が 100%である事象を視覚化した結果から外すということである。

以上の分析を行った結果を渇水年別に Fig.9 から Fig.11 に示す。それぞれ共通解は多くて 4 度(黄)であることがわかる。また絞込みを強めていくにつれ，偏りを示す(原点から遠い)均衡解が外されていく様子がわかる。

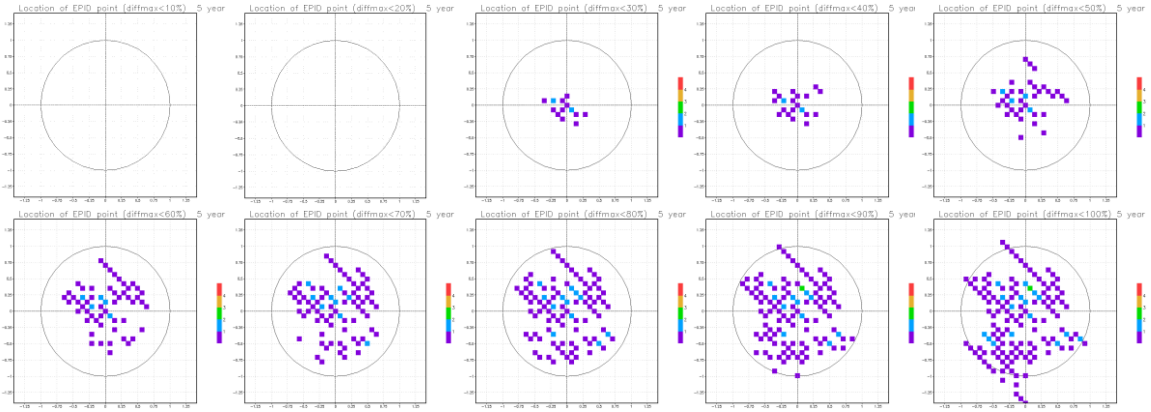


Fig.9 Visualization of plural equilibriums in the case of 5 year drought

(upper: 10% to 50% refinement, lower: 60% to 100% refinement)

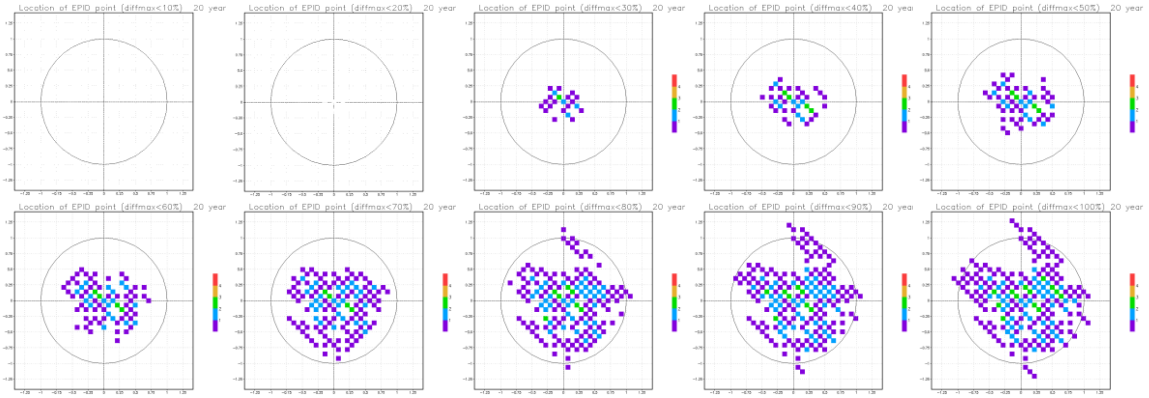


Fig.10 Visualization of plural equilibriums in the case of 20 year drought

(upper: 10% to 50% refinement, lower: 60% to 100% refinement)

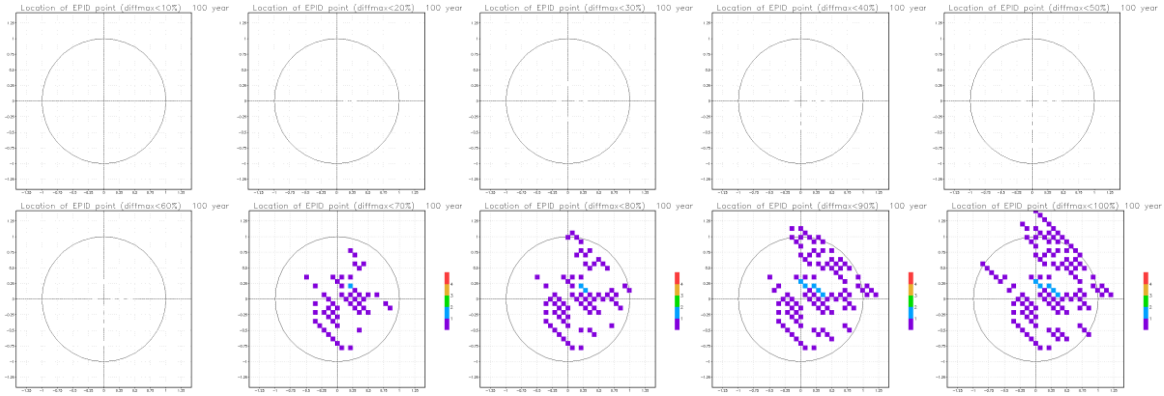


Fig.11 Visualization of plural equilibriums in the case of 100 year drought

(upper: 10% to 50% refinement, lower: 60% to 100% refinement)

6．4　本手法が示すナイル川コンフリクト解消案

本節では，これまで分析した結果，本論文で提案する手法により示唆されるナイル川流域の水資源開発コンフリクトの解消案を説明する。前節の解の絞込み結果より 100 年渇水の均衡解をプレイヤー間の不利なく検討するため，本論文では絞込み 70%の結果を用いて 21 世紀末のナイル川コンフリクトを考える。Fig.12 に前節で定義した絞込み上限値 70%の場合の水文モデル出力を組合わせたコンフリクト解析の解析結果を示す。縦軸は Fig.8 と同様「コンフリクト均衡解における農業開発度の均衡解平均」である。前節 Fig.8 と比べ，全てのプレイヤーが渇水年が厳しくなるにつれ農業開発度の均衡解平均が減少する傾向にあることがわかる。この傾向は，より厳しい渇水年の条件下に存在するコンフリクトの落ち着く先(の平均)は，より低い農業開発度であると解釈できると考える。これは，対策を立てる計画渇水年に対して，推奨される農業開発度上限値を表わしていると考えられる。具体的には，20 年渇水を計画渇水としてナイル川流域国全体で対策を考える場合，流域国の農業開発度の上限値は 40%であり，それを越える水資源開発計画を計画する場合はさらなる議論が必要であるということを意味する。

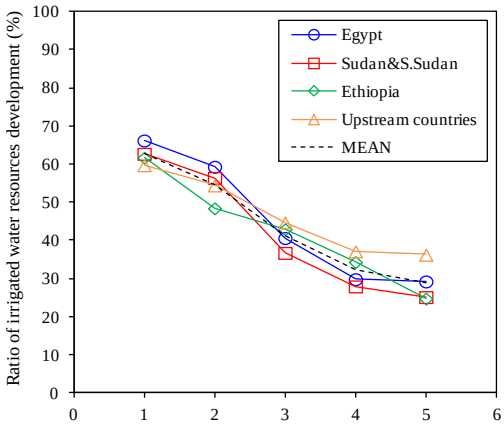


Fig.12 Result of conflict analysis (2) (70% refinement)
(Horizontal axis, 1: 5yr drought，2: 10yr drought,
3: 20yr drought，4: 50yr drought，5: 100yr drought)

ただし，第 1 章の通り，本研究手法の役割は再現性をもつ意思決定の判断材料として国際流域管理に貢献することである。従って，本研究手法により示される結果は当該意思決定者により議論され，フィードバックを受けることが大切である。

7. 結論

本論文では「水文モデル出力を組合わせたコンフリクト解析」と題して水文モデルとコンフリクト解析の統合を行い,「気候変動，水資源開発考慮時のナイル川コンフリクト解消」に向けた分析を進めてきた。第 1 章ではナイル川流域の背景を説明し，問題提起を行った。第 2 章ではモデル入力値(2.1 節)，陸面過程モデル SiBUC(2.2 節)，分布型流出モデル Hydro-BEAM(2.3 節)，さらにコンフリクト解析(2.4 節)を説明し，本論文の解析手順と理論的枠組を見てきた。第 3, 4, 5 章ではナイル川流域における水文シミュレーション，将来気候の検討，及び土地利用シナリオ別の農業使用水量の変化を計算した。第 6 章では水文モデル出力をコンフリクト解析に組込む手法の適用結果を報告し，その際生じる複数均衡解に対して分析も行った(6.3 節)。

コンフリクト解析とは異なる利害が衝突している，もしくはこれから衝突が生じる状態を分析し，今後どのようにすればこの利害衝突が解消するかを提唱する解析手法であり，その理論的枠組は社会的側面と密接に関わっている。しかし，安定性分析(表)という概念によって，その分析対象は手計算で分析可能な範囲に限られていたのかもしれない。筆者は従来のコンフリクト解析から得られる定性的な結論に対して少なからず疑問を抱いていた。とはいえ，コンフリクト解析は複数の利害関係者がそれぞれ望む状態が異なり，議論の終着点が見えてこない国際河川の水争奪には有用であるという思いがあった。この思いと，自身の所属する研究室で行われている数値計算を何とかして活かしたいという思いがつながり，本論文で報告してきた研究手法が浮かんできたのである。国際水資源管理の意思決定分野における具体的政策の立案・評価には，今後この解析手法が主流になるのではないかと思われる。

ナイル川流域の水文学的研究は数多く，世界中の研究者により研究が進められている。参考文献として引用した Elshamy(2006)もその 1 つである。本論文中での水文学的研究は，陸面過程モデルによるナイル川中流域毎の水収支解析(3.3 節)，分布型流出モデルによる流量再現等，解析の質と量はナイル川の水循環を理解するには十分なだけ成果を報告できたと考えている(第 3 章)。

また 2012 年 6 月時点，我が国による最新の GCM である MRI-AGCM(空間解像度: 20km)の出力結果を利用し，ナイル川流域の 21 世紀末の将来気候を中流域毎に議論してきた。さらに，本論文では CMIP3 の複数 GCM による出力結果も利用し，21 世紀末の渇水年評価の結果も報告した。ナイル川流域における気候変動推計のまとめとしても有効であるかもしれない(第 4 章)。

依然として水文学分野の課題である将来の水需要量予測を本論文ではナイル川流域に限り行った。その際，議論の対象となりうる土地利用変化に関しては本研究では FAO 統計値を全面的に活用し，農業開発度という形で土地利用の変化量を考えた。この点は各国の意向や環境容量によって変化する部分であるため，その発展的研究の必要性を主張する。本論文では農業開発度別の農業使用水量を陸面過程モデル SiBUC により水・熱収支を考慮して算定した。その結果，たとえ現状と同じ灌漑面積であっても算定された灌漑水使用量は増加(例えば，エジプトでは年間 10Gt 増加)するという結果となった。これは気温上昇の予測結果により灌漑地の水面からの蒸発量が増加したためであると考えられる(第 5 章)。

研究背景でも述べたが，21 世紀に入り，水危機，食糧危機を警告する声が強くなってきている。水文学を専門とする研究者はこの問題に対して何らかの解決策を提示し，人類を導いていかなければならないと考える。本論文ではこの問題の一側面にすぎないが，利用可能水資源量の下での利害対立の状態を分析してきた。結果として，20 年渇水をナイル川全流域の計画渇水とする場合，各流域国に対して推奨される農業開発度の上限値は 40%であることを得た。この割合を越える水資源開発が進められると，渇水年が複数年続いた場合，協力的な水利用なくしては深刻な水不足となるのではないかと懸念を示す(第 6 章)。

そして越境水系の水問題の最大の問題は，それが「水以外の政治的・経済的問題とつながった非常に取り扱いにくい状態にある」ということである。その課題に貢献するためには，真に物事を見る眼を養い，現実の社会的水問題を見抜く必要があろう。本研究手法が今後，多くの研究者・実務者によって議論され，世界平和へ貢献する日が来ることを願ってやまない。

謝　辞

本研究は，「組織的な若手研究者等海外派遣プログラム」のもと，対象流域へ赴き行われた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

岡田憲夫・キース, W. H. ・ニル, M. F. ・福島雅夫（1988）：コンフリクトの数理 メタゲーム理論とその拡張, 現代数学社.

小槻峻司・田中賢治・小尻利治・浜口俊雄（2011）：灌漑を考慮した陸域水循環モデルの構築, 土木学会水工学論文集，第55巻，pp. 553-558.

坂本麻衣子・萩原良巳・畑山満則（2005）：水資源開発コンフリクトにおけるプレイヤーの設定に関する研究，環境システム研究論文集，第33巻，pp. 415-422.

田中賢治・池淵周一（1994）：都市域・水体をも考慮した蒸発散モデルの構築とその琵琶湖流域への適用，京都大学防災研究所年報，第37号B-2，pp. 299-313.

中山幹康（1996）：英米および世界銀行によるアスワン・ハイ・ダム建設への援助中止を招いた諸要因に関する考察，水文・水資源学会誌，第9巻，4号，pp. 340-350.

萩原良巳・坂本麻衣子（2006）：コンフリクトマネジメント 水資源の社会リスク，勁草書房.

道広有理・鈴木靖・佐藤嘉展（2010）：気象変動情報データベースの開発とその利用, 土木学会論文集, 第67巻B-2，pp. 1211-1215.

道広有理・佐藤嘉展・鈴木靖（2011）：日本陸域を対象としたCMIP3マルチ気候モデルの評価，水文・水資源学会2010年度研究発表会，pp. 84-85.

萬和明・田中賢治・中北英一（2008）：陸面過程モデルによる土壌水分量推定値の季節変動･年々変動の精度評価, 京都大学防災研究所年報，第51号B, pp. 565-571.

Elshamy, M.E.A.M. (2006): Improvement of the hydrological performance of land surface parameterization: an application to the Nile Basin, Doctorial dissertation, the University of London.

Hirabayashi, Y., Kanae, S., Motoya, K., Masuda, K. and Doll, P. (2008): A 59-year(1948-2006) global near-surface meteorological data set for land surface models, Hydrological Research Letters, Vol. 2, pp. 36-40.

Intergovernmental Panel on Climate Change (2007): Climate change 2007: the physical science basis, contribution of working group I to the fourth assessment report of the intergovernmental panel on climate change, Cambridge University Press, Cambridge, U. K.

Kojiri, T. (2006): Hydrological river basin environment assessment model (Hydro-BEAM), Watershed Models, Singh VP, Frevent DK. (eds). Taylor & Francis, CRC Press: Florida; pp. 613-626.

Niall, M.F. and Hipel, K.W. (1984): Conflict analysis: models and resolutions, New York, North Holland.

Richards, L. A. (1931): Capillary conduction of liquids through porous mediums, Physics, Vol. 1, pp. 318-333.

Siebert, S., Doll, P., Feick, S., Hoogeveen, J., and Frenken, K (2007): Global map of irrigation areas version 4.0.1, Johann Wolfgang Goethe University., Frankfurt am Main, Germany/FAO, Rome, Italy.

Tanaka, K. (2004): Development of the new land surface scheme SiBUC commonly applicable to basin water management and numerical weather prediction model, Doctorial dissertation, Kyoto University.

UNESCO (2009): Water in a changing world, the United Nations World Water Development Report 3, UNWATER.

（論文受理日：2012年6月8日）

Conflict on Water Resources Development between Multiple Countries in the Nile River Basin

Masahiro ABE(1), Kenji TANAKA, Toshiharu KOJIRI and Toshio HAMAGUCHI

(1) Yamatosaka Dam Office, Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

Synopsis

The aim of this paper is to propose hybrid of conflict analysis and hydrological model. The method is applied to the Nile River basin, utilizing MRI-AGCM and CMIP3 as boundary conditions, land surface model (SiBUC), and distributed runoff model (Hydro-BEAM) based on scenarios which depend on irrigated area. It is reasonable to consider graded options in order to express events among qualitative preference

orders within feasible events and a method is proposed to operate graded options. The method to visualize plural equilibrium events which calculated by conflict analysis is proposed. Results of this method would describe that it is necessary for adaptation on 20 years drought years in the case that all basin countries develop 40 % of remained potential field for irrigated area. It is indispensable to feed back to the set of options and preference orders by decision makers.

Keywords: international river management, hydrological model, conflict analysis, Nile River basin

京都大学防災研究所年報 第 55 号 B 平成 24 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 55 B, 2012

冷水性淡水魚類生態に適した河川水温環境に関する研究

内藤淳也(1)・角哲也・竹門康弘

(1) 中国電力（株）

要　旨

地球温暖化により 21 世紀末には気温が 1.8～4.0℃上昇すると予測されている。河川においては気温の上昇に伴う河川水温上昇が問題視され予測，研究が行われてきた。温度は生物の生息環境を支配する要因の一つである。生物の中でも魚類は温度変化に対して敏感であり，特にサケ科の魚類などの冷水性魚類に対する影響が大きいと考えられている。そこで本研究では今後も従来の冷水性淡水魚類に適した河川水温環境を維持していくための二つの水温管理手法に着目した。まずは発電放流水による管理である。ダム貯水池では夏場は成層化が進み，取水する層の高さによって水温は異なる。通常は，稲作やアユの生育環境の観点から冷水放流が問題となるが，逆に温暖化対策として夏場に適当な冷水が放流されれば河川水温の上昇を抑制することができる。次に，河川地形が河川水温に対して与える効果である。河道内の淵の形成・維持は，水温の低い水塊の保持に効果的であり，さらに河岸からの湧水の流入が冷水環境形成に与える影響は大きい。

九頭竜川では冷水性魚類であるサクラマスが生息している。市荒川発電所からは上流のダムから取水された水温の低い発電放流水が合流しており，夏季の本川水温を低下させる効果が期待される。鳴鹿大堰までの流下区間では，日射を受けて再び水温は上昇していく。鳴鹿大堰の湛水区間を経て，その下流の福松大橋地点では右岸側に淵が形成されるとともに，河岸からの湧水流入が確認されており上下流と比べ低い水温環境が形成されている。

九頭竜川の水温環境について小型メモリー式水温計（StowAway Tidbit Optic StowAway, 30 分間隔，温度精度±0.2℃）を用いて長期現地観測を行った。さらに，河川の熱収支を考慮した１次元，２次元の水温予測モデルを用いて観測データの再現を行うとともに，条件変化に伴う水温影響予測を行った。さらに，水温が上昇したと仮定した際のサクラマスが生息可能な水温環境を維持するためのダム放流や河川地形管理について考察した。

キーワード：　河川水温，地球温暖化，九頭竜川，河川地形，水力発電，サクラマス

1.　序論

1.1　背景

地球温暖化は人間の産業活動によって排出される温室効果ガスが原因で起こるとされ，20 世紀末に問題提起され現在では広く認識され対策が行われている。しかしながら現在も温室効果ガスの排出量は増え続けており，気候変動に関する政府間パネル（Intergovernmental Panel on Climate Change ; IPCC）が 2007 年に公表した第 4 次報告書において，地球温暖化について社会・経済動向のシナリオ毎に検討され，21 世紀末には気温が 1.8～4.0℃上昇すると予測されている（Solomon et al., 2007）。地球温暖化がもたらす影響は多岐にわたるが，河川においては気温の上昇に伴う河川水温の上昇が問題視され研究，予測が行われている（新井, 2000）。温度は生物の生息環境を支配する要因の一つであり，とりわけ魚類は温度変化に対する反応が陸上の生物よりも敏感であるので

地球温暖化が与える影響は大きいと懸念されている。特にサケ科の魚類などの冷水性魚類がその影響が最も大きく受けると考えられ，場合によっては局所的な絶滅などが危惧されている。

1.2　目的

本研究では上記のような地球温暖化の影響を考慮し，今後も従来の冷水性淡水魚類に適した河川水温環境を維持するための水温管理手法を検討する。

まずはダムからの放流水による水温管理である。ダム貯水池では夏場は成層化が進み，放水する層の高さによって放流水温は異なるため選択取水設備により適当な水温の水を放流することができる。また，水力発電のために長距離にわたり管路を通って本川に合流する水は，その区間を流下した水とは水温に違いが生じる。山形県の日向川では約 7ｋｍの発電導水管によって 5 月下旬から 8 月中旬の水温が 1.24～2.26℃低下すると推計されており，また，信濃川水系破魔間川では発電放流水が本川よりも 6～8℃低いという観測結果もある（小倉・山本, 2005）。冷水放流は稲作やアユの生育環境の観点から悪影響であるとして問題となるが，逆に温暖化対策として夏場に適当な冷水が放流されることは地球温暖化による河川水温の上昇を抑制することが出来ると考えられる。

次に河川地形が河川水温に与える効果である。水温に対して河川地形の与える効果は大きい。例えば水路のような河川と，自然状態に近い網状河川では水温の多様性が異なる。また，砂州があることで浸透による水温の変化などもある。河道内の淵の形成・維持は水温の低い水塊の保持に効果的であり，さらに河岸からの湧水の流入が冷水環境形成に与える影響は大きい。

1.3　研究の流れ・手法

本研究では九頭竜川流域を調査区域とし，冷水性魚類であるサクラマスを対象とする。九頭竜川の水温構造を把握するために小型メモリー式水温計を用いた長期現地観測を行った。さらに河川の熱収支を考慮した 1 次元, 2 次元の水温予測モデルを用いて観測データの再現を行うとともに，地球温暖化によって気温が上昇したときの水温影響予測を行った。さらに水温が上昇したと仮定した際のサクラマスが生育可能な水温環境を維持するためのダム放流や河川地形管理ついて考察した。

2.　地球温暖化と淡水魚類生態

地球温暖化が生物に様々な影響を与えることが指摘されている（樋口ら, 2009）。例えば，気温の上昇は開花時期や繁殖時期など生物季節を早める。また，各種生物の分布域は北上あるいは高所化し，海水面の上昇により海岸域などでは珊瑚礁の島が縮小するなどの影響がある。同時に各地域で個体数の増減をもたらす。そして，各種生物の温暖化に対する応答が異なっていることから，これまでの食う，食われるという関係，送受粉，種子散布，寄生などの生物間の相互作用に影響が出ると考えられている。

生物の中でも魚類は特に水温変化に対する耐性が弱く，水温は魚類の生活を考える上で非常に重要な鍵となる変数であると考えられている。Mgnuson et al.（1979）は夏季の生息場所の水温によって，冷水性魚類（11-15℃），準冷水性魚類（21-25℃），温水性魚類（27-31℃）に分類した。

田中（2008）に従って魚類が地球温暖化によって受ける影響について述べる。日本列島の淡水魚は主に，温暖期に黒潮に乗って分布を南から北に広げようとするハゼ科の魚，寒冷期に親潮に乗って北から南に分布を広げようとするサケ科の魚，日本の湛水域に隔離されているコイ科の魚という三つの要素で構成されている。地球温暖化はハゼ科，コイ科の魚類にとっては良い影響があり，最も悪影響を受けるのは，冷水性のサケ科の魚類であるとされている。夏季の最高水温が河川内での分布下限を決定する温度障壁として働くとされている。サケ科の魚類は水温が上昇した場合，分布域は北上していく。

Nakano et al.（1996）は年平均気温が 1～4℃上昇した時のアメマスの分布域の縮小を示した。分布域の南限付近では淡水型個体の出現率が高くなるが，そのような陸封型の魚類は水温の上昇によって生息域が上流域に向かって狭められていく。しかしながら，河川構造物による阻害もあるため，上流へと移動することが出来ないことも考えられ，そのような場合，局所的な絶滅も考えられる。1994 年には異常渇水に加えて，高温日の連続による河川水温の上昇が起こり魚の大量死が報告されている（近藤, 1995）。

魚類の分域南限を決定する夏季の最高水温である温度障壁や，水温選好はサケ科の魚類の中でも差があり，年齢や体調などにも依存する。多くの魚類にとって生存可能な温度範囲のほぼ中間の温度付近に成長にとっての最適水温があるがそれも種ごとに異なっている。イワナ類のブルックトラウトやサッカー類などは致死高水温限界の手前で減少し始めるが，致死高水温まで増加し続ける（Fig. 1）（McCormick et al., 1977)。冷水性魚類カジカ（カサゴ目カジカ科）大卵型は室内実験の結果，生育適温は 21℃から 24℃であると報告されている（伊藤ら, 2007）。

また，水温の変化が魚類の種間競争を変更する可能性が指摘されている。ニッチの類似した複数の魚類が流程上で接触異所性分布している場合には，気温上昇によって直接死に至らないとしても一方の競争種に有利な温度条件となることで他方の種が競争的に排除される可能性がある（谷口・中野, 2000）。

本研究で対象とするサクラマスに関して述べる。井上ら（2010）が神通川でサクラマスに発信器を取り付け，サクラマスが定位する場所を調査した結果，サクラマスは日最高気温の上昇に伴い，おおむね25℃より水温が低い上流へと移動していったこと確認されている。佐藤（2001）はサクラマスの摂食と水温の関係を求める水槽実験を行っている。実験によると 18～22℃ではサクラマス幼魚の摂食活動が見られたが，24℃でその活動が停滞し始め，26℃の場合ではほとんどの個体が摂食活動を止めた（Fig. 2）。佐藤（2001）は実験と野外調査からサクラマスの成長停滞水温は 24℃以上であると結論づけている。真山は目名川で食性の日周変化などの現地調査から18℃前後が摂食活動に悪影響の出る臨界温度であると推定しており（真山,1992），自然状態では阻害が出始める水温は実験よりも低い可能性がある。

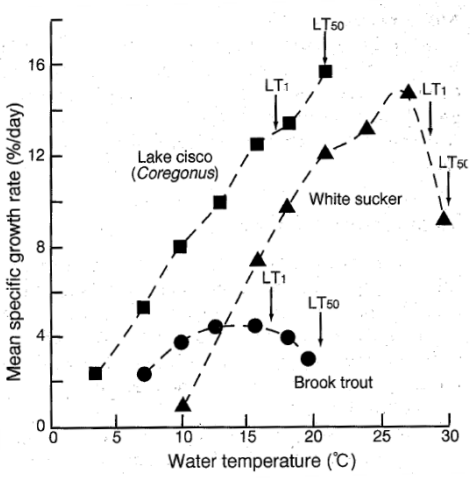


Fig. 1 Relation between water temperature and growth rate.LT_{50}:fatality rate of 50% (McCormicket al.,1977)

3. 河川地形と水温

水温は気温の変化に伴う日変動や季節変動が大きいが，同様に河川地形や地下水などが与える影響も大きい。例えば水路のような河川と，自然状態に近い網状河川や蛇行河川では水温の多様性が異なる。

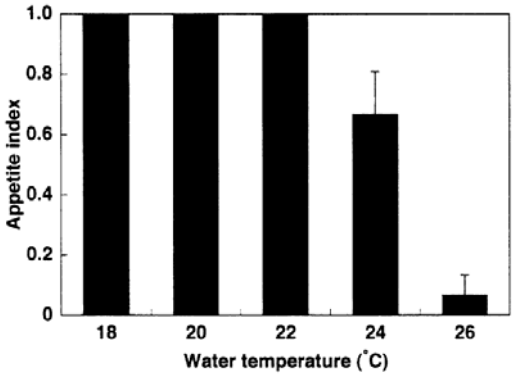


Fig. 2 Relation between water temperature and appetite index of Oncorhynchus masou(佐藤, 2001)

Arscott et al. (2001) が行った調査では，縦断方向の水温変化は一番に標高，次に方位角に最も影響される。そして，河川地形（最大水深，勾配）や被覆率，流速などのローカルな要因が次いで重要である。河川連続体仮説によると 4 から 5 次の河川が最も水温が高い。上流は樹木の遮蔽により水温が低く，下流ほど日射により水温が高いことに加えて，流量が増加していくにつれて水温が温められにくくなるためである（Vannote et al., 1980）。しかし，湧水や河川浸透水が発生している場合はそれらの方が他の要因に従っての水温変化よりも重要であることもある（Arscott et al., 2001）。湧水のほとんどは細流，わんど，池と関係しており，これらの環境が水温環境の多様性を高める。湧水（地下水温）も気温の上昇に伴って上昇すると考えられるので注意が必要である。

Gostner et al. (2011) は同一河川で異なる地形的な特徴を持つ5地点でロガーによる水温観測を行った。自然状態に近い網状の地点，蛇行した地点（S1,S2,S3）では，人為的に水路化された地点よりも水温の変動が大きいことを示した（Table 1）。

Table 1 Average, standard deviation and coefficient of variance of water temperature on each sites (Gostner et al., 2011)

	Series 08/10			Series 11/10		
Site	mean	sd	c_v	mean	sd	c_v
S1	16.2	0.62	0.039	6.3	0.36	0.058
S2	13.3	0.26	0.019	9.0	0.57	0.063
S3	16.9	1.36	0.081	7.1	0.86	0.122
S4	11.4	0.04	0.004	8.4	0.02	0.002
S5	12.7	0.00	0.000	8.6	0.00	0.000

Fig. 3 は水温に影響を与える主要な流路を示したものである（Arscott et al., 2001）。最も水温の多様性が高まるのは氾濫原に止水域（背水や孤立した水域）があるときである。砂州が存在する河川では浸透による水温の変化がおこり，はっきりとした瀬と淵があれば淵の下流側で浸透した水が下流の瀬で流れ出

る現象が起こり，水温の多様性が高まる。深い淵であれば下層では日射が届きにくいため，低水温の層が保たれる。瀬淵があれば淵の河床から河床にもぐりこんだ伏流水によって水温に対するバッファリング機能が働く。

淵がサクラマス親魚の越夏に果たす役割は大きく，捕食からの避難場所，増水時の避難場所，夜間における睡眠場所としても機能している。神通川ではダム直下の 10m以上の淵がサクラマスの生息場所となっていることが確認されている（田子ら，2006）。井上ら（2010）によるとサクラマスは越夏時に淵で確認され，その面積は 0.15～1.9ha で，水深は 1.3m～12.5m の範囲であった。またサクラマスはブロック群の間隙に定位することが確認されている。

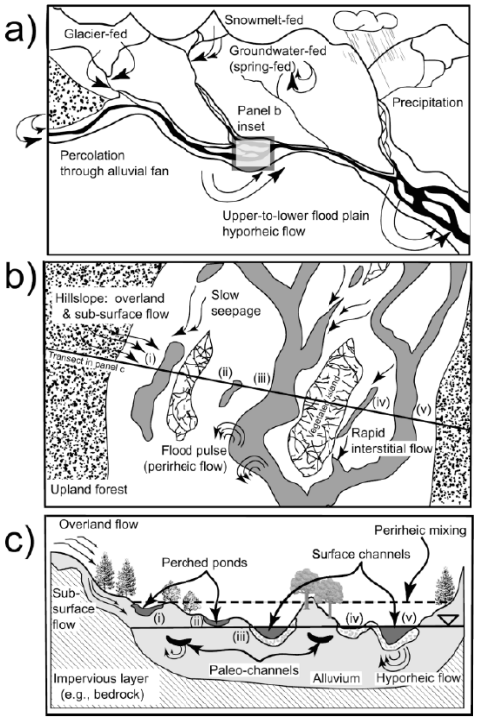


Fig. 3 Schematics of (a)catchment (b)reach (c)cross section showing major flow paths influencing water temperature：（Arscott et al., 2001）

4. 九頭竜川の水温構造

4.1 検討対象地点

本研究では九頭竜川を対象とした。九頭竜川は，その源を福井県と岐阜県の県境の油坂峠（標高 717 m）に発する，幹川流路延長 116km，流域面積 2,930 ㎢の一級河川である。調査したのは Fig. 4 に示す市荒川発電所から鳴鹿大堰を経て福松大橋までの区間である。市荒川発電所からは上流にある下荒井ダムで取水された発電放流水が放流されて本川に合流しており，夏季の本川水温を低下させる効果が期待される。しかし，鳴鹿大堰までの流下区間では日射を受けて再び水温は上昇していく。鳴鹿大堰下流の福松大橋地点では右岸側に淵が形成されるとともに，河岸からの湧水流入が確認されており上下流と比べて低い水温環境が形成されている。その地点ではサクラマスの生息が確認されている。

鳴鹿大堰は堤高 5.7m，総貯水容量 667 千㎥の可動堰であり，洪水調節や上水などを目的として平成 16 年に作られた。水温が常時観測されており，そのデータを入手した。

Fig. 4 Study area

4.2 現地調査

水温構造を把握するために，現地調査を 2 回行った。調査地点は Fig.5， Fig.6 に示すとおりである。

1 回目は 2011 年 5 月 28 日に行い，九頭竜川本川支川に計 10 個の水温計を設置した。設置した温度計は小型メモリー式水温計 Onset: StowAway Tidbit Optic StowAway である。温度の計測範囲は-5℃～+37℃で精度は±0.2℃である。30 分ごとに内臓メモリーに水温を記録するように設定した。2 回目の調査は 2011 年 9 月 13 日に行い，1 回目に設置した水温計を 4 地点に於いて回収することができたが，他の 6 個の水温計は洪水による流失，礫で埋まるなどの理由で回収することが出来なかった。回収できた温度計のうち 1 つは故障により観測値に異常が見られデータを用いることが出来なかった。観測データが得られたのは Fig. 4 の地点 1，地点 3，地点 4 に設置されていたものである。なお，調査を行った両日とも各地点で水温・水質の測定を行っている。

市荒川発電所地点から鳴鹿大堰上流までの間では計 5 個の温度計を設置した（Fig.5）。市荒川発電所地点では本川に左岸側から発電放流水が合流しており，さらに支川も合流している。調査地点は放流水が合流する前の本川上流，発電所放流路，左岸側支川，そしてそれらが合流したあとの下流 3 地点の計 5 地点である。

現地で水温を計測した結果を Fig. 5 にまとめた。5 月 28 日の調査では発電所上流では 15.1℃，放流口で

は 14.3℃，左岸支川では 15.7℃，それらの合流後では上流側から順に 14.6℃，14.8℃，14.9℃という結果であり，放流口での水温が本川，支川より低く，下流では水温が低下し，それが流下につれて上昇していくことが分かった。9 月 13 日の調査では発電所上流では 23.5℃，放流口では 19.3℃，左岸支川では 24.4℃，それらの合流後では上流側から順に 19.7℃，20.5℃，21.0℃という結果であった。夏場ほど発電放流水が水温に与える効果は大きいことが分かった。また上流の下荒井ダムの発電所取水口での水温を計測したところ，19.6℃であり，取水されてから放流されるまで山中を鉄管で送水される間に水温が低下していることが分かった。

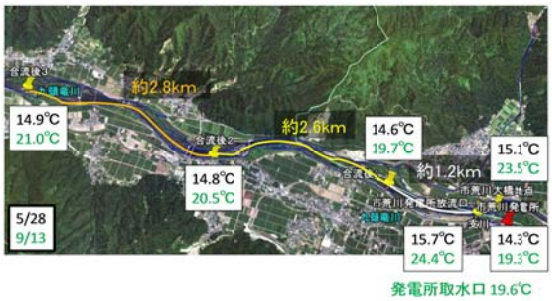


Fig. 5 Observed data (downstream of Power plant)

鳴鹿大堰地点では鳴鹿大堰の直下で合流する左岸側支川の永平寺川，そして下流の福松大橋上流右岸地点では表層，下層，湧水発生地点の計 4 個の温度計を設置した（Fig.6）。湧水発生地点とは右岸沿いに連続的に水温を観測していき最も低い水温が確認された地点である。

現地で水温を計測した結果と同時間帯の鳴鹿大堰の水温を Fig. 6 にまとめた。5 月は鳴鹿大堰で 14.2℃，永平寺川で 16.2℃，福松大橋上流で表層 15.0℃，湧水の湧き出し口で 10.8℃，9 月は鳴鹿大堰で 20.2℃，永平寺川で 25.2℃，福松大橋上流で表層 21.5℃，湧水の湧き出し口は 16.9℃であった。鳴鹿大堰での水温と永平寺川の水温差は，9 月は約 5℃と大きかったが，流量に差があるため，その下流では永平寺川の影響はそれほど大きくはないと考えられる。福松大橋右岸地点では鳴鹿大堰での水温よりも約 1℃高く，流下するにつれて水温が上昇していることが確認された。湧水発生地点ではそれより約 5℃低い水温が低かった。

なお，現地調査でも福松大橋右岸側地点においてサクラマスが生息していることが確認された。この地点は淵になっておりブロック群もあり，前述のようにサクラマスが好む地点である。

Fig. 6　Observed data (downstream of Naruka weir)

次に，連続データとして，鳴鹿大堰と回収された 3 つのデータロガーの水温データを Fig. 7 に示す。降水量，流量，気温を Fig. 8 に示した。降水量と気温は気象庁が福井市で観測したもので，流量は鳴鹿大堰で観測されたものである。Fig. 8 とあわせて見ると分かるように 5 月から 8 月になり気温が上昇していくにつれて水温も上昇している。また，洪水で降水量と流量の大きいときは全ての地点で水温が下降しており地点ごとの水温差も小さい。九頭竜川の支川である地点 3（永平寺川）の水温がもっとも高いが，これは平水時の流量が最も少ないことに起因すると考えられる。地点 1（合流後）の水温が最も水温が低く特に 7 月下旬からは他の 3 地点と比較して差が大きくなっている。これは現地調査でも見られたように，発電放流水が合流して本川の水温を下げているためと考えられる。

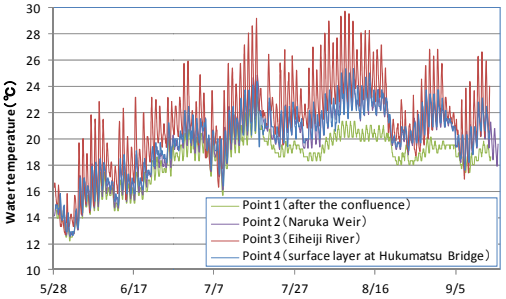


Fig. 7 Observed value of water temperature

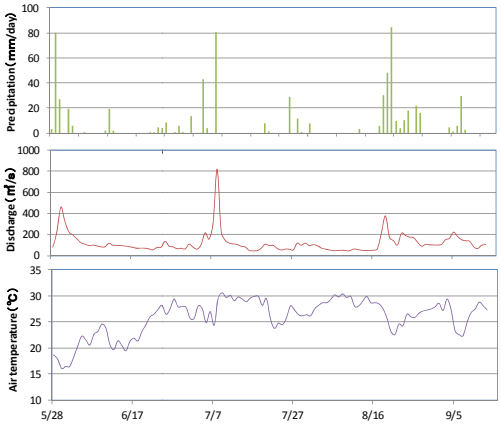


Fig. 8　Precipitation, discharge and air temperature

鳴鹿大堰で連続計測されている過去の水温データと福井市の気温との間の回帰式を作成した結果以下の回帰式が得られた（Fig. 9）。

融雪期（1 月～5 月）

$$y = 0.5314x + 3.3998 \quad (1)$$

融雪期以外（6 月～12 月）

$$y = 0.5923x + 4.8530 \quad (2)$$

またデータロガーで観測した水温データからも以下の回帰式が得られた（Fig. 10，Fig. 11，Fig. 12）。

地点 1（合流後 2）

$$y = 0.5013x + 5.4350 \quad (3)$$

地点 3（永平寺川）

$$y = 0.7092x + 2.8868 \quad (4)$$

地点 4（福松表層）

$$y = 0.6117x + 4.0459 \quad (5)$$

ここに y は水温，x は気温である。

Stefan and Preud'homme(1993)は，北米ミネソタにおける複数の河川水温と気温の観測記録より，次式のような回帰式を提案しており，この 0.864 という係数がアメリカにおいて 1 つの基準となっている（新井, 2000；Stefan and Preud'Homme, 1993）。

$$T_w = 0.864T_a + 2.91 \quad (6)$$

ここに，Tw は水温，Ta は気温である。

また，過去に日本で山地河川を中心にして得られた回帰式の勾配は積雪寒冷地を除けば 0.68～0.89 である（山辺, 1970）。これらを九頭竜川の観測データから得られた回帰式と比較すると，気温に関する水温の応答は今回得られた回帰式の方が小さく応答が鈍いことがわかる。その理由としては，九頭竜川では上流に大きな貯水容量を有する真名川ダムや九頭竜ダムがあり，さらに，これらを水源とする水力発電系統が発達しており，気温によらず年間を通じて安定した水温構造が発達していることがあげられる。

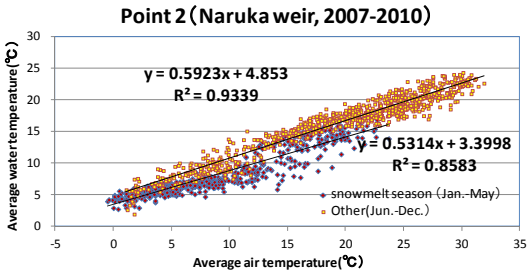


Fig. 9　Relation between air temperature and water temperature at Naruka weir（2007-2010）

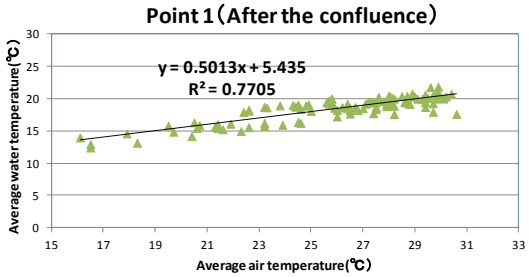


Fig. 10　Relation between air temperature and water temperature at Point 1（2011/5/28～9/13）

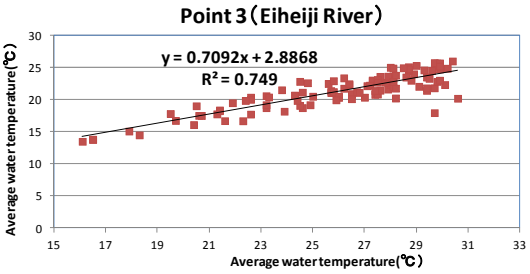


Fig. 11　Relation between air temperature and water temperature at Point 3（2011/5/28～9/13）

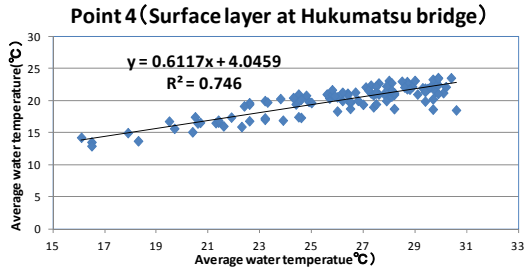


Fig. 12　Relation between air temperature and water temperature at Point 4（2011/5/28～9/13）

次に福松大橋右岸の湧水の水温特性を検討するために，これと同等な水質と予測された永平寺町上水道課が測定した周辺の井戸の水温データを入手した。地下水の水温は気温の季節変化と対応しておらず，8 月であっても 11～13℃の水温が保たれている。

4. 3　市荒川発電所が水温に与える影響

本節では，次章で市荒川発電所からの発電放流水が本川の水温に及ぼす影響について考察するため，連続的な水温データを得られなかった地点における水温の逆算・推定を行った。

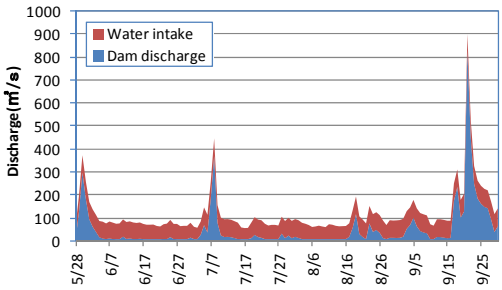


Fig. 13　Water intake and discharge from Shimoarai dam

Fig. 13 は下荒井ダムの放流量と取水量を示したものである。放流された水は九頭竜川を流れ，取水された発電用水は市荒川発電所から九頭竜川に合流する。図からわかるように，平水時はほとんどの水は取水に用いられ，ダムからの放流水の方が大きな割合を占めるのは総流量が 100(㎥/s)を超えるような場合のみである。従って，合流後の水温は，平水時は発電用に取水された水の水温の，洪水時はダム放流水の水温の影響が大きいと考えることが出来る。

本研究では発電水の水温は 5 月 28 日と 9 月 13 日の 2 度の現地調査結果があることからその期間は線形に上昇し続け，9 月 13 日以降は維持されると仮定した。また合流前の本川の水温は鳴鹿大堰の過去の水温観測値から得られた回帰式で与えた。合流後の水温は市荒川発電所の取水堰である下荒井ダムの放流量と取水量のデータを用いて重みをつけ，上記の本川と発電放流水温が完全混合したものとして水温を予測した。流量，水温をそれぞれ合流後 Q，T，本川合流前 Q_1，T_1，Q_2，T_2 とおくと，合流後の水温 T は次式で求めた。

$$T = \frac{Q_1}{Q} T_1 + \frac{Q_2}{Q} T_2 \qquad (7)$$

Fig. 14 は 5 月 28 日～9 月 30 日までの期間で計算したものである。Fig. 13 とあわせてみればわかるように，平水時は発電水温に近い水温となる。

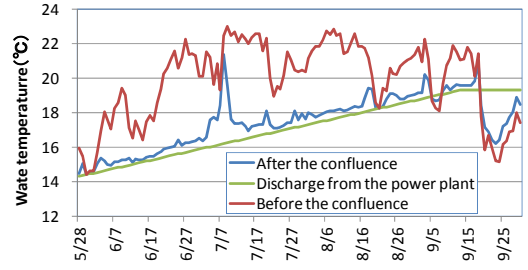


Fig. 14　Water temperature before and after the confluence, discharge from the power plant

Fig. 15 は①現在，②発電所がなかったとした場合，③ダム放流量と取水量を半分ずつにした場合に分けて，合流後の水温を示したものである。発電所がなかった場合は本川上流の水温がそのまま用いられ，半分の水を取水した場合は取水を減らしたことになるので，合流後の水温は現在よりも高くなる。

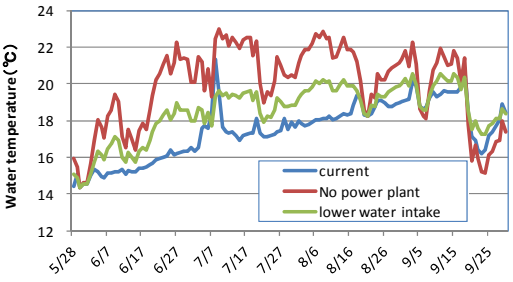


Fig. 15　Water temperature after the confluence based on intake conditions by the power plant

5.　一次元モデルを用いた河川水温予測

5.1　概要

水温予測は多く行われており，温暖化による気温上昇を踏まえた水温予測を行い，サケ科の魚類の生息場所が減少する（温度障壁を超える地点が増える）ことを予想した研究も行われている。大きく分けて二つの手法が用いられている。一つは回帰式を用いたものである。もう一つは平衡水温，熱収支による解析である。

回帰式は 1 次回帰式が用いられることが多い。北野らは地下水温を気温から，水温を水源温度と流下距離から求める回帰式を用いて，気温が 1-4℃上昇したと仮定したときの水温を予測し，河川の下流側に温度障壁を超える地点が増えると推定している（北野ら, 1995）。

対象領域，対象とする時間スケール，期間の違いによって，シミュレーションの手法は異なると考えられる。宮本ら（2009）は流域地形則と一次元熱輸送方程式により水温予測を行った。その際，求める精度に応じて拡散項，非定常項などを無視している。

Sinokrot et al.（1995）は一次元の水温モデルを用いて，地球温暖化による水温上昇が魚類の生息可能な環境をどの程度減らすかを確かめるシミュレーションを行った。上流側の流入水温がダム表層か深層か，湧水であるか，また地下水の 50%が上流から流れ残りが均等に湧出する場合など条件を変え，予測を行い，湧水や深層放流の効果を指摘している。その際，魚類にとって限度と考えられる水温を 1 週間超えた場合に生息できなくなると仮定している。

前章で検討したような河川内での水温の異質性を再現予測するには 3 次元モデルを用いることが最もよく再現できる。しかしながら長期間にわたって，広範囲の予測を行うことは計算負荷の観点から現実的ではない。まず最も簡便な 1 次元モデルを用いて，流下につれての水温の上昇，発電放流水・湧水の合流を再現する。

本研究では熱収支を考慮した予測を行った。以下でそのモデルの基礎式について概説する。

水の連続式

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}(uA)=0 \tag{8}$$

x は流れ方向の座標, A は断面積, u は流速である。

運動量保存則

$$\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+g\frac{\partial h}{\partial x}=i-\frac{gn^2u^2}{h^{\frac{4}{3}}} \tag{9}$$

h は水深，i は河床勾配，n はマニング係数。

水温収支則

$$\frac{\partial T}{\partial t}+u\frac{\partial T}{\partial x}=\frac{\partial}{\partial x}(D_x\frac{\partial T}{\partial x})+\frac{H}{\rho C_w} \tag{10}$$

T は水温，D_x は x 方向における拡散係数，H は発生熱量，ρ は水の密度，C_w は水の比熱である。

熱収支

(1) 短波放射式（Beer 式）Q_s(KJ/m^2・hr)

$$Q_s = Q_0 e^{-\eta_1 z} \tag{11}$$

ここに Q_0 は水表面での短波放射量，η_1 は減衰係数，z は水深である。

$$Q_0 = (1-\alpha)(1-\beta)Q_{in} \tag{12}$$

ここに，α は表層吸収率，β は反射率，Q_{in} は入射量である。

(2) 長波放射（Stefan-Boltzman 式）

a) 水面からの長波放射（単位: KJ/m^2・hr）

$$Q_{LR} = \varepsilon\sigma T_K^4 \tag{13}$$

ここに ε は放射率，σ は Stefan-Boltzman 定数 (=2.0411×10^{-7}KJ/m^2・h$_r$・K^4)，T_k は絶対水温である。

b) 大気からの長波逆放射（単位: KJ/m^2・hr）

$$Q_{LA} = 0.937\times10^{-5}\sigma T_2^6(1-R) \tag{14}$$

ここに T_2 は水面以上 2m のところの絶対気温，R は水面反射率である。

c) 雲による長波逆放射の増加

$$Q_{LAC} = (1+0.17n^2)Q_{LA} \tag{15}$$

ここに n は雲量である。

(3) 水表面における水と空気の熱交換量（単位: KJ/m^2・hr）

$$H = -\rho_a C_W C_H U(T_a - T_s) \tag{16}$$

ここに U は流速，T は温度，ρ は密度，C_W は空気の定圧比熱，C_H は定数 (1.3×10^{-3}～1.5×10^{-3}) である。添字 a と s はそれぞれ空気および水表面に対応する。

(4) 蒸発における熱損失（単位: KJ/m^2・hr）

$$E = -\rho_a C_p U(q_a\psi_a - q_s) \tag{17}$$

ここに，ψ_a は相対湿度，C_p は定数(1.4×10^{-3}) である。q は比蒸気圧であり，次式で示される。ただし，t は水温（℃）である。

$$q = 0.0418\times t^2 - 0.6216\times t + 13.0068 \tag{18}$$

5.2 再現計算

市荒川発電所から発電放流水が九頭竜川に合流する地点から下流の鳴鹿大堰までの水温変化を, 1 次元水温予測モデルを用いて検討する。

水温の観測データが得られた 5/28～9/13 までの期間のデータを用いて再現性を確認した。その際の入力条件は下記のとおりである。流量は下荒井ダムからの総放流量を用いた（Fig. 13)。気象データは福井市で観測された気象庁の観測値を用いた（Fig. 16, Fig. 17)。メッシュサイズは dx=400(m)で，タイムステップは dt=0.001(day)とした。上流端は市荒川発電所の放流水が本川に合流した地点として，水温は前章で述べた方法で与えた。

計算した結果得られた水温を地点 1（合流後 2）地点のデータロガーによる水温データに加え，調査日に計測した合流後の 3 地点の水温データから水温の

計算値の補正を行った。

水温の季節変化は再現できていない時期もあったが 6 月から 8 月へと水温が上昇していく傾向は再現できていた。これらの季節変動を再現することは難しいと考え，この期間の平均気温を一致させるように式(10)の熱量発生項を補正した結果，両者の平均気温の差は 0.52℃から 0.03℃になった。流下方向の水温変化の再現性を確かめるために現地観測データがある合流後の 3 地点の水温を確認した結果，補正を行うことで水温計算値はより計測値に近づくことが確認できたので，以下ではこの条件で計算を行うこととした。

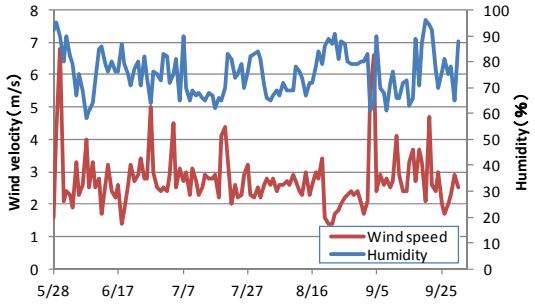


Fig. 16　Input condition（wind speed, humidity）

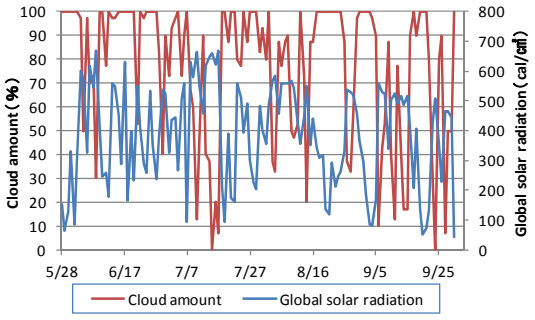


Fig. 17　Input condition（cloud amount, global solar radiation）

5. 3　条件変化に伴う水温影響予測

気温が上昇したと仮定したときに，本川と発電放流水が混合した上流端の水温をどの程度にすればよいか検討する。特に 8 月の初旬に平水が続き，水温の上昇が最も懸念されることからこの期間の水温，特に最も気温が高かった 8 月 8 日に着目した。

流下に伴う水温変化を Fig. 18 に示す。現況の九頭竜川では市荒川発電所からの発電放流水が合流することで水温が低下し（22.9℃→18.1℃），流下するにつれて熱交換により水温が上昇していき，鳴鹿大堰まで流下するころには 20.8℃まで上昇することが再現されている。前にも述べたように夏場は合流前の本川と発電放流水の水温差が 3℃以上あるため流量

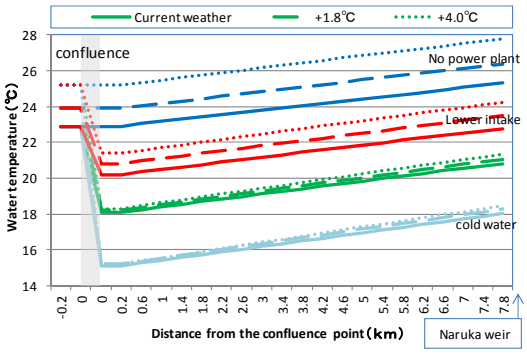


Fig. 18　Calculation result of water temperature

比によって合流後の水温が大きく異なる。図には発電所がなく，取水が全く行われない場合，取水量をダムの流量の半分まで減らした場合，取水量をそのままにして発電放流水をさらに水温低下させた場合も比較のために示している。

現在の発電放流水の合流が維持された状態で地球温暖化が進行した時，気温上昇によって本川上流水温は上昇するが，発電放流水温に変化がなかった場合は，合流後に一気に冷却されることから気温上昇に伴う水温変化は小さくなる。その後は，流下につれて水温は上昇するが，気温が高いほど上昇する幅がわずかに大きい。

次に，発電所がない場合について述べる。発電所からの放流水は夏場の水温上昇を大きく抑える効果が期待できるが，発電所がない場合，気温が上昇した影響が本川の水温上昇となってそのまま下流に伝わる。サクラマスの生息にとって厳しくなる 24℃以上の河川区間が大部分となることがわかる。

5 月に観測された放流水温（14.3℃）が夏場も保たれたと仮定した場合，同様に発電放流の影響が大きいため気温の上昇に関わらず，冷水が流入すれば合流後水温は低い状態で維持される。

一方，取水量を減らした場合，合流後の水温が現況と発電所がない場合の中間ほどにまで低下して，そこから流下するにつれて上昇する。

これらの結果を総合する。水温が上昇しても発電所の放流水温は変わらないという仮定の下では，現在のような発電所の運用が行われたとき，気温が上昇してもサクラマスが生息可能な閾値と考えられる 24℃を超えない。冷水放流が行われた場合は 18℃の低水温が鳴鹿大堰まで保たれ，サクラマスの生息の観点からは最適と考えられる。発電所がなくなった場合は 4km 流下すると，気温が上昇した場合は合流した時点で 24℃を超える。取水量が減少し発電が活発に行われなくなった場合も，気温が 4℃上昇した場合は鳴鹿大堰よりも上流で気温が 24℃を超える。

なお，発電放流は上流の真名川ダムなどのダム貯水池の水温構造により放流水温が決定される。ここでは，温暖化後も一定と考えたが，実際にはダム湖も温暖化の影響を受けて表層を中心に温度上昇することが予想される。それでも，ダム湖の深層は低温が維持されると考えられるが，このダム湖の水温上昇の影響は，少なからず下流にも影響してくると考えられ，発電放流水温も上昇すると考えられる。

6. 二次元モデルを用いた河川水温予測

6.1 概要

三次元のモデルを用いることが望ましいが，三次元で長期間の予測を行うことは計算負荷が大きいため，本研究では平面二次元モデルを用いて予測を行い，その中で特に淵で湧水が発生している地点では鉛直 2 次元モデルを用いより詳細な予測を行ういわば準 2 次元の予測を行った。一次元モデルではなく二次元モデルを用いる利点は淵がある地点の流速や水温の変動を予測できることである。

以下に二次元鉛直モデルの基礎方程式を示す。

水の連続式

$$\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial v}{\partial y}=0 \tag{19}$$

x, y は流れ方向及び鉛直方向の座標，u, v は x, y 方向における流速である。

運動量保存則

$$\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}=-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial x}\left(A_x\frac{\partial u}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(A_y\frac{\partial u}{\partial y}\right) \tag{20}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t}+u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}=-g-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y}+\frac{\partial}{\partial x}\left(A_x\frac{\partial v}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(A_y\frac{\partial v}{\partial y}\right) \tag{21}$$

A_x、A_y は x, y 方向における渦動粘性係数，g は重力加速度，ρ は水の密度である。

水温収支則

$$\frac{\partial T}{\partial t}+u\frac{\partial T}{\partial x}+v\frac{\partial T}{\partial y}=\frac{\partial}{\partial x}\left(D_x\frac{\partial T}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(D_y\frac{\partial T}{\partial y}\right)+\frac{H}{\rho C_w} \tag{22}$$

T は水温，D_x、D_y は x, y 方向における拡散係数，H は発生熱量，C_w は水の比熱である。

静水圧近似

$$\frac{Dv}{Dt}=-g-\frac{1}{\rho}\frac{\partial P}{\partial y}+A_y\frac{\partial^2 v}{\partial y^2}+A_x\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \tag{23}$$

$$\Downarrow A_y \cdot A_x = 0 \text{ と仮定して}$$

$$\frac{Dv}{Dt}=-\frac{1}{\rho}\frac{\partial P}{\partial y}-g \tag{24}$$

熱収支式は前章で用いたモデルと同様である。

6.2 計算条件

メッシュサイズは dx=10(m)，dz=0.1(m)，タイムステップは dt=0.01(day)である。流量は鳴鹿大堰の放流量を用いた。気象条件は前章で用いたものと同様である。流入水温は鳴鹿大堰の観測値を用いた。湧水の水温は夏場の井戸の水温を参考にして 12℃とした。湧水は発生場所の水温を常に一定と設定することで表現した。淵の形状は最大水深を 3m，5m と変えて計算した（Fig. 19，Fig. 20）。湧水が発生する位置の違いによる水温の変化についても検討した。位置は水深を変えて 3 地点とし，浅い順に A, B, C と呼ぶ。

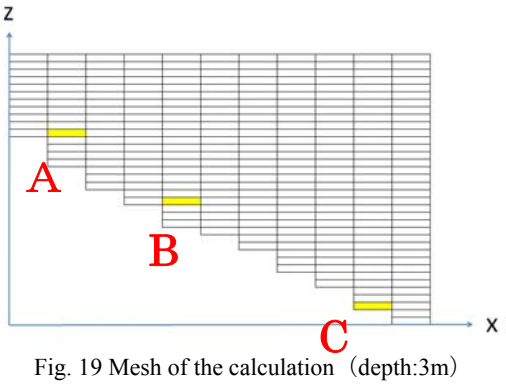


Fig. 19 Mesh of the calculation（depth:3m）

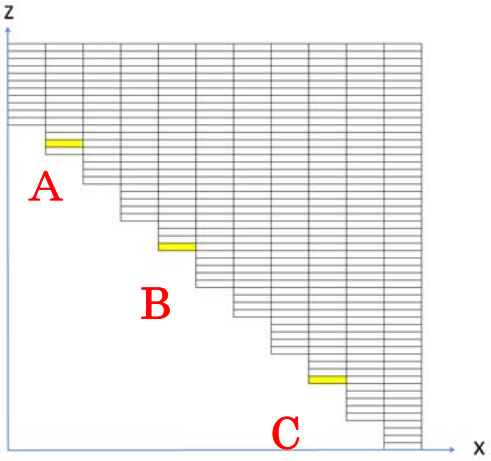


Fig. 20 Mesh of the calculation（depth:5m）

6.3　計算結果

はじめに水深が3mの場合と5mの場合の水温構造を比較する。水深が 3mの場合は最高水温が表層の22.82℃で, 最低水温が最深部の 22.14℃であり鉛直方向の水温差は大きくない（Fig. 21)。水深が 5mの場合は最高水温が表層の 22.30℃，最低水温が最深部20.87℃であり水温差は水深が 3mの場合よりも大きく（Fig. 22)，下層に水温の低い層が保たれている。水深が 3mの場合では下層であっても日射が届き, また，流速も相対的に高いために上流から流入している水が下層にも供給されるため水温が低下しないと考えられる。

湧水の発生位置を変えた場合について述べる。湧水発生場所よりも水深が低い部分では水温が湧水の影響を受けて水温が低下する。まず，水深 3mの場合について述べる，湧水発生地点Aの場合は約 12℃の水塊が下層に広く形成される（Fig. 23)。湧水発生地点Bの場合は下層に約 13℃の水塊が形成される(Fig. 24)。湧水発生地点Cの場合，下層は約 17℃の水塊があるものの，中層では 22℃となり他の発生地点ほど有効な範囲が広くない（Fig. 25)。水深が 5mの場合も同様の傾向が見られた。湧水発生地点Aの場合は水深 3mの場合と同様に約 12℃の水塊が形成されるがその範囲が広い（Fig. 26)。湧水発生地点Bの場合は約 19℃の水塊ができ水深が 3mのときと比較して水温が高い（Fig. 27)。湧水発生地点Cでも水深 3mのときと比較して広い範囲で低水温の層ができる（Fig. 28)。

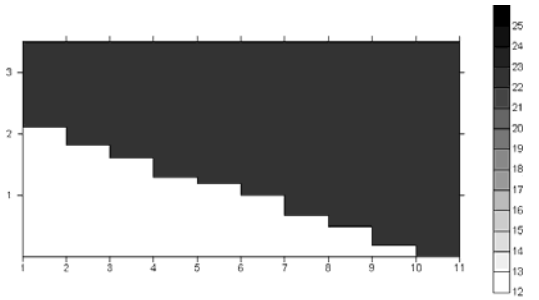


Fig. 21 Distribution of water temperature（depth:3m）

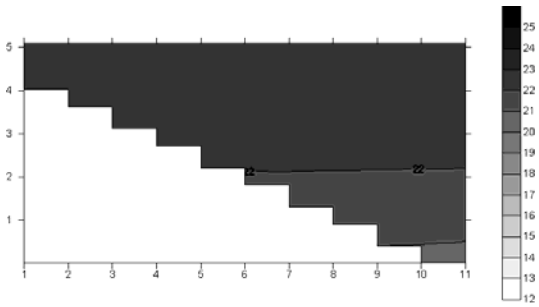


Fig. 22 Distribution of water temperature（depth:5m）

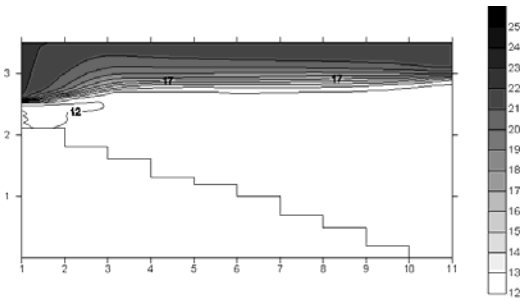


Fig. 23 Distribution of water temperature（depth:3m, spring point A）

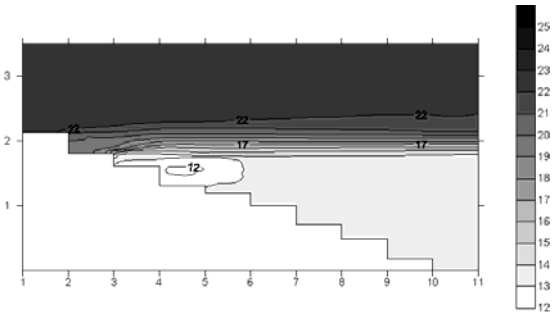


Fig. 24 Distribution of water temperature（depth:3m, spring point B）

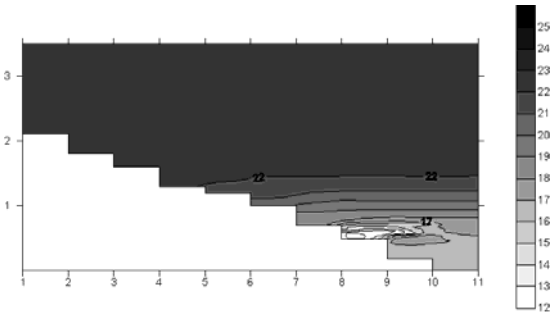


Fig. 25 Distribution of water temperature（depth:3m, spring point C）

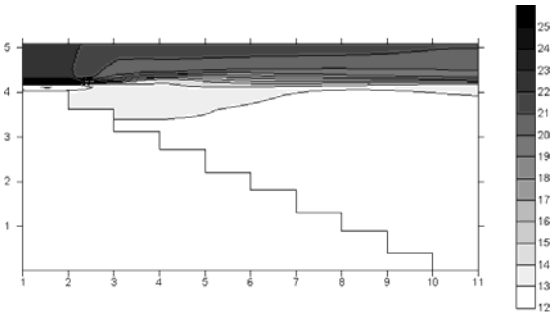


Fig. 26 Distribution of water temperature（depth:5m, spring point A）

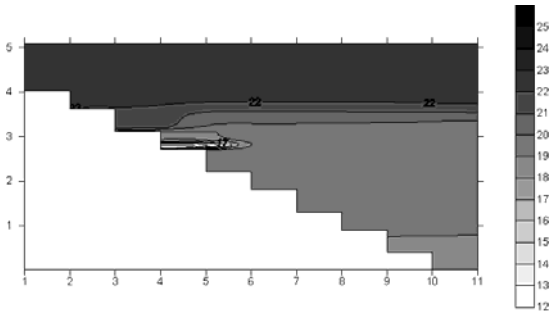


Fig. 27 Distribution of water temperature（depth:5m, spring point B）

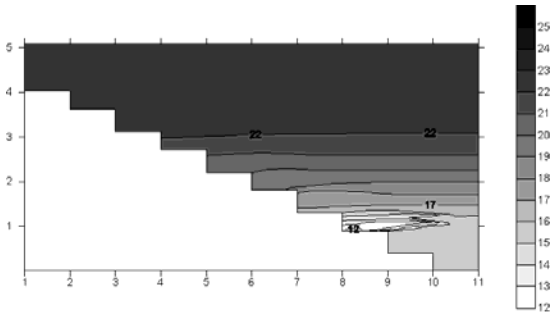


Fig. 28 Distribution of water temperature（depth:5m, spring point C）

水深による表層，中層，底層の水温を Fig. 29 に示す。これによれば，洪水時に淵の内部で混合がおき淵内部での水温は一様となるが平水時には表層が底層より最大約 6℃の水温が高くなる。しかし，水深が 3ｍの場合には平水時でも層による水温差は大きくない。

井上ら(2010)によるとおおむね 1.5m以上の淵でサクラマスの生息が確認されているが，今回の計算結果では，水深が 3m では表層と底層の温度差は大きくなく混合しており，水深が 5m以上になって水深による水温の差が顕著に見られることが確認された。また湧水が発生している場合はその地点よりも深い場所では夏季に水温低下が見られることや発生する水深の違いによって低水温層の水温や位置が異なることが確かめられた。河川に湧水が発生しても本流の流速が速い地点で湧いている場合は湧出してすぐに拡散してしまうため，その水が滞留するような地形があることがサクラマスにとって重要であると考えられる。

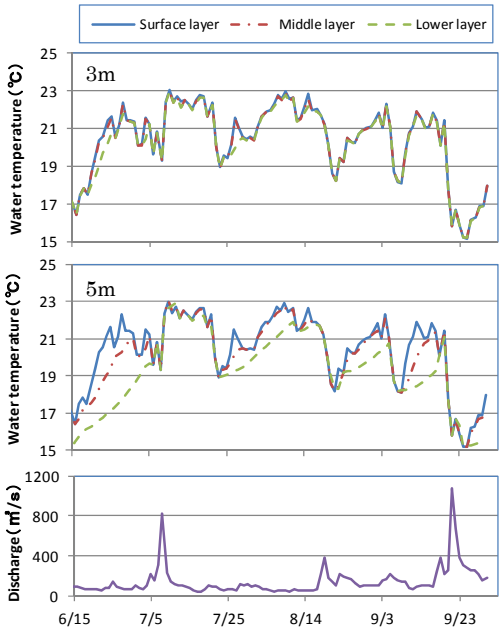


Fig. 29　Calculated water temperature prediction at the surface, middle and bottom layer of the pool which has 3m and 5m depth and inflow discharge

7.　結論

本研究では九頭竜川のサクラマスの生息可能な水温環境について水温モデルを用いて予測計算した。気温上昇に対して現在の水温環境を維持するための手法として発電放流水と河川地形に着目した。

得られた結論を以下に示す。

（1）現地調査により，市荒川発電所の放流水が本川に合流することによる水温低下と，合流後の流下に伴う水温上昇，福松大橋右岸地点の湧水の効果を確認することができた。

（2）1 次元モデルを用いて発電所放流水合流後の水温の予測計算を行った結果，発電所からの放流水の水温の低さと流量が現在のままであれば気温が上昇しても鳴鹿大堰までの区間はサクラマスの温度障壁と考えられる 24℃を超える地点はないと予測された。24℃を超える地点が現れるのは，発電が一切行われない場合や，取水量が減り気温が上昇した場合と推測され，発電放流水が冷水性魚類に与える正の影響が示唆された。

（3）2 次元鉛直モデルを用いて淵のもたらす水温環境や湧水の与える影響について考察した結果，水深が 5m以上では水深による水温の差が顕著に見られることが確認され，夏季の避難場所としての可能性があることが示唆された。また湧水の発生により，低水温層が効果的に維持されることが考えられ，また，こうした湧水が効果的に滞留するような河川地

形が形成されることがサクラマスにとって重要であると考えられる。

今後の課題としては，温度障壁を超えない水温層が存在すれは，サクラマスはその場所で生息可能であると考えられる。ただし，そのような低水温の水塊の体積が小さい場合は生息可能な個体数は限られる。河川全体で，サクラマスの生息可能な環境容量を維持するためには，今回の検討で行った河川縦断方向の検討（本川水量の維持，発電放流水の合流とその水温，流下に伴う水温変化など），河川地形の検討（河道内の砂州形態，瀬・淵構造，湧水の流入と滞留構造など）を組み合わせて，そのような空間をどれだけ多く作ることが出来るかを評価することが必要である。

謝　辞

本研究を進めるにあたり，国土交通省近畿地方整備局福井河川事務所の協力を得た。ここに記して，謝意を表す。

参考文献

新井正（2000）：地球温暖化と陸水水温, 陸水學雜誌, 61(1), pp. 25-34.

伊藤忍・石井健太郎・東信行・五十嵐勇気（2007）：水温上昇に伴うカジカ大卵型（Cottus pollux）の成長特性の変化, 応用生態工学会研究発表会講演集

井上 創・千田 庸哉・仮谷 伏竜・稲葉 修一・坂本 健太郎・宮島 重保・山崎 憲人・立野 祐輔（2010）：神通川におけるサクラマスの越夏場所の特性について, 応用生態工学会研究発表会講演集.

小倉紀雄・山本晃一（2005）：自然的攪乱・人為的インパクトと河川生態系, 技報堂出版.

北野文明・中野　繁・前川光司・小野有五（1995）：河川型オショロコマの流程分布に対する水温の影響および地球温暖化による生息空間の縮小予測, 野生生物保護, 1(1), pp. 1-11.

近藤純正（1995）: 河川水温の日変化 (1) 計算モデル: 異常昇温と魚の大量死事件, 水文・水資源学会誌, 8(2), pp. 184-196.

佐藤弘和（2001）: 河畔林の被陰がサクラマスの成長に及ぼす影響-夏季河川水温を指標とした解析, 日林誌, 83, pp. 22-29.

田子泰彦・辻本良・村木誠一（2006）: 維持流量設定後における神三ダム直下の大きな淵での水温と溶存酸素量の改善, 応用生態工学, 9(1), pp. 63-71.

田中哲生（2008）: 地球温暖化と淡水魚の盛衰, 温暖化と生物多様性, 岩槻邦夫・堂本暁子編著, 築地書館.

谷口義則・中野 繁（2000）: 地球温暖化と局所的環境撹乱が淡水魚類群集に及ぼす複合的影響: メカニズム, 予測そして波及効果, 陸水学雑誌, 61(1), pp. 79-94.

樋口広芳・小池重人・繁田真由美（2009）: 温暖化が生物季節, 分布, 個体数に与える影響 (地球温暖化--日本における影響の総合評価), 地球環境, 14(2), pp. 189-198.

宮本仁志・菅原康之・道奥康治（2009）: 上・中・下流域における河川水温の形成要因に関する解析的検討, 水工学論文集, 53, pp.1153-1158.

真山紘（1992）: サクラマス Oncorhynchus masou (Brevoort) の淡水域の生活および資源培養に関する研究, 北海道さけ・ますふ化場研究報告, 46, pp. 1-156.

山辺功二（1970）: 山地河川の流出水温について, 水温の研究, 14(4), pp. 42-47.

Arscott, D.B., K. Tockner and J. Ward (2001): Thermal heterogeneity along a braided floodplain river (Tagliamento River, northeastern Italy), Canadian journal of fisheries and aquatic sciences, 58(12), pp. 2359-2373.

Gostner, W., A. Peter,A.J. Schleiss (2011): Temperature regime in a braided river system: an indicator for morphological heterogeneity and ecological potential, 34th IAHR World Congress, Brisbane, Australia.

Magnuson, J.J., L.B. Crowder,P.A. Medvick (1979): Temperature as an ecological resource, American Zoologist, 19(1), pp. 331-343.

McCormick, J.H., B.R. Jones,K.E.F. Hokanson (1977): White sucker (Catostomus commersoni) embryo development, and early growth and survival at different temperatures, Journal of the Fisheries Board of Canada, 34(7), pp. 1019-1025.

Nakano, S., F. Kitano,K. Maekawa (1996): Potential fragmentation and loss of thermal habitats for charrs in the Japanese archipelago due to climatic warming, Freshwater Biology, 36(3), pp. 711-722.

Sinokrot, B., et al. (1995): Modeling of climate change effects on stream temperatures and fish habitats below dams and near groundwater inputs, Climatic Change, 30(2), pp. 181-200.

Solomon, S., et al., IPCC, (2007): Climate change 2007: The physical science basis. Contribution of Working Group I to the fourth assessment report of the

Intergovernmental Panel on Climate Change, New York, Cambridge University Press.

Stefan, H.G., E.B. Preud'Homme (1993): Stream temperature estimation from air temperature. JAWRA Journal of the American Water Resources Association, 29(1), pp. 27-45.

Vannote, R., et al.(1980): The river continuum concept. Canadian journal of fisheries and aquatic sciences, 37(1), pp. 130-137.

（論文受理日：2012 年 6 月 8 日）

Study on Environment of River Water Temperature Suitable for Cold Water Fish Habitat

Junya NAITO(1), Tetsuya SUMI and Yasuhiro TAKEMON

(1) The Chugoku Electric Power Company

Synopsis

Water temperature is very important factor for cold water fish habitat. But river water temperature is predicted to increase by global warming. In order to clarify how fish habitat may be lost, we conducted field survey in the Kuzuryu River and simulated river water temperature by 1D and 2D numerical models calculating heat exchange between atmosphere and water. To maintain cold water fish habitat, we evaluated the cooling effects of input water temperature from a power station suitable for cold water fish that depend on amount and temperature of discharged water from upstream dam. We also studied effects of water depth and spring water intrusion at deep pool areas in the river channel.

Keywords: water temperature, global warming, Kuzuryu river, river geomorphology, hydropower generation, Oncorhynchus masou

防災研究所年報ＣＤのご使用にあたってご留意頂きたいこと

年報ＣＤには各論文のフルカラーＰＤＦが収められており，ユーザーによるプリンタへの印刷は自由です。なお，著者権は各著者に属しますので，転載等をされる場合は著者に許可を得てください。各ＰＤＦファイルは京都大学防災研究所のＷＥＢサイト(http://www.dpri.kyoto-u.ac.jp)においても公開しており，いつでも検索およびダウンロードすることができます。

なお，年報所収の論文を引用頂く際には，年報Ａ，Ｂの種別，巻，号，ページ番号等を引用くださいますようお願いいたします。

広報出版専門委員会・委員長　　澁谷　拓郎

平成 24 年 9 月 30 日　発行

編集者
発行者　京都大学防災研究所

制作者　村田博宣

制作所　創文堂印刷株式会社
福井市問屋町 1-7
電話（0776）22-1313