京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

京都市内にある文化財建造物の地震火災による焼失リスク

樋本圭佑・田中哮義

要　旨

本研究では，京都市東山区内の7つの文化財建造物を対象として，地震火災による焼失リスクの評価を行った。評価にあたっては，筆者らがこれまでに開発した市街地火災延焼モデルを利用し，出火，消火活動，地震動による建物構造被害，気象の各条件の不確実性を考慮したモンテカルロシミュレーションを行った。分析の結果，六波羅蜜寺，法観寺，建仁寺の焼失リスクは，それらを取り囲む一般家屋の焼失リスクと同等であることが分かった。このことは，これらの文化財建造物が周辺の家屋と一体的に市街地を形成しており，周辺からの延焼火災の被害を受け易くなっていることを示している。

キーワード: 京都，文化財建造物，地震火災，延焼モデル

1.　はじめに

歴史都市・京都には多数の文化財建造物が集積している。平成22年4月現在，国によって重要文化財に指定される建造物は201件，このうち国宝に指定されるものは40件となっている。この他にも，府・市によって指定されるものや，未指定ながらも文化的価値が高い建造物は多く，その集積状況は際立っている。これらは，京都のまちを特徴付ける重要な要素となっており，歴史都市としての特異な位置づけを今後も維持していくためには，文化財建造物を適切に保全し，後世に継承していくことが欠かせない。

一方，京都には低層の木造家屋が密集する市街地が広範囲に残されている。こうした木造密集市街地の中で火災が発生すれば，家屋間の間隔が狭いために燃え広がりが起こり易い。特に地震時には，複数の火災が同時に発生し，上水道や貯水槽といった設備が破損する事態も想定される。こうした中で円滑に消火活動を行うことは困難であり，消し止めることができないいくつかの火災は大規模な延焼火災へと発展する可能性もある。

京都市内の文化財建造物には，こうした木造密集市街地の中に立地しているものが少なくない（photo 1）。仮に，周辺市街地で延焼火災が発生すれば，文化財建造物が巻き込まれて焼失する可能性もある。このため，文化財建造物を火災被害から守るには，通常想定されることの多い平常時の「敷地内で発生する火災」に加え，地震時の「周辺市街地で発生する火災」への備えを同時に講じておく必要がある。「周辺市街地で発生する火災」への対策を講じるにあたっては，対象となる文化財建造物だけではなく，周辺市街地の実態を反映した延焼危険性を把握しておく必要がある。

そこで本研究では，「周辺市街地で発生する火災」に着目した文化財建造物の焼失リスク評価手法を整備することを目的とする。また，整備した手法を用いることで京都市東山区内のいくつかの文化財建造物を対象としたケーススタディを行い，地震延焼火災の危険性の実態を分析する。



Photo 1. Designated architectural monument located in the middle of densely-built urban area.

2. 文化財建造物の焼失リスク評価

2.1 関連する既往研究

地震延焼火災による文化財建造物の焼失の危険性は以前から指摘されてきたが（地震火災から文化財を守る協議会，1999），これまでに定量的な分析が加えられた例はほとんどない。ただし，わが国では古くから常習的に市街地火災が発生してきたこともあり，市街地そのものの延焼危険性を評価する試みは数多くなされてきた。こうした研究は，「(1) 市街地空間特性の分析に基づくもの」（建設省，1982；糸井川ら，1991；加藤ら，1999；齋藤ら，2006；加藤ら，2006）と，「(2) 延焼モデルを利用するもの」（樋本ら，2004；樋本ら，2008；川越ら，2008）に大別することができる。

このうち，(1) には，対象地域の建物面積率や空地率などをもとに市街地指標を導出するもの（建設省，1982；糸井川ら，1991）や，建物の燃焼特性や隣棟間の延焼確率をもとに延焼危険性をモデル化するもの（加藤ら，1999；齋藤ら，2006；加藤ら，2006）がある。こうした方法は大きな被害の発生が想定される地域を比較的簡便な手続きによって抽出できるといった特長があり，例えば町丁目単位の評価といったように，ある一定の広がりを有する市街地の延焼危険性の評価に利用される場合が多い。

一方，延焼モデルを利用する (2) では，ある地点で発生した火災の燃え広がりを時系列に予測することで市街地の延焼危険性を評価する。延焼モデルには様々なものがあるが，このうち，現象の物理的知見に基づき構築された延焼モデル（Himoto et al., 2002；国土交通省，2003；樋本ら，2006；樋本ら，2010）では火災拡大のメカニズムが明示的に定式化されており，各種対策の効果を延焼予測計算に反映させ易いといった特長がある。過去には，物理的延焼モデルを利用することで建物の開口部や壁に防火補強を施した場合の延焼危険性の低減効果が検証されるなどしている（樋本ら，2004；樋本ら，2008；川越ら，2008）。

2.2 被害発生の不確実性を考慮した評価

文化財建造物を対象とする焼失リスク評価では，市街地を面的に捉えるのではなく，その中の特定の建造物に対する評価が必要となる。また，リスク評価の結果を防災計画の検討等に活用するには各種防火対策の効果を定量的に検証できなければならない。そこで本研究では，上記の要件を満たす物理的延焼モデル（樋本ら，2010）を利用することで文化財建造物の焼失リスクを評価するための手法を整備する。

本延焼モデルでは，地震火災を複数の建物火災の集合と捉え，他の建物火災の熱的な影響下における個々の建物の火災性状を予測することで市街地全体の火災延焼性状の予測を行う。地震火災の特徴は，地震動によって構造的被害を受けた建物が多数混在する市街地で火災延焼が発生する点にある。ここでは，地震動による建物の損傷レベルを，(0) 被害なし・軽微，(1) 小破，(2) 中破，(3) 大破，(4) 倒壊の 5 段階に分類し，これを，(a) 柱や梁など軸組の損傷，(b) 壁・扉・窓ガラスなど面材の欠損，(c) モルタルや ALC パネルなど外装材の剥落，といった被害内容に読み替えることで個々の建物の構造的損傷状況を考慮した火災性状計算を行う。

なお，市街地火災の延焼性状は，例えば出火条件や気象条件などのように，その時，その場所で確率的に変動する要因によって大きく左右される。従来の評価（樋本ら，2004；樋本ら，2008；川越ら，2008）では，こうした点に関する検討が十分ではなかった。本研究では，文化財建造物の被害発生に影響を及ぼす不確実要因の関係に着目することとし，それらの発生確率を考慮した分析を行えるようにする。

2.3 焼失リスクの定義

地震に伴って火災が発生し，これが延焼して文化財建造物に到達するまでの流れを Fig.1 に示す。また，これをイベントツリーにしたものが Fig.2 である。ここでは，「(I) 地震の発生の有無」，「(II) 出火の発生の有無」，「(III) 初期消火活動の成否」，「(IV) 延焼の発生の有無」の 4 つの排反事象を考え，それらの発生確率の組み合わせから被害の発生確率を求める。すなわち，「(I) 地震」が発生し（p_E），周辺市街地で「(II) 出火」が発生し（p_I），「(III) 初期消火活動」が失敗し（$\overline{p}_{FF}$），対象となる建造物まで「(IV) 延焼」が発生（p_S）した場合に，文化財建造物が焼失するものと考える。

本研究では地震延焼火災によって特定の建物が焼失する確率を焼失リスク R_k と定義することとし，これを文化財建造物が曝されている危険性の尺度とみなす。上述した各確率事象の発生確率を考慮すると，焼失リスク R_k は次式より評価することができる。

$$R_k = p_{E,k} \cdot \sum_{i=1}^{N} \left[p_{I,i} \cdot \overline{p}_{FF,i} \cdot p_{S,i} \right] \tag{1}$$

ここで，k は想定する地震の種別，i は地震種別 k の下での出火件数（最大 N）を表している。ただし，複数の出火がある場合の「(III) 初期消火活動」の失敗確率 $\overline{p}_{FF}$ は，そのうちの少なくとも 1 件の消火に

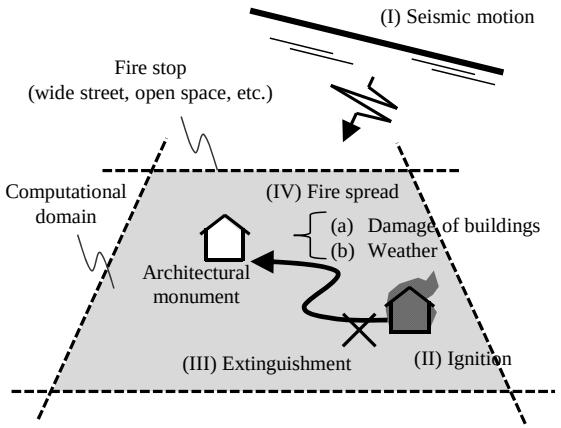


Fig.1 Flow of event before the architectural monument gets ignited in case of post-earthquake fire spread.

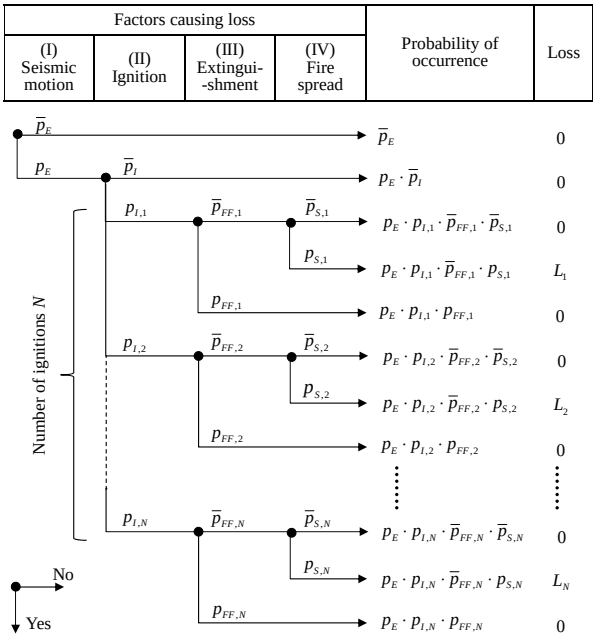


Fig.2 Event tree for the occurrence of damage due to post-earthquake fire spread.

失敗し，そこからの火災延焼を許す確率のことを指している。なお，一般的なリスクの定義として，損失 L の期待値が採用されることもある。この場合，損失 L の定義が別途必要であるが，文化財建造物のように再生・代替が困難なものの場合には様々な観点からの定義が可能であり，一般的な合意が得られた定義は存在しない。そこで本研究では，損失 L にはよらない，焼失確率を焼失リスク R_k とした。

上式(1)で定義される焼失リスク R_k は各事象の発生確率を考慮したモンテカルロシミュレーションにより評価する。なお，「(I) 地震の発生の有無」は延焼火災の発生そのものを左右する重要な要因であることから，その発生確率 p_E を含めた焼失リスク R_k の定式化を行った。わが国において発生が想定されているいくつかの地震については， p_E の推定結果（地震調査研究推進本部，2011）が公表されている場合もあり，焼失リスク R_k の評価にこうした成果を活用することは可能である。しかし，地震の活動間隔などによってその推定精度が異なると考えられることや，本研究のケーススタディで対象となる全ての想定地震の p_E が得られているわけではない。そこで，式(1)の p_E 項を含めたリスク評価の実施は今後の検討課題とし，本研究では地震そのものの発生は所与とすることとした。

物理的延焼モデル（樋本ら，2010）は，「(II) 出火」が起こり，「(III) 初期消火活動」が失敗した後に発生する延焼火災の拡大予測と，その結果もたらされる文化財建造物への「(IV) 延焼」の発生予測に利用する。ただし，市街地火災の延焼性状は出火件数や出火場所といった「(II) 出火」に関する条件が定まったからといって一意に決まるものではない。ここでは，建物の火災性状や建物間の火災拡大性状に影響を及ぼす「(IV-a) 地震動による建物損壊条件」と「(IV-b) 気象条件」の各不確実要因を延焼予測計算に反映させることで文化財建造物への「(IV) 延焼」の発生確率 p_S を評価する。

また，被害が広範囲の市街地に及ぶ地震延焼火災の性質上，「(II) 出火」や「(IV) 延焼」といった確率事象の評価においては，対象となる文化財建造物だけではなく，その周辺の市街地を含めた検討が必要となる。ただし，市街地の全領域を計算対象とすることは合理的ではないことから，対象となる文化財建造物を含み，計算領域外で発生した火災によってその文化財建造物が焼失する可能性がないような，外縁を延焼遮断帯によって区切られた市街地を計算領域として設定する。この場合，計算領域内で発生した火災のみに着目することで焼失リスク R_k の評価が可能となる。

3. 京都市内の文化財建造物の焼失リスク

京都市東山区内の市街地状況を Fig.3 に示す。この中には，「八坂神社」，「高台寺」，「法観寺」，「地主神社」，「清水寺」，「六波羅蜜寺」，「建仁寺」といった重要文化財に指定される建造物を所有する 7 社寺が立地している。その指定状況は Table 1 に示す通りである。この他にも，重要伝統的建造物群保存地区に指定される産寧坂地区や，独自の町並み保全の取り組みを進める祇園町南側地区などが含まれ，比較的良好に歴史的景観が保全されている。

一方で，これらを取り囲むようにして建ち並ぶ家

Table 1 Designated important cultural properties in the computational domain

Name of site	Name of structure
Yasaka Jinja	Ishi-Dorii, Honden[*1], Massha-Ebisusha-Shaden, Rohmon
Kodaiji	Kaizandoh[*1], Kangetsudai, Karakasatei and Shiguretei, Tamaya, Omotemon
Hokanji	Goju-no-toh[*1]
Jishu Jinja	Haiden, Honden[*1], Sohmon
Kiyomizudera	Hondoh[*1], Niohmon, Umatodome, Nishimon, Sanju-no-toh, Shoroh, Kyodoh, Tamuradoh, Asakuradoh, Chinjudoh, Honboh-Kitasohmon, Todorokimon, Shakadoh, Amidadoh, Okuin, Koyasutoh
Rokuharamitsuji	Hondoh[*1]
Ken-ninji	Hohjoh[*1], Chokushimon

*1 structure of which burn-down risk was analyzed

Table 2 Burning and thermal properties of building

		General building / Warehouse	Sturdy building / High-rise building
Live fire load		30kg/m^2	30kg/m^2
Dead fire load		100kg/m^2	30kg/m^2
Wall	Width	90mm	120mm
	Thermal conductivity	1.30×10^{-3}kW/mK	1.30×10^{-3}kW/mK
	Density	2,000kg/m^3	2,400kg/m^3
	Specific heat	0.80kJ/kgK	0.80kJ/kgK
	Equivalent burn-through time	Exterior wall : 30min Roof and floor : 20min	No burn-through considered
Door	Width	3mm	
	Thermal conductivity	0.78×10^{-3}kW/mK	
	Density	2,540kg/m^3	
	Specific heat	0.77kJ/kgK	
	Equivalent burn-through time	5min	20min



Fig.3 Location of designated architectural monuments in Kyoto Higashiyama area.

屋には防火性能が必ずしも高くない低層木造が多い。このため，この中のいずれかの家屋で火災が発生すれば，隣接する家屋への延焼が起こり，大規模火災に発展しやすい市街地構造となっている。京都市第3次地震被害想定（京都市，2003）では，こうした大規模火災のきっかけとなる地震が,「(A)花折断層」,「(B) 桃山-鹿ケ谷断層」,「(C) 宇治川断層」,「(D) 樫原-水尾断層」,「(E) 光明寺-金ケ原断層」,「(F) 有馬-高槻断層系」,「(G) 琵琶湖西岸断層系」といった複数の内陸型活断層によって引き起こされる可能性があることを指摘している。また，海溝型地震の中では「(H) 南海・東南海地震」が最も大きな被害をもたらす可能性があることを指摘している。

本研究では，Table 1 に記す文化財建造物のうち各社寺から主要な建造物を 1 棟選び，上記地震に伴って発生する延焼火災によって，これらの文化財建造物が焼失するリスク R_k の評価を行う。

3.1 計算条件

焼失リスク R_k を評価するためのモンテカルロシミュレーションでは，不確実要因を考慮した延焼予測計算の試行回数を各地震につき 2,000 回とした。また，各試行の計算時間は出火から 48 時間とした。この他の計算条件は以下の通りである。

(1) 市街地状況に関する条件

延焼遮断帯を境界とする計算領域は Fig.3 に示すように設定した。延焼遮断が可能となる条件は火災の規模や気象条件などにより変わるが，ここでは道

路や空地などによって建物間隔が 20m以上となるオープンスペースの繋がりを延焼遮断帯とみなした。

建物平面形状，建物高さ，構造，および市街地の地形に関する情報は，都市計画図ならびに航空測量の結果をもとに作成した。計算領域内に含まれる建物棟数は 4,597 棟であり，このうち 3,987 棟が普通建物，52 棟が無壁舎，残る 558 棟が堅牢建物もしくは高層建物 に分類された。ここでは，このうち普通建物と無壁舎の防火性能が防火木造のそれに，それ以外の防火性能が RC 造のそれに，それぞれ相当するものと仮定し，Table 2 に示すように燃焼・熱伝達特性を設定した。ただし，いずれの種別についても建物内部の間仕切りの配置を把握することは困難であるため，各階の占有空間を 1 つの検査体積とした。

開口形状については，既往の実態調査（杉本ら，2006）の結果を参考に，次のように壁面積に対する開口部の面積比率 r_D を与えることとした。

$$r_D = \begin{cases} 0 & (L < L_1) \\ 0.3(L - L_1)/(L_2 - L_1) & (L_1 \le L < L_2) \\ 0.3 & (L_2 \le L) \end{cases} \quad (2)$$

ここで，L は当該壁面と最も近接する壁面との距離，L_1 と L_2 は基準距離であり，それぞれ1m, 5mとした。

(2) 不確実要因に関する条件

本リスク評価では，火災延焼による被害発生を左右する不確実要因として以下の条件を考慮することとしている（Table 3）。

(II) 出火条件（日時，件数，場所）
(III) 初期消火活動条件（初期消火の成否）
(IV-a) 建物損壊条件（5 段階の建物損壊レベル）
(IV-b) 気象条件（市街地風の風速，風向）

要因(II)については，出火の発生日時を無作為に与えることとし，仮に複数の出火がある場合であっても全ての出火は同時に起こるものと仮定した。これは，通常の地震において，出火の多くが地震発生から短い時間で発生しているためである（日本建築学会，1998）．このときの出火件数と出火建物は計算領域内の全ての建物の出火判定を個別に行うことで求める．ただし，建物一棟あたりの出火確率 p_{ign} は規模や用途などにはよらないものとし，全ての建物に対して一律に与えられるものとする．この場合，計算領域内での出火件数が i となる確率 $p_{I,i}$ は次の二項分布で求めることができる．

$$p_{I,i} = {}_M C_i \left(p_{ign}\right)^i \left(\bar{p}_{ign}\right)^{M-i} \quad (3)$$

ここで，M は計算領域内の建物棟数である．ただし，

Table 3 Scenario earthquakes with uncertain parameters

Active fault / Earthquake [15]				Uncertain parameters			
ID	Name	Magnitude	Expected Seismic Intensity (Japanese) in Higashiyama area	(I) Probability of occurrence p_E	(II) Probability of ignition (reference) $p_{ign,0}$ [15]	(III) Probability of extinguishment at initial stage of fire P_{ext} [17]	
A	Hanaore	7.5	6-upper ~ 7		0.000169	0.2	
B	Momoyama-Shishigatani	6.6	6-lower ~ 7		0.000085		
C	Ujigawa	6.5	5-lower ~ 6-upper		0.000042		
D	Kashihara-Mizuo	6.6	4 ~ 6-lower		0.000042		
E	Komyoji-Kanegahara	6.3	4 ~ 5-upper		0.000042		
F	Arima-Takatsuki	7.2	5-lower ~ 6-lower		0.000042		
G	Biwako-Seigan	7.7	5-lower ~ 6-lower		0.000085		
H	Nankai-Tohnankai	8.5	5-lower ~ 6-lower		0.000042		

Uncertain parameters (continued)					
(IV-a) Damage ratio of buildings [15]					(IV-b) Weather condition [18]
(0) No damage	(1) Minor damage	(2) Moderate damage	(3) Major damage	(4) Collapse	
0.348	0.127	0.114	0.292	0.119	Time-series data obtained from AMeDAS weather data
0.517	0.093	0.131	0.207	0.051	
0.979	0.008	0.004	0.008	0	
0.996	0.004	0	0	0	
1	0	0	0	0	
0.970	0.021	0.004	0.004	0	
0.920	0.064	0.008	0.008	0	
0.996	0.004	0	0	0	

建物一棟あたりの出火確率 p_{ign} は次のように求めることとした.

$$p_{ign} = C_I \cdot p_{ign,0} \tag{4}$$

ここで，$p_{ign,0}$ は冬季 18 時における基準出火確率，C_I は建物内部の火気使用率に基づく季節別・時刻別の変動係数である。基準出火確率 $p_{ign,0}$ の値は Table 3 に，変動係数 C_I の分布は Fig.4 に，それぞれ示してある。いずれも京都市第 3 次地震被害想定（京都市，2003）の東山区内での結果をもとに設定した。ただし，変動係数 C_I については，11 月から 4 月を冬季，5 月から 10 月を夏季としている。式(3)，(4)を用いると基準時である冬季 18 時における，計算領域内の出火件数の確率分布 $p_{I,i}$ が Fig.5 に示すように得られる。

要因(III)の初期消火活動の失敗確率 $\overline{p}_{FF}$ は，出火のあった全ての建物に対する消火活動の成否を個別に判定することで求める。出火一件あたりの初期消火活動の成功確率を p_{ext} とおくと，出火件数が i の場合の初期消火活動の失敗確率 $\overline{p}_{FF}$ は次のように求まる。

$$\overline{p}_{FF,i} = 1 - \left(p_{ext}\right)^i \tag{5}$$

ただし，出火一件あたりの初期消火活動の成功確率 p_{ext} は兵庫県南部地震の際の実績を参考に 0.2 とした（日本建築学会，1998）。なお，本来であれば，ここで考慮している初期消火活動に加え，火災が拡大した後に行われる消火活動の効果もリスク評価に反映させる必要がある。ただし本研究では，長時間の消火活動を行うために必要となる上水道や貯水槽といった設備は地震動によって破損し，火災が拡大してからの消火活動は行えなくなるものと仮定した。

要因(IV-a)の建物損壊条件については，京都市第3次地震被害想定（京都市，2003）の東山区内での推定結果をもとに，表3に示すように建物被害率を設定した。ただし，建物の損壊レベルは5段階に分類されており，各損壊レベルの構成比率に基づいて確率的に計算領域内の個々の建物の損壊レベルを決定した。

要因(IV-b)の気象条件については，出火日時に対応する市街地風の風向と風速を AMeDAS 標準年気象データ（1981 年～1995 年）(AIJ, 2003) から抽出し，火災が継続している間の時間変動を与えた。京都市における風速の確率分布は Fig.6 に，風向の確率分布は Fig.7 に示す通りとなっている。

3.2 計算結果の概要

(1) 延焼予測計算の結果の一例

花折断層を震源とする地震が発生した場合の延焼

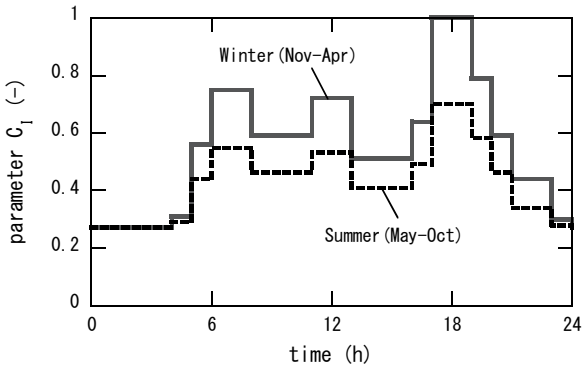


Fig.4 Season- and time-dependent variability for the probability of ignition.

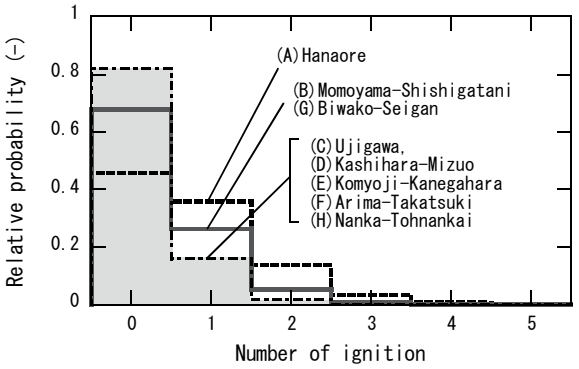


Fig.5 Probability distribution of ignition at reference season and time.

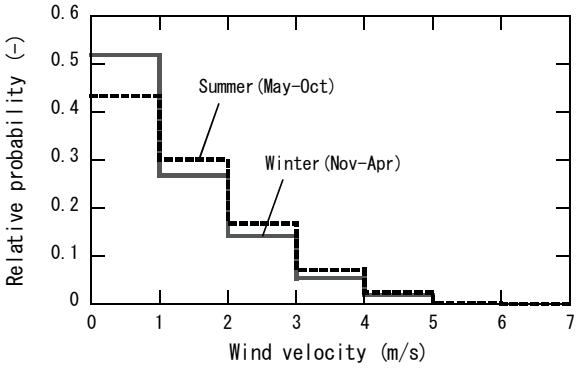


Fig.6 Frequency of wind velocity in Kyoto city.

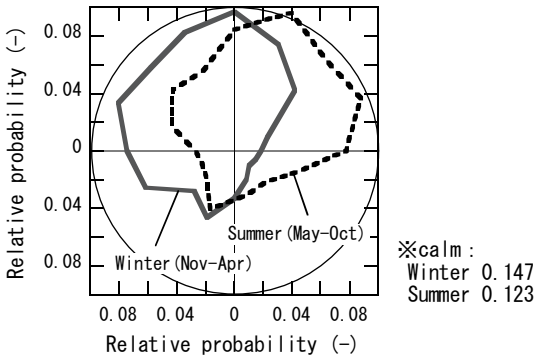
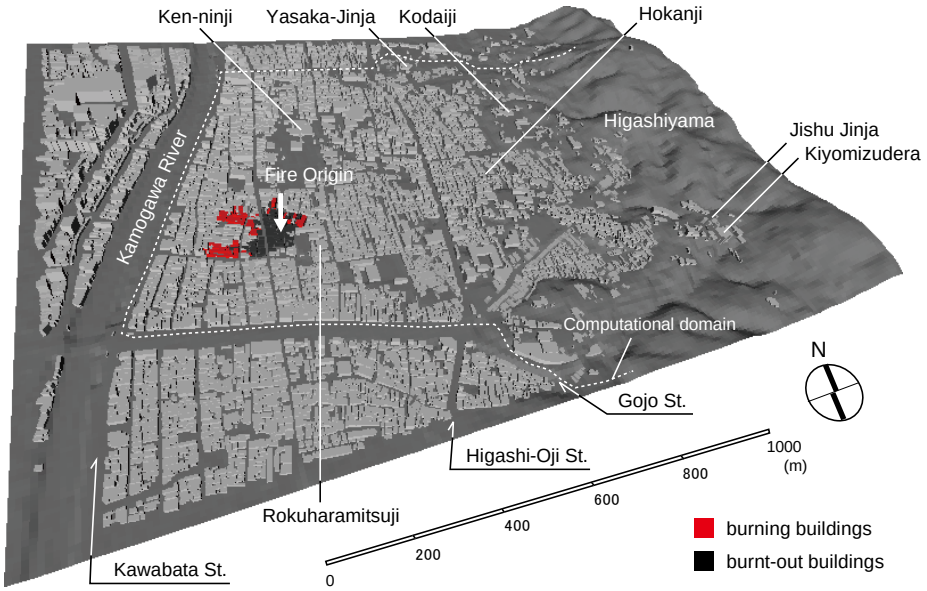
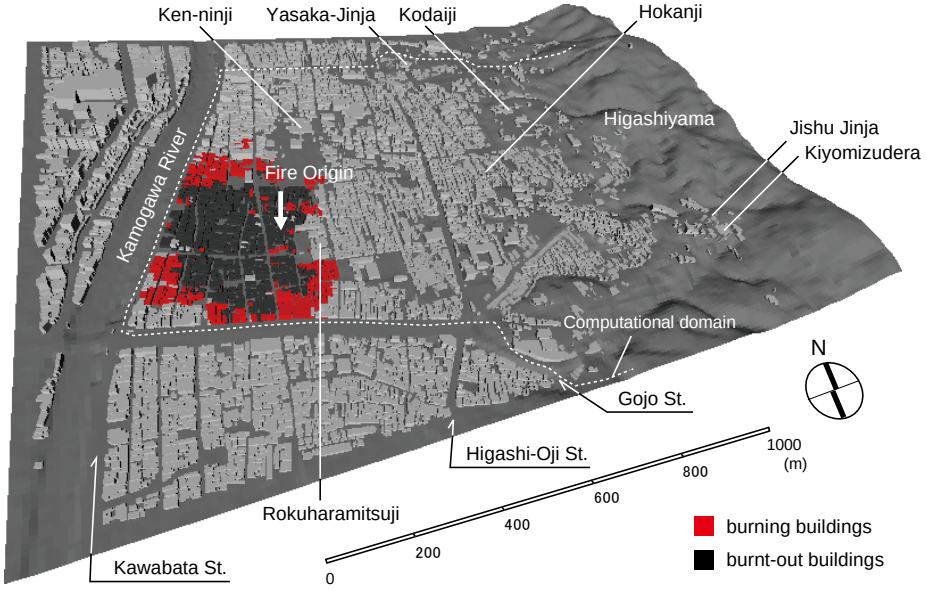


Fig.7 Frequency of wind direction in Kyoto city.



(a) 5 hours after the outbreak of fire



(b) 10 hours after the outbreak of fire

Fig.8 One of the results of the fire spread simulation for the Hanaore-fault earthquake.

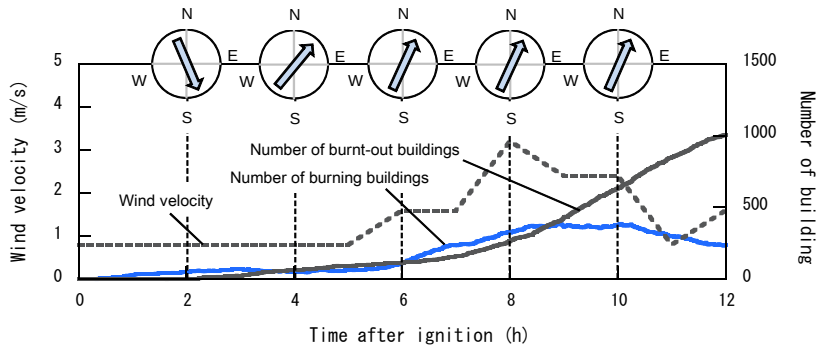


Fig.9 Transition of wind condition and the number of damaged buildings in the same simulation shown in Fig.8.

予測計算の結果の一例をFig.8に示す。この場合，出火点はFig.8中に矢印で示す1ヶ所である。まず，出火から5時間後の様子（Fig.8 (a)）を見ると，この時点での火災の勢いは比較的低調である。燃焼中建物の数は少なく，出火点の東側および南側には部分的に燃え止まりが発生している。しかし，出火から10時間後の様子（Fig.8 (b)）を見ると，焼失領域が大きく広がっており，火災前線の南側は五条通に，東側は鴨川に達している。

さて Fig.9 は, Fig.8 に示した延焼予測計算の結果における，市街地風の風速と火災の規模の時間変化を示している。市街地風の風速は，出火当初1m/s未満であったが, 出火から5時間を経過したあたりから次第に大きくなり，出火から8時間後には最大の3.2m/sとなった。焼失領域の大幅な拡大は風速が増したこの時間帯に発生しており，市街地風によって吹き倒された火災気流や飛び火の影響が増し，延焼火災の勢いが激しくなっていたことが推測できる。

(2)　モンテカルロシミュレーションの結果

以上のような延焼予測計算を利用したモンテカルロシミュレーションを行った結果，計算領域内で出火があった場合の，想定地震ごとの焼失棟数の相対確率分布が Fig.10 に示すように得られた。ただし Fig.10 には，想定する 8 通りの地震のうち，「(IV-a) 建物被害率」の傾向が異なる「(A) 花折断層」,「(B) 桃山-鹿ケ谷断層」,「(E) 光明寺-金ケ原断層」を震源とする地震が発生した場合の結果を示している。これによると，本計算で仮定する放任火災であっても，500 棟未満の焼失で収まる火災がある一方で，対象市街地のほぼ全域を焼失する火災も高い頻度で発生していることが分かる。これは，対象市街地内にオープンスペースや防火性能の高い建物が少ないため，一度火災が発生すれば燃え止まりが生じ難いことを示している。

Fig.10 の結果を比較すると，地震動による「(IV-a) 建物被害率」が小さいほど大規模な火災が起こり易い傾向があることが分かる。地震動により家屋が倒壊した場合には，外装材で覆われていた可燃性部材が外部に露出することで防火性能が低下し，火災延焼が起こり易くなる場合がある。

この一方で，倒壊によって家屋形状が変われば，隣接する火災家屋からの加熱を受け難くなり，火災延焼が起こり難くなる場合もある。地震動による建物被害は，これらの異なる効果をもたらすが，本計算ではこのうちの後者の効果がより顕著に表れ，火災延焼をもたらす家屋間の繋がりが分断されたものと考えられる。

なお本計算では，上水道や貯水槽といった長時間

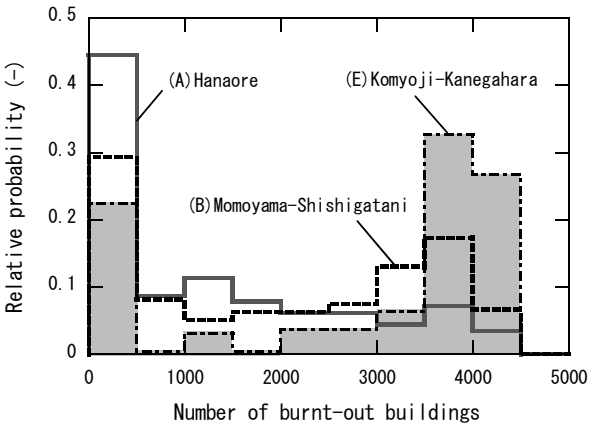


Fig.10 Distribution of relative probability for the number of burnt buildings.

の消火活動を行うために必要となる設備は地震動によって破損し，一度発生した火災に対しては消火活動が行えなくなるものと仮定した。しかし，想定地震の中には「(IV-a) 建物被害率」が小さい地震も含まれており，こうした地震については上記の仮定が適切ではなくなる場合もあるものと考えられる。このため，Fig.10 に示した結果のうち，「(E) 光明寺-金ケ原断層」のように「(IV-a) 建物被害率」が小さい地震の確率分布については，規模の大きな火災の発生確率が実際より高く推定されているものと考えられる。

(3)　文化財建造物の焼失リスク

モンテカルロシミュレーションの結果得られた文化財建造物の焼失リスク R_k は Table 4 に示す通りとなった。

このうち花折断層を震源とする地震が発生した場合の焼失リスク R_k を比較したものが Fig.11 である。R_k の値には大きなばらつきが見られ，最大は六波羅蜜寺の 0.096，最小は八坂神社の 0.003 であった。文化財建造物は，R_k の低いグループ（八坂神社，高台寺，地主神社，清水寺）と，R_k の高いグループ（法観寺，六波羅蜜寺，建仁寺）に分けられるが，後者の焼失リスク R_k は計算領域内の全家屋の平均 0.067 に比較的近い。このことは，後者に属する文化財建造物が周辺の家屋と一体的に市街地を形成しており，火災による焼失の危険性を周辺の家屋と共有していることを示しているものと考えられる。

分析対象とした文化財建造物のうち法観寺に着目し，想定地震が異なる場合の焼失リスク R_k の違いを示したものが Fig.12 である。これによると，「(G) 琵琶湖西岸断層系」の R_k が最も高く，「(A) 花折断層」,「(B) 桃山-鹿ケ谷断層」の R_k がそれに続いている。これらの想定地震は，いずれも基準出火確率

Table 4 Burn-down risk of architectural monuments due to post-earthquake fire spread

Active fault / Earthquake		Burn-down risk due to post-earthquake fire spread R_k							
ID	Name	Average (entire area)	Yasaka Jinja	Kohdaiji	Hohkanji	Jishu Jinja	Kiyomizu dera	Rokuhara mitsuji	Ken-ninji
A	Hanaore	0.067	0.003	0.016	0.083	0.009	0.009	0.096	0.056
B	Momoyama-Shishigatani	0.057	0.005	0.015	0.066	0.007	0.006	0.075	0.055
C	Ujigawa	0.050	0.004	0.012	0.060	0.011	0.011	0.059	0.055
D	Kashihara-Mizuo	0.039	0.006	0.010	0.048	0.007	0.007	0.045	0.041
E	Komyoji-Kanegahara	0.041	0.002	0.016	0.049	0.009	0.009	0.048	0.043
F	Arima-Takatsuki	0.053	0.006	0.016	0.062	0.008	0.008	0.065	0.054
G	Biwako-Seigan	0.078	0.007	0.024	0.089	0.018	0.018	0.093	0.083
H	Nankai-Tohnankai	0.041	0.004	0.010	0.051	0.009	0.009	0.048	0.045

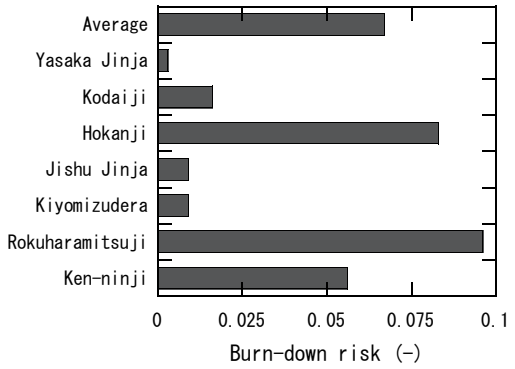


Fig.11 Burn-down risk of architectural monuments for the Hanaore-fault earthquake.

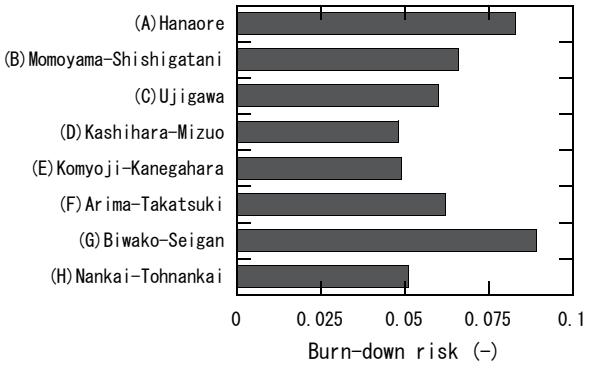


Fig.12 Burn-down risk of Hokanji with different scenario earthquakes.

$p_{ign,0}$ が高い部類に属している。しかし，「（G）琵琶湖西岸断層系」の基準出火確率 $p_{ign,0}$ は「（A）花折断層」のそれより低いにもかかわらず，R_k は最も高い。これは，先に述べた「（IV-a）建物被害率」の影響によるもので，「（IV-a）建物被害率」が大きい「(A) 花折断層」の場合には家屋形状が変わり，火災延焼が起こり難くなっているためと考えられる。また本計算では，「（III）初期消火活動」における出火一件あたりの初期消火活動の成功確率 p_{ext} がいずれの想定地震についても一律の値 0.2 をとるもの

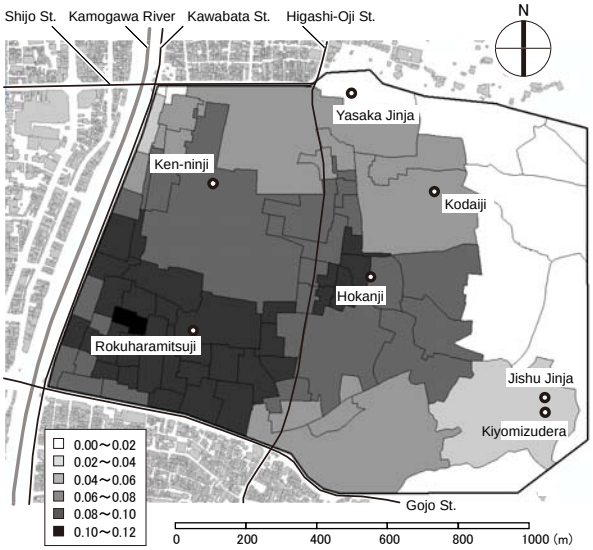


Fig.13 Average burn-down risk of buildings of each administrative unit for the Hanaore-fault earthquake.

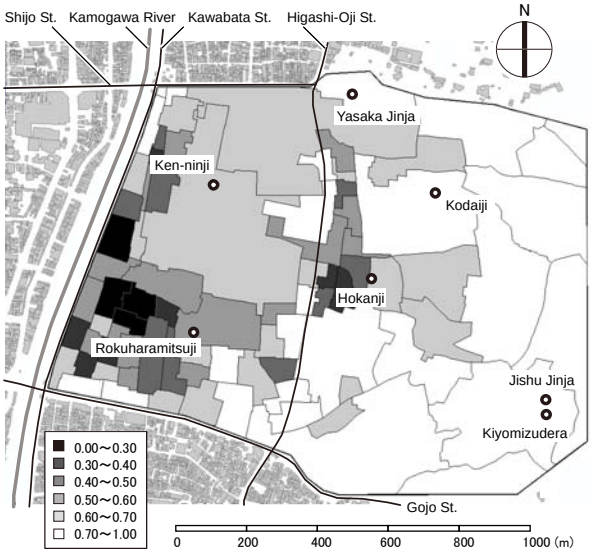


Fig.14 Fire-proof area ratio of administrative units in the computational domain.

と仮定した。しかし，これは多数の建物倒壊が発生した兵庫県南部地震の際の実績を参考にしているため，「(IV-a) 建物被害率」が小さい「(G) 琵琶湖西岸断層系」などについては p_{FF} が過小に設定され，実際に比べると焼失リスクは高く評価されているものと考えられる。

(4) 対象市街地の火災安全上の特徴

焼失リスクの評価は文化財建造物に限定されるものではなく，計算領域内の任意の家屋を対象とすることができる。そこで，「(A) 花折断層」を震源とする地震を想定した場合の，計算領域内の個々の家屋の焼失リスク R_k を町ごとに平均した結果が Fig.13 である。これによると，六波羅蜜寺周辺の計算領域南西部と，法観寺周辺の計算領域中央部に，平均焼失リスク $\hat{R}_k$ の高い町が分布していることが分かる。両者の間には幅員 15m 程度の東大路通が通っているが，これに沿うようにして $\hat{R}_k$ の低下が見られることから，東大路通が延焼遮断の機能を一定程度果たしているものと考えられる。

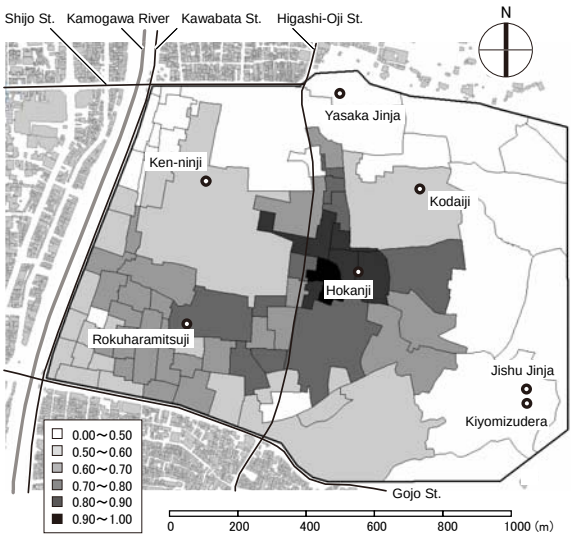
比較のために不燃領域率 r_{FP} を評価した結果を Fig.14 に示してある。ただし，不燃領域率 r_{FP} は都市防災計画の実務において延焼危険性の高い地域を抽出するために使用される指標であり，

$$r_{FP} = \frac{A_{OS} + A_{FR}}{A} \tag{6}$$

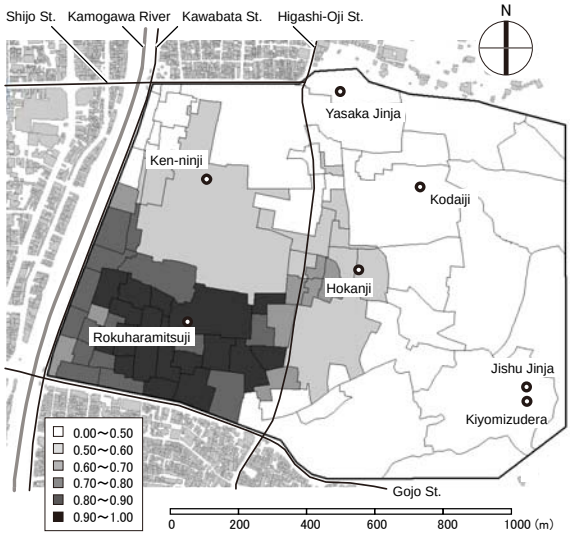
によって評価することができる（建設省，1997）。ここで，A_{OS} は空地面積，A_{FR} は耐火造建物によって占められる面積，A は各町の面積である。ただし，Fig.14 では，都市計画図において堅牢建物もしくは高層建物に分類される建物を耐火建築物と見なして A_{FR} を算出した。また，延焼危険性の有無を判定する際の目安とされる，r_{FP} が 0.7 以上（建設省，1997）の町は図中では白抜きの領域として示してある。

平均焼失リスク $\hat{R}_k$ と不燃領域率 r_{FP} による評価の全体的な傾向は，計算領域の西部の延焼危険性が高くなる点などにおいて一致している。しかし，平均焼失リスク $\hat{R}_k$ によって一定の延焼危険性があると判定された町であっても，不燃領域率 r_{FP} では安全と判定された町もある。また，平均焼失リスク $\hat{R}_k$ による評価では延焼危険性が同程度の町が空間的に連続して分布しているのに対し，不燃領域率 r_{FP} では延焼危険性の高い町と低い町が混在しているなど，評価結果が一致しない点も見られた。

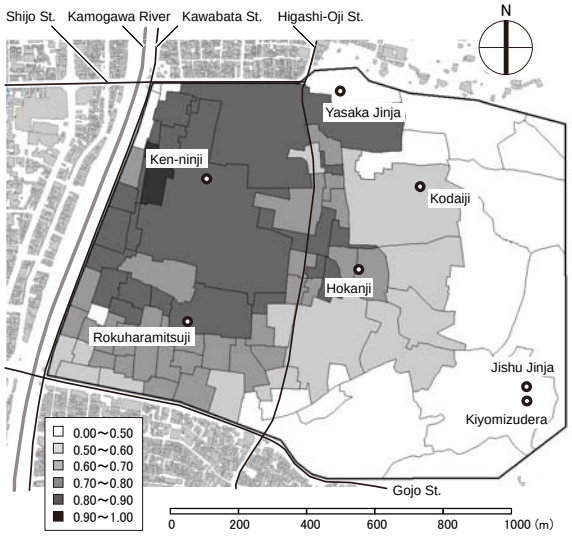
これは，例えば計算領域外周の延焼遮断帯を評価対象領域に含めるか否かなど，不燃領域率 r_{FP} の評価手続きに一定の任意性があることが原因と考えられる。また，不燃領域率 r_{FP} は各評価領域内の市街地構造のみをもとに評価されており，隣接する評価領域



(a) Hokanji



(b) Rokuharamitsuji



(c) Ken-ninji

Fig.15 Average probability of concurrent burn-down for the Hanaore-fault earthquake.

との関係が評価結果には反映されないことも原因と考えられる。

(5) 一体的に整備すべき周辺市街地

文化財建造物を地震延焼火災による焼失被害から守るには，平常時の「敷地内で発生する火災」に加え，地震時の「周辺市街地で発生する火災」への備えを同時に講じておく必要がある。こうした一体的な整備の対象となる市街地を抽出することは，文化財建造物の防災計画を検討する上で欠かせない。ここでは，ある文化財建造物が地震延焼火災によって焼失する場合に，周辺の家屋が同時に焼失している確率を同時焼失確率 p_C と定義する。同時焼失確率 p_C が高い家屋は，文化財建造物と延焼危険性を共有する度合いの強い家屋とみなせることから，一体的整備の対象を抽出する際の指標として p_C を利用できるものと考えられる。

焼失リスク R_k が高く評価された「法観寺」,「六波羅蜜寺」,「建仁寺」の各文化財建造物を対象として，計算領域内の個々の家屋の同時焼失確率 p_C を町ごとに平均したものを Fig.15 に示す。ただし，これらの平均同時焼失確率 $\hat{p}_C$ は，「(A) 花折断層」を震源とする地震を想定地震とした評価結果から算出したものである。これによると，いずれの文化財建造物についても，近傍の町ほど $\hat{p}_C$ が高くなっている。「法観寺」と「六波羅蜜寺」については，平均同時焼失確率 $\hat{p}_C$ の高い町の分布が，Fig.13 に示した平均焼失リスク $\hat{R}_k$ の高い町の分布と広い範囲で共通している。一方，「建仁寺」については，他の 2 寺に比べ，平均同時焼失確率 $\hat{p}_C$ が高い町の数が少なかった。これは，建仁寺の焼失リスク R_k が他の 2 寺に比べて幾分低いことと，建仁寺の周辺で発生した火災の延焼は広い境内によって遮断され，建仁寺をまたいだ燃え広がりが起こり難いためと考えられる。以上の結果をもとに，仮に平均同時焼失確率 $\hat{p}_C$ の閾値を 0.8 と設定すると，「法観寺」は 7 町，「六波羅蜜寺」は 17 町，「建仁寺」は 2 町が一体的整備の対象として抽出できる。

4. まとめ

本研究では，地震火災の延焼性状を物理的に定式化した計算モデルを用いることで，「(II) 出火条件」，「(III) 初期消火活動条件」，「(IV-a) 建物損壊条件」，「(IV-b) 気象条件」といった不確実要因の影響を考慮した，文化財建造物の焼失リスク評価手法を整備した。また，ケーススタディとして，市街地に被害をもたらすと考えられているいくつかの地震が発生した場合の，京都市東山区内の主要な文化財建造物の焼失リスク R_k を評価した。主要な結論を整理すると以下のようになる。

(1) 「法観寺」,「六波羅蜜寺」,「建仁寺」の焼失リスク R_k は，他の文化財建造物に比べて高く，計算領域内の全家屋の平均に比較的近いことが分かった。このことは，これらの文化財建造物が周辺の家屋と一体的に市街地を形成しており，周辺からの延焼火災の被害を受け易くなっていることを示している。

(2) 焼失リスク R_k は「(IV-a) 地震動による建物被害率」の影響を顕著に受け，消火活動が期待できない場合には，建物被害率が小さいほど文化財建造物の焼失リスク R_k が高くなる傾向が見られた。これは，倒壊により形状が変わった家屋が多数存在する市街地では，燃え広がりが起こり難くなると評価されたためと考えられる。ただし本研究では，出火一件あたりの初期消火活動の成功確率 p_{ext} を地震動の大きさによらず一律に与え，火災が拡大した後の消火活動を考慮していない。こうした仮定が焼失リスク R_k の評価結果に及ぼす影響については今後の検討が必要である。

(3) 平均同時焼失確率 $\hat{p}_C$ を用いることで，文化財建造物を火災による焼失被害から守るための，一体的整備の対象となり得る市街地領域の抽出を試みた。こうした市街地領域は文化財建造物ごとに抽出されるが，$\hat{p}_C$ の閾値を 0.8 と設定すると，「法観寺」は 7 町，「六波羅蜜寺」は 17 町，「建仁寺」は 2 町が一体的整備の対象として抽出された。また，「法観寺」と「六波羅蜜寺」のそれは，全家屋の焼失リスク R_k から求めた平均焼失リスク $\hat{R}_k$ が高い市街地領域と広い範囲で重複した。

本研究では，木造家屋群に取り囲まれる文化財建造物の焼失リスクの実態分析を行ったが，今後は，ここで整備したリスク評価手法を活用することで，消火活動や建物防火補強といった各種防火対策の検証や，文化財建造物の個別の状況に適した防災計画の検討を進めていく。

参考文献

糸井川栄一・塚越功・青木義次（1991）：防火地域性と市街地の防火目標に関する一考察，第26回日本都市計画学会学術研究論文集，pp.211-216.

加藤孝明・小出治（1999）：市街地延焼からみた市街地整備のための性能基準に関する基礎的考察，日本建築学会計画系論文集，No.516，pp.185-191.

加藤孝明・程洪・亜力坤玉素甫・山口亮・名取晶子（2006）：建物単体データを用いた全スケール対応・出火確率統合型の地震火災リスクの評価手法の

構築，地域安全学会論文集，No.8，pp.279-288.
川越裕子・長谷見雄二・神谷秀美・小畑晴治・安井昇・坂田高洋・永盛洋樹・村上雅英（2008）：既存家屋の耐震･防火補強による密集市街地の地震後延焼火災の抑制効果の検討，日本建築学会技術報告集，No.28，pp.483-486.
京都市消防局（2003），京都市第3次地震被害想定.
建設省（1982）：都市防火対策手法の開発，建設省総合技術開発プロジェクト報告書.
建設省（1997）：都市防災実務ハンドブック.
国土交通省（2003）：まちづくりにおける防災評価・対策技術の開発，国土交通省総合技術開発プロジェクト報告書.
齋藤正俊・熊谷良雄・糸井川栄一（2006）：簡易的火災延焼リスク算定のための基本モデルの構築と市街地集計データを用いたリスク概算の試み，日本建築学会計画系論文集，No.604，pp.115-122.
地震火災から文化財を守る協議会（1999）：地震は近い.
地震調査研究推進本部（2011）：主要活断層及び海溝型地震の長期評価一覧.
杉本綾亮・田中哮義・樋本圭佑・秋元康男・北後明彦（2006）：市街地延焼予測に関する建築物開口割合の実測手法に関する研究，日本火災学会研究発表会概要集，pp.322-325.
日本建築学会（1998）：阪神・淡路大震災調査報告（建築6）.
樋本圭佑・田中哮義（2004）：延焼シミュレーションに基づく高山三町伝建地区の防火性能評価，日本建築学会大会学術講演梗概集A-2，pp.337-338.
樋本圭佑・田中哮義（2006）：都市火災の物理的延焼性状予測モデルの開発，日本建築学会環境系論文集，No.607，pp.15-22.
樋本圭佑・秋元康男・北後明彦・田中哮義（2008）：伝統的木造密集市街地の延焼火災リスク評価に関する基礎的検討，歴史都市防災論文集，Vol.2，pp.7-14.
樋本圭佑・向坊恭介・秋元康男・黒田良・北後明彦・田中哮義（2010）：地震動による建物構造被害と火災加熱による損傷の進行を考慮した地震火災延焼性状予測モデル，日本建築学会環境系論文集，No.653，pp.543-552.
Architectural Institute of Japan (2003): Expanded AMeDAS Weather Data.
Himoto K., and Tanaka, T. (2002): A physically based model for urban fire spread, Proc. 7th IAFSS Symposium, pp.129-140.

Burn-down Risk of Architectural Monument Surrounded by a Group of Wooden Houses in Case of Post-earthquake Fire Spread

Keisuke HIMOTO and Takeyoshi TANAKA

Synopsis

Burn-down risk of seven architectural monuments in Kyoto-Higashiyama area in case of post-earthquake fire spread was analyzed. The analysis was conducted by the Monte Carlo simulation using a physics-based urban fire spread model formerly developed by the authors. Factors of uncertainty considered in the present analysis were the conditions on: (1) outbreak of fire; (2) firefighting activity at the initial stage of fire; (3) structural damage of individual buildings due to seismic motion; and (4) change of weather in time series. The result shows that burn-down risks of Rokuharamitsuji, Hokanji and Kenninji are rather close to the mean value of all the houses in the target urban area. This indicates that no fire-stops are maintained between these architectural monuments and densely-built wooden houses in their surroundings. Thus, integrated approach involving entire urban area is required on implementing fire safety measure, in order to effectively reduce the burn-down risk of such architectural monument.

Keywords: Kyoto, Architectural Monument, Post-earthquake Fire Spread, Urban Fire Spread Model

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

統計的グリーン関数による想定東南海地震の広帯域強震動予測と建物被害予測

宝音図*・川瀬博・松島信一

＊ 京都大学大学院工学研究科

要 旨

我々は，想定東南海地震について，まず不均質震源モデルと広周波数帯域統計的グリーン関数法を用いて，定量的強震動予測を行ったところ、過去の地震の推定震度を再現でき，既往の研究結果や経験的距離減衰式とよく対応する予測波形を得た。次に非線形応答解析モデルにこの予測強震動を入力して，近畿・中部地域における建物群の被害予測を行ったところ，想定東南海地震震源域から近い所や海岸地域と川沿いの沖積地盤地域などの比較的地盤が軟らかいところでは建物種別を問わず，大破以上の被害を受けるという予測結果となった。建物構造種別でみると低層鉄骨造建物，木造建物，中低層RC造建物の順に被害率が小さくなることが分かった。

キーワード: 統計的グリーン関数，想定東南海地震，地震動予測，建物被害予測

1. はじめに

平成 23 年 3 月 11 日 14 時 46 分，太平洋三陸沖から茨城沖に至る広い領域を震源とした超巨大地震の東北地方太平洋沖地震が発生した。この地震により，2 万 3 千人を超える死者・行方不明者が生じ，東日本の太平洋沿岸を中心に壊滅的な被害をもたらした。今回のよう超巨大な地震は稀にしか生じないと考えられるが，一般的な M8 クラスの海溝型巨大地震は発生する確率が相対的に高く，影響する地域が広域にわたり，強震動による建造物の倒壊・地滑り・液状化・地盤沈下・津波などの直接的な被害のほか，火災，産業施設被害，交通機関の乱れなど二次被害を生じ，結果として，経済的にも全国的な影響をもたらすという特徴がある。その震源域は日本列島を囲むように分布しており，日本全域において，地域ごとにそれぞれの状況に見合った地震防災対策を行うことが急務とされている。東南海・南海地震の今後 30 年以内の発生確率は 50%～60%程度（地震調査研究推進本部（以下地震本部と略称する），2002）と言われており，発生すれば東海地方から九州地方に至る震源域に近い太平洋沿岸を中心に，地震の揺れや津波により広域かつ甚大な被害を与えるもの危惧されている。一方，将来発生するであろうこれらの想定地震における建築物被害を定量的に想定するためには，その地震動特性と建物の応答特性を考慮した被害予測をすべきであることは言うまでもない。国や地方自治体の努力にもかかわらず依然として現在も耐震性の低い建物や老巧化した建物が数多く存在しており，それらの建物の耐震性能を把握し被害を予測することは地震安全対策上極めて重要である。また，兵庫県南部地震の発生後の研究により内陸地震についてはかなりの精度で被害予測が可能なレベルになってきているものの（松島・川瀬，2000；伊藤・川瀬，2001），海溝型地震の強震動を予測する上ではやや長周期域成分を多く含む強震動を的確に再現できる震源過程をどう表現するか等いろいろな問題が残されている。また構造物の定量的被害予測モデルを用いた被害総量の評価およびそれに基づいた被害軽減対策という，極めて重要な要素技術において未だ定量的に評価されているとは言い難い状態にある。

本論文では，最新の強震動評価手法に基づき，発生が最も懸念されており連動破壊する可能性もある南海トラフ沿いの海溝型巨大地震のうち東南海地震の単独発生した場合の強震動を定量的に予測し，それを非線形建物応答解析モデル（長戸・川瀬，2001）に入力して，震源域における木造建物，中低層 RC 造建物，低層鉄骨建物の被害予測を実施する。これ

ら一連の予測は，その非線形応答を数値的に評価する「建物崩壊挙動シミュレータ」に基づいており，予測被害は建物の実耐震性能の関数となるので，地域の構造物群の耐震性能をどの程度向上させればその構造物被害，人的被害をどの程度減らせるかを定量的に評価することが可能である。即ち、耐震対策効果に見合った必要政策コスト評価が可能となる。

2. 対象地域における地震活動の特徴

地震災害における防災・減災の上では過去の地震被害の原因究明を地震災害調査によって明らかにすることが極めて重要となる。特に，将来発生するであろうこれらの想定地震による被害推定を行うときに，震源域において繰り返し発生している地震動の特性を把握することは，都市防災・減災計画や構造物の地震安全性のための最も基礎的かつ重要な資料となる。想定東南海地震の震源域である中部・近畿地域で発生している地震として，太平洋側沖合の駿河トラフや南海トラフから陸側へ傾き下がるプレート境界付近で発生する海域の地震，陸域の浅いところ（深さ約 20ｋｍ以浅）で発生する内陸地震，日本海東縁部(新潟県沖合付近)で発生する地震などがあげられる（地震本部による）。Fig. 1 には明治 20 年以降で，この地域に大きな被害をもたらした地震の規模と震源の位置を示す。A，B，Cそれぞれ南海，東南海，東海地震の震源域を示す。過去の地震記録および歴史地震資料から，駿河トラフや南海トラフ沿いの地域では，100～150 年間隔で繰り返し発生しているマグニチュード 8 クラスの巨大海溝型東南海・南海地震などがあり，その震源域に近い太平洋沿岸を中心に，地震の揺れや津波により広域かつ甚大な被害をもたらしてきた。明治以降では，昭和東南海地震 M7.9(1944 年)，昭和南海地震 M8.0(1946 年)が海域に発生し，地震動や津波などによる大きな被害を生じた。一方，陸側の地域では，市街地の直下で発生した福井地震 M7.1(1948 年)，平成 7 年兵庫県南部地震 M7.2(1995 年)や比較的規模の大きな浅い地震の濃尾地震 M8.0(1891 年)などが挙げられ，市街地は壊滅的な被害を受けた。明治以降の震災について死者数で比較すると，大正関東地震 M7.9(1923 年)，東北地方太平洋沖地震 M9.0(2011 年)，明治三陸地震 M8.2～8.5(1896 年)の次にこの地域に起こった濃尾地震，平成 7 年兵庫県南部地震、福井地震などが挙げられ，いずれも死者・行方不明者を含めて，五千人以上の犠牲者を生じ，甚大な震害を出した地震である。なお日本海東縁部で発生した地震として，図には新潟地震 M7.5(1964 年)が含まれている。

以上，日本列島の中でも中部地方から近畿地方にかけての地域は，規模の大きな陸域の浅い地震が比較的多く発生していることが分かる。南海トラフ沿いの巨大海溝型地震の発生前後数十年間に陸域の地震活動が活発化することが指摘されており（川瀬，2005），平成7年兵庫県南部地震はその始まりであったといわれている。この地域の地震活動は，フィリピン海プレートの沈み込みとの関連が大きいと考えられる。

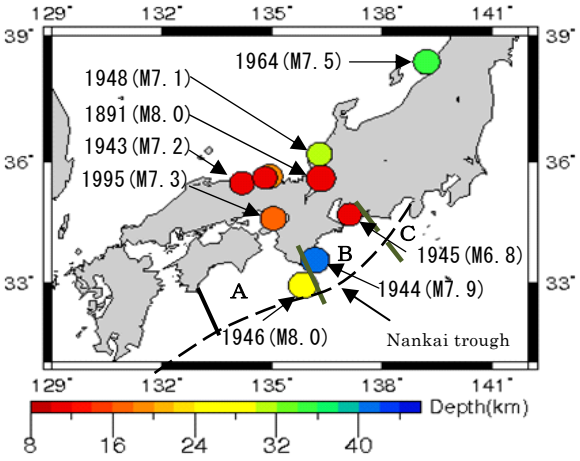


Fig. 1 Epicenter of earthquakes that caused extensive damage in Kinki to Chubu areas since the Meiji era

3. 統計的グリーン関数による地震動予測

3.1 想定東南海地震の震源モデルの設定及び解析地点

我々はこれまで，地震本部が公開している巨視的および微視的震源特性の標準的設定手法を用いて試算用に提案した震源モデルに準拠して釜江(2003, 2004)が構築したものを参考にした東南海地震の震源モデルを用いて想定東南海地震の強震動予測を行った(宝音図・他，2010，以後「前回」と略称する)。また，予測された強震動を非線形応答解析モデルに入力して，想定震源域における構造種類別，階数別に建物の平均被害率を推定している。最近の研究では，海溝型巨大地震のような巨大な震源断層のアスペリティ内の不均質特性及び震源断層近傍では地震動の強さが飽和する特性を導入することにより，強震動評価結果が大きく改善されるといわれている（包・川瀬，2006，2008）。本論文では，同様の震源断層の不均質特性を考慮して、より精度の高い強震動予測手法を試みる。また，震源断層近傍では地震動の強さが飽和した状態になる特性も導入する。

想定東南海地震の震源モデルとしては，前回の震源モデルと同様に，三つの大きなアスペリティと背

景領域からなる不均質震源モデルを設定した。前回の予測では２段階の要素地震サイズを用意したが，今回は要素地震は１サイズとし震源断層のアスペリティ内の不均質特性を導入している。すなわち，震源断層の中で比較的に大きくすべるアスペリティの中でもさらに不均質にすべると考慮して，アスペリティの22％の部分が平均すべり量の1.5倍大きくすべり（■印が付いている部分），残りの78％の部分は平均すべり量より小さくすべると仮定した(地震モーメントは保存)。解析する地点は想定東南海地震のアスペリティと背景領域の中心点から400km 以内のK-NET，KiK-net，JMA 観測点であり，近畿・中部地域を中心とした領域を対象とした。Fig. 2 に想定東南海地震の震源断層でのアスペリティ位置，アスペリティ中心点（赤色マーク），背景領域中心点（黒色マーク）と破壊開始点（青色★）をそれぞれ示す。また，解析対象点を⊗で示す。Table 1に想定東南海地震の断層パラメーターを示す。

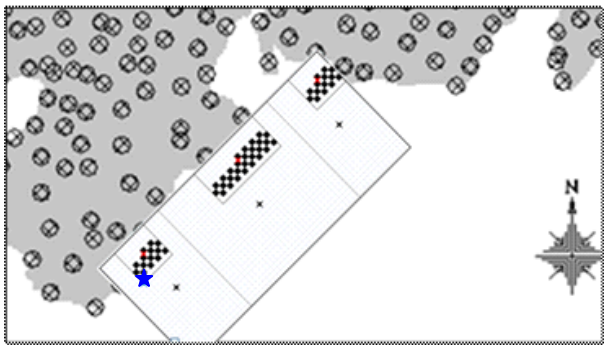


Fig. 2 Location of asperities on the assumed source fault, rupture initiation point and points being analyzed in this study

Table 1 The assumed fault parameters of the expected hypothesized Tonankai Earthquake

Name	**Mj**	**Mo (N・m)**	**Δσ(bar)**
Hypothetical Tonankai Earthquake	8.1	2.12E+21	30
Small Event	5.7	1.70E+17	98
Asperity	**No.1**	**No.2**	**No.3**
Size (km²)	24*24	24*48	24*24
Small Event Size (km*km)	3*3	3*3	3*3
Strike θ(degree)	250.7	250.7	250.7
Dip Angle δ(degree)	14	14	14
Angle Slip γ(degree)	122.7	122.7	122.7
Seismic Moment (N・m)	1.42E+20	4.00E+20	1.42E+20
Stress Drop (Mpa)	20.1	20.1	20.1
Similarity ratio *N*	8	16	8
Rise Time (sec)	1.8	2.5	1.8
Background Domain	**No.1**	**No.2**	**No.3**
Seismic Moment (N・m)	3.87E+20	7.18E+20	3.30E+20
Area (km²)	3168	5868	2700
Stress Drop (Mpa)	2.7	2.7	2.7
Similarity ratio *N*	20	20	20
Rise Time (sec)	0.5	0.5	0.5
Shear Rgidity (N/m²)	4.09E+10		
Rupture Velocity (km/s)	2.7		
S wave speed of Source Region	3.0		
Rupture Type	Radial		

3.2　統計的グリーン関数法

本論文では，想定東南海地震の強震動を，包・川瀬(2007)が作成した長周期まで有効な統計的グリーン関数を用いて予測する。彼らは川瀬・松尾(2002)を参考にして，日本全国の内陸地域と海溝付近で起きた Mj≧5.5，震源距離≦400km，震源深さ≦60km，最大加速度≦200Gal, 3 地点以上でトリガーの条件にあうデータを 1996 年 8 月から 2005 年 3 月までの 110 個の地震に対して選択し，振動数を 0.1～20Hz まで拡張し，S 波初動以降全継続時間の観測データを用いて解析を行い，統計的スペクトル特性は震源特性・伝播特性・サイト特性に分離し，統計的経時特性はマグニチュードM と震源距離X で回帰して統計的グリーン関数を作成する方法を開発している。また，この統計的グリーン関数を使って想定南海地震における強震動予測を推定し，非線形応答解析を行い，想定南海地震による西日本における建物被害推定を行った。なお，今回は東南海地震単独の発生を仮定したが引き続き同じ強震動予測方法で，東海地震・東南海地震・南海地震の連動も含めたフィリピン海プレート巨大海溝型地震による強震動推定，建物被害の予測とその対策を提案することは今後の南海トラフでの地震被害対策に重要な貢献となるものと考えられる。

3.3　想定地震動波形の検討

前節で設定した想定東南海地震の不均質震源モデルと長周期まで有効な統計的グリーン関数(包・川瀬 2007)を用いて，Irikura(1986)の波形合成法で重ね合わせて対象観測点における強震動の大きさが飽和する特性を導入して，震源断層から近い観測点でも一定の距離（要素地震の面積と等しくなる円形の半径）より近くならないように距離に頭打ちを導入して波形合成を行った。

Fig. 3 に前回と今回得られた合成波形の最大加速度・最大速度と司・翠川（1999）による距離減衰式を示す。上の二つは PGA，下の二つは PGV に対する図で，それぞれ上は前回の結果，下は今回の結果を示す。今回の最大加速度に関しては，震源近傍でのばらつきが収まり，平均的には距離減衰式とよく一致した結果が得られている。震源距離が 100km を超える観測点における最大加速度は前回より少し小さめとなったが，全体的には距離減衰式によく対応している。最大速度に関しても，前回の最大速度は震源近傍で距離減衰式より大きく離れた点もあったが，

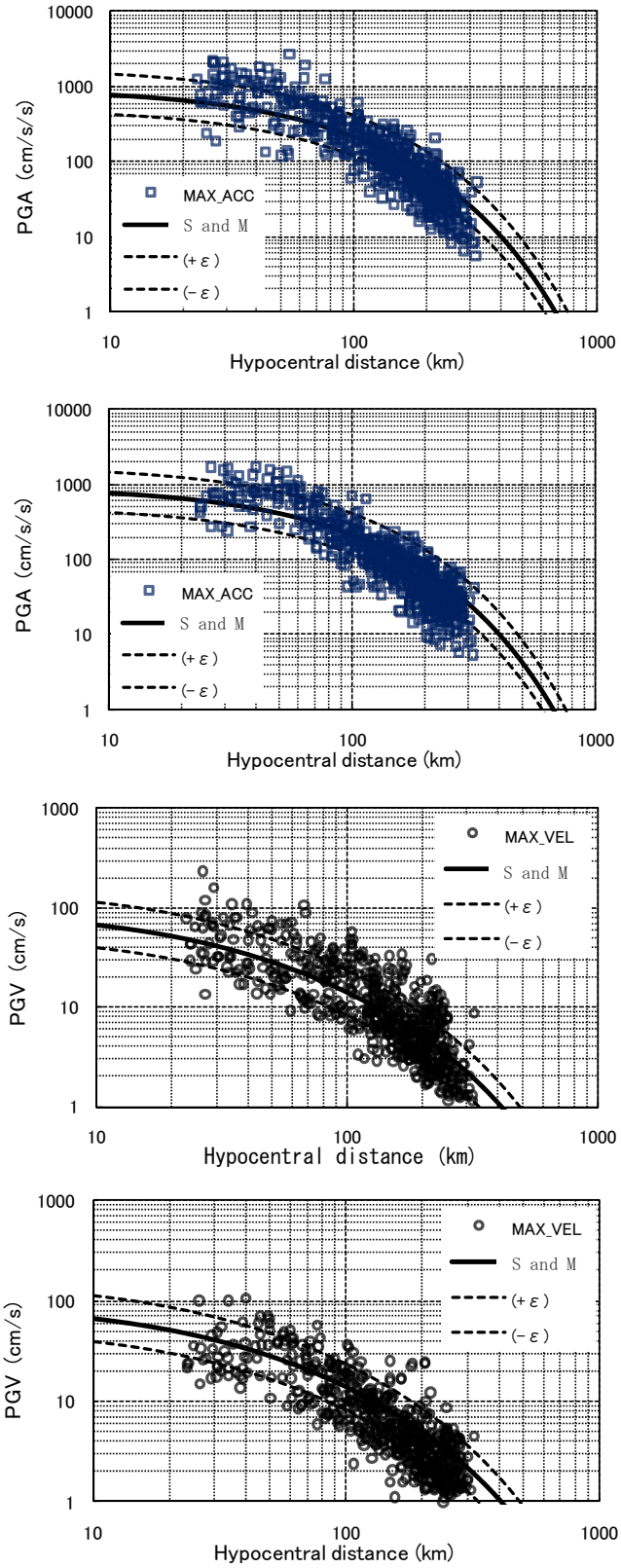


Fig. 3 Comparison of estimated PGA and PGV with the attenuation curves by Si and Midorikawa (1999) (Top figure; previous result tor PGA. Second figure; present result tor PGA. third figure; previous result tor PGV. Fourth figure; present result tor PGV)

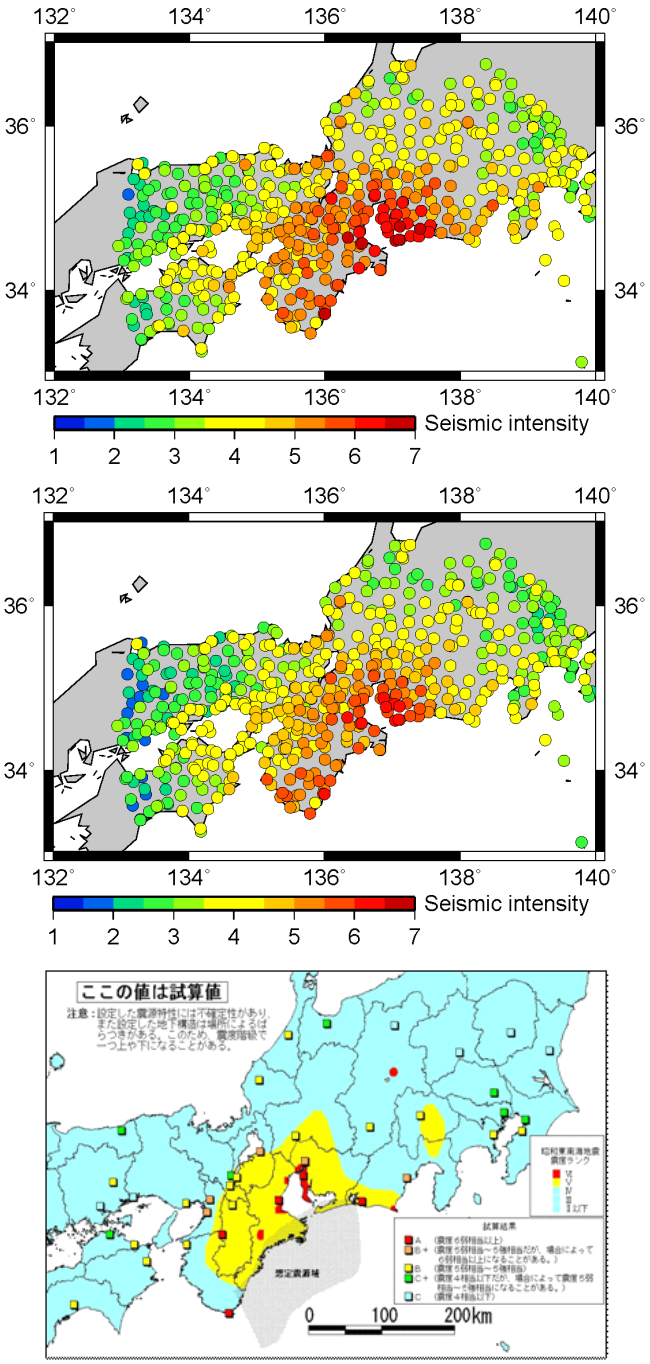


Fig. 4 Comparison of simulated seismic intensity (Top figure; previous result, Middle figure; present result) and estimated JMA SI class for Showa Tonankai earthquake by Central Disaster Management Council, Japan (bottom)

それに比べると今回の最大速度は距離減衰とよく対応した推定値が計算できていると言える。ただし，ここで示した司・翠川（1999）による最大速度の距離減衰式は地下 30m までの平均 S 波速度が 600 m/s の場合の値であり，そこからのサイト増幅の影響を考慮すると今回得られた最大速度は少し小さめとな

っていると言える。前回の計算では不均質アスペリティではなく，二段階要素地震作成法を用いていたのでばらつきが大きくなっていたものと考えられる。なお，南海地震に対する検討で包・川瀬（2008）は今回の検討と同様海溝型地震の大きなアスペリティ内のすべりを一様にせず，不均質にすべるように設定し，最大速度を司・翠川（1999）の距離減衰曲線に適合させている。

算定した合成波形における計測震度から求めた前回の計測震度(Fig. 4 の上段)・今回の計測震度(Fig. 4 の中段)と地震本部の公開資料(2001)による想定東南海地震における県庁所在地等の震度試算結果と昭和東南海地震の推定震度分布との比較したもの(Fig. 4 の下段)を比較した。今回得られた計測震度では震度 6 強相当以上と推定された観測点の箇数が減少しており，特に，奈良県，滋賀県，及び伊勢湾から三河湾にかけての海岸地域では前回より計測震度が減少傾向となっている。我々の計測震度による震度 6 弱及び震度 6 強相当以上が地震本部の最高ランク震度 6 弱相当以上と対応するもので，その他はほぼ同じ震度レベルで表示しており，和歌山県南部の海岸地域では地震本部の推定震度分布より少し大きい評価になっているが全体的に今回の結果とよく一致していると言える。

4. 想定地震動による建物被害予測

今回想定された東南海地震による想定強震動を長戸・川瀬の非線形応答解析モデルに入力して，震源域における木造・中低層RC造・低層S造建物の被害推定を行った。これまでの多数の実地震に対する解析結果から，200Gal以下の入力では大破以上の被害は生じないので，今回は想定強震動のうち200 Gal以上の136波の波形を選んで入力し，非線形応答解析を行った。

長戸・川瀬(2001)は兵庫県南部地震による観測被害率と松島・川瀬(2000)による再現強震動に基づいて非線形地震応答解析を実施し，実被害率を再現できるような年代区別なしの木造建物モデル（2F），新・旧耐震を区別したRC造の建物モデル（3F，6F，9F，12F），鉄骨造の建物モデル（3F，4F，5F）など合計15個の非線形応答解析モデルを構築している。

木造建物モデルのクライテリオンに関しては，新耐震と旧耐震の建築年代によらず同じで，最大層間変形角で1/10rad 以上になったモデルが大破以上の被害を受けたものとし，RC 造建物と鉄骨建物は新

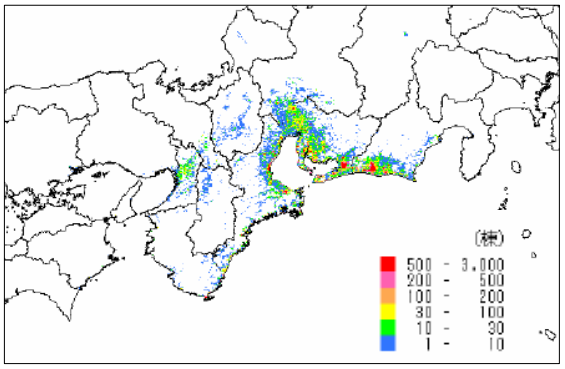
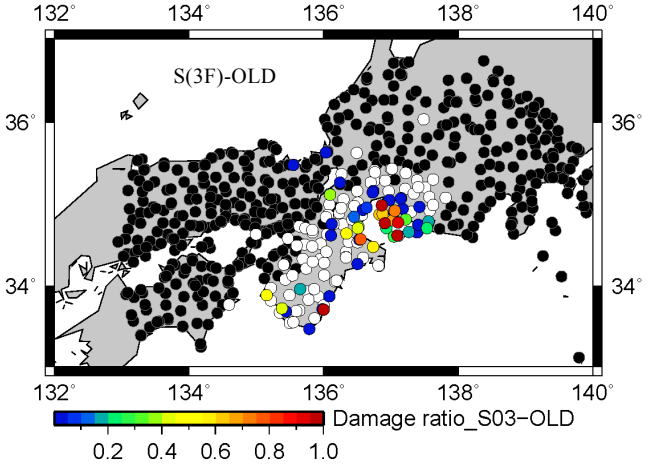


Fig.5 Distribution of damaged buildings for the expected Tonankai earthquake.



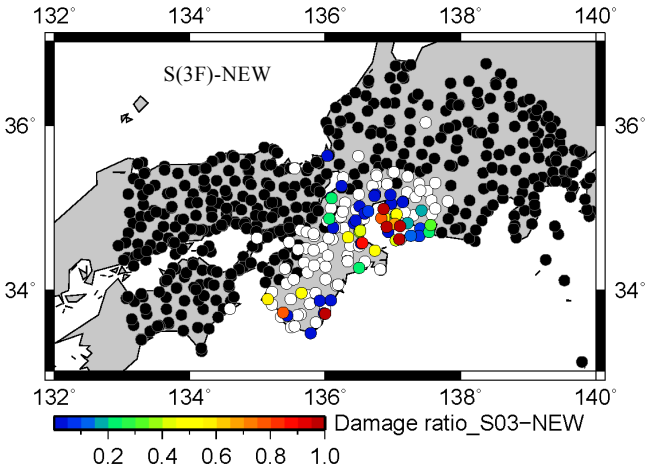


Fig. 6 Damage ratio distribution of steel buildings (3F). (Top figure; buildings built before 1981, Bottom figure; buildings built after 1981)

耐震と旧耐震の建築年代によらず同じく，1層でも最大層間変形角で1/30rad 以上になったモデルは大破以上の被害を受けたものと仮定している。また，それぞれのモデルに対しては，建物の耐力のバランスを考えて耐力が小さいモデル，標準モデル（最頻値

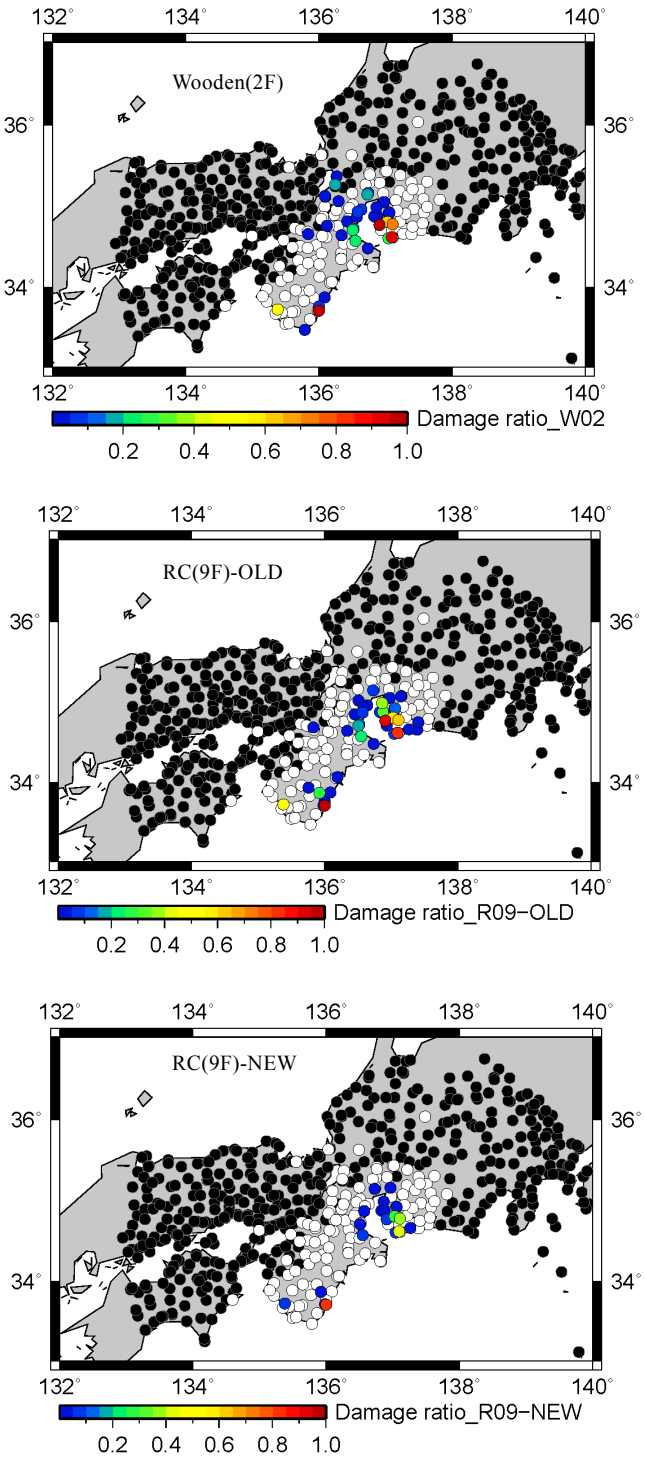


Fig. 7 Damage ratio distribution of wooden bldgs (2F) (Top figure), RC bldgs (9F) (Middle figure; buildings built before 1981, Bottom figure; buildings built after 1981)

モデル)，耐力が大きいモデルなど12 個のモデルが含まれており，各モデルの存在比率を対数正規分布で与え，それらのモデルの被害の有無から被害率を算定している。まず，長戸・川瀬(2001)の木造モデル・RC 造モデル・鉄骨造モデルに想定東南海地震における加速度波形を入力して建物の被害を推定した。

Fig. 5 には中央防災会議(2003)の「東南海，南海地震等に関する専門調査会」による想定東南海地震における建物被害数の分布を示す。Fig. 6, Fig. 7には想定東南海地震による長戸・川瀬モデルから求めた鉄骨造3階建ての旧耐震、新耐震の被害率分布(白色○は, 被害率が計算されていない解析点を示す)，木造2階建ての被害率分布，RS造9階建ての旧耐震，新耐震の被害率分布を示す。中央防災会議による伊勢湾，熊野灘，および遠州灘で推定被害棟数が多くなっているところほど，今回の算定被害率が高くなっており，建物被害分布としては概ね対応していると言える。また，愛知県，滋賀県，三重県，和歌山県などの海岸地域と川沿いの沖積地盤地域などの比較的地盤が軟らかいところでは建物種別を問わず，大破以上の被害を受ける可能性があることが分かる。

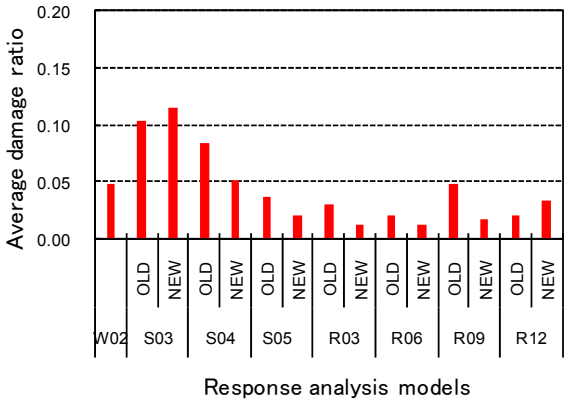


Fig. 8 Comparison of percentage distributions of damage ratios

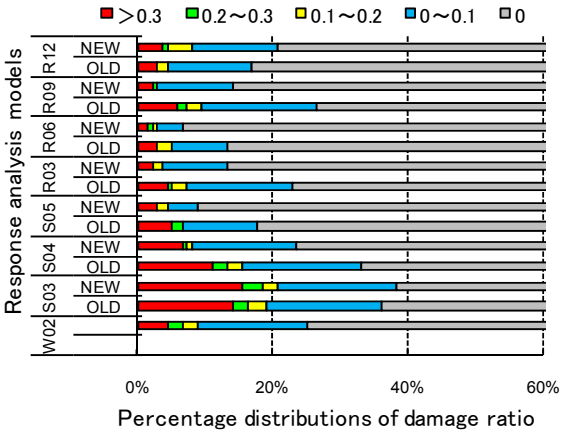


Fig. 9 Comparison of average damage ratio between building models

今回の建物の被害予測は兵庫県南部地震で大破した建物を対象として，実被害率と合うように構築したモデル群を用いており，そのモデル群と同じような耐力を持つ建物が対象観測点の近傍に建てられている場合の推定被害率であることに注意すべきである。この推定建物被害率は想定東南海地震における対象解析点で被害率であり，その近傍でも地震動の強さは場所によって異なるものと推定される。そのため今回のピンポイントでの予測被害率と中央防災会議の予測結果を同一レベルで比較することは難しい。一方，長戸・川瀬モデルも東北地方太平洋沖地震，新潟県中越地震や福岡県西方沖地震での実際の被害率と比較すると過大評価となる傾向があることがわかっており，今後東北地方太平洋沖地震における建物被害率分布を地震被害調査によって明らかにすることにより巨大海溝型地震における被害予測モデルの精度向上を追及する必要がある。なお，全体の被害率分布状況を中央防災会議による建物被害棟数の分布（ただし液状化による被害棟数が含まれている）と比較したとき，大阪平地，遠州灘南側半分の沿岸地域における被害率が小さくなっているのは，中央防災会議の予測では液状化による建物被害が比較的多く，揺れによる大破以上の被害が少なくとも被害総数が多くなるためと考えられる。

Fig. 8 には応答解析による平均被害率分布を旧耐震・新耐震，構造別，階数ごとに比較した。縦軸は計算された対象点ごとの被害率の合計を入力した波の数で割って，その平均被害率とした。その結果，旧耐震は新耐震より被害率が高いこと，階数別では，鉄骨造は低層ほど被害率が高いこと，RC造では9階建が高いことがわかる。構造別では，鉄骨造建物が一番高く，次は木造建物，鉄筋コンクリート造建物の順となることが分かったが、鉄骨造3階およびRC造12階建ての旧耐震と新耐震の被害率が逆になっている。これは兵庫県南部地震の観測被害率と合うようにモデルを作成する際の、観測被害率と一致している。原因としては該当建物の棟数は少なかったため予想通りの被害率となっていなかったためと考えられる。

Fig. 9 には応答解析モデルごとに被害率の低い地点から高い地点まで，ある被害率範囲の地点の対象解析点全体に占める割合がどのように変化しているかを比較した。縦軸は応答解析モデル，横軸は0～10%，10%～20%，20%～30%，および30%以上と計算された被害率となった地点の全体解析点に占める割合を示す。応答解析による計算被害率が30%以上となるのは，平均被害率と同じように，旧耐震は新耐震より高いこと，構造別では，鉄骨造建物が一番高く，次は木造建物，鉄筋コンクリート造建物の順となっていることがわかった。

5. まとめと今後の展望

本論文では、長周期まで有効な統計的グリーン関数と不均質に破壊する震源断層モデルを用いて想定東南海地震による近畿・中部地域における強震動を試算した。その結果，予測した強震動波形による震度階級の分布は過去の研究成果や被害地震の推定強震動とほぼ一致する結果になった。得られた最大加速度・最大速度を経験的距離減衰式と比較したところバラづきが少なく平均的にはよく一致しており，前回より全体的に大きく改善された結果が得られた。これらには，海溝型地震の断層モデルの大きなアスペリティ内に不均質性を考慮した手法を導入したことが大きく寄与していると思われる。

次に，非線形応答解析モデルにこの想定東南海地震の強震動を入力して，近畿・中部地方における木造・低層鉄骨造・中低層RC造建物の被害予測を行った。その結果，愛知県，滋賀県，三重県，和歌山県などの海岸地域と河沿いの沖積地盤地域などの比較的地盤が軟らかいところでは建物種別を問わず，大破以上の被害を受ける可能性が多少なりともあることが分かった。また，中央防災会議(2003)による想定東南海地震における推定建物被害棟数が多くなっているところほど，算定被害率が高くなっており，建物被害分布としては対応している結果になった。応答解析による平均被害率分布を旧耐震・新耐震，構造別に比較したところ，旧耐震は新耐震より被害率が高いこと，構造別では，鉄骨造建物が一番高く，次は木造建物，RC造建物の順となることが分かった。被害率30%以上となる地点の対象解析点全体に占める割合でも，旧耐震は新耐震より高いこと，構造別では，鉄骨造建物が一番高く，次は木造建物，RC造建物の順となっていることがわかった。少なくとも耐震補強など棟南海地震に向けた被害対策を立案する上で，震源近傍か地盤が軟弱であるかどちらかを満たす地域を重点的に対象とすべきであることが指摘できる。

今後はここで示した建物被害予測に基づき，原単位および建物ストックの統計値情報を用いて想定東南海地震の地震被害がもたらす環境負荷を評価する。さらに震源地域の建物の被害総数から，死傷者数や帰宅困難者数、社会的影響度等を予測する。環境負荷予測では建物の被害総数に基づく建築廃棄物及び破壊された生活用品など一般ゴミ量，その環境を復元するに必要な資源及びエネルギー，同時に排出されるCO_2の量などを計算する。この被害予測では，被害率は建物の実耐震性能の関数となるので，

地域の構造物群の耐震性能をどの程度向上させれば上記の構造物被害，人的被害，及び環境負荷をどの程度抑えられるかを定量的に評価することが可能である。

謝　辞

本論文の一部は若手研究者大航海プログラム（京都大学防災研究所）による海外派遣によって，中国内モンゴル師範大学地理学科学院の那仁満都拉講師と実施した共同研究の成果である。ここに記して、関係者の皆さまに深く感謝の意を表します。

参考文献

地震調査研究推進本部：http://www.jishin.go.jp/main/

地震調査研究推進本部（2002）：地震調査委員会強震動評価部会「南海トラフの地震の長期評価について」，http://www.jishin.go.jp/main/chousa/01sep_nankai/index.htm.

中央防災会議（2003）：「東南海，南海地震等に関する専門調査会（第 10 回）」，http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai/10/siryou2.pdf

釜江克宏・川辺秀憲（2003）：南海地震の強震動予測手法，平成14年度「巨大地震・津波による太平洋沿岸巨大連担都市圏の総合的対応シミュレーションとその活用手法の開発」成果報告書，pp.36-49.

Kamae, K., H. Kawabe and K. Irikura (2004): Strong ground motion prediction for huge subduction earthquakes using a characterized source model and several simulation techniques, 13WCEE, Vancouver, Paper No, 655 (CD-ROM).

宝音図・那仁満都拉・川瀬博・松島信一（2010）：統計的グリーン関数法による広周期帯域の地震動予測，平成 22 年度地震学会秋季大会，B12-05，pp. 49.

川瀬博・松尾秀典（2004）：k-NET, KiK-Net, JMA 震度計観測網による強震動波形を用いた震源・パス・サイト各特性の分離解析，日本地震工学会論文集，第 4 巻，第 1 号, pp. 33-52.

包那仁満都拉・川瀬博（2007）：強震ネットワークデータから構築した広周波数帯域統計的グリーン関数とその南海地震への応用,日本地震工学会,第7巻,第2号（特集号），pp. 80-95.

Irikura, K.,（1986）: Prediction of strong acceleration motions using empirical Green's function, Proc. 7th Japan Earthq. Eng. Symp., pp. 151-156.

司宏俊・翠川三朗（1999）：断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式，日本建築学会構造系論文集，第523号, pp. 63-70.

松島信一・川瀬博（2000）：1995年兵庫県南部地震の複数アスペリティモデルの提案とそれによる強震動シミュレーション，日本建築学会構造系論文集, No.534, pp. 33-40.

伊藤茂郎・川瀬博（2001）：統計的グリーン関数法による強震動予測法の検証と仮想福岡地震への適用，日本建築学会構造系論文集，第 540 号，pp. 57-64.

長戸健一郎・川瀬博（2001）：被害予測用動的構造物群モデルと福岡市の被害予測,日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp. 135-136.

長戸健一郎・川瀬博（2001）：建物被害データと再現強震動による RC 造構造物群の被害予測モデル,日本建築学会構造系論文集，第 544 号, pp. 31-37.

川瀬博（2005）: 地面の揺れを予測してそれに備える，地震の予測･強震動の予測･被害の予測, 建築雑誌，vol.120, No.1536, pp. 40-41.

包那仁満都拉，川瀬博（2006）: 長周期地震動予測のための統計的グリーン関数,海洋出版株式会社，月刊地球号外 No.55, pp. 119-127.

包那仁満都拉・川瀬博（2008）: 想定南海地震の予測被害率から推定される環境負荷とそれに対する耐震施策の与える影響(第4部 学術論文,地球環境と防災のフロンティア)，総合論文誌 (6), pp. 87-92.

Broadband Strong Ground Motion Prediction for Hypothetical Tonankai Earthquake using Statistical Green's Functions Method and Subsequent Building Damage Evaluation

Baoyintu*, Hiroshi KAWASE and Shinichi MATSUSHIMA

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

We used an empirical Green's function method together with the randomly perturbed asperity source to

sum up broadband statistical Green's functions for a moderate size earthquake to predict strong ground motions due to the expected Tonankai earthquake. We were able to simulate seismic intensity distribution similar to past earthquakes and strong motion waveforms that correspond to previous studies and attenuation relations. Using these results, we predicted building damage by non-linear response analysis and found that at the regions close to the source as well as regions with relatively thick soft sediments such as the shoreline and alluvium deposits along the rivers, there is a possibility of severe or higher damage regardless of the type of buildings. Also, damage ratio for buildings built before 1981 was higher than those built after and the damage ratio was highest for steel buildings, followed by wooden buildings and then reinforced concrete buildings.

Keywords: stochastic green's functions, Tonankai earthquake prediction, strong motion prediction, damage prediction of buildings

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

メキシコ盆地における微動観測とその水平上下スペクトル比による地下構造モデルの検証

松島信一・廣川貴則*・長嶋史明**・新田祐平***・
Francisco J. SÁNCHEZ-SESMA****・川瀬博

* 株式会社山下設計
** 京都大学大学院工学研究科
*** 株式会社大林組
**** メキシコ国立自治大学工学研究院

要　旨

拡散波動場を仮定した場合に微動の水平動と上下動のフーリエスペクトル比（H/Vスペクトル比）を理論的に計算する方法を著者らは新たに提案しており，地盤増幅特性を大きく左右する地盤の速度構造を精度良く推定する手法として期待されている。本研究では，まずメキシコ盆地内の5つの強震観測点において微動観測を行い，観測点毎のH/Vスペクトル比を比較した。次に，地盤調査により得られている地下構造モデルを用いて新しい考え方に基づいて計算した理論H/Vスペクトル比を観測したH/Vスペクトル比と比較してその確からしさの検証を行った。その結果，理論H/Vスペクトル比は概ね観測H/Vスペクトル比の卓越振動数とその振幅を再現できることがわかり，地下構造モデルには改善の余地のあるものの，新しい手法および地下構造モデルの確からしさを確認することができた。

キーワード: メキシコ盆地，微動，H/Vスペクトル比，拡散波動場，地下構造

1. はじめに

地震による揺れに対して都市空間の安全性を確保するためには，地下構造に関する情報を把握し地盤増幅特性を的確に評価した上で強震動予測をすることが必要不可欠である。地盤増幅特性を大きく左右する地盤の速度構造を推定する手法として，微動の水平動と上下動のフーリエスペクトル比(H/Vスペクトル比）を拡散波動場を仮定して理論的に計算する方法を著者らは新たに提案している（Sánchez-Sesma et al., 2011bなど）。廣川ら(2011)では，京都大学宇治キャンパスにおける微動観測記録と岩田ら(2001)の地下構造の調査結果から，一次元構造とみなせる震動方向については新しい計算手法の妥当性を検証している。本稿では，メキシコ盆地を対象に，既往の調査による地下構造モデルをもとにこの新しい考え方に基づいて計算される理論H/Vスペクトル比と観測した微動記録から得られる観測H/Vスペクトル比との比較を行い，手法および地下構造モデルの確からしさを検証する。

2. 検討の方法

メキシコ盆地では1985年メキシコ地震の際に，メキシコ西岸沖の震源域から数百キロ離れているにもかかわらず，大きな揺れにより中層建物が多く破壊された。そのため，地震後に強震観測網が整備され，現在も地震観測が行われている。強震観測網にはボアホール観測点もあり，整備の際に地下構造の調査が行われている。これらの地点において微動観測を行い，微動観測記録から得られる観測H/Vスペクトル比を求め観測点ごとに比較を行った。次に，既往の調査により得られている地下構造モデルに基づき，新しい手法により理論H/Vスペクトル比を計算した。最後に，観測H/Vスペクトル比と理論H/Vスペクトルと比較することにより，手法と地下構造モデルの確からしさについて検証を行った。

3.　メキシコ盆地内での微動観測

本章では，著者らが平成22年12月初旬にメキシコ盆地内の5つの地点において行った微動観測について述べる。

3.1　観測方法

メキシコ市内において強震観測が行われている地点のうち，1985年メキシコ地震で被害が甚大だったメキシコ市のローマ地区の東西1kmの間に3点（Plaza Ciberes，Plaza Rio de Janeiro，Jardin Pushkin），メキシコ市南部に位置し溶岩が露頭するメキシコ自治大学キャンパスに隣接するメキシコ国立防災センター（CENAPRED）本部構内に1点およびその中間地点のCoyoacánにて行った。微動観測を行った5地点をFig. 1に赤三角で示す。図はメキシコシティの北西部分を示し，図中の白色部分は湖の埋め立て部，濃い灰色は丘陵部，淡い灰色はその遷移部を示す。赤線で囲まれた部分が1985年メキシコ地震の際に甚大な被害が生じた地域である。この領域の中央部に東西に3つ並んでいる観測点が西から順にPlaza Ciberes，Plaza Rio de Janeiro，Jardin Pushkinである。地図の南端の丘陵部に位置するのがCENAPRED本部，その約5km北の遷移部に位置するのがCoyoacánである。

観測はAKASHI（現ミツトヨ）製のSMAR-6A3Pを用い，サンプリング周波数を100Hz，アナログアンプによる振幅の増幅を500倍，GPSによる時刻校正と15分の観測を1セットとし，観測点において2セットずつ行った。Photo 1に観測の模様の一例を示す。

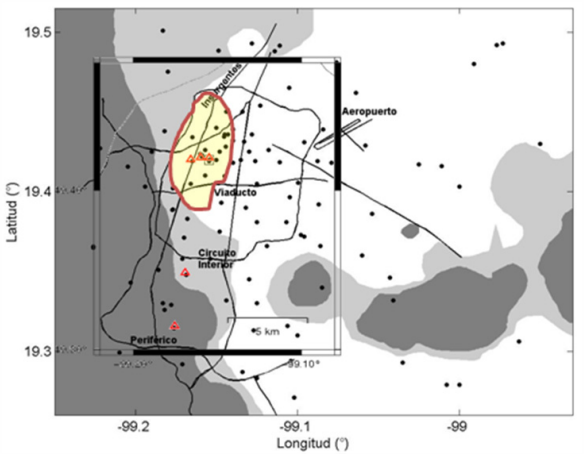


Fig. 1 Map of microtremor measurement sites (red triangle) at stations strong motion observation network (black circles) in the north-western part of Mexico City (after Roullé, 1996). Region surrounded by red line is the area of severe damage during the 1985 Michoacán (Mexico) Earthquake.



Photo 1 An example of microtremor measurement at one of the strong motion stations of CENAPRED, Jardin Pushkin.

3.2　観測記録の解析結果

観測した微動データは1観測セット（15分間）ごとに40.96秒の時間区間を継続時間の半分を重複させながら42区間を切り出す。Fig. 2にPlaza Ciberesでの観測記録の上下成分のうち6切り出し区間の時刻歴波形の例を示す。

このように得られた時間区間ごとに水平2成分

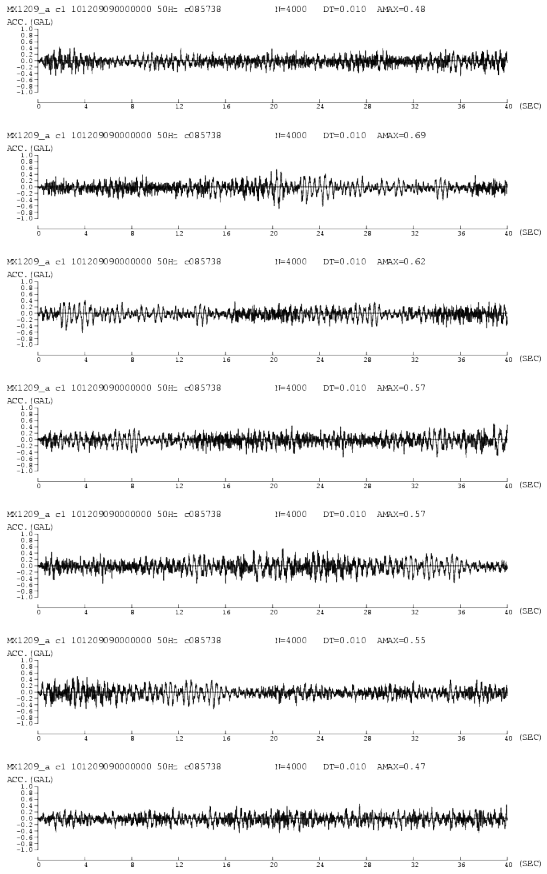


Fig. 2 An example of microtremor time series of UD component observed at Plaza Ciberes. 6 out of 42 time sections are shown.

（NSとEW）と上下成分（UD）の計3成分のフーリエスペクトルを計算し，水平動と上下動のフーリエスペクトル比（H/Vスペクトル比）を求めた。ここでは既往の研究で多く行われているように水平2成分の自乗和平均求めず，成分ごとの違いがないかを確認するため別々に求めた。得られたH/Vスペクトル比を42時間区間で平均したものを1観測セットの観測H/Vスペクトル比とした。

Fig. 3に微動観測した5地点でのH/Vスペクトル比を示す。赤線がNS成分，青線がEW成分である。実線と点線は2つの観測セットの違いを示す。Fig. 3(a)～(c)はローマ地区の3地点のH/Vスペクトル比で，形状はやや異なるものの0.5Hz付近のピークと1.5Hz付近の谷は共通している。ただし，Fig 3(a)のPlaza Ciberesでは他の2地点と比べピーク値が高く谷が深い。一方，高振動数域では地点ごとに異なる性状を示している。NS成分とEW成分では大きな違いは見られないため，これらの地点の地盤は概ね水平成層であるとみなすことができること考えられる。Fig. 3(d)のCoyoacanでは，1.5Hz付近にピークがありローマ地区の3地点と比べ卓越振動数が高く，遷移部に位置するこの地域では地盤が硬くなっていることがわかる。NS成分とEW成分ではピーク値にやや違いが見られる。Fig. 3(e)のCENAPRED本部では1Hz以下では長周期ノイズが顕著であるが，1Hz以上の振動数域では顕著なピークは見られず，地盤による増幅があまりないことがわかる。

4. 理論H/Vスペクトル比

本章では，著者らが提案している拡散波動場を仮定した場合の微動のH/Vスペクトル比を理論的に計算する方法（Sánchez-Sesma et al., 2011b）およびそれを微動観測点で得られている地盤構造に適用して得られる理論H/Vスペクトル比と観測スペクトル比との比較を示す。

4.1 拡散波動場を仮定したH/Vスペクトル比

3次元弾性体において拡散変位波動場を仮定すると，ある地表面上の2地点における相互相関関数の方位平均から2地点のうち1点を加振点，他点を受信点とするグリーン関数が得られることが示されており

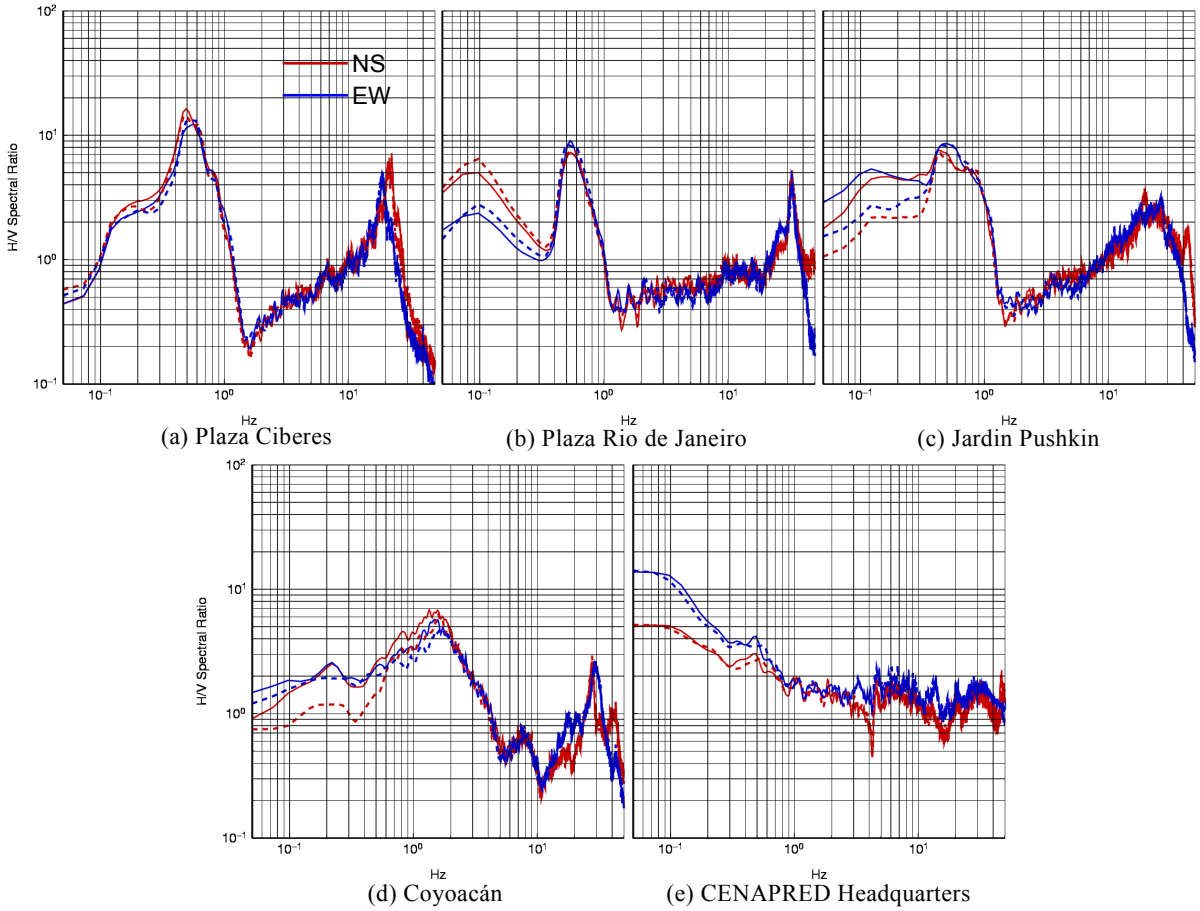


Fig. 3 H/V spectral ratios at 5 microtremor measurement sites; (a) Plaza Ciberes, (b) Plaza Rio de Janeiro, (c) Jardin Pushkin, (d) Coyoacan, (e) CENAPRED Headquarters. Red and blue lines are NS and EW components respectively. Solid and dotted lines show the difference between two 15 minute measurement sets.

（Sánchez-Sesma et al., 2011a），その関係は次式のように表される。

$$\langle u_i(\mathbf{x}_A,\omega)u^*_j(\mathbf{x}_B,\omega)\rangle = -2\pi E_S k^{-3}\mathrm{Im}[G_{ij}(\mathbf{x}_A,\mathbf{x}_B,\omega)] \quad (1)$$

ここで，$\mathbf{x}_A$，$\mathbf{x}_B$は2地点の位置ベクトル，ω は円振動数，u_iはi方向変位であり，*は複素共役，〈 〉は方位平均を表わす。また，E_SはS波の平均エネルギー密度，k はS波の波数であり，グリーン関数$G_{ij}(\mathbf{x}_A, \mathbf{x}_B, \omega)$は，$\mathbf{x}_A$点に$i$方向に単位インパルス力を作用させた時の$\mathbf{x}_B$点における$j$方向変位応答に相当する。

式(1)において$\mathbf{x}_A$と$\mathbf{x}_B$が同一であるとすると，地点$\mathbf{x}_A$におけるエネルギー密度$E(\mathbf{x}_A)$を次式のように導くことができる。

$$E(\mathbf{x}_A) = \rho\omega^2\langle u_m(\mathbf{x}_A)u^*{}_m(\mathbf{x}_A)\rangle = -2\pi\mu E_S k^{-1}\mathrm{Im}[G_{mm}(\mathbf{x}_A,\mathbf{x}_A)] \quad (2)$$

ここで，μ はせん断弾性係数である。式(2)は，ある1地点におけるエネルギー密度はその地点を加振点及び受振点とするグリーン関数の虚数部に比例するという関係を示している。なお，式(2)は総和規約を用いた総エネルギー密度に関する式であるが，$E(\mathbf{x}_A)$を$E_m(\mathbf{x}_A)$と読み替えても，等式が成り立つ。

また，H/Vスペクトル比はパワースペクトル密度の比であり，エネルギー密度は変位のパワースペクトル密度と比例関係にあることからH/Vスペクトル比は次式のように表わされる。

$$\frac{H^2}{V^2}(\omega) = \frac{E_1(\mathbf{x},\omega) + E_2(\mathbf{x},\omega)}{E_3(\mathbf{x},\omega)} \quad (3)$$

従って，式(2)と式(3)から次式が導かれる。

$$\frac{H}{V}(\omega) = \sqrt{\frac{\mathrm{Im}[G_{11}(\mathbf{x},\mathbf{x};\omega)] + \mathrm{Im}[G_{22}(\mathbf{x},\mathbf{x};\omega)]}{\mathrm{Im}[G_{33}(\mathbf{x},\mathbf{x};\omega)]}} \quad (4)$$

式(4)により，ある地点における微動の水平上下スペクトル比が，その地点を加振点及び受振点とするグリーン関数の虚数部の比の形で表わされる。ただし，これは拡散場，すなわち観測点に全方位から等しい密度でエネルギーが入射するという仮定の上に成り立つ関係であるということに注意が必要である。

4.2 微動観測点における理論H/Vスペクトル比

メキシコ市内において微動を観測した地点のうち，CENAPREDがボアホール強震観測点を設置した際に行った地盤調査結果（Yamashita Architects & Engineers Inc. and Oyo Corporation, 1996）の情報を用いて理論H/Vスペクトル比を計算した。Table 1とTable 2にそれぞれJardin PushkinとCoyoacánの地下構造モデルを示す。

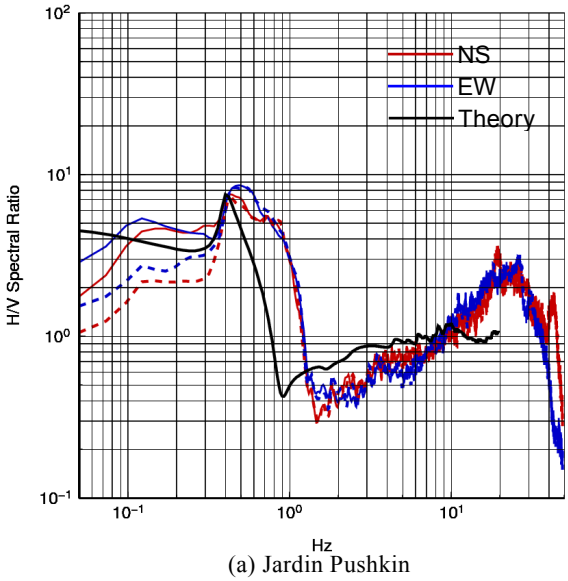
Jardin PushkinとCoyoacánにおいてTable 1とTable 2に示した地下構造モデルに基づき，水平成層構造を仮定して4.1に示した方法で理論H/Vスペクトル比を計算した。Fig. 4に，それぞれの地点においてFig. 3に示した微動観測記録から求めた観測H/Vスペクトル比と比較して示す。理論H/Vスペクトル比を黒線で示す。赤線と青線はFig. 3と同様である。Fig 4(a)のJardin Pushkinでは，理論H/Vスペクトル比は観測H/Vスペクトル比とピーク振動数は概ねあっているが，ピーク形状がシャープなため少し広がった形状をしている観測H/Vスペクトル比とはやや形状が異なる。また，谷の振動数が観測H/Vスペクトル比では約

Table 1 Subsurface structure at Jardin Pushkin (Yamashita Architects & Engineers Inc. and Oyo Corporation, 1996)

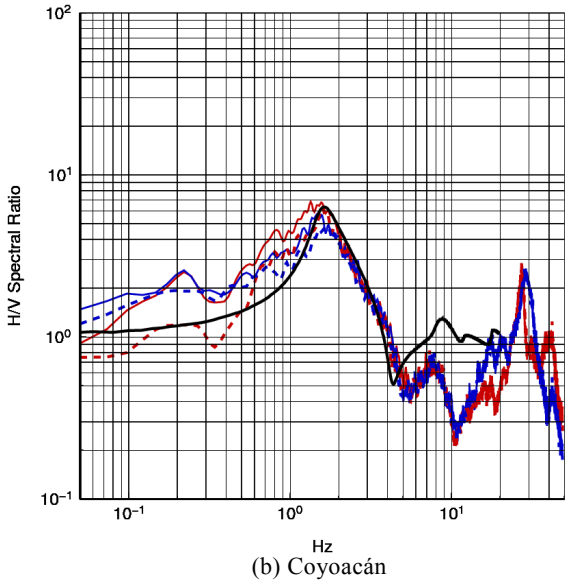
Thickness (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Density (g/cm^3)
5	1,430	90	1.2
7	1,430	30	1.1
13	1,430	55	1.1
8	1,430	80	1.2
3	1,430	200	1.4
8	1,430	130	1.4
11	1,780	400	1.5
10	1,580	250	1.7
37	1,750	430	1.7
20	1,940	660	1.7
8	1,750	430	1.7
8	2,250	920	1.9
22	1,760	500	1.8
17	2,070	670	1.8
-	2,500	1,120	2.0

Table 2 Subsurface structure at Coyoacán (Yamashita Architects & Engineers Inc. and Oyo Corporation, 1996)

Thickness (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Density (g/cm^3)
4	1,500	90	1.8
10	900	400	1.5
9	1,250	500	1.9
10	1,500	710	1.9
10	1,400	430	1.9
-	1,630	780	2.0



(a) Jardin Pushkin



(b) Coyoacán

Fig. 4 Comparison between theoretical and observed H/V spectral ratio at (a) Jardin Pushkin and (b) Coyoacán. Black line is the theory. Red and blue lines are same as Fig. 3. Theoretical H/V spectral ratios are calculated according to the subsurface structure of Table 1 and 2.

1.5Hzなのに対し理論H/Vスペクトル比では0.9Hzとなっており，やや差がある。しかしながら，ピークと谷の絶対値については概ね対応している。一方，Fig 4(b)のCoyoacánでは，ピーク振動数とピーク振幅とも理論H/Vスペクトル比と観測H/Vスペクトル比はよく対応している。ただし，谷の振動数は理論H/Vスペクトル比の方がやや低い。

ここで得られた結果から，既往の地盤調査結果を用いて著者らが提案している計算方法により得られた理論H/Vスペクトル比は観測H/Vスペクトル比と概ね対応し妥当であることが確認出来た。

5. おわりに

著者らが提案している拡散波動場を仮定してH/Vスペクトル比を理論的に計算する手法について，メキシコ盆地で観測した微動観測記録から得られた観測H/Vスペクトル比と既往の地盤調査結果に基づく地下構造モデルから得られた理論H/Vスペクトル比を比較することにより手法と地下構造モデルの検証を試みた。その結果，著者らが提案している計算方法により得られた理論H/Vスペクトル比は観測H/Vスペクトル比と概ね対応し妥当であることが確認出来た。ただし，理論H/Vスペクトル比には改善の余地がある。

今後は，理論H/Vスペクトル比が観測H/Vスペクトル比をよりよく説明できるように地下構造モデルをチューニングする方法について検討する。また，まだ入手できていないローマ地区での2地点の地盤調査結果を入手し，ローマ地区の3地点の観測H/Vスペクトル比の違いが何に起因しているかについても検討を行いたい。

謝　辞

著者らのうちメキシコでの微動観測に従事した松島信一，新田祐平，廣川貴則，長嶋史明は，京都大学防災研究所の若手研究者海外派遣プログラム（大航海プロジェクト）により派遣されました。メキシコでの微動観測では，メキシコ国立自治大学（UNAM）のJorge Aguirre博士をはじめとして多くのUNAMの方々に多大なご協力をいただきました。記して感謝の意を表します。

参考文献

廣川貴則・松島信一・川瀬博（2011）：微動H/Vスペクトル比の方位依存性と基盤の不整形性，日本建築学会学術講演梗概集，B-2.

Matsushima, S., Hirokawa, T., Kawase, H. and Sánchez-Sesma, F. J. (2011): H/V Spectral Ratio of Microtremors at Sites with Lateral Heterogeneity, Seismological Society of America 2011 Annual Meeting.

Roullé, A. (2004): El Movimento Sísmico en el Valle de México: Análisis de Datos de un Arreglo 3D de Pequeña Apertura en la Colonia Roma, Doctor Tesis, Universidad Nacional Autónoma de México

Sánchez-Sesma, F.J., Weaver, R.L., Kawase, H., Matsushima, S., Luzón, F. and Campillo, M. (2011a): Energy partitions among elastic waves for dynamic

surface loads in a semi-infinite solid, Bulletin of the Seismological Society of America, DOI: 10.1785/012010096.

Sánchez-Sesma, F.J., Rodríguez, M., Iturrarán-Viveros, U., Luzón, F., Campillo, M., Margerin, L., García-Jerez, A., Suarez, M., Santoyo, M.A. and Rodríguez-Castellanos, A. (2011b): A theory for microtremor H/V spectral ratio: application for a layered medium, Geophysical Journal International Express Letter, DOI: 10.1111/j.1365-246X.2011.05064.x.

Yamashita Architects & Engineers Inc. and Oyo Corporation (1996): Estudios del Subsuelo en Valle de Mexico, Cuadernos de Investigation Numero 34, México Centro Nacional de Prevención de Desastres.

Microtremor Measurements in Mexico Basin and Verification of the Velocity Structure Using H/V Spectral Ratio

Shinichi MATSUSHIMA, Takanori HIROKAWA*, Fumiaki NAGASHIMA**, Yuhei NITTA***, Francisco J. SÁNCHEZ-SESMA**** and Hiroshi KAWASE

* Yamashita Sekkei Inc., Japan
** Graduate School of Engineering, Kyoto University, Japan
*** Obayashi Corporation, Japan
**** Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México

Synopsis

We have proposed a new theory to calculate the H/V spectral ratio of microtremors assuming that the wave field is completely diffuse and it is anticipated to be applied to detect the subsurface velocity structure beneath urban area, which is essential to mitigate seismic disaster. In order to estimate the velocity structure we measured micortremors in the Mexico basin, where there were severe damage during the 1985 Michoacán Earthquake several hundreds of kilometers away from the source region, to obtain data so that we can compare the H/V spectral ratio to gauge the goodness of our theory. First we compared the observed H/V spectral ratios for five stations. Then we compared the observed H/V spectral ratios to the theoretical H/V spectral ratios to confirm our theory. As a result, we were able to fit the peak frequency and amplitude of the observed H/V spectral ratio by the theoretical H/V spectral ratio calculated by our new method.

Keywords: Mexico basin, microtremor, H/V spectral ratio, diffuse field, subsurface structure

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Intelligent GIS for Spatial Cooperation of Earthquake Emergency Response

Reza NOURJOU* and Michinori HATAYMA

* PhD Candidate, Graduate School of Informatics, Kyoto University, Japan

Synopsis

Search and rescue teams are the key field teams in earthquake emergency response. They have to work together and make decisions in order to achieve a high performance. The key challenge which they have is the spatial cooperation problem; therefore they have to determine what team must do what, where, and when. This paper tried to propose an intelligent GIS for solving the cooperation problem in the spatial environment. The spatial cooperation problem can be solved by the method of distributed task allocation and multi-agent systems. In this article we discuss the cooperation problem, its solution, and structure of IGIS.

Keywords: GIS, multi-agent systems, task allocation, search and rescue

1. Introduction

Relief and rescue (RAR) operations are the key emergency support functions (FEMA, 2008) defined for earthquake emergency response. RAR operations contain five main tasks: 1- loss assessment and data collection; 2- searching and locating victims trapped in collapsed structures; 3- rescuing and extrication; 4- initial life-saving assistances; 5- emergency medical transportation (Provisions of Tehran city council, 2003). Fig.1 shows the structure of RAR operations.

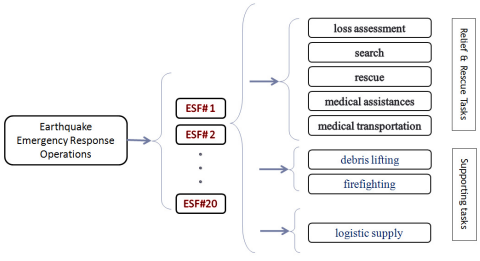


Fig. 1 Structure of relief and rescue operations

The cooperation problem is the key challenge that field human teams face in disaster affected areas. The objective of tactical decisions is to determine what team must do what task, where, and when in order to increase the efficiency of the organization.

Cooperation among teams and coordination of emergency response is a difficult problem (Chen et al., 2008). The main question of this research is that how I can achieve an efficient approach for the spatial cooperation problem (SpCP) by making decision for filed human teams in a spatial and dynamic environment.

1.1 Background

Development of emergency response systems is based on the two major approaches: the centralized approach and the distributed or decentralized approach. Multi-agent systems form the second one (Sycara, 1998).

Because of characteristics of emergency response, a number of disaster management systems (Fiedrich et al., 2007) have been developed based on multi-agent systems.

Techniques and methods of cooperation in multi-agent systems are classified in the categories: (1) task allocation, (2) coalition formation, (3)

multi-agent planning, (4) communication and data sharing, and (5) negotiation.

Technique of task allocation among agents is a method for distributed problem solving. Distribution of tasks between teams answers “who must do what?”. Task distribution modes are classified into two main categories: centralized allocation and distributed allocation.

An important coordination technique of task allocation is the contract net protocol (Smith, 1980). It consists of: (1) problem recognition, (2) tasks announcement, (3) bidding, and (4) awarding.

In (Nwana et al. 1996), five reasons that necessitate coordination in multi-agent systems are stated: (1) preventing anarchy or chaos, (2) efficiency, (3) meeting global constraints, (4) distributed information, expertise or resources, and (5) dependencies between the agents’ actions. In (Malone et al., 1994), coordination is defined as the act of managing interdependencies between activities.

In the recent decade, there have increasing importance on the role of geographic information systems (GIS) (Aronoff , 1991), in emergency management systems (Vafaeinezhad et al., 2009; Sahana Software Foundation).

1.2 Research objectives

The purpose of the current paper is to propose an intelligent GIS (IGIS) that human agents use to make decisions for the cooperation problem in a spatial environment in order to increase global efficiency of the organization.

In the real situation, the IGIS is a tablet computer that includes a spatial distributed intelligent agent (SDIAgent), GIS, GPS, and wireless communication. The human agent, who is coordinator of the filed unit or team, is equipped with an IGIS to plan emergency operations. The role of SDIAgent (software agent) is to communicate with other SDIAgents for cooperation. The IGIS is an efficient approach that enables humans collaborates with SDIAgents in order to overcome challenges regarding the SpCP in a spatio-temporal environment.

2. Methodology

Defining the SpCP was the most important step in this research. Fig. 2 shows the organizational structure of emergency management. As fig.3 shows, RAR teams, RAR tasks, city damaged buildings, and time constitute components of tactical plans.

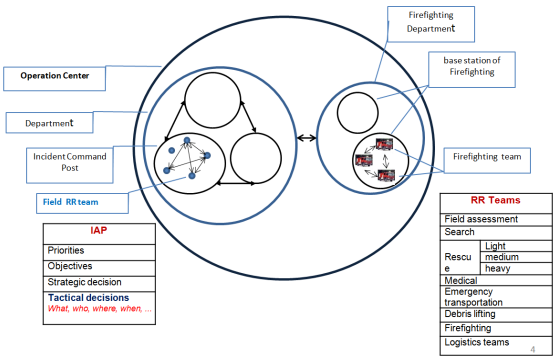


Fig.2 Organizational structure of emergency operations center

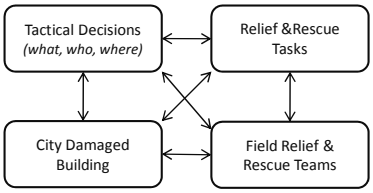


Fig. 3 Structure of a tactical plan

To model the structure of SpCP, I defined the relationship among tasks and teams. Fig. 4 shows a simplified structure of SpCP.

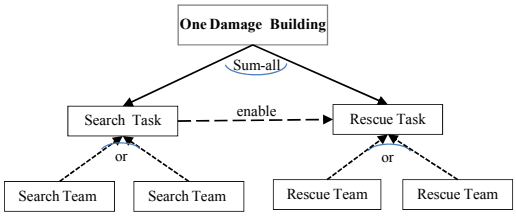


Fig. 4 Structure of SpCP for SAR operations

Search and rescue (SAR) can communicate directly in an organizational structure. Each damaged building can have only one search task and one rescue task. City damaged buildings and SAR teams disperse in geographical region so they have geo-referenced locations. Filed teams move

from one location to another one through street networks to reach a damage building. One research team has the capability of doing search tasks and rescue tasks can be carried out by rescue teams. I defined an operational region for each team to control its spatial behaviors. It means that every team had to do only tasks which are located geographically within its operational region.

Interdependencies that exist among activities make emergency response more complex. For that reason, I modeled the relationship "enable" and "equality" in the simplified structure of the SpCP. The relationship "enable" specifies that when an action is carried out, it makes possibility of performing another action. As the fig. 4 shows, this relationship makes dependent a rescue task to a search task. It implies that after a search team completes the search task, a rescue team can start doing the rescue task. The relationship "equality" means that certain actions are not liked to a specific team, and can be carried out by another team. Fig. 4 shows this relationship between a rescue task and several rescue teams for the case of the damaged building. After a search team finds some trapped victims under debris, it announces a rescue request to all rescue teams in order to assign this task to the most proper one.

2.1 Structure of spatial cooperation problem solving (SpCPS)

A decentralized approach based on multi-agent systems was designed for solving the SpCP discussed before. I selected the method of distributed task allocation for the SpCP, and then I tried to deploy it by the contract net protocol. As a summary, I designed a decentralized approach based on the contract net mechanism so that search teams can allocate rescue tasks among rescue teams. Fig. 5 shows structure of human-agent teams and IGISs in a geographical environment and fig. 6 shows the structure of SpCPS.

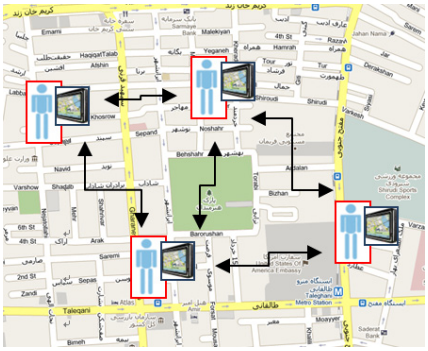


Fig. 5 Structure of IGISs in a geographical environment and mechanisms of information sharing

As fig. 5 shows, decision making and reasoning is distributed among autonomous entities (human-agent team) and each one has its local view and autonomy; but disaster information management is centralized and global so that IGISs increase efficiency of the method of task allocation.

I investigated how a human agent can collaborate and interact with a software agent as teamwork to solve the SpCP, as fig. 6 shows in detail. In fact, a human-agent team (team) consists of a human agent (human coordinator or commander of a field unit) and software agent (SDIAgents). When a team recognizes a problem that it can not carry out, the human agent asks its SDIAgent to assign it to a proper and willing team. Then SDIAgent communicates with other SDIAgents to allocate it to the best team. The main role of SDIAgents is to make tactical plans and the major role of human agent is to make strategies and interact with its SDIAgent; as a result, human-agent teamwork results in SpCPS.

2.2 Spatial distributed intelligent agents

To implement the structure of SpCPS, I had to design architecture of SDIAgents. Emergency environment is done a spatial and uncertain environment and tactical plans have a spatial-time aspect. SDIAgents allows us to implement the workflow of spatial cooperation problem by collaboration with human agents using contract net protocol.

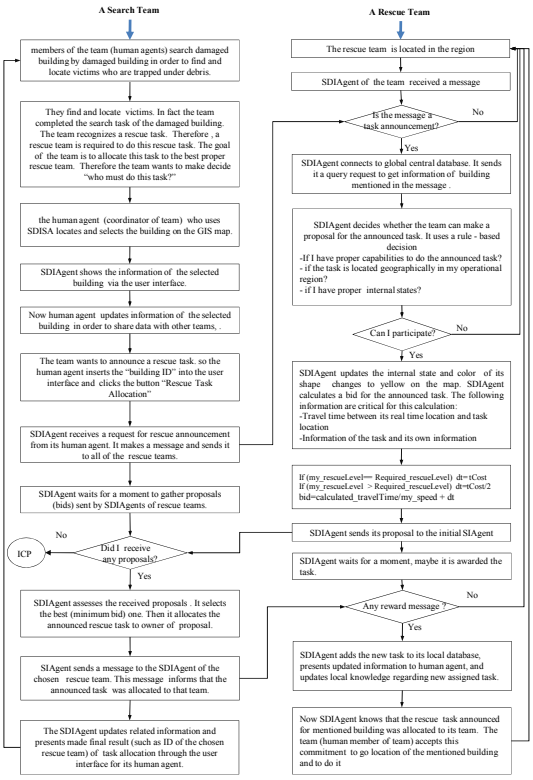


Fig. 6 Workflow of allocating a rescue task by a search team to the most proper rescue team using the contract net mechanism in the SpCP of SAR operations

Spatial distributed intelligent agents are multi-agent systems which are embedded and distributed in a geographical environment. They are referenced to a location on the earth. Therefore, spatial distribution is another characteristic of multi-agent systems and geospatial information plays a major role in their architecture for spatial cooperation. I aimed that multi-agent systems can get the advantage of GIS. Fig. 7 shows an initial architecture of SDIAgents that I designed to support the structure of SpCPS.

3. Geospatial Simulation of Intelligent GIS

To evaluate the IGISs, I developed a geospatial simulation. Castle et al. (2006) outlined the fundamental concepts of the agent-based modeling paradigm, with particular reference to the development of geospatial simulations.

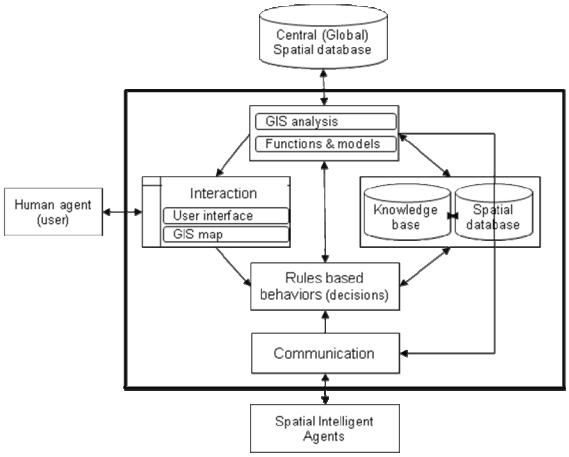


Fig. 7 Initial architecture of spatial distributed intelligent agents

To simulate the structure of SpCPS and to implement the SDIAgents, I developed a geospatial simulation using Anylogic simulation software, Java programming, and ArcGIS desktop. To embed the SDIAgents in a geographical environment, I built a global Geodatabase (Zeiler, 2000) containing city blocks, regions, operational areas, and damaged buildings data. I selected the district 17 of Tehran city as the case study region, because it was assessed as the most vulnerable one (Mansouri et al., 2010). Fig. 8 shows the geospatial simulation of IGISs for task allocation in search and rescue operations. This geospatial simulation allows us to simulate the structure of SpCPS that was discussed

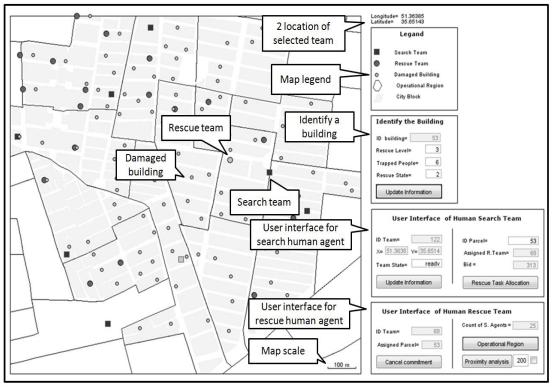


Fig. 8 Geospatial Simulation of Intelligent GIS for distributed task allocation of earthquake SAR teams

The human user of this simulation can select any team on the map to play its role. As fig. 8 shows, the user decided to be the search team with ID "122". Its location is highlighted on the map.

Furthermore, the user interface displays internal information of the SDIAgent, so the human user can update them. Imagine that the team recognizes a rescue task for the damaged building with ID “53”. then human agent wanted to identify it on the map and update its information. He decided to allocate it to the best rescue team, so he inserts the ID of the mentioned building on the user interface and asks its SDIAgent to allocate it. The SDIAgent receives a request for a rescue task announcement, then it communicates with other SDIAgents to allocate it to the best team based on contract net mechanism. The mentioned task was assigned to the rescue team with ID “68”. If the user of simulation selects the rescue team “68”, he will be informed by its SDIAgent about a made tactical plan .As a result, the key result was a tactical decision which determined who should do what, where, and when. Over time, teams can repeat this mechanism to make others plans to complete all of RAR task in the region.

As the geo-simulation shows, decision making and planning is distributed among teams, indeed a central planning system dose not exist for allocating tasks between teams. To increase local view of SDIAgents, a global spatial database manages information of damaged buildings.

4. Conclusion

In this paper, I tried to model the structure of a SpCP which search and rescue team have in earthquake emergency response. I proposed a distributed approach based on multi-agent systems and GIS. I used the method of distributed task allocation and designed a structure to solve the problem based on the contract net mechanism. I introduced the architecture of SDIAgents. I develop a geospatial simulation to simulate IGISs for SpCPS. I tried to achieve the objectives defined for this paper and answer the key questions of this research. I achieved an initial IGIS for spatial cooperation in RAR operations.

To achieve a comprehensive SDISA, I should focus on improvement of the architecture of SDIAgents. Future woks include the methods of spatial multi-agent planning

References

Aronoff, S. (1991): Geographic Information Systems: A Management , Perspective. Wdl Pubns

Castle, C.J.E. and Crooks, A.T. (2006): Principles and concepts of agent-based modelling for developing geospatial simulations. Working paper. CASA Working Papers (110). Centre for Advanced Spatial Analysis (UCL), London, UK.

Chen, R., Sharman, R., Rao, H.R., Upadhyaya, S. J. (2008): Coordination in emergency response management. Communications of the ACM, vol. 51, pp. 66-73.

FEMA (2008): Overview: ESF and Support Annexes Coordinating Federal Assistance in Support of the National Response Framework. Technical report, Federal Emergency Management Agency, http://www.fema.gov/pdf/emergency/nrf/nrf-overview.pdf.

Fiedrich, F., Burghardt, P. (2007): agent-based systems for disaster management. Communications of the ACM, Volume 50 , Issue 3.

Malone T.W., Crowston, K. (1994): The interdisciplinary study of coordination. ACM Computing Surveys, Vol. 26, No. 1.

Mansouri, B., Ghafory-Ashtiany, M., Amini-Hosseini, K., Nourjou, R., Mousavi, M.: Building Seismic Loss Model for Tehran. Earthquake Spectra Journal, Vol. 26, Issue 1, pp. 153--168 (2010).

Nwana, H.S., Lee, L.C., Jennings, N. (1996): Co-ordination in software agent systems, BT Technol J, 14, No 4, pp. 79--88.

Provisions of Tehran city council (2003): Provision of Support of Tehran Disaster Management System (in Persian). Technical report.

Sahana Software Foundation, http://sahanafoundation.org

Smith, R.G. (1980): The contract net protocol: high-level communication and control in a distributed problem solver. IEEE Trans. Comput., vol. 29 , pp.1104 -- 1113.

Sycara, K.P. (1998): Multiagent Systems. AI Magazine, Volume 19, Number 2.

Vafaeinezhad, A.R., Asghar Alesheikh, A., Hamrah,

M., Nourjou, R., Shad, R.: Using GIS to Develop an Efficient Spatio-Temporal Task Allocation Algorithm to Human Groups in an Entirely Dynamic Environment Case Study: Earthquake Rescue Teams. LNCS, Vol. 5592, pp. 66—78, Springer (2009).
Zeiler, M. (2000): Modeling our world: the ESRI guide to geodatabase design. ESRI Press.

地震緊急対応における空間的協力のためのインテリジェントGISの設計

Reza NOURJOU*・畑山満則

*京都大学情報学研究科

要　旨

捜索救助チームは，地震の緊急対応のキーとなる。彼らは高パフォーマンスを達成するために共同作業と意思決定をしなければならない。彼らの重要な課題は，空間的な協力体制の問題であるため，彼らはチームがどこで，いつ，何をしなければならないかを決定する必要がある。本稿では，空間的に相関が及ぶ環境下での協力問題を解決するためのインテリジェントGISを提案する。空間的協力の問題は，分散タスクの割り当てやマルチエージェントシステムにより解決することができる。ここでは，協力問題と，その解決策，およびIGISの構造についての議論を展開する。

キーワード：GIS，マルチエージェントシステム，タスク配分，捜索救難システム

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Flood Risk Management Scheme and Risk Communication in Korea

JunHo CHOI* and Hirokazu TATANO

* Graduate School of Informatics , Kyoto University

Synopsis

Flood risks are rising in many parts of the world. Recently, due to typhoons and localized torrential downpours, the scale of economic loss over the Korean Peninsula is increasing. The damage caused by the heavy rain and the typhoon is 80% of total in Korea. Korea's disaster management and prevention plans are implemented by each ministry and regional government, and the government-invested organizations. But It flooded annually at about the same time of year and make the casualties. The most important point is making a collaborative system for disaster prevention.

Keywords: Korea, flood disaster, Typhoon RUSA, Typhoon MAEMI

1. Introduction

South Korea(hereafter Korea) experiences typhoons every year. And The strength of the typhoons which affect the Korean Peninsula is becoming stronger and this tendency is gradually increasing lately because of global abnormal climate changes. The scale of economic loss is increasing rapidly due to industrialization and urbanization in Korea. In the last decade, the damage caused by typhoon disasters accounted for 60% of the total amount of damages. A total of 324 typhoons affected the Korean Peninsula from 1904 to 2009, averaging to about 3.1 typhoons per year(See Table.1). Floods in Korea that occur every year are also caused by heavy rains and typhoons. Most of the typhoons occurred in July, August and September. Although the annual trend of typhoon frequency affecting the Korean Peninsula has not changed during the last 30 years, the damage from typhoon and heavy rainstorm is recently increasing.

Natural disasters result in damages adding up to an annual amount of USD 700 million, which was determined from a statistical study by Ministry of Government Administration and Home Affairs (MOGAHA). Also, these natural disasters result in a yearly average of 160,600 acres (64,992 hectares) of flooded land and 165 deaths. The damage caused by the heavy rain and the typhoon is 80% of total in Korea. The life and property damage are continued. Life damage is decreasing, the property damage becomes larger.

The most frequent and destructive natural hazards are heavy rainfalls and typhoons. Summer monsoon season brings heavy rainfall averaging 383 millimeters(about 24 inches), which causes flooding and landslides due to Korea's mountainous landscape. In July and August typhoons originating in the east Philippines travel towards the peninsula. Heavy rainfall takes lace between June and August, hich leads to flooding. (Seoul, Republic of Korea Disaster Risk Management Profile, 2006).

This study examined disaster by recent great Typhoons and risk management governance in Korea.

Table 1 The number of typhoon which affected the Korean Peninsula (1904~2009)

Month	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Total	Annual average
Number	-	-	-	-	2	20	93	121	80	8	-	-	324	3.1

(Source: Korea Meteorological Administration, 2010)

Table 2 Cause of disaster(1916-2001)

	Number	Percent
Rain	435	47
Typhoon	183	19
Storm	157	17
Etc	156	17
Total	932	100

(Source: MOCT, 2001)

2. Recent Great Flood Disaster in Korea-Typhoon RUSA and MAEMI

2.1 Typhoon RUSA

In the case of the 2002 typhoon RUSA, loss of life totaled 128 people, and the economic loss amounted to US $1.66 billion. the central government of Korea provided special funds to these zones to alleviate the financial burden. While levees have been constructed throughout Korea to minimize potential flood damages, flood risks have not decreased(Chung et al., 2009).

Typhoon RUSA formed in the west Pacific Ocean on 22 August 2002 and strengthened into a typhoon on 24 August while tracking northwest. The cyclone tracked northwest toward Okinawa for approximately 8 days before turning toward the Korean Peninsula and subsequently made landfall at approximately 0630Z 31 August near the city of at Goheung, Korea, with maximum sustained winds of 65 knots, gusting to 80 knots. RUSA reached a peak intensity of 115 knots on 26 August 2002 near Bonin Islands and maintained this intensity for 24 hours before beginning e a slow weakening trend until in Korea. During the RUSA, atmospheric pressure maintained at 950hPa and RUSA poured 1.7 times of maximum heavy storms across Korean peninsula. Typhoon RUSA caused the death of around 246 people and generated more than USD 5,000 million damage losses with more than 60,000 people.

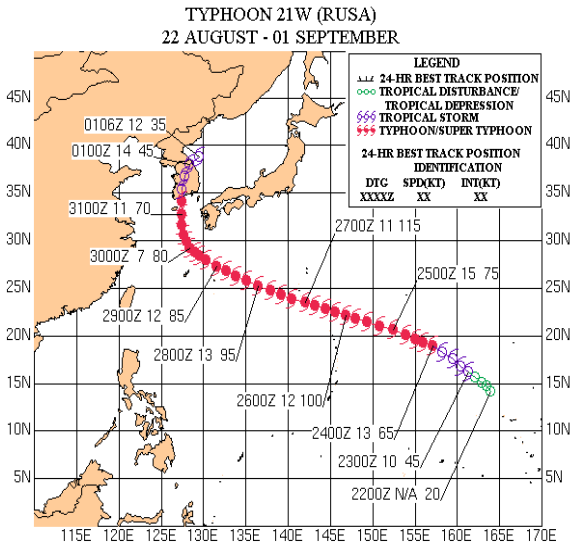


Figure 1 Path of Typhoon RUSA (Source: Ye,2004)



Figure 2 A bridge destroyed during Typhoon RUSA

2.2 Super Typhoon MAEMI

On 13 September typhoon MAEMI passed through the southern areas of the Republic of Korea. MAEMI's exceptionally powerful winds, which reached speeds as high as 216 kilometers per hour, left a wake of destruction. There are a reported 87 people dead and 28 missing. The southern Province of Gyeongsang has been among the worst affected, reporting 41 of the country's total of 87 deaths. MAEMI is being

described as the most powerful typhoon to hit the Republic of Korea on record. According to the National Disaster Prevention and Countermeasures Headquarters (NDPCH), the typhoon has left about 8,938 people homeless (or 3,323 households). It also destroyed communication's systems, disabling 2,218 communication centers nationwide. Additionally, high waves brought on by the typhoon destroyed ships and many seaside areas. Rain falling at over 30 millimeters per hour in the country's southern cities has left large areas of farmland under water and triggered landslides in the provinces.

Heavy flooding has forced residents to evacuate their homes for nearby schools and public facilities.The government mobilized 5,000 soldiers to carry out relief work, and has plans to declare typhoon-hit areas as a special disaster zone to ensure a quick recovery by supporting rehabilitation and relief works(Information Bulletin, 2003).

Super Typhoon MAEMI caused the death of around 120 people and generated more than USD500 million in insurance-related losses. The typhoon also left more than 25,000 people homeless. According to Munich Re, the total economic loss amounted to USD 4.8 billion (Munich Re Group, 2003).

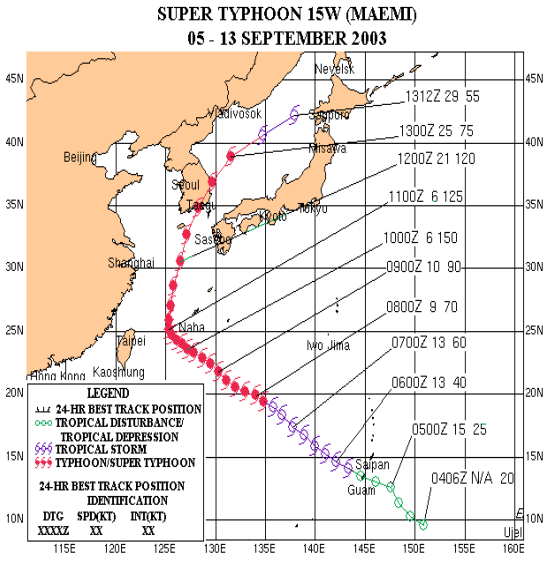


Figure 3 Path of Typhoon MAEMI (Source: Ye, 2004)

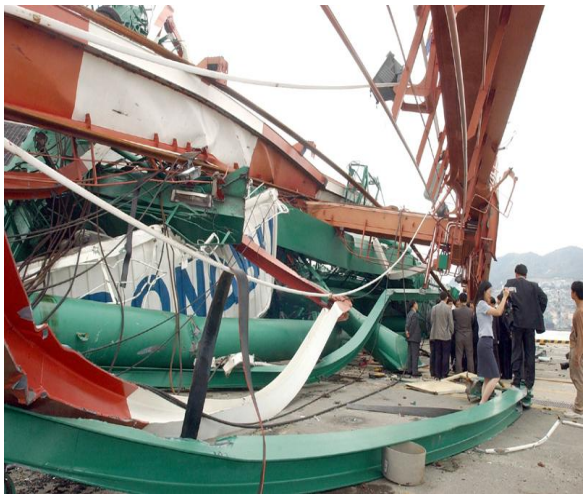


Figure 4 Container cranes in Pusan port destroyed by strong wind during Typhoon MAEMI

3. Flood risk management In Korea

3.1 National disaster management scheme

The National Emergency Management Agency (NEMA), which is under the Ministry of Government Administration and Home Affairs (MOGAHA), are in charge of all natural disasters and is composed of four Bureaus (Planning and Management Bureau, Mitigation and Planning Bureau, Response and Management Bureau, and Recovery and Support Bureau) in Korea. While NEMA takes care of the practical affairs for a regular period, when a disaster happens, The Central Disaster and Safety Countermeasures Headquarters (CDSCH) has the task of prevention and status control of natural disasters, as well as recovery planning, and executing the necessary measures related to such disasters. In the late 1990's, the Korean government began disaster management improvement dealing with response to natural and man-made disasters, and improving related programs such as its' disaster management information systems and flood insurance programs. This is head by the National Disaster Prevention and Countermeasures Headquarters (NDPCH) and is under the Ministry of Government Administration and Home Affairs (MOGAHA), which manages and operates the Central Civil Defense Council and the Disaster Countermeasures Committee. 21 central government agencies and 16 regional governments are also involved with disaster management and prevention sectors.

3.2 Flood risk management scheme in Korea

Korea's disaster management and prevention plans are implemented by each ministry and regional government, and the government-invested organizations, such as the Korea Water Resources Corporation, Korea Highway Corporation, Korea Environmental Management Corporation, and Korea Electric Power Corporation. The Korea Water Resources Corporation (KOWACO), which is under the jurisdiction of the Ministry of Construction and Transportation, focuses on effective utilization of the existing water resource facilities, the construction of new dams, expansion of water supply facilities, and the improvement of embankment works to prevent flood damage based on the long-term water resources plan (2001-2020) and the long-term dam construction plan (2001-2011). The three main goals of the Korean government's five-year disaster management and prevention plan are to:

1. "Establish a comprehensive response system against natural disasters, focusing on preventive countermeasures;"
2. "Establish a disaster prevention information system and science-based disaster prevention strategies and policies;"
3. "Promote international cooperation and prepare for the unification of Korea."

The government of Korea is developing a national flood insurance program due to the increasing amount of property damage caused by floods.

The national flood insurance program produces flood insurance map production and flood plan management. The new national flood insurance program will enable the government to provide flood insurance to regional entities across the nation. The Korean government will develop a community rating system to encourage regional entities to adopt floatplane management standards set by a national flood insurance program. (Seoul, Republic of Korea Disaster Risk Management Profile, 2006)

3.3 Flood Risk Management Measures

When flood is expect by heavy rain or typhoon, dam operation authority is given to the Flood Contral Center on the subject basin. There are currently five Flood Control Centers on the five big river basin, Han River, Nakdong River, Ghum River, SeomJin River and Youngsan River basin. Among those, Flood Control Center of Han River works as the headquarters of the other control center. Flood control center need to report the control situation to ministry of Construction and Transportation.(Kim at al,2007)

By 2007, completing the Basinwide Integrated Flood Management Plans for the 13 river basins in the nation to defend the flood from the extreme rainfall;

1. Upgrade the flood management paradigm for the abnormal climate change
2. Overcome the deficiency of flood control capacities due to the limitation of dam construction and river flood protection facilities
3. Raise the storage capacities of flood in the basin
4. Establish the measures for the urban population and properties in the flood prone areas
5. Establish the integrated optimal operation system of dams and f lood control facilities in each basin

The main contents is distributing flood control functions into both river channel and basin for the present and future flood flow by changing the flood control policy. Increasing the flood storage capacities in upstream areas by the construction of riverside detention reservoirs or by using floodplain areas, and accordingly, increasing the safety level of flood management in whole rive r basin and river decreasing the flood control volume in downstream channel reach. Spatial and master planning for the flood control including storages, rainwater capture systems, levees, pumping stations and landuse plan for their construction and share of flood flow. (Lee, 2007).

4. Propose of improving risk communication in Korea

Risk communication system in Korea is not enough. While structural management is more common than nonstructural management around the world, the paradigm is changing in response to expected climate changes, as well as higher environmental standards in some developed countries. In Korea, flood risks were mainly mitigated through the construction of dikes and multi-purpose dams along major rivers. It is

uncertain whether or not these structural management practices have effectively alleviated flood damages. In order to investigate the dynamics of flood risks in Korea, a comprehensive, integrative approach is needed. (Chung et al., 2009)

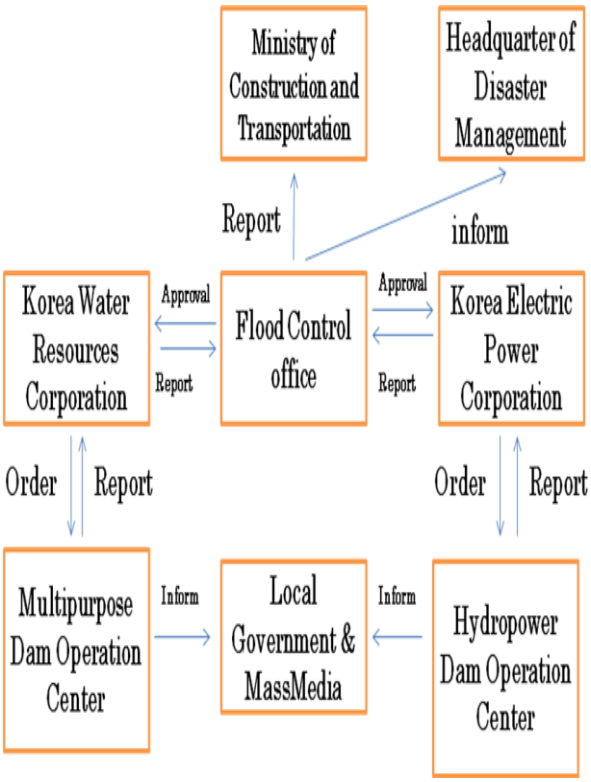


Figure 5 Dam operation ordering system on a flood-fighting situation

The most important point is making a collaborative system for disaster prevention. Like past typhoons, RUSA, brought with it copious amounts of rain that resulted in extensive flooding. Mass deforestation and unplanned urbanization contributed to the spreading of rainwater and made many areas more prone to flood damage.(Chae et al, 2005)

For making a collaborative system, we need social capital. Seeing that social capital is a key factor to strengthen society's resilience against disaster, it is perhaps reasonable to analyze the relationship between disaster recovery and resilience by focusing on a society's "trust " and "network".

„Trust' means general trust. If a society's trust level is high, the society can easily pursue various collective actions and facilitate a high- level of citizenship. Thereby, it further improves the efficiency and legitimacy of public policies.

„Network' means relational ties between society's members. It can be divided into bonding, bridging and linking. These networks help make relief and recovery more effective and responsive in disasters. High levels of social capital in a society produce high levels of general trust; accordingly, it helps resolve various issues through collective actions

In general, Korean networks are homogeneous, i.e. likeminded people with common backgrounds tend to bond. Korean society, the bonding network is strong whereas bridging networks are rather weak.

The strong homogeneity of Korean social networks (based on close ties such of blood, region, school etc.) is inclined to be micro- group focused, thereby forming a fragmented society. Institutional trust, which means public confidence in political and public institutions, has either remained the same or declined over the last 10 years.

This lack of public trust in intermediary agencies has led to a „crisis of social capital" in Korea. In addition to the collaboration of civic organizations, it is important to promote the participation of private companies that aspire to fulfill social responsibility, help in disaster mitigation, recovery, and to further active involvement in a wider disaster risk management network(The Korea Institute of Public Administration, 2009).

5. Conclusions

Korea's disaster management and prevention plans are implemented by each ministry and regional government, and the government-invested organizations. But there are not enough disaster prevention system in Korea. Although technological system is high level, it flooded annually at about the same time of year and make the casualties. The government of Korea present the measure every year. But These are temporary expedients. It requires the long term measure for flood prevention.

And even though the central and local governments are committed to reducing disaster losses, the government cannot do it alone. More public education and participation are desired.

References

The Korea Institute of Public Administration, (2009): Building a Resilient Social System for Disasters, Study of National integrated management in natural disaster and national crisis(2), Vol.4, pp.32-42
(in Korea, 정지범, 정은성(2009): 자연재해 및 국가위기 발생시 국가적 종합위기 관리방안 연구(Ⅱ), 제4편 pp.32-42)

Chang, H., Franczyk, J., Kim, C.(2009): What is responsible for increasing flood risks? The case of Gangwon Province, Korea, Springer Science + Business Media B.V., pp339-340.

Seoul, Republic of Korea(2006): Disaster Risk Management Profile, 3CD City Profiles Series - Current Working Document- pp.2-7.

Chae E., Kim,T., Rhee,S.(2005): The Impact of Flooding on the Mental Health of Affected People in South Korea, Community Mental Health Journal,Vol. 41, No. 6, pp.633-635.

Kim, J., Kim, M., Yang, D.,Lim, G.(2007): Study of the Track Patterns and Precipitation Distribution of Current Typhoon Damaging the Korean Peninsular, Journal of the Korean Geomorphological Association, Vol. 14. No. 1, pp.77~85.

Lee,S.: INTEGRATED FLOOD RISK MANAGEMENT, WRRC, YEUNNAM UNIVERSITY(PPT document).

Lee,E., Lee H.,(1998): Spatial Distribution and Causative Factors of Typhoon Disaster in Korea, Journal of the Korean Geomorphological Association, Vol. 33. No. 2, pp.179~190.

Information Bulletin(2003): REPUBLIC OF KOREA:TYPHOON MAEMI, International Federation of Red Cross and red Crescent Societies.

Kim, S., Tachikawa,Y., Takara, K(2007): Recent flood disasters and progress of disaster management system in korea, Annual of Disas. prev. res. Inst., Kyoto univ., No. 50B.

韓国における水害のリスクマネジメント概要とリスクコミュニケーション

崔俊浩*・多々納裕一

*京都大学情報学研究科

要　旨

洪水リスクが世界的に高まっている。最近では韓国においても台風と局地的な大雨による経済的な損失が大きくなっている。韓国の災害に関する損害の80%が水害によるものである。韓国では災害マネジメントと防災計画を,政府機関,地方政府や政府投資機関ごとに行っているが,毎年同じ時期に水害によって犠牲者が発生している。したがって,防災に関する協力システムを構成することが重要である。

キーワード: 韓国,水害,台風RUSA, 台風MAEMI

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

ヒマラヤの氷河湖の水温構造再現
–イムジャ氷河湖を対象として–

大泉　伝*・山敷 庸亮・寶　馨

＊ 京都大学大学院工学研究科

要　旨

ヒマラヤでは氷河湖の拡大が大きな問題になっている。氷河湖の拡大は，湖水に接する氷崖の底部が融解し，氷崖上部の重さを支えきれず崩落することにより発生する。その為，湖の水温構造を明らかにする事が重要であるが，観測することは困難である。そこで三次元流動解析モジュール”Imja-3D”に，仮定したImja湖周辺の2008年の気象条件を入力し，水温構造の再現を試みた。計算の結果，1997年に観測された水温構造と同様に表層付近に温度躍層が現れ，中間層から低層では広く2-3度の温度層が再現された。

キーワード: 氷河湖，イムジャ氷河湖，水温構造，ヒマラヤ

1.　はじめに

ヒマラヤ周辺国では，氷河の成長と後退過程で形成された不安定なモレーンによって堰き止められた氷河湖の急速な拡大と氷河湖が決壊して発生する氷河湖決壊洪水が大きな問題になっている。例えば Vuichard and Zimmermann (1986; 1987)は 1985 年の Dig Thso 氷河湖決壊洪水を調査し，氷雪崩が氷河湖に崩落し，大量の湖水が流下し，家屋やインフラ施設を破壊した事を報告した。氷河湖決壊洪水は，(1) 湖水を堰き止める不安定な構造を持つモレーンの崩壊による湖水の流出, (2) 大容量の雪崩や氷河湖に接する氷河が湖に崩落して発生する津波による段波，(3) 湖の水位上昇による溢流などが原因でモレーンが浸食され，湖水が下流に一気に流れ出す土石災害である。

氷河湖決壊洪水の有効な防災対策の一つに湖の水位を下げる方法である。ネパールの Thso Rolpa 氷河湖では，湖面とモレーン天端の高さがほぼ等しく，溢流によるモレーンの決壊の危険性が指摘されていた。そこで湖面の水位を下げるための排水路の工事が行われ水位を下げる事に成功した(Mool et al., 2001; Bajrachrya et al., 2007)。しかしリモートセンシングを用いた調査の結果，1,466 の氷河湖がネパールにあり，そのうち 21 の氷河湖は決壊の危険性が指摘されている(Ives et al., 2010)。そのほとんどは人里離れた標高 4,500m 以上に位置している。そのため人里離れた高山域における工事の独特の難しさと危険性，費用の問題から全ての氷河湖に十分な防災対策を施すことは極めて難しい。

そこで対策の優先順位をつけるためにも，危険度の評価が必要であるが，評価基準は未だに決定されていない。例えば先に述べた Thso Rolpa 湖などは，湖面とモレーンの天端がほぼ等しかったので，決壊の可能性が高く危険性が高い事は明白であるが，本研究が対象とする Imja 氷河湖（以下，Imja 湖）は，拡大の速度が速く，ネパールの氷河湖では最大級の貯水容量をもつ氷河湖であり，そのために危険性が指摘されている。しかし拡大が早い氷河湖が危険とされているにもかかわらず，氷河湖の拡大の原因のそのものの完全な特定には至っていない。

急速な拡大の原因として，Calving（氷塊分離）の可能性が指摘されている。Calving は氷河湖に接する氷崖の基部が吹送流によって運ばれる温かい水により湖面付近の氷河が融解し，上部の重みに基部が耐えられず崩落する現象である。Calving に影響を与える湖の熱循環は，湖上風によって発生する水吹流が大きく影響する。水吹流は湖上風によって発生するが，エンドモレーンから湖上に向かって吹く風の湖面での風速分布は，モレーンの地形によって変化す

ることが知北 (2005, 2007) の数値実験によって明らかになっている。

Calving が発生する条件を Sakai et al。 (2009) は単純な地形を仮定した計算結果から，水温が 2-4 度でフェッチが 30m を超えると水面下の氷の融解が水面上の氷融解速度を超え，氷崖がえぐれることで氷分離が起こる事を示し，水吹流が Calving に大きな影響を与える事を示唆した。

このように，Calving が氷河湖拡大の原因であり，そして吹送流が大きな役割を果たすが，氷河湖の水温構造の再現に着目した研究はほとんどなされていない。

湖沼などの閉鎖性水域の水温の数値計算は，例えば琵琶湖では既に行なわれている（山敷ら，2010）。しかし，標高 5000m を超える高山域に存在する氷河湖での水温構造の再現計算を行なった例はあまりない。その理由として高山域では水温計算の基本的な入力値となる気温，風速，風向や湖の水温，湖への流入する氷河からの融解水などの長期観測記録がほとんど存在しない為である。

そこで本研究では，ネパールの氷河湖の中でも比較的研究が進んでいるImja氷河湖を研究対象地とした。筆者らが2009年に行った現地観測と公開されている近隣地域の観測結果，先行研究を参考にして，長期間の気温と風速・風向データセットを作成し，三次元流動解析モジュールImja-3Dを用いてImja氷河湖の水温構造の再現を試みた。

2. 研究対象地

Fig. 1 は Imja 湖の位置を示す。Imja 湖はカトマンズから北東の Solukhumbu region に位置している。Solukhumbu region には Mt. Everest などの世界的な 8000m 級の山が連なっており，Imja 湖から流れ出す Imja 川 (Imja Khola) の川沿いは，Mt. Everest 等の名山を目指す旅行者が多いネパール屈指の人気トレッキングコースである。そのため，川沿には多くの外国人旅行者を相手にした地元住民が営む多数のロッジやレストランが点在しており，Imja 川沿いはこの地域の中でも特に人口が密集している。その為，Imja 湖で氷河湖決壊洪水が発生した場合は甚大な被害が予測される為，Imja 湖はネパールで危険性が指摘されている 21 の氷河湖の 1 つであり，詳細な調査の必要性が指摘されている。Imja 湖の南西約 21km には，この地域の中心的な町 Namche Bazaar (3440m) があり，本研究で用いた Imja 湖の長期気温の作成には，Namche Bazaar で観測された 2008 年の気温データを用いた。

Imja 湖は海抜 5010m に位置し，湖はほぼ東西に横たわる形をしており，南北より東西の方が長い。湖の形状が Calving により年々変化するので，2008 年の 10 月 24 日に陸域観測技術衛星 (ALOS) が撮影した画像を用い，測線を Fig. 2 のように決定し，湖の長さを計測した結果，東西に約 2000m，南北に約 554m であった。湖の体積は 1992 年から 2002 年にかけて約 30%拡大した (Sakai et al., 2003)。拡大速度に関しては 2000 年を境に拡大速度の低下が報告されている(Fujita et al., 2009)。

Imja 湖の上流には，Imja 氷河，Amphulapcha 氷河，Lhotse Shar 氷河がある。これらの氷河は砂と礫，石が混じった灰色のデブリで覆われており，典型的な D 型氷河と考えられる（森林，1974）。湖の東側は切り立った氷崖が Imja 氷河湖に接している。湖の北側のモレーンは高さ約 40m ほどであり，南側は Amphulapcha 山があり，西側には Imja 湖を堰きとめるモレーンと湖水の流出口がある。

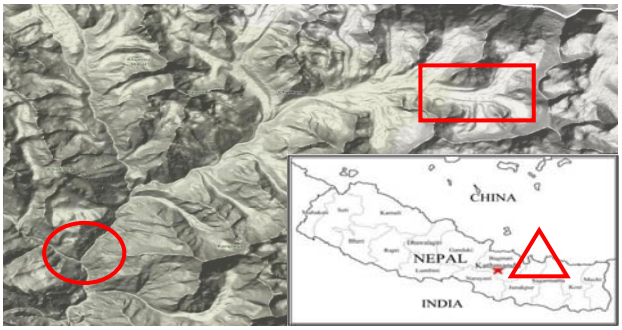


Fig. 1 Imja Lake and Namche Bazaar at Solukhumbu region (Refer Google map)

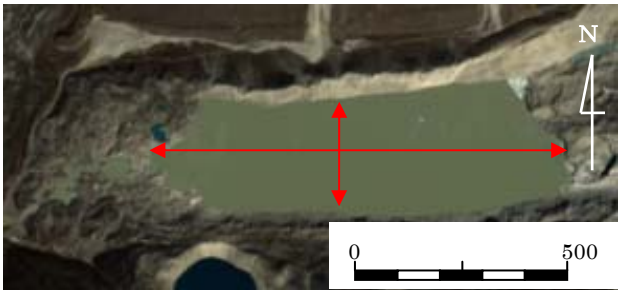


Fig. 2 Satellite image of Imja Lake taken by ALOS on 24 October 2008

3. 計算

3.1 計算モデル

水温構造の再現計算は，Yamashiki et al. (2003, 2010) が開発した三次元流動解析モジュール BIWA-3D を基にした Imja-3D を用いた。

BIWA-3D は大きく分けて流動解析モジュールと富栄養化モジュールからなっており，本研究では水

温構造の解析に流動解析モジュール” Imja-3D”を用いた。Imja-3D は湖盆図の数値標高図と気温， 風速，風向から水温構造を計算できるモデルであり，流動モジュールに非静水圧の N-S 式，CIP を用いて離散化し，乱流スキームには Mixed Scaling Formulation Model を用いて成層・非成層の影響を考慮した。湖面での熱収支は太陽光の短波放射の影響と気温・風速の影響を組み入れた。今回は氷崖や周辺の地形からの熱収支と氷河の融解水の流入は観測結果が無いので考慮していない。支配方程式は連続の式 (1)，格子平均操作を行った回転系における非圧縮性 NS 方程式 (2)，とスカラー方程式 (3) である。

$$\frac{\partial \bar{\rho}}{\partial t}+\frac{\partial \overline{\rho u_j}}{\partial x_j}=0 \qquad (1)$$

$$\frac{\partial(\overline{\rho u_i})}{\partial t}+\frac{\partial\left(\overline{\rho u_i}\,\overline{u}_j-\lambda_{ij}\right)}{\partial x_j} = \mu\frac{\partial}{\partial x_j}\left(\frac{\partial \overline{u}_i}{\partial x_j}+\frac{\partial \overline{u}_j}{\partial x_i}\right)-\frac{\partial P}{\partial x_i} + \bar{\rho}F\frac{\partial x_3}{\partial x_i}+f\bar{\rho}\left(\overline{u_2}\frac{\partial x_1}{\partial x_i}+\overline{u_1}\frac{\partial x_2}{\partial x_i}\right) \qquad (2)$$

$$\frac{\partial(\bar{\beta})}{\partial t}+\frac{\partial\left(\bar{\beta}_i\overline{u}_j-\chi_j\right)}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j}\left(K\frac{\partial \bar{\beta}}{\partial x_j}\right)+P_s \qquad (3)$$

ここに x_i は東方向 (i=1)，北方向 (i=2)，そして上方向 (i=3)を示す。f はコリオリパラメータ，u_i (i=1,2,3) はそれぞれの方向の水の流速，βはスカラー量，μは水の粘性係数，$K=k/\rho_0$: k は水の分子拡散係数，ρ_0は水の標準比重，Fは重力，P_Sは生成項を示す。 subgrid-scale (SGS)応力λ_{ij}と SGS フラックスχ_jについては過去の研究 (Yamashiki et al., 2010) に従った。

3.2 計算条件

(1) 計算期間

計算は２年間行い，１年目をスピンアップとし，２年目の計算結果を採用した。１年目も 2 年目も，同じ作成した 2008 年のデータセット (時間平均した気温・風速・風向) を使用した。風向と風速はランダム関数で与えてあり，1 年目と 2 年目で変化するようにした。気温，風速，風向のデータセットの詳細は 4 章の(1)節以降で述べる。

(2) 計算領域

Imja 湖の湖盆は，Sakai et al., (2003) が 2002 年に水深を測定した 10m 間隔の湖盆図を GIS ソフト Arc GIS を用いてデジタイズし，数値標高図を作成した。各グリッドの水平分解能は 18mとし, X, Y 方向に (106， 44) に分け，鉛直分解能は 2m で計算を行った。Fig.3 に計算領域と仮想した観測点を示す。

4. 気象データ

Imja 湖周辺では長期的な気象観測は行なわれてはおらず，計算を行うために時間平均した気温・風速・風向の長期的なデータセットを作成する必要がある。近隣地域の観測結果等を用いて，気温と風速・風向を仮定した。

風速は地形や標高の影響を受けやすく計算に必要な時間平均風速の仮定が困難なので，時間変動と季節性の変動は考慮せず，年間通して平均的な風速のみと仮定した。

風向は，年間通して安定しているこの地域の特性と筆者らが 2009 年 10 月 23 日から同月 27 日に Imja 氷河上で行った現地観測結果を基に仮定した。

気温は，Imja 湖の気温と Imja 湖の下流に位置する Namche Bazaar の気温差は年間通して一定であると仮定し, Namche Bazaar の気温から気温差を引き，Imja 湖の気温として仮定をした。詳細は後に述べる。

(1) 風速と風向

仮想した湖上の観測点 (Fig. 3 のアルファベット) に仮定した風速と風向を与えた (Table 1 参照)。計算領域への分布には，各点間で逆距離加重法を用いて内挿を行った。

(a) 風速

Imja 湖の風速の観測記録はあまり多くない，そこで現地観測結果と地域の風速の特性を考慮しながら Imja 湖周辺の 1 年間の仮定的なデータセットを作成した。この地域の風速の日周期は日が昇り気温の上昇に伴って，風速が速くなる特性 (安成・藤井, 1983) を持っている。Fig. 4 に示す筆者らが 2009 年 10 月に行った短期的な観測結果も気温の変動に伴い風速が変動した傾向を示した。

風速分布は数値実験結果 (知北, 2007) を参考にモレーンと氷崖周辺の風速は遮蔽物の影響などを考慮して弱めにして，湖上の風速は強いと仮定した。日中の最大風速は，モレーンによる遮蔽効果を考慮し，観測結果より低めの 6 (m/s) の風速を仮定し，夜間の最大風速は日中の 1/3 程度とし分布させた。年間通して日中を 6 時から 17 時, 夜間をそれ以外の

時間と仮定し，日中と夜間毎に仮定した風速の幅の中でランダム関数を用いて風速に変化を与えた
計算に用いた日中と夜間の湖上の風速幅を Table 1 に示す。

(b) 風向

この地域は年間通して日中は谷風が卓越し，夜間は山風が卓越する特性がある (Ohata et al., 1981)。Imja湖の場合，西側に谷があり，地域の特性に従えば日中はこの谷からの西風が卓越すると考えられる。Fig. 5に2009年に行った風速と風向の観測結果を示す。風速は3日間の観測値を平均して日周期を示し，風向は3日分の時間平均値である。日中は強い風が一方向から吹き，夜間は発散しランダムな方向から風が吹く傾向が見てとれる。しかし，観測結果は谷からの西風を示してはいない。そこで日中の風向に関しては地域特性に従い，西風中心の集中的な風向を与えて夜間には西風と山からの東風をランダムに与えた。

(2) 気温データセット

Fujii et al. (2008) が Imja 湖周辺に導入した Field server の観測結果が Imja 氷河湖決壊洪水モニタリング(WEB サイト)で公開されている。本研究では(1) 2008 年 5 月 7 日から同年 6 月 1 日の Imja 湖周辺の気温データセットと(2) 2008 年 1 月 1 日から同年 12 月 31 日の Namche Bazaar の気温データセットを用いた。

Imja 湖周辺では異なる 2 地点で気温が観測されたおりそれぞれ Himalaya 05 と Himalaya 06 という名前でデータセットが公開されている。Himalaya 05 は 40 度を超える気温が観測されるなど，信頼性に疑問があったので，極端な気温変動が無い Himalaya 06 を採用した。

Namche Bazaar の気温データセットの作成には異なる場所で観測されている Himalaya 01 と Himalaya 04 というデータセットを用いた。Himalaya 01 は 2008 年の 1 月 1 日から同年 10 月 29 日まで 5 分間隔で観測が行われており Himalaya 04 は 2008 年 5 月から同年 12 月まで 10 分間隔で観測が行われている。まず Himalaya 01 と Himalaya 04 の各時刻の観測値から 1 時間平均気温をそれぞれ求めた。

(3) 気温データセットの欠測期間の補完

Imja 湖の 1 年間の気温データセットを作るために Namche Bazaar で観測された気温データセットを用いた。 1 月から 10 月までは Himalaya 01 のデータセットを用いHimalaya 01が欠測している11月と12月は，Himalaya 04のデータを用いてHimalaya 01の欠測期間の補完を行った。

Himalaya 01は1月1日から10月31日の間で累計883時間分の欠測があった。Himalaya 04では11月1日から12月31日の間に累計65時間分の欠測があった。そこで欠測期間を補完する方法として，欠測期間が24時間以内の場合は，前後の日付の同時刻の気温から内挿し，24時間以上の欠測の場合は月毎の時刻平均気温

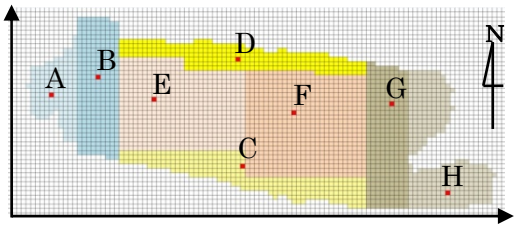


Fig. 3 A cells of the calculating area and assumed observation points on Imja Lake

Table 1 Hypothesis wind speed at the assumed points

	Distance from the original		Hypothesis wind speeds	
Point	X(m)	Y(m)	6:00 - 17:00	18:00 - 0:00- 5:00
A	176	416	0.5 - 1.5 (m/s)	0 - 0.5 (m/s)
B	336	480	1.0 - 3.0 (m/s)	0 - 1 (m/s)
C	832	160	1.0 - 6.0 (m/s)	0 - 2 (m/s)
D	816	544	1.0 - 6.0 (m/s)	0 - 2 (m/s)
E	528	400	1.0 - 5.0 (m/s)	0 - 2 (m/s)
F	1008	352	1.0 - 5.0 (m/s)	0 - 2 (m/s)
G	1344	384	1.0 - 3.0 (m/s)	0 - 1 (m/s)
H	1536	64	0.5 - 1.5 (m/s)	0 - 0.5 (m/s)

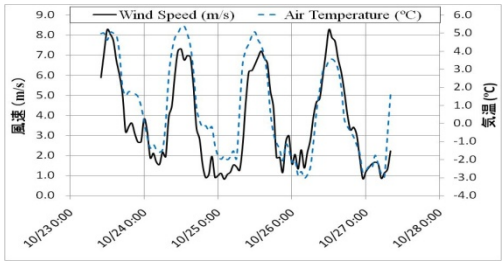


Fig. 4 Diurnal pattern of air temperature and wind speed at Imja Lake on 23-27 October 2009

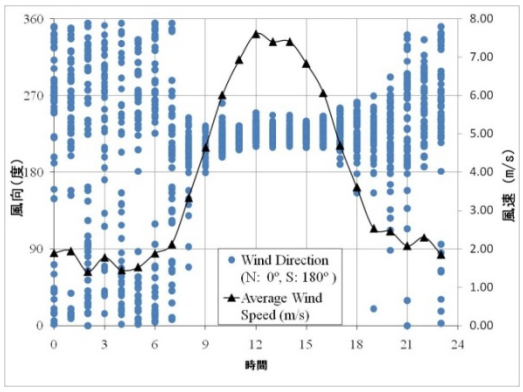


Fig. 5 Diurnal pattern of wind speed and wind direction at Imja Lake on 23-27 October 2009

で補完した。

11月と12月はHimalaya 04の観測結果から，Himalaya 01の気温を仮定して補完を行った。6月から10月の各月の平均気温差はHimalaya 04が3.9度，Himalaya 01より高かったので，11月と12月はHimalaya04の各時刻の気温から3.9度引いた値をHimalaya 01の気温として，Himalaya 01の1年間の気温のデータセットを作成した。

(4) Imja湖の気温の仮定

Imja 湖の長期気温データセットを作成する為に Himalaya 06 と補完した Himalaya 01 を用いた。まず両地点で同時期に観測が行われてた 6 月の Himalay 01 と Himalaya 06 の気温を比較した結果，平均気温は Himalaya 01 が 10 度 高かった。そこで Himalaya 01 と Himalaya 06 の気温差は年間通して 10 度であると仮定し, 作成した 1 年分の Himalaya 01 の気温データセットの各時刻の時間平均気温から 10 度引いた値を，Imja 湖の気温とした。

Fig. 6 に仮定した Imja 湖の 6 月の気温変動を示す。気温の変動パターンは概ね再現できたが，作成した気温データセットでは最低気温が観測値より高めに出る傾向が見られ，最高気温は仮定値が観測値を上回る場合やその逆の場合も見られた。気温差を求めるのに用いた観測気温は約 10 日分しか無く，さらに Imja 湖の気温の作成に用いた Himalaya 01 も欠測期間の補完を行って作成しており， 1 時間平均気温の再現性は十分でないと考えられる。

作成したデータセットの年間の評価を行なう為に Imja 湖と同じ Solukhumbu 地域にあり，Imja 湖から西に約 10km に設置され，標高も近い気候観測所”Pyramid” (標高 5050m) で 1994 年から 1999 年にかけて行われた月平均気温と比較を行った (Tartari et al., 1998)。 比較した結果を Table 2 に示す。

Pyramid で観測された 2 月の平均気温が最も低く，7 月の平均気温が最も高い傾向は一致した。また Pyramid で 5 月から 10 月 (Imja 湖では 4 月から 10 月) の各月の平均気温が年平均気温より高い傾向も概ね再現できた。しかし，モンスーン移行期の 4 月と 5 月, 10 月と 11 月では Pyramid では平均気温に大きな変化が見られるが，Imja 湖ではそれほど大きな変化は無かった。

気温データセットは，年間を通しての季節変動の傾向は概ね再現できたと評価した。

5. 結果と考察

本研究では，ネパール・ヒマラヤの Imja 氷河湖を研究対象地域とし，気象観測結果と既往の研究成果を用いて Imja 湖の 2008 年の気象を仮定し，三次元流動解析モジュール Imja-3D を用いて水温構造の再現を試みた。

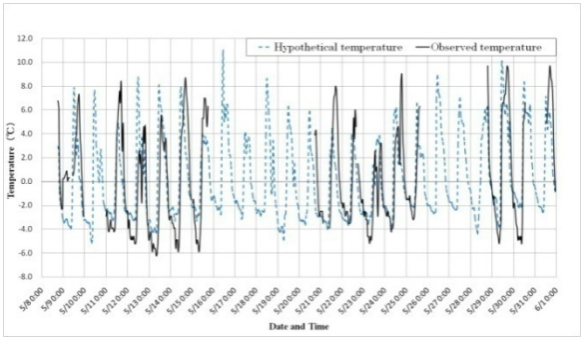


Fig. 6 Comparison result: the observed value and the hypothesis value of temperature which were hourly。

Table 2 Hypothesis monthly mean temperature at Imja Lake and Pyramid

	Air temperature (℃)						
	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	
Imja lake	-7.1	-7.7	-4.2	-1.2	0.1	1.7	
Pyramid	-8.6	-9.2	-4.9	-4.3	-0.5	3.8	
	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Year
Imja lake	2.3	2.2	1.3	-0.7	-2.4	-3.9	-2.4
Pyramid	4.2	3.0	1.4	-1.9	-5.8	-6.8	-1.7

(1) 水温構造の再現性

2008 年の仮定した気象データと Imja-3D を用いた計算結果を Fig. 7 に示す。水温構造は(a)の点線 (a-a') で示す測線の断面図である。(b)と(c)はそれぞれ 6-12 時から 12-18 時の 6 時間平均水温の構造を，(d) は 1997 年に観測された結果（知北，2007）を基に作成した水温構造図の概略図を示す。

計算結果と 1997 年 7 月 15 日の観測結果の比較を行った。観測結果と同様に表面の水温が高く，水温躍層の位置が水面から 10m付近（Fig. 7 の(b)と(c) の丸点線は水面から 10m付近を示す。）に存在し，水温躍層より下に幅広く約 2-3˚C 前後の水温が分布している構造を示した。これは，Imja 湖ではモレーンが谷風を遮蔽すること考慮し風速を弱めに仮定した為，吹送流による鉛直循環があまり促進されない傾向が再現された。午前と午後を比較すると，午後に温度躍層が顕著になる傾向が現れた。湖面に吹く風応力が弱いために暖められた表層の水が，十分に鉛直混合せず滞留している為ではないかと考えられる。

低層氷崖付近の箇所に観測結果では見られなかった低温水塊が現れている。3 月以前の冬期に底部に滞留した水塊が残った可能性がある。

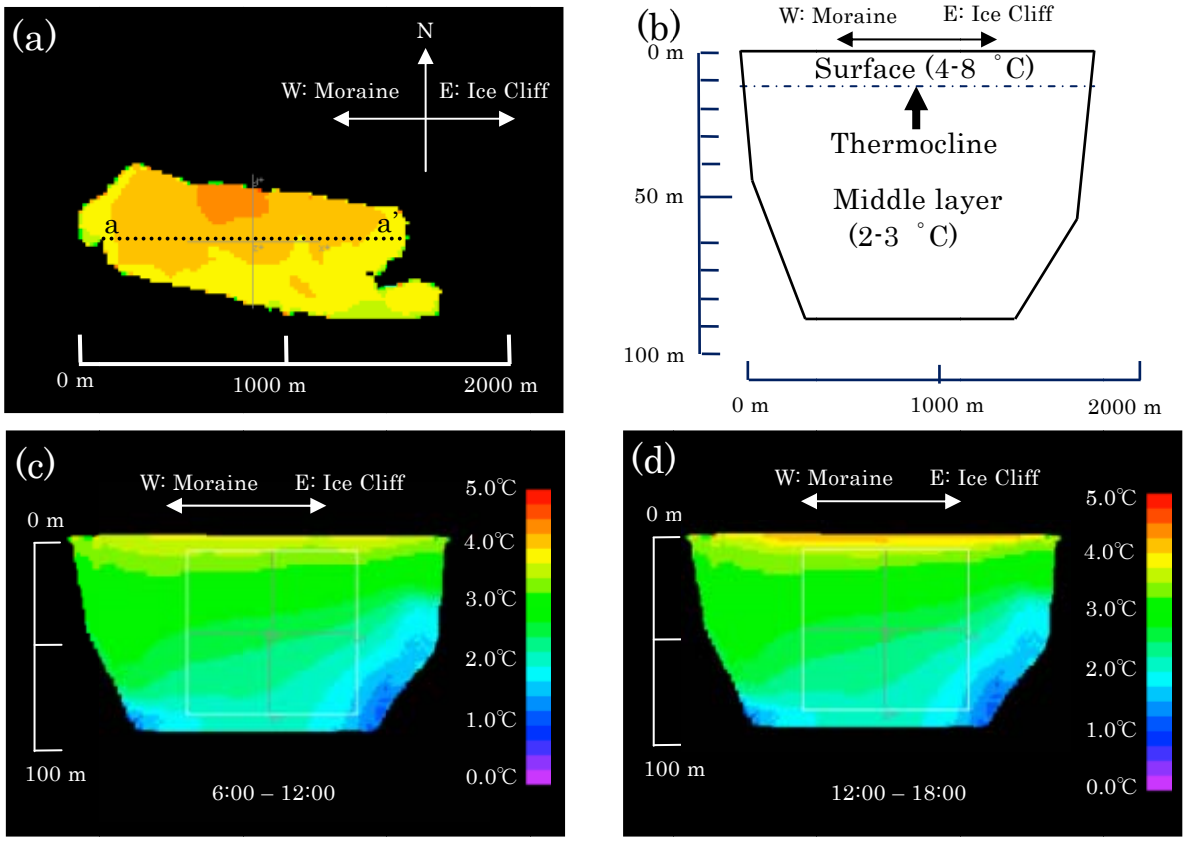


Fig. 7 Water temperature structure of Imja Lake on 15 July 2008: (a) Cross-section (a-a' dot line), (b) Observed water temperature structure on July 1997, (c) Calculated water temperature structure at the cross-section on 06:00-12:00, 15 July 2008, (d) Calculated water temperature structure at the cross-section on 12:00-18:00, 15 July 2008

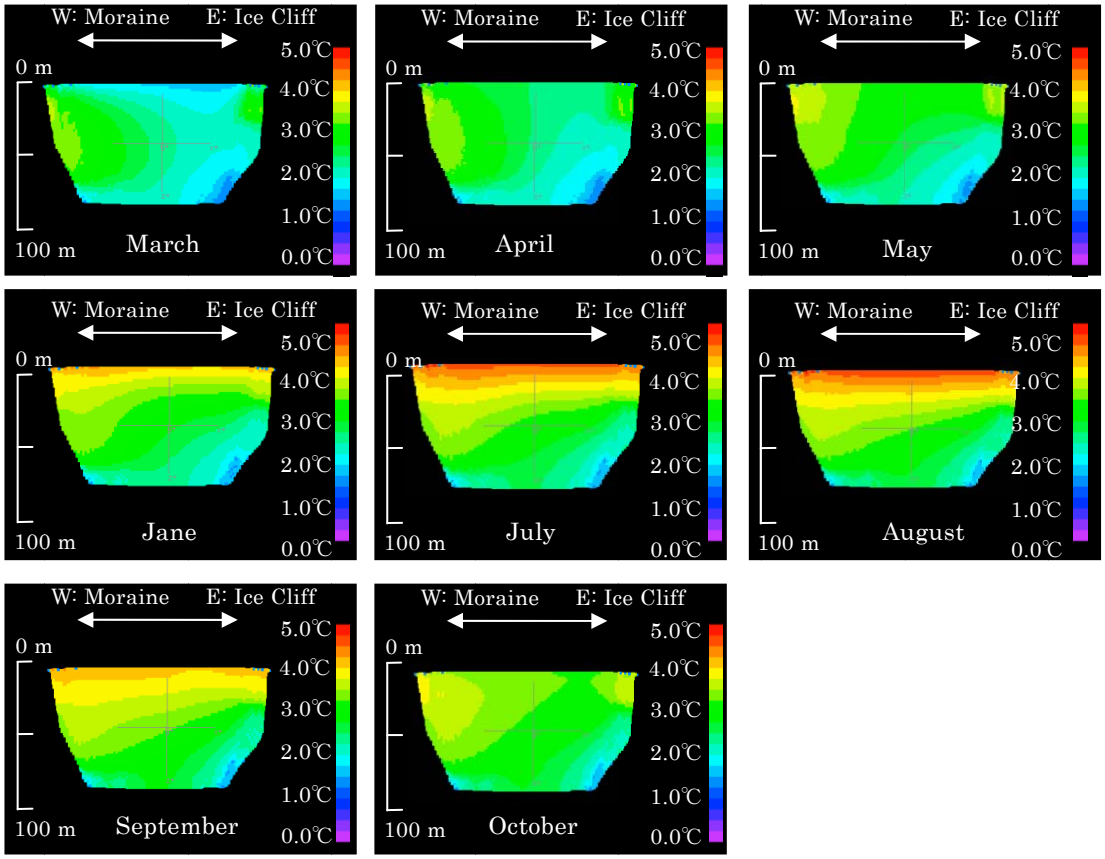


Fig. 8 Monthly mean water temperature structure at the cross-section shown in Fig. 7 (a)

この水塊は気温の上昇する 8 月でも弱まりながらも存在しており，仮定した風速が弱かった為に十分に湖内で混合しなかった可能性がある．

作成した気象データセットと Imja-3D を用いて，Imja 湖の特徴的な水温構造を概ね再現できたと考えられる．

(2) 融解期の湖内の水温構造

湖面を凍結した氷の融解が始まる 3 月から，湖面の凍結が始まる 10 月融解期の各月の平均水温の構造を Fig. 8 に示す。表層の温度は月平均気温の上昇に伴い高くなっていく傾向が現れている。6 月から 9 月にかけてこの時期は平均気温が 0 度を上回り，特に 7 月と 8 月は最も気温が高い時期には，はっきりとした水温躍層が表れた。

中間層から低層では，6 月から 9 月は観測された 7 月の水温構造同様に，約 2-3 度の水温層が幅広く分布している傾向が現れた。逆にそれ以外の月では水温躍層は現れず，氷崖方向の湖底付近に低水温層が形成された。さらに 3 月のように平均気温が氷点下を下回る場合においては，表面の冷たい水が湖底に沈下する鉛直循環の様子が再現された。氷崖から湖底にかけて部分的な低い水温の水塊が 3 月から 10 月まで現れている。考えられる原因としては，モデルに与えた風速と風向が年間通して一定であるために，湖内循環が単調になった可能性がある。

6. 結論

Imja 湖の水温構造の再現を仮定した 1 年間の気象データセットと Imja-3D を用いて行った。結果は過去の観測結果と似た水温構造を再現した。融解期の再現では，気温が高くなると水温躍層が現れ，水温躍層より下に広い水温帯が再現された。しかし，湖内の循環が弱かったので湖底に低水温水塊が残っており，循環に影響を与える風速の仮定が適切でなかった可能性がある。

本研究では，7 月における水温構造は概ね再現できた。今後の課題として，水温の値の検証を行う為には，少なくとも融解期である 4 月から 10 月の長期気象観測と，定期的な水温観測が不可欠である。しかし，人里離れた Imja 湖で長期的に安定した観測は非常に困難であるのでまずは衛星画像を用いて水面の温度分布を解析し，計算結果と比較する方法を試み，続いて将来には，拡大速度が異なる氷河湖で水温構造の再現を試み，水温構造が氷河湖の拡大に与える影響を研究する予定である。

謝　辞

本研究に対して（財）防災研究協会の助成をいただいた。ネパールでの観測は，Department of Hydrology and Meteorologyから観測許可をいただいて実施した。用いたALOSの衛星画像は, ALOS研究公募の枠組みでJAXA EORCで作成した高次成果物を使用したものでJAXA及びALOS PIの京都大学防災研究所・田中賢治准教授にご提供いただいた。ここに記して篤く御礼申し上げる次第である。

参考文献

Imja氷河湖決壊洪水モニタリング: WEBサイト, http://de04.gsec.keio.ac.jp:9080/glacier/sensordata_ja.html （2011年6月8日参照）.

知北 和久（2005）：ヒマラヤにおけるモレーン堰止型氷河湖の拡大機構について：湖水流動系の観点から，雪氷 67巻1号, pp.39-49.

知北 和久（2007）：モレーン堰止型氷河湖の熱循環に与える地形の影響 ―ヒマラヤのイムジャ湖とツォー・ロルパ湖との比較―，日本水文科学会誌, Vol.37, No.3 pp.93-101.

森林 成生（1974）：ネパール・ヒマラヤの氷河について　その特性と最近の変動,雪氷, Vol.36. No.01, pp.11-21.

安成哲三・藤井理行（1983）：ヒマラヤの気候と氷河 -大気と雪氷件の相互作用-, 東京堂出版, pp.90-96.

山敷庸亮・松井三郎・禰津家久・熊谷道夫（2000）：琵琶湖環流の数値シミュレーション，水工学論文集，第44巻, pp.975-980.

Bajracharya, S. R., Mool, P. K. and Shrestha, B. R. (2007): Impact of Climate Change on Himalayan Glaciers and Glacial Lakes Case Studies on GLOF and Associated Hazards in Nepal and Bhutan, ICIMOD., pp.104-106.

Fujita, K., Sakai, A., Nuimura, T., Yamaguchi, S. and Sharma, R. (2009): Recent changes in Imja Glacial Lake and its damming moraine in the Nepal Himalaya revealed by in-situ surveys and multi-temporal ASTER imagery, Envir. Res. Lett., Volume 4, Number 4, pp.1-7.

Fukui, H., Limlahapun, P. and Kameoka, T. (2008): Real time monitoring for Imja Glacial Lake in Himalaya — global warming front monitoring system, SICE Annual Conference, pp.2578-2581.

Ives, J. D., Shrestha, R. B., and Mool, P. K. (2010): Formation of Glacial Lakes in the Hindu

Kush-Himalayas and GLOF Risk Assessment, ICIMOD., pp.10-11.

Mool, P. K., Bajracharya, S. R. and Joshi, S. P. (2001): Inventory of Glaciers, Glacial Lakes and Glacial Lake Outburst Floods Monitoring and Early Warning Systems in the Hindu Kush-Himalayan Region Nepal, ICIMOD. pp.183-185.

Ohata, T., Higuchi, K. and Ikegami, K. (1981): Mountain-valley wind system in the Khumbu Himal, East Nepal, J. Meteorol. Soc. Jpn., Vol.59, No.5, 753-762,.

Sakai, A., Fujita, K. and Yamada, T. (2003): Volume change of Imja Glacial Lake in the Nepal Himalayas, International Symposium on Disaster Mitigation & Basin Wide Water Management, pp.556-561.

Sakai, A., Nishimura, K., Kadota, T. and Takeuchi, N. (2009): Onset of calving at supraglacial lakes on debris covered glaciers of the Nepal Himalayas, J. Glaciol., Vol.55, No.193, 909-917.

Tartari, G., Verza, G. and Bertolami, L. (1998): Meteorological data at the Pyramid Observatory Laboratory (Khumbu Valley, Sagarmatha NationalPark, Nepal), Limnology of high Altitude lakes in the Mt Everest regions (Himalaya, Nepal). Mem. Ist. Ital. Idrobiol., 57: 23-40.

Vuichard, D. and Zimmermann, M. (1986): The Langmoche Flash-Food, Khumbu Himal, Nepal, Mt. Res.Dev., Vol.6, No.1, pp.90-94.

Vuichard, D. and Zimmermann, M. (1987): The 1985 catastrophic drainage of a moraine-dammed lake, Khumbu Himal, Nepal: cause and consequences, Mt. Res.Dev.,, Vol. 7, No.2, pp.91-110.

Yamashiki, Y., Kumagai, M., Jiao, C., Nezu, I. and Matsui, S. (2003): Numerical simulation of thermally induced gyres in Lake Biwa, Hydrol. Process., Vol. 17, issue 14, pp. 2947–2956.

Yamashiki, Y., Kato, M., Takara, K., Nakakita, E., Kumagai, M. and Jiao, C. (2010): Sensitivity Analysis on Lake Biwa under the A1B SRES climate change scenario using Biwa-3D Integrated Assessment Model, Hydrol. Res. Lett., Vol. 4, pp.45-49.

An Approach to Reproduce Water Temperature Structure in a Glacier Lake –A Case Study of Imja Glacier Lake-

Tsutao OIZUMI*, Yosuke YAMASHIKI and Kaoru TAKARA

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

A glacier lake expansion is significant issue in Himalayan countries. A glacier lake expansion is due to glacier melting and ice cliff curving. An ice cliff calving is one of a glacier melting process underwater part of a glacier lake. When temperature of glacier lake water is warmer than glacier temperature, melting speed of underwater part is faster than above water surface. Then the above water surface part breaks up caused by unstable weight balance. This study aims to reproduce the water temperature structure in the Imja glacial lake using the 3D-Hydrodynamic model “Imja-3D” and the hypothetic meteorological datasets at the Imja glacial lake. The one-year datasets of hourly average air temperature were hypothesized using the temperature datasets at Namche Bazaar in 2008. The datasets of the wind speeds and the wind directions were considered diurnal pattern of the regional climate features in the Solukhumbu region. The model reproduced the water temperature structure of the lake in July 2008. The thermocline appeared near the lake water surface. The water temperature (2-3 degree) distribution was shown in mid layer. These results showed the similar water temperature structure on the observed one in the Imja glacial lake in 1997.

Keywords: glacier lake, Imja Glacier Lake, water temperature structure, Himalaya

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

An Observation on the Relationship between Climate Variability Modes and River Discharges of the Citarum Basin, Indonesia

Netrananda SAHU*, Yosuke YAMASHIKI, Kaoru TAKARA and R.B.SINGH**

* Graduate School of Engineering, Kyoto University
** Department of Geography, Delhi University, India

Synopsis

The climatology of stream-flow at the Nanjung gauge station of the Citarum River in Indonesia shows significant flow during November to April and very less flow during June-September. The variation in this seasonal stream-flow significantly affects the human population. So, it is important to understand the underlying mechanisms that cause that variation. Due to its spatial location, Indonesia is influenced by both modes. Although climate conditions are important for the rainfall variability, the actual river discharge is dependent on several other factors including the characteristic of the river basin. Therefore, in this study a scientific analysis is made to link the discharge variability with the rainfall and sea surface temperature (SST) variations over the Indian and Pacific Oceans on seasonal basis. Since the variability of climatic conditions in the tropical Indian and Pacific Oceans are main driver of the rainfall variability over the Maritime Continent, their roles in river stream-flow is explored in this study. A scientific analysis is made to link the stream-flow variability with the rainfall and SST variations over the Indian and Pacific Oceans. The observed stream-flow discharge data from 1974-2008 (35 years) at the Nanjung station, the down most outlet of the upper catchment, shows a strong correlation with the Indian Ocean Dipole (IOD) and the El Niño /Southern Oscillation (ENSO) events.

Keywords: Climate variability, Citarum, IOD, ENSO, Streamflow

1. Introduction

The climate pattern of Indian Ocean rim countries has been influenced by the Indian Ocean Dipole (IOD) and El Niño Southern Oscillation (ENSO) along with Asian Monsoon and other local patterns. Spatially located Indonesia has been influenced by both the IOD and ENSO as well. The western Indonesia is influenced by the Indian Ocean and Eastern Indonesia is influenced by the Pacific Ocean because of their proximities to the respective ocean basins. A positive (negative) IOD event brings drought (wet) to the Indonesian region. Likewise, an El Niño (La Niña) causes drought (flood) over the region. The main focus on this research is to make a scientific analysis to link the discharge variability with rainfall-runoff and Sea Surface Temperature (SST) variations of both the ocean basins on seasonal basis. Historically ENSO has a strong relationship with Indian Monsoon (Bjerknes, 1969; Wright, 1979).

However, in the last couple of decades the frequent IOD occurrence has weakened the ENSO and Monsoon relationship (Kumar et al. 1999; Saji et al. 1999; Behera et al.1999). Many studies have been done on the relationship between interannual variability of the Asian Summer Monsoon and ENSO (Shukla and Paolino, 1983; Ailikun and

Yasunari, 2001) and influence of IOD on Southern Oscillation (Luo et al. 2010). Both IOD and ENSO have wide range of environmental and socioeconomic impacts on the global to local climate.

Recent studies has found that IOD events have strong influence of the climate of East Asia (Saji and Yamagata 2003), East Africa and Indonesia (Saji et al. 1999), Indian summer monsoon (Ashok et al. 2007), Australia, Brazil and the Mediterranean region (Saji and Yamagata 2003), the recent southeast Australian "Black Saturday" bushfire in the state of Victoria in February 2009 also caused by the positive IOD (Cai et al. 2009). In this paper we like to study the influence of climate variability on river discharges.

Apart from the climatic conditions influenced the rainfall variability, there are other factors which influenced the river discharges like as sediment deposit, topography, land-use change and one in all the river basin characteristics. In this paper we investigated the climatic impact on streamflow discharges on seasonal basis. We applied statistical methods to assess the impact of IOD/ENSO events on runoff variability across the Upper Citarum river basin. The observed discharge at the Nanjung gauge station the down most outlet of the Upper Catchment before the streamflow has been linked to three reservoir i.e. the Saguling, Cirata and Jatiluhar (Juanda) reservoirs has shows a strong correlation with the IOD and ENSO events.

2. Study Area

The Citarum River has an important role in the life of the West Java people.The river plays a vital role for the economic development and livelihood of the people by supporting for agriculture, fisheries, hydroelectric power generation, public water supply and industrial establishment of West Java Province and Jakarta City (Fares and Yudianto, 2004). The has a catchment area of 12,000 square kilometers, runs through 269 kilometers and home to millions of people (Mashudi, 2001).

This Citarum river basin is one of the densely populated regions with increasing growth rate; hence the need for adequate and reliable river discharge analysis is of increasing concern on the livelihood of this basin. One likely cause is because of the substantial alterations in the distribution and variability of rainfall patterns. Streamflow in the Citarum river basin mainly comes rainfall from the monsoon wet season from October-May and peak is from November-March.

There have been several studies on rainfall variability over the Indonesian archipelago and its relation to large-scale climatic phenomena such as El Niño–southern oscillation and monsoon (Philander, 1983: Haylock and McBride, 2001). The influence of these climate phenomena varies across the region due to island topography and/or ocean–atmosphere fluxes, which are imposed by sea-surface temperature (SST) variability (Aldrian and Susanto, 2003).

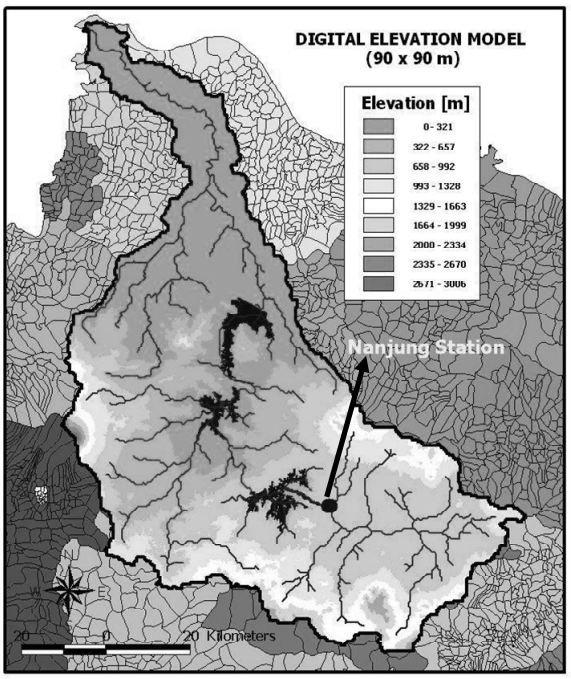


Figure 1 The Citarum river catchment with Nanjung gauge station and three reservoirs, the Saguling, Cirata and Jatiluhar (Juanda) from upper to lower stream respectively (Sahu et al. 2011).

3.Dam Effect and Time of Concentration

Keeping the anthropogenic activities such as dams/reservoirs or any artificial diversions on the streamflow, we select the Nanjung gauge station the down most outlet of the Upper Catchment, before the streamflow has been linked to three reservoir i.e. the Saguling, Cirata and Jatiluhar (Juanda) reservoirs (figure 1) for our study. The estimated time of concentration of the Upper Citarum catchment based on the topographic and basin characteristics has been calculated as less than 24 hours, which is insignificant for the climatic variability analysis.

4. Data and Methods

The observed discharge data has been used at the Nanjung gauge station of the Citarum river for the period from 1974 to 2008 (35 years) as a primary data set for this study. We calculated the climatology of the observed discharge data on daily scale. To pick up the high and low water events on a daily scale basis for the whole data series, we calculated 1.5σ (σ stands for standard deviation) for each high cases and 1σ for each low cases from the daily anomalies. Than to select the extreme events we took the persistence of positive values of 2- 3 days for both the events. The NCEP/NCAR (National Centers for Environmental Prediction/National Center for Atmospheric Research) global atmospheric reanalysis-1 zonal wind (850 hPa) dataset has been used. A detailed description of this data assimilation system has been given in Kalney et al. (1996).

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 $2.5^{\circ} \times 2.5^{\circ}$ grid at a standard pressure (Liebmann and Smith,1996). OLR is an indicator of both the warm surface of the earth and the clear atmosphere overhead. It determined from the Earth Radiation Budget Experiment (ERBE) and Advanced Very High Resolution Radiometer (AVHRR) sensors of NOAA satellite. In the longwave range warm surfaces radiate more. If there are clouds in the atmosphere OLR value is low. For simplicity, the sign of positive OLR anomalies represents the convective activity. In addition to this the SST anomalies are used based on the Reynolds SST dataset (Reynolds and Smith, 1994).

5. Results and Discussion

The Java island has been influenced by the wet northwest (NW) monsoon from November to March and the dry southeast (SE) monsoon from May to September. The Walker cell warm pool near Indonesia plays very important role in determining rainfall variability in the maritime continent (McGregor,1992). The climatology graph (Figure 2) implies that DJF (December, January and February, where December is the preceding year and January and February are the following year) and MAM (March, April and May) are similar trend with one peak.

The actual daily average discharge is the highest in MAM and followed by DJF and SON. Whereas JJA (June, July and August) has very less stream flow discharges. If we take season into consideration; otherwise low discharges flow starts from June to October. When we compare the mean average with ± one Standard deviation it shows almost similar trend. There is very low variability in the discharge patterns.

Table 1 The seasonal extreme high and low discharges events where each event are selected from the persistent of positive values for 10 days or more. *,*,*,*,* symbols represents La Niña, nIOD, mEl Niño, El Niño, pIOD respectively.

Season	Year	No. of High Event Case	Year	No. of Low Event Case
Dec.	1975 -76*	1	1978-79	1
Jan	1988-89**	2	1981-82**	1
Feb	1989-90*	1	1982-83**	2
	1994-95**	1	1983-84	1
	2001-02*	1	1994-95**	1
	2002-03*	1	1997-98**	1
	2005-06**	1	1998-99	1
			2000-01	1
			2003-04*	2
			2004-05*	1
			2007-08**	1
Mar	1975 *	1	1974	1
Apr	1986**	1	1982**	1
May	1988 *	1	1996*	1
	1998	1	1997**	1
	2001	1	2000	2
	2005	2	2002*	1
	2007**	1	2006* *	1
			2008 **	1
Jun	1985	1	1978	2
Jul	1989 *	2	1984	1
Aug	1995	1	2003	1
	2000	1		

The climatology of the Nanjung 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 2-3 days continuous wet or dry periods for one extreme event case.

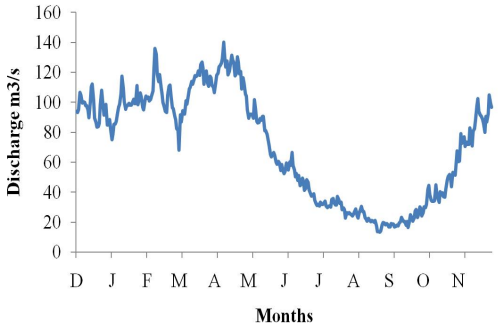


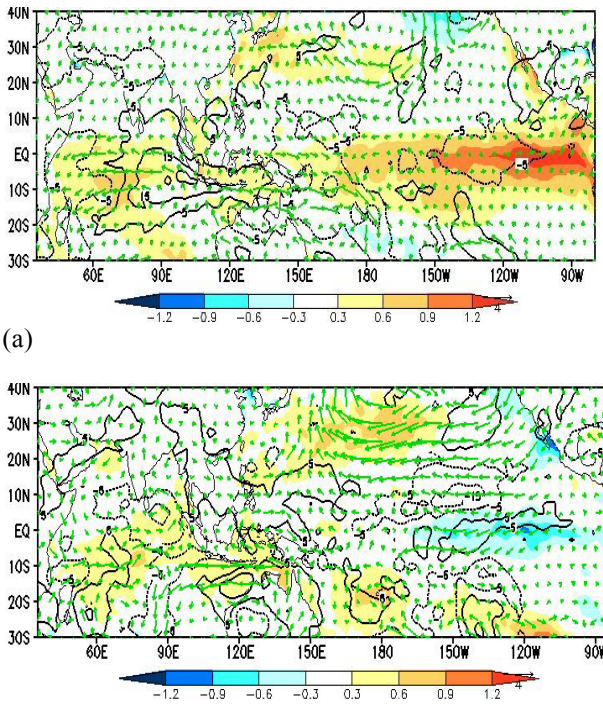
Figure 2 Discharge climatology at Nanjung station from 1974-2008.

In DJF 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 DJF are influenced by these climate variability. Out of the total eight high discharge events cases during DJF all are either influenced by ENSO or IOD. 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 DJF high discharges cases 50 percent events are occurred during the El Niño Modoki years. In low discharge cases of DJF, out of total 13 events nine events are occurred during either ENSO or IOD years. Among the nine events five are occurred during the pIOD year, which implies that pIOD influenced the extreme low discharges events.

In MAM the extreme low discharges cases 50 percent events are occurred during the normal year where as in the extreme low event cases six out of nine events are happened during these ENSO and IOD variation modes, pIOD influences four of such events along with El Nino in three occasions and once with La Nina, which is an exceptional cases.

JJA seasons are more like transition phases and dry period in Indonesia, hence only two events found during 1989 nIOD year in extreme low discharge case, out of total nine events in low and high extreme cases. The composite index of figure (3a) and (3b) shows the influence of ENSO and IOD are prominent. In the figure (3a) DJF drought seasons the shaded eastern Pacific shows warmer SST and western Pacific with colder SST influenced the atmospheric circulation and brings drought conditions over the Indonesia region along with pIOD in the Indian Ocean.. OLR with dashed contour showing negative values having more rainfall on the western Indian Ocean and OLR with continuous contour shows dry conditions over the eastern Indian Ocean and Indonesian region to



(a)

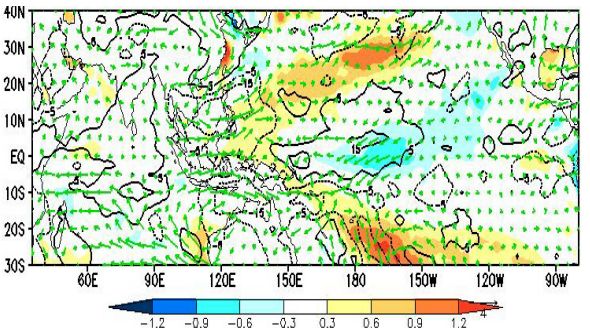
(b)

Figure 3 Composite index (includes the exact number of extreme events days one week ahead for both the Extreme high and low discharges cases and excludes all the events prior to 1981) of SST shaded), surface wind (vector) and OLR (contoured) for DJF (a) Extreme High and (b) Extreme Low discharges cases, respectively. Unit for SST is °C, for wind is m s^{-1}, and for OLR is w/m^2.

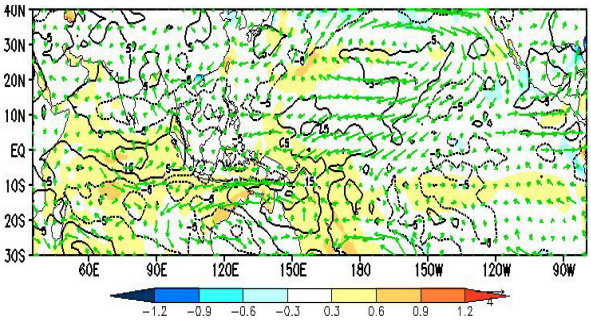
strengthen the fact. In figure (3b) a La Nina conditions with convergence of zonal wind near the eastern Indian Ocean region influenced the rainfall patters with maximum rainfall and river discharges during this season.

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. In the composite index figure (4a) MAM drought seasons the shaded SST shows the warmer central Pacific with eastern and western sides having warmer El Niño Modoki conditions where as figure (4b) MAM flood seasons shows the general patterns. Discharges is continued to be higher until April and then decreases from May.

JJA is the dry season in Indonesia so streamflow discharges are very low in this period as we can see in the climatology graph (Figure 2). The composite



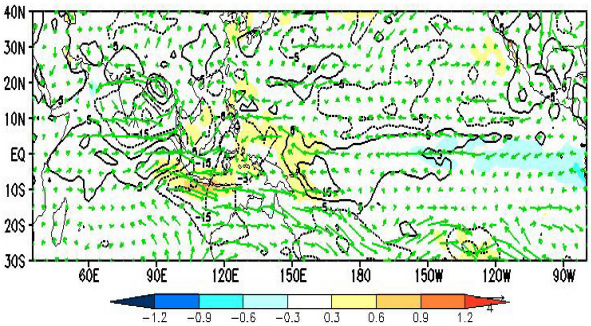
(a)



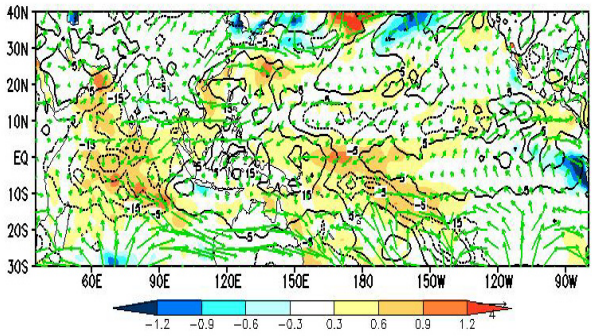
(b)

Figure 4 Composite index (includes the exact number of extreme events days one week ahead for both the extreme high and low discharges cases and excludes all the events prior to 1981) of SST (shaded), surface wind (vector) and OLR (contoured) for MAM (a) Extreme high and (b) Low discharges case, respectively. Unit for SST is °C, for wind is m s^{-1}, and for OLR is w/m^2.

index for the JJA extreme high (Fig. 5a) shows that La Nina conditions are approaching in the Pacific, however no such cases are found in our table. In the composite figure (5b) of JJA extreme low discharges events there are no significant affect of ENSO and IOD.



(a)



(b)

Figure 5 Composite index (includes the exact number of extreme events days one week ahead for both the extreme high and low discharges cases and excludes all the events prior to 1981) of SST (shaded), surface wind (vector) and OLR (contoured) for JJA extreme (a) high and (b) low discharges case, respectively. Unit for SST is °C, for wind is m s^{-1}, and for OLR is w/m^2.

6. Concluding Remarks

The statistical and composite index analysis method we used in this scientific study to assess the influence of climatic variability on river discharge shows the significant existence of IOD and ENSO impacts on the discharges over the upper catchment of the Citarum basin. There are several other phenomenons that need further investigation about the discharge patterns as river basin characteristics (soil, geology and land cover), also plays very important role to influence the streamflow discharges. According to Luo et al (2010) IOD can be predicted several months prior of the event therefore could be helpful for the river basin management. It needs good understanding of IOD and ENSO influences through atmospheric circulation (Walker circulation) to predict possible discharges flow related to high and low discharges events for the societal benefits.

Acknowledgements

We are thankful to Mr. Yudha Mediawan of the Research Centre for Water Resources, Department of Public Works of Indonesia for providing observed discharge data of the Nanjung gauge station.

References

Ailikun, B. and Yasunari, T.(2001): ENSO and Asian summer monsoon: persistence and transitivity in the seasonal March, J. Met. Soc. Japan,79,(1),pp.145-159.

Aldrian, E., Susanto, D.(2003): Identification of three dominant rainfall regions within Indonesia and their relationship to sea surface temperature, Int. J. Climatology 23, pp.1435–1452.

Allan, R.(2000): ENSO and climatic variability in the past 150 years. In: Diaz H, Markgraf V (eds) ENSO: multiscale variability and global and regional impacts. Cambridge University Press, Cambridge, pp.3–55.

Ashok, K. and Saji, N. H.(2007): On impacts of ENSO and Indian Ocean Dipole events on the sub-regional Indian summer monsoon rainfall, Natural Hazards, Vol. 42, Number 2, pp. 273-285.

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

Behera, S. K., Krishnan, S., and Yamagata, T. (1999): Unusual ocean-atmosphere conditions in the tropical Indian Ocean during 1994, *Geophys. Res. Lett.*, 26, 3001-3004, 10.1029/1999GL010434.

Behera, S. K., Luo, J. J., Masson,S., Rao, S. A., Sakuma, H.,and Yamagata,T.(2006):A CGCM study on the interaction between IOD and ENSO, J. Climate, 19, pp.1608-1705.

Behera, S. K., . Luo, J.J., Masson, S., Yamagata, T., Delecluse, P., Gualdi, S. and Navarra, A(2003).: Impact of the Indian Ocean Dipole on the East African Short Rains: A CGCM Study. CLIVAR Exchanges, 27, pp.43-45.

Bjerknes, J. (1969): Atmospheric teleconnections from the equatorial Pacific, Mon. Wea. Rev.,97, pp.163-172.

Cai, W., Cowan, T. and Raupach, M.(2009): Positive Indian Ocean Dipole events precondition southeast Australian bushfires, Geophys.ResLett.,36,L19710,doi:10.1029.

Fares, Y. R., and Yudianto,D.(2004): Hydrological modelling of the upper Citarum catchment, West Java, J. Environmental Hydrology, Vol. 12, Paper 8.

Haylock, M., McBride, J.(2001): Spatial coherence and predictability of Indonesian wet season rainfall, J. Climate. 14, pp.2887–3882.

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

Kumar, K.K., B. Rajagopalan, and M. A. Cane,(1999): On the weakening relationship between the Indian Monsoon and ENSO, Science, 284, 2156-2159,doi:10.1126/science.

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

Luo, J.-J.,Behera,S.,K. Masumoto,Y., Sakuma, H. and Yamagata,T.(2008):Successful prediction of the consecutive IOD in 2006 and 2007, Geophy. Res. Letter, 35, L14S02.

Luo, J. J., Zhang,R. . Behera, S. K., Masumoto,Y. . Jin, F.-F., Lukas. and Yamagata,T. (2010):Interaction between El Nino and Extreme Indian Ocean Dipole, J. Climate, 23(3),pp.726-742,doi:10.1175/2009JCL13104.1.

Mashudi, M. R.(2001): Forecasting water demand using back propagation networks in the operation of reservoirs in the Citarum cascade, West Java, Indonesia, ASEAN J. Sci. Tech. Dev., Vol 18, No.2.

McGregor, G. R.(1992):Temporal and spatial characteristics of coastal rainfall anomalies in Papua New Guinea and their relationship to the southern oscillation,Int. J. Climatology, 12,pp. 449-468.

Philander, SGH. (1983): El Niño southern oscillation phenomena, Nature 302: 295–301.

Reynolds, R. W. and Smith,T. M.(1996): Improved global sea surface temperature analysis using optimum interpolation, J. Climate, 7, pp.929-948.

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

Saji, N. H., Goswami, B. N., Vinayachandran, P. N., and Yamagata, T.(1999): A dipole mode in the tropical Indian Ocean., Nature 401, pp.360-363.

Saji, N. H., and Yamagata, T.(2003): Possible impacts of Indian Ocean dipole mode events on global climate, Climate Research, 25, pp.151-169.

Shukla, J. and D. Paolino (1983).: The southern oscillation and long-range forecasting of summer monsoon rainfall over India, *Mon.Wea. Rev.*, 111,1830-1837.

Torrence, C. and P. Webster.(1999): Interdecadal changes in the ENSO-Monsoon systems, J. Clim., 12, pp.2679-2690, doi: 10.1175/1520-0442.

Wright, P.(1979): Persistence of rainfall anomalies in the central Pacific, Nature, 277,pp.371-374.

気候変動モードとインドネシアのチタルム流域の流量との関係の観察

Netrananda SAHU*・山敷庸亮・寶馨・R.B.SINGH**

**京都大学工学研究科都市環境工学専攻
**インドデリヒ大学地理学専攻

要　旨

インドネシアのチタルム川のナンジュネジ観測地の観測データによる流域の気候は，１１月から翌年４月までの期間で水が著しい流れているが，６月から９月の期間で水が非常に少ない流れている。この季節による大きな流域の流れの変動が，人口に影響を与えている。だから，その変化の原因となる基本的なメカニズムを理解することが重要である。気候条件は，降雨量の変動に重要であるが，実際の河川流量は，河川流域の特性を含むいくつかの他の要因に依存している。そこで，本研究では科学的な分析を用いて降雨や海表面温度（SST）の季節に基づいてインド洋と太平洋上の変化と河川の流量の変動をリンクした。本研究では熱帯インド洋と太平洋の気候条件の変動が海洋大陸の降水変動の主なドライバをされるので，川の流れに役割を立つと検討された。

キーワード：気候変動，チタルム川，IOD，エニーニョ，河川

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Assessing the Effect of Land Use Change on the Amazon Basin River Discharge

Roberto V. DA SILVA*, Yosuke YAMASHIKI and Kaoru TAKARA

* Department of Urban and Environmental Engineering, Kyoto University

Synopsis

The objective of this study is to assess the effect of land use on discharge in a sub-basin of the Amazon basin, Brazil. This sub-basin is called Humaita and has roughly 1 million km^2. The data set for this study consists of precipitation and climate variables derived from a global re-analysis with a resolution of 50 km. Discharges data were acquired from the Brazilian water resources agency (ANA). The daily data set encompasses a period of 35 years (1972 – 2006). TOPMODEL with a multi-velocity approach was chosen as a hydrological model due to its simplicity and efficiency. The methodology consists basically of: (1) model calibration against a period of six years; (2) model validation and effect of land use identification against the entire time-series. The effect of land use was analyzed using the model efficiency to simulate the discharges for each year during the period of validation and re-calibrating the model for each year. After the re-calibration, the temporal variation of the model parameters values was analyzed. It was observed variations in model parameterization and this may be associated to land use change.

Keywords: Land use, TOPMODEL, multi-velocity, the Humaita basin, the Amazon basin.

1. Introduction

Land use change has received attention from society due to its direct influence on rivers water quantity and quality. Recent studies on this theme have focused on analyzing the effect of land use change by means of distributed hydrological models application. Various land use scenarios, usually based on satellites images and future projections according to the land use evolution in the watershed, are simulated in the model. Although satellites images are a powerful tool with spacial resolutions increasing day by day, they fail to represent a satisfactory temporal resolution when compared to the temporal resolution of discharge and other model inputs. In addition, satellites images are scarce in representing of past times in some locations. Few studies have focused on analyzing the effect of land used using only the observed discharges. This fact can be explained through poor and/or scarce data and difficulties to implement experimental catchments. A hydrological model can be used in order to compare observed discharge with calculated discharges. Through this comparison is possible to find evidences about the effect of land use change.

Leopold *et al*. (1964) carried out field surveys and shown that, in general, mean velocity tends to increase slightly downstream in most rivers. According to them, the relationship between velocity and discharge usually assumes a simple power function with an exponent of 0.34 at-a-station (stream channel geometry) and the same relationship can be used downstream. In other words, as the discharges increase downstream, the velocities increase following a power law relationship with exponent of 0.34. In addition, Leopold *et al*. (1964)

pointed out that in most basins a regular factor between cumulative area and discharge is a power law relationship with exponent of 0.75.

TOPMODEL (Beven e*t al.,* 1995) is a hydrological model based on variable source area assumption. TOPMODEL framework has two components: (1) the storage component, which is represented by three reservoirs and (2) the routing component, which is derived from a distance-area function and two velocities parameters. Its main parameter is the topography index derived from a digital elevation model. This index represents the propensity of a cell or region to become saturated.

This study aims to assess the effect of land use on discharge in a sub-basin of the Amazon basin, Brazil. through the application of a TOPMODEL with a multi-velocity approach.

2. Methodology

Study areas and data series

For this study the Humaita basin was chosen (Fig. 1). This basin is a sub-basin of the Amazon basin and has roughly 1 million km^2. It is located in the southwestern part of the Amazon basin. The city of Porto Velho is inserted in this basin and it is one of the most important cities in the north of Brazil.

The topographic data were extracted 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. As the ETOPO1 delivers information in degrees, it was necessary to implement a GRASS routine to derive and adjust the information in meters. Cells areas change according to their spatial position (latitude and longitude). Taking into account this difference, the total cell area varied from 3.20 km^2 to 3.42 km^2 with an average value of 3.38 km^2. The same approach was carried out to derived corrected distances and slopes.

Meteorological data (precipitation, 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 (for precipitation, snowfall, and specific humidity) and 3-hourly (for temperature, short- wave radiation, and longwave radiation) time scales.

Potential evapotranspiration was estimated through the Priestley-Taylor radiation method (Priestley & Taylor, 1972). This method delivered good estimates of actual evapotranspiration in a small forest clearcut. 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 (Doorenbos & 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. Literature review presented on Flint & Childs (1991) work shows values of the empirical constant varying from 0.72 to 1.

As TOPMODEL is a lumped hydrological model, an areal average daily precipitation (Fig. 2) and evapotranspiration (Fig. 3) data were used. For this period (thirty five years) the mean precipitation value was 4.86 mm with a maximum value of 39.91 mm, whereas the mean evapotranspiration value was 3.74 mm with a maximum value of 4.87 mm and minimum value of 2.36 mm.

Daily discharges data, used in this study, were obtained from ANA at Humaita station. They encompass the period from 1972 to 2006 (Fig. 4). The first six years (1972 – 1977) of this time series were used for model calibration purpose and the entire time series was used for models validation purpose.

Model approach modification

In this study TOPMODEL with a multi-velocity approach was chosen as a hydrological model. The multi-velocity TOPMODEL approach consists in deriving a time-area function from a distance-area function using the following equation:

$$tc_k = \sum_{k=1}^{N} \frac{l_k}{V'_{CH} A_k^{V'_R}} \quad (1)$$

where tc_k [T] is the time of concentration of a

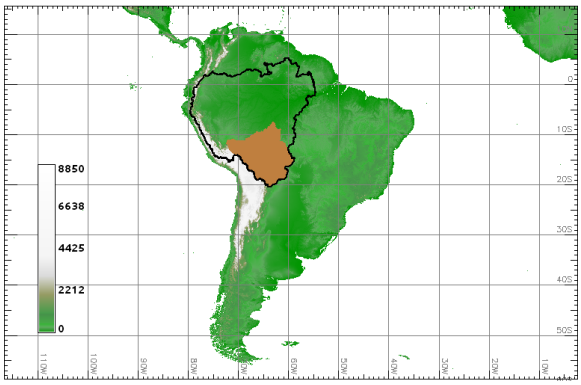


Fig. 1 Location of the Humaita basin (brown color) in the Amazon basin (black line) and South America. Topographic data from ETOPO1, elevations in meters.

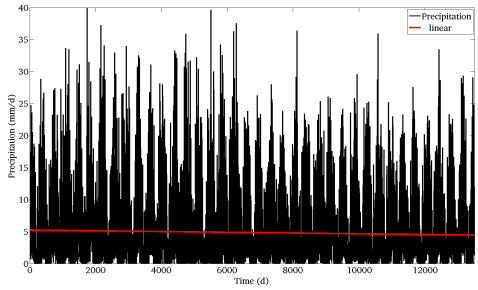


Fig. 2 Areal average precipitation time series (1972 – 2006).

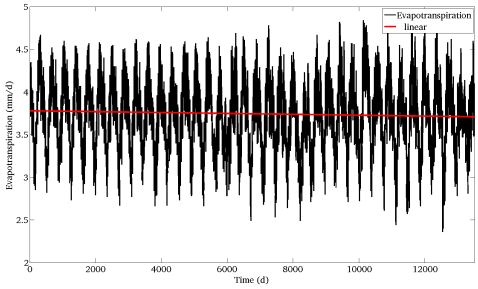


Fig. 3 Areal average evapotranspiration time series calculated with Priestley-Taylor method (1972 – 2006).

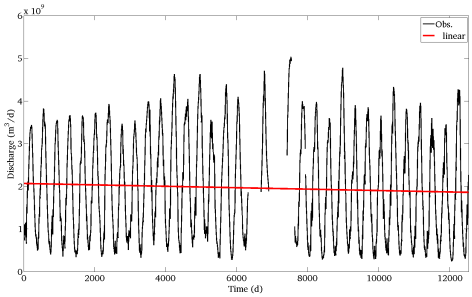


Fig. 4 Discharge time series at Humaita station (1972 – 2006).

m

determined distance-area function class k; V'_{CH} is a proportionality constant [$L^{-1}T^{-1}$]; V'_R is a power law exponent [-]; l_k is the plan flow path length from a class area k to the basin outlet; A_k [L^2] is the cumulative area of the class k and N is the total number of classes which the distance-area function is composed. As the cumulative area increases the velocity increases following a power law relationship. Eq. 1 tries to take into account the spatial variability of velocities in a basin, instead of the lumped velocity in the original TOPMODEL approach. More information about the multi-velocity approach can be found in Silva *et al*. (2010) and Silva *et al*. (2011).

Model performance

In order to evaluate the model performance, Nash coefficient (Nash & Sutcliffe, 1970) and log Nash coefficient were chosen.

$$NSE(\Theta) = 1 - \frac{\sum_{t=1}^{N} \left(o(t) - \hat{o}(t|\Theta)\right)^2}{\sum_{t=1}^{N} \left(o(t) - \bar{o}\right)^2} \qquad (2)$$

$$NSE_{\log}(\Theta) = 1 - \frac{\sum_{t=1}^{N} \left(\ln(o(t)) - \ln(\hat{o}(t|\Theta))\right)^2}{\sum_{t=1}^{N} \left(\ln(o(t)) - \ln(\bar{o})\right)^2} \qquad (3)$$

where $o(t)$ is the observed discharge at the time t, $\hat{o}(t|\Theta)$ is the calculated discharge at the time t given the parameter set Θ, $\bar{o}$ is the observed discharge average and N is the number of time steps. Thereby, the model performance (*Eff*) is determined by the product of these two coefficients, *i.e.*, by the product of the Eqs. 2 and 3. The combination of these two objective functions is an attempt to search for simulations which try to fit the observed discharge data at high and low discharges simultaneously. Missing observed discharge data were excluded from the *Eff* computation.

Land use effect evaluation

The methodology consists basically of: (1) model calibration against a period of six years; (2) model validation over thirty five years; (3) model residual trend analysis and (4) calibration for every year of the time series, varying only the saturated hydraulic transmissivity parameter (T_0) and the temporal distribution of T_0 analysis.

3. Results and discussion

In the calibration period, the model obtained a performance coefficient *Eff* of 0.80 (6 years) and in the validation period, *Eff* was equal to 0.61. Through Fig. 5 is possible to see that most observed discharges lay inside the uncertainty bounds of 90 % and inside the max/min interval. Therefore, the model was validated for the entire time series.

It was confirmed, by means of the model residuals analysis (Fig. 6), a trend in the discharges. This means that the difference between observed and calculated discharge increased along the time and it is a evidence that the discharges in the basin increased during the analyzed period due to alterations in the basin (land use) and not due to input climate data.

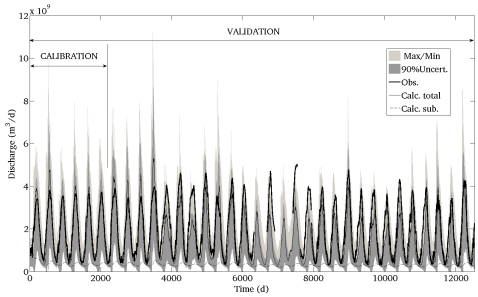


Fig. 5 Model calibration (*Eff* = 0.80), 1972 - 1977 and validation (*Eff* = 0.61), 1972 – 2006.

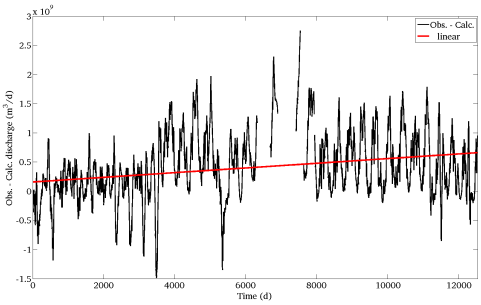


Fig. 6 Model residuals (Observed – calculated discharges) time series (1972 – 2006).

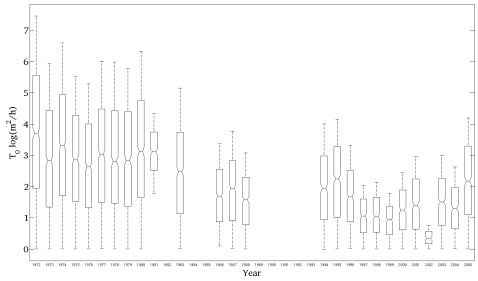


Fig. 7 Temporal frequency distribution of calibrated T_0 parameter (*Eff* ≥ 0.5) for every year (1972 – 2006).

The model was calibrated for every year in the time series and the temporal frequency distribution of parameter T_0 was analyzed for simulations with *Eff* equal or greater than 0.5 (Fig. 7). Through this analysis, it is possible to notice that there was a negative trend in T_0 values. This is in accordance to the effect of deforestation process on T_0 values.

4. Conclusions

The TOPMODEL multi-velocity approach was applied to the Humaita basin in order to assess the effect of land use change on discharges. Through the model residuals analysis was possible to state that the discharges increased due to land use change. In addition, the temporal frequency distribution of T_0 show a negative trend in T_0 values. This is consistent with the effect of deforestation. Further studies should be carried out in other basins in order to validate the methodology.

References

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

Doorenbos, J. and Pruit, W.O. (1992): Crop water requirements. Roma: FAO, 144 p.

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.

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.

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.

Leopold, L.B. et al. (1964): Fluvial processes in geomorphology. Dover Publications, INC. 522 p.

Lu, J. et al. (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.

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.

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.

Silva, R.V., Yamashiki, Y., Takara, K. (2011): Evaluating a multi-velocity hydrological parameterization in the Amazon basin. Annual Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 55, pp. 49 – 54.

アマゾン流域の河川流量の土地利用変化の影響の評価

Roberto V. da Silva*· 山敷庸亮·寶馨

* 工学研究科都市環境工学専攻

要　旨

本研究の目的は，約1000000平方キロメートルとウマイタ流域における放電の土地利用の影響を評価することです。この研究のためのデータセットが50キロの解像度を持つ世界的な再分析から派生した降水量と気候変動の変数で構成されています。放電データは，ブラジルの水資源庁（ ANA）から取得した。毎日のデータセットは，34年の期間を網羅しています。マルチ速度アプローチ　TOPMODELは，そのシンプルさと効率のために水文モデルとして選ばれた。方法論は,基本的に2つのステップで構成されています：6年,モデルの検証と全体の時系列の土地利用の識別の効果の持続期間のためのモデル校正を。土地利用の効果が検証して，再度各年のモデルを校正期間中の各年分の放電をシミュレートするモデルの効率化を用いて分析した。再校正後，モデルのパラメータ値の時間変化を解析した。これは,モデルパラメータの変化を観察されましたが，　これは利用の変化，土地に関連付けることができます。

キーワード: 土地利用，　TOPMODEL，マルチ速度，ウマイタ流域，アマゾン川流域

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Possible Scenarios for Rjecina River Catchment – on the Example of Grohovo Landslide

Maja OSTRIC*, Yosuke YAMASHIKI, Kaoru TAKARA and Tamotsu TAKAHASHI

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

Rjecina river is an example of a large torrential watercourse typical for the coastal karst zone of Croatia with its river mouth in the center of Rijeka city. The central part of the watercourse is the most unstable part of the valley, with the highest degree of geological hazard. Here, mass movements are occurring mainly at the contact of carbonate rocks with the flysch rock complex. There are historic data of few rockfalls and landslides on both slopes of the valley. A potential geohazard event could involve movement of slope deposits towards the channel of the Rjecina River. Heavy precipitation and/or earthquakes may be potential triggers of rockfalls and rockslides. So there is a possibility of massive scale landslide occurrence and consequently it can cause several scenarios. Possible scenarios would be investigated furtherly during the Croatia-Japan Joint Project. The paper shows the basic modeling approach for Scenario for Massive scale debris flow occurrence.

Keywords: landslide, debris flow, flysch, rainfall event

1. Introduction

Rjecina watercourse, in the northwestern Adriatic part of Croatia (Fig. 1a), is large torrential watercourse with its river mouth located in the center of the city of Rijeka (Fig. 1b). The central part of the watercourse, is the most unstable part of the valley. Here, mass movements are occurring mainly at the contact of carbonate rocks with the flysch rock complex. There are historic data of few rockfalls and landslides on both slopes of the valley. A potential geohazard event could involve movement of slope deposits towards the channel of the Rjecina River. Heavy precipitation and/ or earthquakes may be potential triggers of rockfalls and rockslides.

The historic data showed strong correlation of flood/ rainfall events with mass movements (rockfalls and landslides), so, there is a need for estimation of flood and other related hazards in the area (particularly landslide and debris flow hazard).

Based on the dominant active process debris flows can be subdivided into three sections: a source area, a transport area and a depositional area 7). Four environments can be identified as source areas: landslide deposits, highly fractured rocks, scree or talus deposits, and glacial deposits 6). So, there is a possibility of massive-scale debris flow occurrence as a consequence of Massive Scale Landslide Occurrence and large discharge of Rjecina River. Debris Flow hazard will be defined by: Observation of surface and sub-surface flow during the flood events; Development of numerical modeling for Debris Flow and Mass-scale landslide and Development of Early-warning system for the whole Rjecina river Basin.



Fig.1a. Location map of Rjecina river

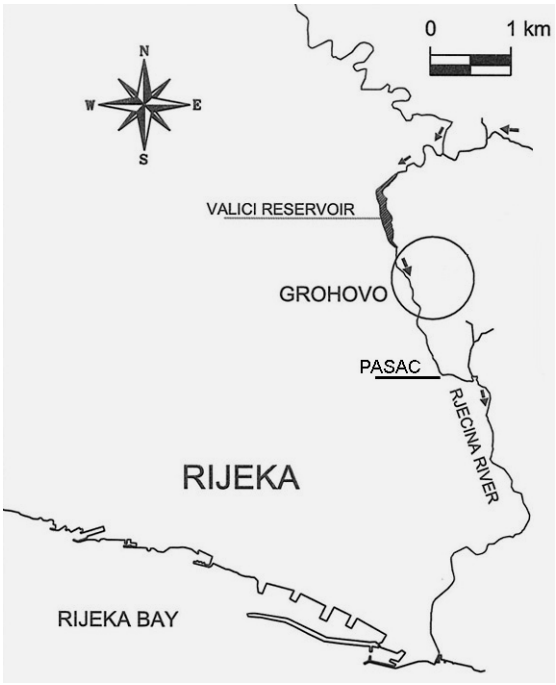


Fig.1b. Location map of Rjecina and Grohovo landslide

Rjecina river Basin and Landslide Grohovo will be investigated as one of pilot areas in Croatia-Japan Joint Project "Risk identification and land-use planning for disaster mitigation of landslides and floods in Croatia". The project should result in defining hazards for pilot areas.

Possible scenarios are defined (Table 1) and would be investigated furtherly during the Project. This paper shows the basic modeling approach for Scenario 1 (Scenario for Massive scale debris flow occurrence).

Table 1 Possible scenarios for Rjecina River and Grohovo Landslide

OCCURRENCE OF MASSIVE SCALE LANDSLIDE		
YES (There is Massive Scale Landslide Occurrence)		
Rjecina River Discharge	Large	Massive-scale debris flow occurrence
	Small	Formation of natural dam and dam break
NO (There is No Massive Scale Landslide Occurrence)		
Surface flow	Large	Threshold for occurrence of surface landslide
	Small	Determination of threshold for the occurrence of surface flow

2. Description of study area

Mean annual precipitation (MAP) depends largely on morphological characteristics of the area. In the mountainous areas MAP is up to 3500 mm, while closer to coastal part of wider area of Rijeka it decreases to 1750 mm. MAP for the station Rijeka (located in the most downstream part of Rjecina river) is 1534 mm. Significant very intensive but short-term rainfall events has the major influence on water discharge for surface, as well as for groundwater's.

The wet season lasts from September to January, with dry season from May to August. The whole area is occasionally subject to very intense rainstorms, which can cause serious damage by flash floods and mass movements. Daily precipitations of 100 mm and more are relatively

frequent in the area. Due to that, the surface flows of the study area have torrential characteristics. Characteristics and morphogenesis of Rjecina River are described in the following text.

2.1. Characteristics of the Rjecina river and the flood control problem

The Rjecina river is an example of a large torrential watercourse typical for the coastal karst zone of Croatia. It is a typical karstic river originating from a strong karstic spring located at the foot of Gorski Kotar Mountains. Majority of Rjecina river discharge are coming from the strong karst spring occurring at 325 m above sea level. The watercourse is 18.63 km long and has the direct (orographic) catchment area of app. 76 km2 , but the catchment area of all sources that nourish Rjecina and its tributaries is much larger, app. 400 km2.

Part of the water balance from the Rjecina spring is used for water supply of Rijeka, while part of the water from the Valici reservoir is used for electric power production in the hydroelectric power plant of Rijeka. The annual average flow of the Rjecina spring is 7.8 m3s-1 with maximal flow rates ranging from 0 to over 100 m3s-1 1). This regular annual drought periods are usually occurring during summer and are lasting from 1 to 4 months.

The Rjecina has a few tributaries, the most important being the Susica River. Susica River is a left bank tributary with an annual average flow of 0.72 m3s-1. Although dry for most of the year, the maximal flow of the Susica can reach 43.8 m3s-1.

The longitudinal slope of the watercourse varies from 1.0% in the upper part, 3.0% in the central part, to minimum 0,36% in the lower part. Rjecina riverbed from the Valici reservoir to Pasac bridge belongs to central part of the river valley. From Pasac bridge to center of Rijeka it flows through the canyon. Due to the geological composition and morphology, the central part is the most unstable part of the valley.

The discharge varies greatly during the year, from the minimum of 0 m3/s in the profile directly below the spring (during summer months for about 30 days up to 3 months) to the maximum ever recorded 439 m3/s at the river mouth profile (calculated on the basis of observations during the disastrous flood on September 19, 1898).

After the great floods in late 19th century, the river mouth was displaced and corresponding regulation works were carried out. The lowest downstream part of the river and its river mouth were displaced after the great flood in 1852 5). After the catastrophic flood in 1898. extensive channel regulation was performed in the upper central part of Rjecina watercourse. The majority of regulation works were done to reduce flood effects, consisting of transversal structures (water steps) in order to prevent deepening of the channel and formation of landslides.

For hydropower purposes, the hydropower plant Rijeka was constructed in 1968, which uses water from the Valici reservoir (useful capacity 0.7 million m3) located in the middle part of the valley.

To show the changes in water regime of Rjecina river after the reservoir (dam) construction, discharge for the Grohovo profile (downstream from the dam) before (up to 1967) and after (starting from 1969) the construction of the dam are shown on the Fig. 2.

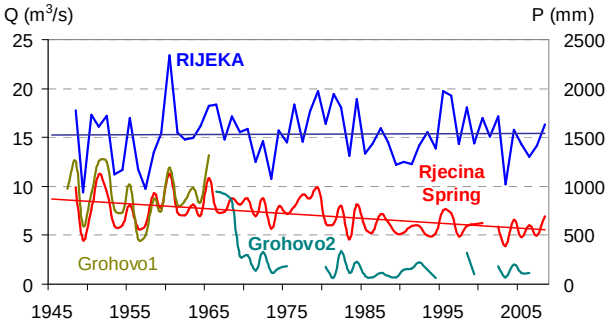


Fig. 2. Changes in the water regime before and after the construction of dam in 1968. Mean annual flow (m3/s) is shown for two profiles (Rjecina Spring and Grohovo) and MAP for Rijeka station (mm), for the period 1947-2007.

2.2. Morphogenesis of the Rjecina valley/ Geological composition and slope morphogenesis

Rjecina River extends through two distinctive geomorphological units. The upstream and central part of the river valley is relatively narrow and formed in flysch and limestone. Cretaceous and Paleogene limestone rocks are situated on the top of the slopes, while Paleogene flysch forms the lower parts, including the bottom of the valley. The

downstream part of the watercourse flows through deep canyon cut into the Cretaceous and Paleogene carbonate rocks 2).

Limestone rock mass is faulted and extensively fractured which enabled separation of mega-blocks, disintegration of the rock mass and the accumulation of talus at the foot of the mega-blocks. Unlike the limestones, the flysch rock mass is more prone to weathering, particularly silts, marl and shales which are predominant in the flysch. Thus, a clayey weathering zone formed in the flysch bedrock. In time, coarse-grained fragments originating from talus were mixed with clay from the flysch weathered zone and slope deposits several meters thick were formed. Such a sequence of the morphogenetic events caused potentially unstable slope formations.

The complex landslide origin is preconditioned by geological structure and morphogenesis of the Rjecina River valley. Rjecina River valley is geomorphologically younger compared to other nearby valleys formed in flysch. Due to such geological and morphological conditions, both slopes in Rjecina river valley between Valici reservoir and Pasac are at the edge of stable equilibrium state. Historic records of landsliding during 19th and 20th century are giving proof for this.

3. Landslide description

The investigated landslide is situated at the northeastern slope of Rjecina river valley (Fig. 1). Slopes in Rjecina valley between Valici dam and Pasac are at the edge of stable equilibrium state, so several greater landslides were recorded during 19th and 20th century (the larges one after the big flood in 1898). The investigated landslide area is not a recent phenomenon, either. Initial slide body moved several times with the most recent larger displacement observed on December 5, 1996 and the very next day Rjecina riverbed was almost entirely partitioned off. After the initial landslide shift, there was a retrogressive advance from toe to head, as well as formation of the smaller landslides. At the end of the process, isolated rocky blocks were moved, and rocky scarps fractures on the slope head opened.

The field investigations indicated a complex landslide and evidence of many individual movements could be distinguished. Thirteen separate slide bodies have been identified.. Monitoring indicated that the magnitude of displacements was very different in time and space. The maximum movements were recorded on the upper part of the slope. The limestone mega-block and separated rocky blocks on top of the slope have also moved, which is not a typical phenomenon of the flysch slopes in the area of Rijeka 3).

Estimated dimensions and geometry of this instability are 4):

- total length: L = 425 m;
- width of the displaced mass: Wd = 200 m;
- depth of the displaced mass: Dd = 6-20 m;

4. Historical Rainfall Events And Landslide Occurrence

Slope failures can be triggered by a single event, such as an earthquake; rainstorm or prolonged rainfall period and a snowmelt. Depending on meteorological and physiographical conditions, individual rainfall event can cause slope failures in areas of limited extent or in large regions.

Historic data for the area of Rijeka, record more flood events and some of them with catastrophic damages. The occurrence of floods in the historic records are closely related to occurence of rockfalls and landslides in the study area. In 1870. part of the hill under the village Gohovo collapsed and coused damages to many houses and water steps. In 1885 after the long rainy period, Grohovo landslide was reactivated and moved the slope of 500 m length and 80 m height, causing severe damage by destroying the entire village. The landslide was reactivated several times in the next fifteen years. The biggest movement happened in November 1898. when the major part of the slope moved toward the Rjecina river. This landsliding happened after the disastrous flood in October 1898. This flood was caused by heavy rain on 19th October 1898 when 222 mm of rain during 3.5 hours formed a catastrophic flood wave with the estimated flow of 439 m3s-1, that is, more than 100-year return period high water for the Rjecina River.

The most recent larger displacement of Grohovo

landslide was observed on December 5, 1996. The landslide was triggered by longer rainy period that lasted for few months. In the period, the regional mean annual precipitation (MAP) was 1929 mm, 26 % higher than the average MAP for the period between 1948 and 2009.

The autumn and early winter of 1996. were particularly wet in the Rijeka Region. Long rainy period resulted in a cumulative rainfall in the period from October to December exceeding 900 mm which is app. 75 % higher compered to the average cumulative rainfall (519 mm) calculated for the same period (Oct- Dec) in the period between 1948 and 2009.

Figure 3. shows the cumulative rainfall measured at the Rijeka rain gauge in October, November, and December, 1996. In the considered period, the monthly rainfall was from 94% (October) to 64 % (November) higher than the average monthly values in the period form 1948 to 2009 (red lines in Fig 3).

Analysis of the available historical record indicates that monthly rainfall at the Rijeka rain gauge exceeded 200 mm more then 20 times in the period from September to December, with a maximum monthly value of 526,7 mm in October 1998 (Fig 4).

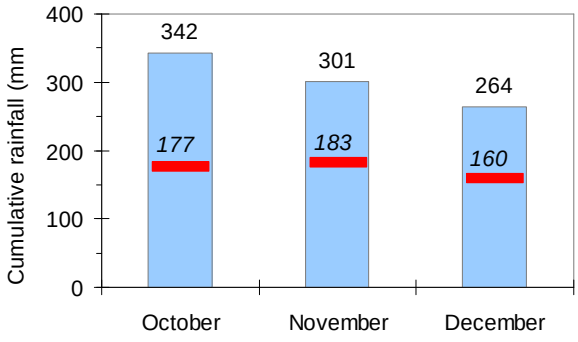


Fig. 3. Bars show cumulative rainfall at the Rijeka rain gauge for October, November, and December 1996. Red lines and italic numbers show long-term (1948–2009) monthly averages.

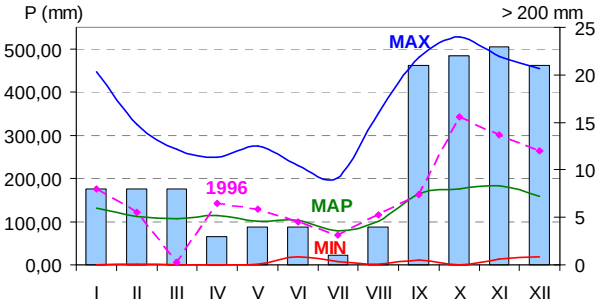


Fig. 4. Bars show number of events when monthly rainfall exceeds 200 mm. Lines showing mean annual precipitation (MAP), minimum annual precipitation (MIN) and maximum annual precipitation (MAX) for the period 1948–2009. Violet line shows annual flow for 1996.

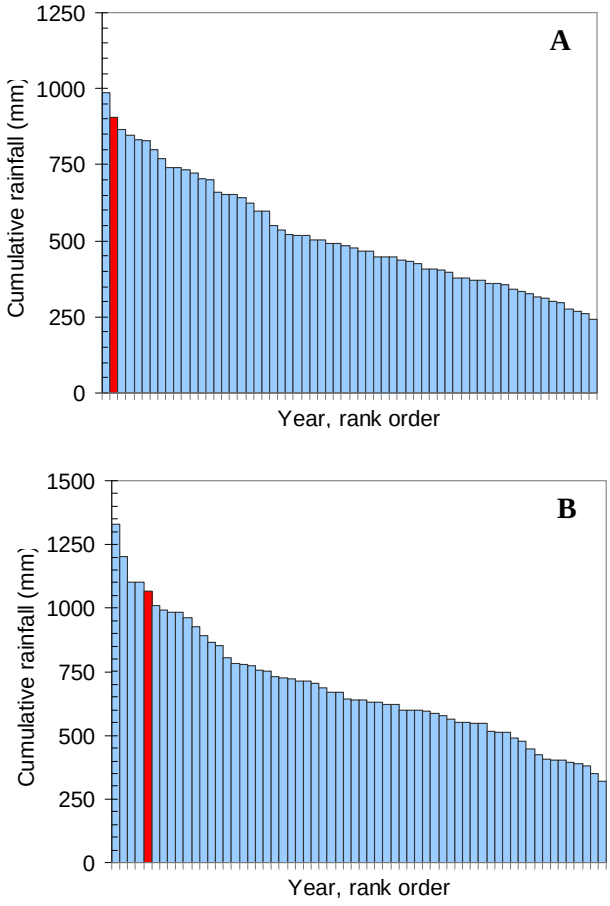


Fig. 5. Blue bars show cumulative rainfall for the Rijeka rain gauge, for the 3-month period from October to December (A), and for the 4-month period from September to December (B), in the period between 1948 and 2009. Bars arranged from high (left) to low (right) values of cumulative yearly rainfall. Red bars show cumulative rainfall for the same 3-month and 4-month periods in 1996.

However, analysis of the cumulative rainfall for the 3- month period from October to December (Fig. 5a) indicates that only once (in 2000, 986 mm) the cumulative rainfall for the 3-month period from October to December exceeded the cumulative value measured in 1996 (907 mm), and four times (in 1960, 1328 mm; in 1976, 1202 mm; in 1993 1103 mm; and in 2000, 1101,3 mm) the cumulative precipitation for the 4-month period from September to December (Fig. 5b) exceeded the rainfall measured in 1996 (1069 mm).

Analysis of the historical daily-rainfall record further indicates that high intensity rainfall is not uncommon in the Rijeka area. At the Rijeka rain gauge, in the 13-year period from 1993 to 2006, daily rainfall exceeded 50 mm 83 times, and 6 times 100 mm. In the 1996. eight daily rainfall exceeded 50 mm for 8 times, of these five were during October and November

5. Conclusions

Maximal annual flow for Rjecina spring is 7.76 m3/s and maximal flow ever recorded in Rjecina was 438 m3/s (100 g RP). Valici reservoir cannot accept maximal high waters. In the lower, downstream part, Rjecina flows through narrow canyon. Due to that there is a considerable flood risk for Rijeka city. The historic data showed strong correlations of flood/ rainfall events with mass movements (rockfalls and landslides), so, there is a need for estimation of flood and other related hazards in the area (particularly landslide and debris flow hazard).

A potential geohazard event could involve movement of slope deposits towards the channel of the Rjecina River and this could cause two secondary effects: damming of the Rjecina River leading to the formation of landslide-dammed lakes; as well as formation of a flooding wave due to destruction of the natural landslide dams, and consequent flooding of the lower central area of Rijeka city 4).

In torrential watercourses such as Rjecina, floods are not unusual. Large variations of discharge, short flood wave propagation time, high sediment transport and the narrow corridor available for evacuation of flood waves require a specific approach to flood control problems.

Flood protection founded on the conventional principles - regulation of the river channel and construction of protective facilities does not provide full and permanent protection from floods, and the application of the recent achievements in flood control is justified. One of such methods is the numerical modeling of flood wave propagation, which enables the water management professionals to examine various possible flood scenarios and varying of different parameters directly affecting the occurrence of floods, and to select the optimum solutions for the protection of the city of Rijeka. The city of Rijeka is located 5 km downstream of the Rjecina river and hence there is a considerable risk of flood should the river be temporarily dammed as a result of further mass movement.

References

1) Karleusa, B., Ostric, M. & Rubinic, J., Water Management Elements in Regional Planning in Karst, Rjecina Catchment Area – Case Study. In: Zbornik radova: Voda u krsu slivova Cetine, Neretve i Trebisnjice (in Croatian), University of Mostar, pp. 85-94, 2003.

2) Benac, C., Jurak, V. & Ostric, M., Qualitative assessment of geohazard in Rjecina Valley, Croati,. Geophysical Research Abstract, Vol. 7, pp. 1-6, 2005.

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

4) Benac, C., Jurak, V. & Ostric, M.: 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), The Geological Society of London, 2006

5) Karleuša, B., Magaš, O., Rubinić ,J. & Palinić N, Rjecina River Basin Restoration (Croatia), Proc of International Symposium on Water Management and Hydraulic Engineering, 2009

6) Guzzetti, F. and Cardinali, M. (1991), Debris-flow phenomena in the Central Apennines of Italy, Terra Nova, 3: 619–627, 1991

7) Tamotsu Takahashi, Debris Flows – Mechanics, Prediction and Countermeasures, Taylor & Francis, 2007

リエチナ川流域の洪水危険性に関するシナリオ考察–グロホボ地滑りの影響を評価して

Maja OSTRIC*・ 山敷庸亮・ 寶 馨・ 高橋 保

*京都大学大学院工学研究科

要 旨

リエカ市に河口をもつリエチナ川はクロアチアの典型的な海岸カルスト地域を流れ，急流な河道をもつ代表的な河川である。河道の流域中央部は渓谷の最も不安定な箇所で地滑り災害の危険性が高い。ここでの岩盤移動は主に炭酸塩岩とフリッシュ岩の接触によっておこる。この渓谷の両岸斜面では落石と地滑りの発生が記録されている。これらを考慮するとリエチナ川の河道が落石や地滑りにより閉塞され，洪水イベントが発生する可能性がある。強い降水や地震の発生などは落石や岩石滑りの引き金となり天然ダム崩壊などによる土石流発生の可能性がある。本論文では甚大な規模の斜面崩壊やそれに関る土石流が発生したシナリオおよびモデル構築に関する基本的なアプローチを示す。

キーワード：地滑り，土石流，フリッシュ岩，降雨イベント

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

A Study on Mechanism of the Limestone Debris Flow and its Flow Characteristics

Mohd Remy Rozainy M. A. Z*, Yosuke YAMASHIKI, Taku MATSUMOTO, Tamotsu TAKAHASHI and Kaoru TAKARA

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

The steep-slope debris flow experimental channel was employed. It is important to investigate the characteristics of larger particles movement in debris flow as it can cause major damages and casualties. This research demonstrates the debris flow development mechanism between two different particle sizes. Two different sizes of particles were 10mm and 2.5mm. This study involves one slope angle which is 25º. A constant discharge (3.0l/s) was supplied for the duration of 7 seconds. The particle movement was visually analyzed by using high speed video camera (HSVC) to capture the movement characteristics of the individual particle grain. A numerical model entitled as the Hydro-Debris 2D Model (HD2DM) was developed based on the Lagrangian sediment particle tracing numerical experiment. The HSVC results tracing each particle movement were compared with the HD2DM simulations. Analyses using the HSVC fully demonstrated the mechanism of the debris flow. Velocities in upper layers are faster than in lower layers and the larger particles move ahead. Similar characteristics can be observed in the numerical simulation using HD2DM.

Keywords: debris flow, high speed video camera (HSVC), lagrangian, hydro-debris 2d model (HD2DM)

1. Introduction

In the recent decade, several debris flow events occurred and caused hundreds of deaths, missing or injury and damaged many facilities. To prevent and mitigate disaster effectively, it is necessary to understand the initiation mechanism of debris flow. In previous study, there seems scare to define the debris flow initiation from engineering mechanism point of view. It is necessary to discuss further into causes, dominant factors and mechanism of debris flow.

Many researchers have their ways to give the definition of the debris flow. Even though the definitions may not the same from one researcher to others and it completely depend on the various characteristics. Debris flows are flows of mixture of soil, rocks and water. These flows are commonly initiated by landslides, bank failure or hills lope failures related to high rainfall and/or large runoff (Jan, 1997). Debris flows include many events such as debris slides, debris torrents, debris floods, mudflows, mudslides, mudspates, hyperconcentrated flow and lahar (Johnson, 1984). Interaction of solid and fluid forces not only distinguishes debris flow physically but also gives them unique destructive power. Because of their high velocities in the order of several meters

per second, they are the most dangerous type of mass movements and cause significant economic loses as well as casualties (Martinez et al., 1995). Debris flow mainly dealt with laboratory simulations (Bagnold, 1954; Van Steijn and Coutard, 1989), modeling trigger and movement mechanisms (Takahashi, 1981 and Takahashi et al., 1992), deposits (Innes, 1985; Strunk, 1991) and case studies of extreme events that caused damage or casualties (Villi and Dal Pra, 2002; Lin and Jeng, 2000). Previous studies have also used video analysis to investigate debris flows (Adam et al., 2008; Inaba et al., 1997; Arattano and Grattoni, 2000; Ikeda and Hara, 2003; Inaba and Itakura 2003; Lavigne et al., 2003; Tecca et al., 2003; Zhang and Chen, 2003).

The assessment of the debris flow hazard potential has to rely on semi-quantitative methods. Due to the complicity of the debris flow process, numerical simulation models of debris flow are still limited with regard to practical applications. This paper starts with the presentation of the description of the model which includes material used, data collections and numerical simulation (HD2DM). This study employs the preliminary numerical method as known as HD2DM to simulate the debris routing mechanism. Comparison results of the experimental model and HD2DM will be discussed and finally conclusions of the particle grains deposition pattern had been made.

2. Description of the model

In order to understand the characteristics of debris flow routing mechanism and the deposition behavior, it is necessary to set up a debris flow experimental physical model. Experimental setup of the debris flow physical model was carried out at the Ujigawa Open Laboratory, Kyoto University. This laboratory provided complete facilities to operate our study in good condition.

The model consists of three main parts which are rectangular flume, deposition board and water intake tank. Details of each component will be discussed in next section. Fig.1 shows the debris flow experimental model.

3. Experimental procedure

Three cases of laboratory experiments are conducted in these studies which are 15°, 20° and 25° slope angles. Experiments were conducted separately but the water discharge was set as same for each case. In this paper, authors only discussed about one slope case which is 25°. To make sure the results were consistent; materials between small and big particles were well mixed up by using special equipments. For each case, at least three time of experiment had been made to understand the limestone particle distribution and movements.



Fig. 1 The debris flow experimental model

After a flume and board were set to the prescribed slopes, a constant discharge was supplied from the upstream end of the channel through an electromagnetic valve (gate). A constant discharge (3.0l/s) is supplied within 7s. During water supply, high speed video camera (HSVC) will recorded the image of particle routing. The HSVC has been placed under the rectangular flume to capture the movement characteristic of the individual particle grain. The HSVC can capture a video footage during short intervals time (0-9s).

Moreover, two video cameras were set at different locations to record continuous and simultaneous of debris flow deposition process. Video had been recorded during experiments. This important procedure should be made for further understanding. Video will be referred during post analysis. The formation of debris flow deposition process can be more understandable by repeating looked at the debris flow movement characteristics.

3.1 Materials

Two different sizes of materials are used. Each material can be easily differentiated by looked at the size. The materials mean sizes were 10mm and 2.5mm respectively. The materials had been used have a same unit weight which are 2.7gcm^{-3}. For single run the total weight of each material is 10kg. Distance of free surface flow appeared 3.5m from the downstream end (deposition board); the part of the bed upstream from this point was unsaturated. The materials lay on the bottom of the channel with a thickness of 10cm. The boundary between small and big materials was assumed to be 0.3mm.

3.2 Flow

To make sure this experiment is conducted with a constant and accurate flow. The author has carried out a flow test by using flow discharge measurement tools. This equipment include two parts which are electrostatic level gauge (model: CWT-100) and it is connected to data logger (model: GL200A). The electrostatic level gauge contain actuator rod which is highly stable water level meter and it is located in the water storage tank.

The discharge data have been collected by data logger will be analyzed by using personal computer. The concept behind this equipment is to calculate a water level between two points. Water heights were obtain before and after water had been supplied during experiment. Fig.2 shows the schematic diagram of the discharge measurement tools.

In order to obtain the standard of flow discharge used for the experiment, six cases of gate height were choose which are 13mm, 14mm, 15mm, 16mm, 17mm and 18mm. Each case is repeated for three to six time. Fig.3 shows the flow test data. As seen from the result, we can conclude that the equipment was run in a good condition and it gives a consistent result. Therefore flow discharge from this test can be used for my study. For the purpose of debris flow experimental study, 16mm height has been selected. This height will produce 3l/s flow discharge.

Gate control is one of the important things to consider since it influent flow discharge. For that reason, automatic gate controller has been used to obtain an accurate result. The automatic gate controller is combination of two equipments which are electric actuator rod (model: RCP2W-RA6C) and controller (model: PCON-C-56PI-NP-2-O). Power supply (model: PS-241) had connected to the controller and from controller it connected to the personal computer. To get height of the gate as what we want, we have to insert the value via controller.

3.3 HSVC and camera setting

To obtain a very clear and quality image of fast moving particle, a HSVC was used. The model of HSVC is Kato Koken High Speed KIII. The dimension of this camera is 160mm x 104mm x 82mm. The system design for this camera is scaleable and network-compatible with standard and/or notebook PCs. Recording time is up to 9s at full resolution. Longer record times with variable resolution and frame rates. Photographing possibility of high resolution 2,900,000 pixel with maximum of 100,000 scene/photographing speed per second. The

shortest exposure time (shutter speed) is 1 millimicrons/sec. This HSVC was compact design which superior in cost performance and can be used for long haul high-speed photographing in 6 hours consecutively with hard disk built-in. Capture device for this camera is 13.568mm x 13.68mm CMOS (complementary metal-oxide semiconductor). Fig.4 shows the image of HSVC has been used in this study. Four groups of time frame were carried out to understand the particle characteristics mechanism. The groups are (a) initial, no liquid-phase flow (b) starting with liquid-phase flow (c) intermediate, 2s and (d) last, 4s.

(a)



(b)



Fig. 4: The HSVC (a) front view (b) back view

To achieve superior performance for fantastic Full HD video and stills, JVC Everio Model GZ-HM570 is used. Two sets of camcorder with ability of 24Mbps high bit rate recording. The advantages of this model are advanced image stabilizer and it can be zooming until 40 times. It is useful especially during post deposition analysis. We can get clear view and accurate shape and height of the deposition. This camera is very important to observe the changes of particles and depositions shape happen during experimental study. These two cameras are located near the deposition board.

4. Data collection

In this study, the data collection can be separate to three parts which are particles routing movements, observation of the material depositions and sampling of the materials. Fig.5 shows the summarized of the steps taken during data collection.

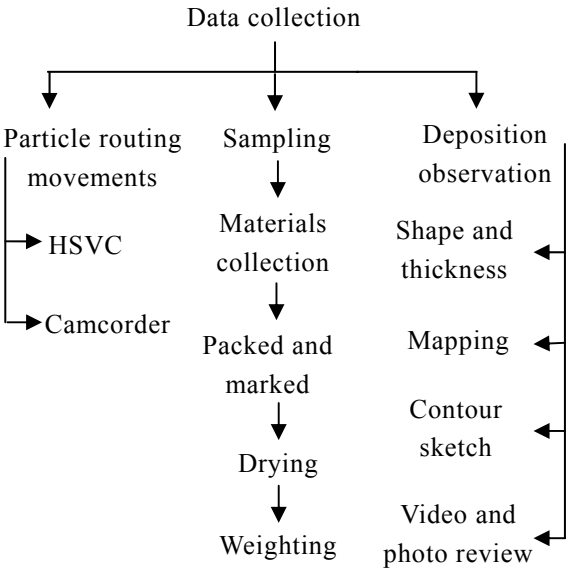


Fig. 5: Steps taken during data collections

4.1 Particle routing movements

In order to investigate the debris flow characteristics routing mechanism, HSVC was used to capture the image. By looking throughout the image movements between big and small particles, the development mechanism of debris flow can be more understand. The images of particle tracing were captured between 0.015s. The distance of particle movements were identified. By knowing the distance of each particle distribution, the velocity of each particle can be calculated.

4.2 Sampling

The objective of the sampling processes is to get the percentage of materials at different node at different height. This process involved four steps. First step was materials collection at certain node that been identified. This method was done by using special equipment made by the author. After that, materials at different height had been packed and marked. Then each packed had to be dried at 105°C for 24 hours. The last step just after drying process was by take a weight of each sample.

4.3 Deposition observation

The objectives of this method are to understand the particle characteristics, particle distribution and the physical data of the deposition materials. Observation of the

deposition processes included (1) measuring deposit shape and thickness distribution, (2) mapping surface structure, (3) deposition contour sketch and (4) reviewing video and still photographs of the stages of the debris deposition formation. These four processes had to be done and repeated more than once time to get the accurate results.

5. HD2DM

The principal aim of a vertical two-dimensional numerical model development is for estimating the particle tracing and mechanism of 10mm and 2.5mm debris. The model development in this study is based on a model developed by Yamashiki et al. (1997). The particle tracing movement can be visually analyzed by using HSVC. A numerical model was developed using the Marker and Cell Method, which involves a SGS (Subgrid-Scale) model and the PSI-Cell (Particle Source in Cell) Method. The transportation processes of debris and air bubble were simulated in Lagrangian form by introducing air bubble and debris markers. Air bubble movement characteristics were simulated by this numerical model.

The systems of governing equations are the grid-filtered time-dependent three-dimensional compressible (with low Mach number) mixed flow Navier-Stokes, liquid phase continuity equations. SGS model for only liquid phase is introduced. The effect of Lagrangian sediment particle into liquid phase is being considered using PSI-CELL method.

Continuity equation for water

$$\frac{\partial}{\partial t} f_L \rho + \frac{\partial}{\partial x_j} f_L \rho \overline{u_j} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{D(f_L \rho \overline{u_i})}{Dt} = \frac{\partial}{\partial x_j}(1+f_a+2.5f_S)\mu\left(\frac{\partial \overline{u_i}}{\partial x_j}+\frac{\partial \overline{u_j}}{\partial x_i}-\frac{2}{3}\frac{\partial \overline{u_k}}{\partial x_k}\delta_{ij}\right)$$

$$-\frac{\partial \overline{P}}{\partial x_i}+f_L\rho g_i-\nabla\left\{f_L\rho(R_{ij}+L_{ij}+C_{ij})\right\}+S_{pi} \quad (2)$$

Reynolds term

$$R_{ij}=-2KS_{ij}, S_{ij}=\frac{1}{2}\left(\frac{\partial \overline{u_i}}{\partial x_j}+\frac{\partial \overline{u_j}}{\partial x_i}\right), K=(C_S\Delta)^2\left[2S_{ij}S_{ij}\right]^{1/2} \quad (3)$$

$$\Delta^2 = (\Delta x^2 + \Delta y^2 + \Delta z^2)/3 \quad (4)$$

Leonards term

$$L_{ij}=-\frac{\Delta_k^2\partial^2(\overline{u_i}\overline{u_j})}{24\partial x_k\partial x_k}, C_{ij}=-\frac{\Delta_k^2\overline{u_i}\partial^2(\overline{u_j})}{24\partial x_k\partial x_k}-\frac{\Delta_k^2\overline{u_j}\partial^2(\overline{u_i})}{24\partial x_k\partial x_k} \quad (5)$$

$$S_{pi} = -\frac{\partial \overline{M_{pi}}}{\partial t}, \overline{M_{pi}} = V^{-1}\left(\sum_{k=0}^{k=NS} m_{pk}\, u_{pik}\right) \quad (6)$$

in which f_L, f_g, f_s are volumetric ratio of Liquid (water), gas (air) and solid (sediment) phases, respectively, $i,j,k=1,2,3,$、 u_i velocity component of water in I direction, ρ: water density, p: water pressure, g : gravity force (when i=3) , R_{ij}, C_{ij}, L_{ij} are Reynolds, Cross , Leonards terms, respectively, determined by Kano et al., (1985) Cs : Smagolinsky (1963) coefficient, μ : is water viscosity, $\Delta x, \Delta y, \Delta y$ grid spacing for each direction V: Cell volume, S_{pi} is negative production term for flow field by particle movement, m_{pk} specific mass of particle K, u_{pik} : i direction velocity component of particle k. In which C_D: drag coefficient $\vec{u}_p$ velocity vector of sediment particle (for each diameter), $\vec{u}_f$: water phase velocity vector $\vec{u}_r = \vec{u}_p - \vec{u}_f$ A_2 =p/4 , A_3=p/6 , d : diameter of the sediment C_M: virtual mass coefficient (=0.5), s :density of sediment particle, rho: water density. ε : shading coefficient determined only when sediment is in the bed and shaded by other sediment, μ_f friction coefficient.

Lagrangean sediment transport equation

$$\rho\left(\frac{\sigma}{\rho}+C_M\right)A_3d^3\frac{d\vec{u}_p}{dt}$$

$$=-\frac{1}{2}C_D\rho|\vec{u}_r|\vec{u}_rA_2d^2+\rho(1+C_M)A_3d^3\frac{d\vec{u}_f}{dt}$$

$$+\rho\left(\frac{\sigma}{\rho}-1\right)A_3d^3(g_i-\mu_fg_j) \quad (7)$$

$$C_D = 0.4 + \frac{24}{R_e}; R_e = \frac{|u - u_p|d}{v} \quad (8)$$

Lagrangian air bubble transport equation

$$\rho\beta A_3 a^3 \frac{d\vec{u}_a}{dt} = -\frac{1}{2} C_{Da}\rho|\vec{u}_{ra}|\vec{u}_{ra}A_2 a^2 + \rho\beta A_3 a^3 \frac{D\vec{u}_f}{Dt} - \rho g A_3 a^3 \quad (9)$$

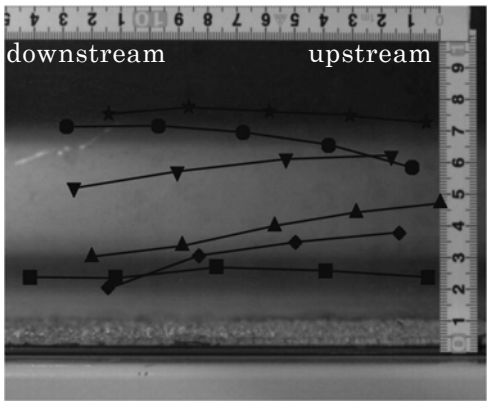
CD: friction coefficient,: sediment velocity vector, : water velocity vector, : water velocity vector =σ/4, A3= σ/6 and d: Particle grain size, CM: Hypothetical mass coefficient (=0.5),: density of sediment, ρ: density of water, μf: static friction coefficient only when the particle is in the river bed. This term was determined according to Nakagawa's et al. For the simulation of successive saltation movement we followed Gotoh's method. Where is virtual mass given as 0.5, ρ is water density, is air bubble diameter, CDa: Friction coeffician of air bubble given as 2.6.

6. Results and discussions

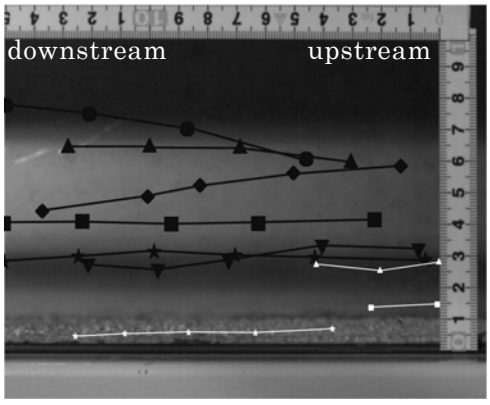
In this section the authors only present results and discussions for the 25º slope angle case study. Particle routing movements for the 25º slope angle case can be visualized by four cases. The first case is initial, no liquid-phase flow case. Fig.6a shows the captured image for this case. Four different shapes were employed to represent the particle path line. In this case no small particle images were captured. This means, big particles move faster rather than small particles. The longest distance of movement for big particles (circle shape) is 14.09cm and the shortest (diamond shape) is 5.74cm. The average velocity for this case is 0.19cm/ms. Suwa (1988) claim that the cause of the convergence of large particles at the front of a debris flow is caused by their faster longitudinal velocities than the surrounding small particles, a vertical particle-segregation concept is adopted here to explain the convergence of large particles at the front. Takahashi (1980) verified this theory in previous flume experiments study. The velocity varies from zero at the bottom to a high value in upper layer, and the mean velocity is somewhere in between the bottom and surface values, if grain sorting arises in the following layer and coarser particles are transferred to the upper part, those particle would be transported faster than the mean propagating velocity of the debris flow front.

Small particle images can be seen starting with liquid-phase flow. A group of white lines concentrated near the bottom while the black lines are at the upper part. It shows that big particles move upward and in contrast for small particles. The average velocities of big particles are faster than the small ones. The velocity is 2cm/ms faster. Fig.6b shows particle tracing captured by HSVC for starting with liquid-phase flow. Same phenomenon happens for intermediate (2s) case. Big particles move upward and faster than small particles. The average velocity of the big particles is 4cm/ms faster than the small particles. From this captured image, we can understand the characteristics of particle movements between particles of different sizes.

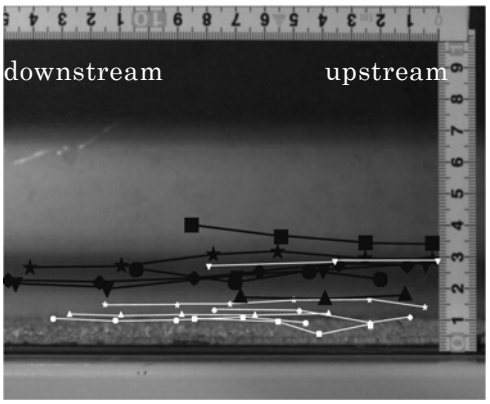
(a)



(b)



(c)



(d)

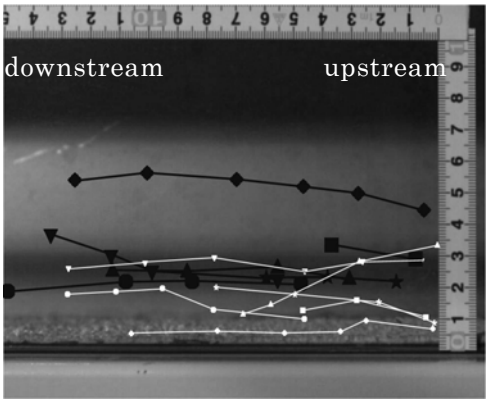
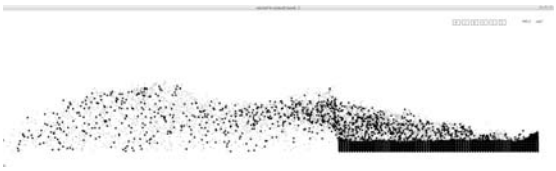


Fig. 6: Particle tracing captured by HSVC (a) initial, no liquid-phase flow (b) starting with liquid-phase flow (c) intermediate, 2s (d) last, 4s

For the last (4s) case, the average velocities of big and small particle are 0.15cm/ms and 0.13cm/ms respectively. The difference in velocity is 2cm/ms between the two particle sizes. In Fig.6d we can see that the longest travel distance for small particles is 12cm and the shortest travel distance is 1.82cm. As a result we can declare that similar phenomenons occur for big and small particle routing movements for each case of the 25º slope angle case. Further investigations could be done to further the debris flow particle routing mechanism.

Preliminary results of HD2DM had been made. By referred at the HD2DM results, tracing of 10mm and 2.5mm particles can be seen. Bigger particles flow at the upper part, while smaller particles attach near to the bottom. These phenomenons happen at the same as what we observed in the experimental study.



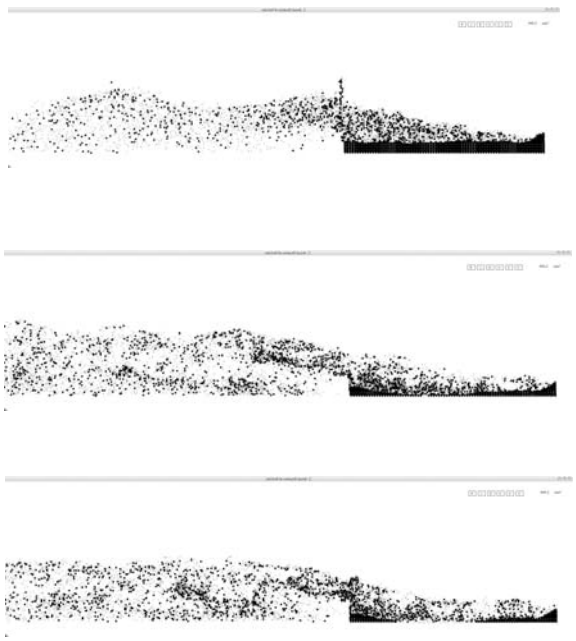


Fig. 7: Example results produced by HD2DM

The deposition formation observation had been done at three runs which were Run no. 1, Run no. 2 and Run no. 3. Fig. 8a to 8c shows three runs of material deposition formation of 25°. Fig.8a shows the highest deposition contour was 3cm and it is located at G6 and Row I-J and Column 6-8. The length of deposition trajectory is 130cm (Row N). Run no. 2 deposition pattern is showed in Fig.8b. The highest of deposition contour is located at G6, G8 and Row I-J and Column 6-8. The contour pattern and the trajectory length were nearly similar to Run no. 1 case. But the pattern of 2cm contour is slightly different. Fig.8c shows the deposition pattern for Run no. 3. The deposition trajectory for this case is the longest compared to two other cases. The length is 140cm (Row O). If we take a look at the deposition contour, the shape or pattern of the deposition looked similar in these three cases. But the number of 3cm contour is not the same. The average length for three cases is 133.33cm while the average width is 43.33cm. From the results we can observe if the trajectory length is shorter the width is thicker but if the trajectory length is longer the width length is thinner. For further understanding of deposition shape and pattern, sampling method should be conducted.

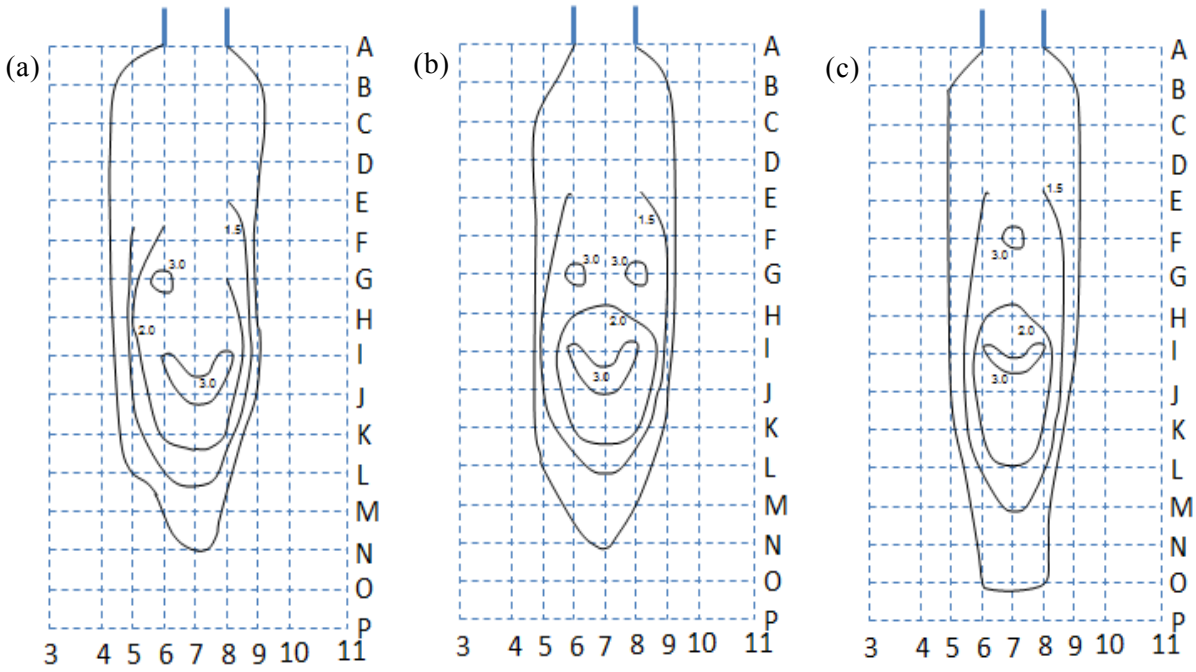


Fig. 8: Deposition pattern of 25º (a) Run no. 1 (b) Run no. 2 (c) Run no. 3

Table 3: The percentage of material at different nodes for (Run no. 1)

Node	Small (%)	Big (%)
C7	70	30
E7	76	24
F6	84	16
G5	57	43
G7	100	0
H6	71	29
I5	95	5
I7	86	14
J6	79	21
K7	88	12
L6	49	51
M7	0	100

Table 4: The percentage of materials at different nodes (Run no. 2)

Node	Small (%)	Big (%)
C7	61	39
D6	44	56
E7	59	41
F6	91	9
G7	98	2
H6	74	26
I7	56	44
J6	55	45
K7	25	75
L6	16	84
M7	2	98

Table 5: The percentage of materials at different nodes (Run no. 3)

Node	Small (%)	Big (%)
C7	71	29
D6	100	0
E7	70	30
F6	70	30
G7	64	36
H6	78	22
I7	84	16
J6	62	38
K7	51	49
L6	29	71
M7	32	68
N6	0	100
O7	0	100

The result of sampling method shows in Table 3 to Table 5. Table 3 shows the percentage of materials for Run no. 1. For the sampling reason, 12 nodes were selected in this case. The percentage of small particles was higher than big particles from nodes C7 to K7. In contrast, the percentage of big material was less. But at the head of deposition, percentage of big material is more than small material. Red box indicate higher percentage of big materials. The same characteristics were observed in Run no. 2 and 3. Big material conquered at the head part of the deposition. Many researchers had been reported

about this phenomenon (Takahashi, 1992; Major, 1997; Suwa et al., 1993).

7. Conclusions

The materials composition at deposition area clearly showed the characteristics of the particle segregation. This data can be used as an input data for computational numerical simulation. It was found that as soon as debris flow is produced on the well-graded sediment bed, larger particles move upwards while smaller particles remains in the bottom and the inverse grading in the debris flow becomes evident.

The following future works will be done for this research. The HD2DM using the soil erosion process qualitatively can be described as a well-performing model dealing with the process of particle motion. Analyses of the HSVC fully demonstrated the debris flow development mechanism. The following future works will be done: (1) some modification focusing on the particle movement mechanism (bed load motion), (2) developing a model for the deposition mechanism characteristics, and (3) Hydro Debris-3D Model (HD3DM).

Acknowledgements

This research was carried out with financial support from the Japanese Science and Technology Agency (JST) and also GCOE-HSE, Kyoto University. Also thanks to Mr. Fujiki Shigeo and Ms. Maya Ostric for their assistance in performing the experiments.

References

Arattano, M., and Grattoni, P. (2000): Using a fixed video camera to measure debris-flow surface velocity. In Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, Proceedings of the 2nd International Conference. Edited by G.F. Wieczorek and N.D. Naeser. A.A. Balkema, Rotterdam. pp. 273–281.

Bagnold R.A. (1954): Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear, Proceedings of the Royal Society of London, Vol. 225A, pp. 49-63.

Ikeda, A., and Hara, Y. (2003): Flow properties of debris flows on the Kitamata Valley of the Name River, Japan. In Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, Proceedings of the 3rd International Conference, Edited by D. Rickenmann and C.-L, Chen. Millpress, Rotterdam, pp. 851–862.

Inaba, H., Uddin, M.S., Itakura, Y., and Kasahara, M. (1997): Surface velocity vector field measurements of debris flow based on spatio temporal derivative space method, In Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, Proceedings of the 1st International Conference, Edited by C.-L. Chen, American Society of Civil Engineers, New York, pp. 757–766.

Inaba, H., and Itakura, Y. (2003): Notes on the modeling of debris-flow surface images, In Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, Proceedings of the 3rd International Conference. Edited by D. Rickenmann and C.-L. Chen, Millpress, Rotterdam. pp. 755–765

Innes, J. L. (1985): Magnitude-frequency relations of debris flows in northwest Europe Geogr. Ann. 61 A, pp. 23-32.

Iverson, R.M. (1997): The physics of the debris flows, American Geophysics Union, Vol. 97RG00426, pp. 245-296.

Jan, C. D., (1997): A study on the numerical modelling of debris flow, Debris Flow Hazard Miigation.: Mech., Pred. and Assessment, ASCE.

Johnson, A.M. (1984): Debris flowin slope instability, edited by D. Brunsden and D.B. Prior, John Wiley, New York, pp. 257-361.

Kano, M., Kobayashi, T. and Ishihara, T. (1985): Prediction of turbulent flow in two-dimensional channel with turbulent promoters, Mechanical Engineering Research, Vol. 50, pp. 449.

Lavigne, F., Tirel, A., Le Floch, D., and Veyrat-Charvillion, S. (2003): A real-time assessment of lahar dynamics and sediment load based on video-camera recording at Semeru volcano, Indonesia, In Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, Proceedings of the 3rd International

Conference. Edited by D. Rickenmann and C.-L. Chen. Millpress, Rotterdam. pp. 871–882.
Lin, M.L., Jeng, F.S., (2000): Characteristics of hazards induced by extremely heavy rainfall in Central Taiwan—Typhoon Herb, Engineering Geology, Vol. 58, pp. 191–207.
Major, J.J., (1997): Depositional Processes in Large-Scale Debris–Flow Experiments, Journal of Geology, Vol. 105, pp. 345-366.
Martinez, J.M., Avila, G., Agudelo, A., Schuster, R.L., Casadevall, T.J..and Scott, K.M. (1995): Landslides and debris flows triggered by the 6 June 1994 Paez earthquake, southwestern Colombia. Landslide News 9, pp. 13-15.
Prochaska, A.B., Santi, P.M., and Higgins, J.D. (2008): Relationships between size and velocity for particles within debris flows, Canada Geotech. Journal, Vol. 45, pp. 1778-1783.
Smagolinsky, J. (1963): Monthly Weather Revision, Vol. 93, pp. 99.
Strunk, H., (1991): Frequency distribution of debris flows in the Alps since the 'Little Ice Age'. In: De Ploey, J., Haase, G., Leser, H. (Eds.), Geomorphology and Geoecology. V. Geomorphological Approaches in Applied Geography. Proc. 2nd Int. Conf. Geom., Frankfurt/Main, 1989 Zeitschrift für Geomorphologie Neue Folge Supplementband, Vol. 83, pp. 71–81.
Suwa, H. (1988): Focusing mechanism of large boulders to a debris flow front, Trans., Japanese Geomorphological Union, Kyoto, Japan, Vol. 9, No. 3, pp. 151-178.
Suwa, H., Okunishi, K. and Sakai, M (1993): Motion, debris size and scale of debris flow in a valley on Mount Yakedake, Japan, Proceeding of the Yokohama Symposium, IAHS Publication no. 217, pp. 239-248.
Takahashi, T. 1980: Debris Flow on Prismatic Open Channel, Journal Hidraulic Division, ASCE, Vol. 106, No. 3, pp. 381-396.
Takahashi, (1981): Estimation of potential debris flows and their hazardous zones; soft countermeasures for a disaster, Journal of Natural Disaster Science, Vol. 3, pp. 57-89.
Takahashi, T., Nakagawa, H., Harada, T., and Yamashiki Y. (1992): Routing debris flows with particle segregation, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 118, pp. 1490-1570.
Takahashi, T. (2009): A Review of Japanese Debris Flow Research, International Journal of Erosion Control Engineering, ASCE, Vol. 2, No. 1, pp. 1-14.
Tecca, P.R., Deganutti, A.M., Genevois, R., and Galgaro, A. (2003): Velocity distributions in a coarse debris flow, In Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, Proceedings of the 3rd International Conference, Edited by D. Rickenmann and C.-L. Chen. Millpress, Rotterdam. pp. 905–916.
Van Steijn, H., Coutard, J.-P., (1989): Laboratory experiments with small debris flows: physical properties related to sedimentary characteristics, Earth Surface Processes and Landforms, Vol. 14, pp. 587-596.
Villi, and Dal Pra, A. (2002): Debris flow in the upper Isarco valley, Italy, 14 August 1998, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol. 61, pp. 49-57.
Yamashiki Y., Takahashi T., De Souza P. A., and Tamada K. (1997): Numerical Simulation of Large Eddy Structure in Hydraulic Jump, Proceedings of the 27th Congress of the International Association for Hydraulic Research, ASCE, Proceedings of Theme D, pp. 228-233.
Zhang, S., and Chen, J. 2003. Measurement of debris-flow surface characteristics through close-range photogrammetry, In Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, Proceedings of the 3rd International Conference. Edited by D. Rickenmann and C.-L. Chen. Millpress, Rotterdam, pp. 775–784.

石灰岩の土石流のメカニズムとその流動特性に関する研究

Remy Rozainy M. A. Z *・山敷庸亮・松本拓・高橋 保・寶馨

*京都大学工学研究科都市環境工学専攻

要　旨

本研究では急斜面の土石流の実験水路を用いた。土石流における大きいな被害と多い死傷者を引き起こすのことがあるので，大きい粒子運動の特性を実験するのは，重要である。 この研究は2つの異なった粒径（10mmと2.5mm）の土石流開発のメカニズムを示している。この研究は1つの傾斜度（25°）を使っていた。一定の流量(3.01/s)が7秒の持続時間に供給された。粒子運動は，目視により個々の粒子粒の運動特性を得るのに，高速ビデオカメラ(HSVC)を使用することによって分析された。水文土石流－2D モデル(HD2DM)は，ラグランジアンの沈殿物の粒子の追跡の数字の実験に基づいて開発された。それぞれの粒子運動をたどるHSVC結果は，HD2DMシミュレーションの結果と比較した。

キーワード:土石流，高速ビデオカメラ（HSVC)，ラグランジュ，水文土石流－2D モデル(HD2DM)

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Enhanced Assessment of Rainfall and Hydrologic Effects on the Triggering Mechanism of Shallow Landslides

APIP, Kaoru TAKARA, and Yosuke YAMASHIKI

Synopsis

This study presents an approach to enhance the pioneering method for the hydrologic control on shallow landsliding. Although the previous method capable of describing combined effect of rainfall and hydrologic in triggering shallow landslides, it does not consider the effect of hydrological responses in unsaturated layer. Thus the proposed study was intended to enhance the pioneering approach. Accordingly, a coupled grid-based rainfall-runoff model and infinite slope stability approach was simplified. Linking the simplified model with the slope stability approach yields the rainfall threshold for triggering shallow landslides in saturated and unsaturated soils. Finally, coupling this model with the rainfall intensity duration frequency (IDF) can help in understanding the climate control on slope instability. This leads to predict the spatiotemporal scale of the shallow landslide occurrences. Preliminary model application is shown for the Upper Citarum River basin, Indonesia.

Keywords: geo-hydrologic model, unsaturated soil, rainfall threshold, shallow landslide, Citarum River.

1. Introduction

Flood and landslide events cause most of the major disasters in Asian countries due to socioeconomic condition and their susceptibility to these events. Although slope failures may happen due to human-induced factors such as the loading of the slope for construction purposes, landslides often occur during heavy rainfall events, especially in areas of mountainous terrain, resulting in casualties and property losses. Urgent efforts are thus needed to avoid or reduce the risk of landslides. In areas subject to fast landslides such as rapid shallow landslides, the introduction of new and innovative technology for the development of early landslide-warning systems is one of the most effective ways to minimize damages. Therefore, shallow landslides hazard assessment and accurate estimation of rainfall-induced landslides is exactly required in landslide prediction and warning.

Landslides hazard assessment is based on a variety of approaches and models. Most rely on either multivariate correlation between mapped (observed) landslides and landscape attributes. Antecedent rainfall amounts and daily rainfall rate were further introduced as triggering factors of shallow landsliding. Up to now, the assessment of rainfall-induced shallow landslide has still been a research topic of wide concern for hydrologists and soil scientists. The empirical and statistical rainfall threshold concepts as well as the physically based model are three commonly used approaches.

The statistical approach can provide an insight of multifaceted processes involved in shallow landsliding occurrence and useful assessments of susceptibility to shallow landslide hazard in large areas. However, the results are very sensitive to the data set used in the analysis. The empirical rainfall threshold analyzed the intensity and duration of rainfalls triggering landslides. The approach built the critical rainfall threshold curves, defined as envelope curves of all rainfall triggering landslides events for a certain geographic area. Because of the lack of a process-based analysis, both methods are unable to assess the stability of a particular slope with respect to certain rainfall characteristics and they do not predict the return period of the landslide-triggering rainfall (i.e., probability of occurrence). Therefore, to investigate in more detail landslide occurrence, the physically based model needs to be used in deriving a rainfall threshold concept.

Rosso *et al*., (2006) recently developed a physically based model for the hydrologic control on shallow landsliding. The modeling framework accounts for the variability of extreme rainfall rate and the duration. The slope stability component includes the key characteristics of the soil mantle, i.e., angle of shearing resistance, void ratio, and specific gravity of solids. Hillslope hydrology is modeled by coupling the conservation of mass of soil water with the Darcy's law used to describe seepage flow. This yields a simple analytical model capable of describing combined effect of duration and intensity of a rainfall episode in triggering shallow landslides.

Although the approach by Rosso *et al*., (2006) capable of describing combined effect of duration and intensity of a rainfall episode in triggering shallow landslides, it does not consider the effect of hydrological responses in unsaturated layer. It only accounts the effect of rainfall role and hydrological responses in saturated layer. This simplification can affect model capability of predicting rainfall-induced shallow landslide because there had been observed that the slope failure could be caused by the loss in unsaturated shear strength when the matric suction is dissipated (Tsai *et al*., 2008).

Thus the proposed study was intended to enhance the pioneering approach by Rosso *et al*., (2006). Accordingly, a coupled grid-based kinematic wave rainfall-runoff model and infinite slope stability approach was simplified. The process yields relatively simple representation of dynamic hydrology –including unsaturated and saturated subsurface flows–, instead of steady state representation. Linking the simplified rainfall-runoff model with the extended Mohr–Coulomb failure criterion yields the rainfall threshold for triggering shallow landslides. The innovative aspect of the proposed method is that the produced rainfall threshold approach considers the hydrologic processes not only in non-capillary pores but also in capillary pores. Finally, coupling this model with the simple scaling model for the rainfall intensity duration frequency (IDF) can help in understanding the climate control on slope instability. This leads to predict the spatiotemporal scale of the occurrence of shallow landslides.

In the following sections, the grid-based geo-hydrologic model used for rainfall threshold method development is first described. Rainfall threshold for slope instability is then derived analytically. The effect of rainfall intensity and duration on shallow landslides in saturated and unsaturated soils is then investigated using the developed model and compares the results with the original model outputs. After a set of numerical experiments is conducted using the developed model, the applicability of new model is demonstrated in the Upper Citarum River basin, Indonesia. An analysis from coupling of the relationship between critical rainfall for different durations with the IDF curves for the return period assessment of shallow landslide occurrences at the basin scale is presented in the last section.

2. Geo-Hydrologic 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).

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.

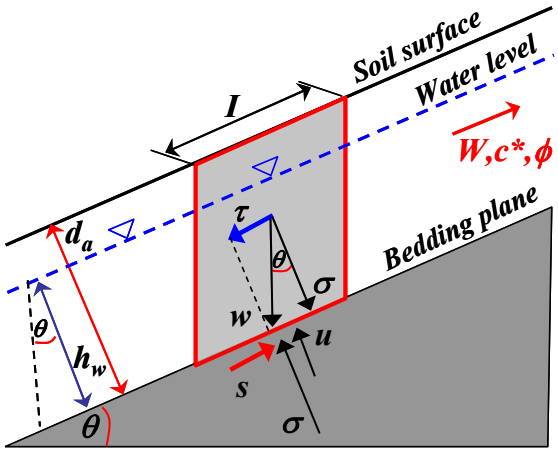


Fig. 1 Forces diagram on a slice of an infinite slope.

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:

$$s = c + (\sigma - u)\tan\phi \tag{2}$$

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

$$\sigma = \rho_s g \cos\theta\, d_a + W\cos\theta\,, \tag{3}$$

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:

$$u = \rho_w\, g\, h_w \cos\theta\,, \tag{4}$$

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:

$$\tau = \rho_s g \sin\theta\, d_a + W\sin\theta \tag{5}$$

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

$$FS = \frac{c^* + \cos\theta\left[1 - r_w\right]\tan\phi}{\sin\theta};\begin{cases} c^* = \dfrac{c_r + c_s}{d_a\rho_s g + W} \\ r_w = \dfrac{h_w\rho_w}{\left(1 + \dfrac{W}{g d_a \rho_s}\right)d_a\rho_s} \end{cases} \tag{6}$$

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 (6), 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 6), 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

$$m^c = \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} + \frac{W}{g d_a \rho_w}\right)\left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi}\right) + \frac{c_r + c_s}{d_a \rho_w g \cos\theta \tan\phi} \quad (7)$$

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 (7) 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.

3. Derivation of Rainfall and Hydrologic Thresholds Triggering Mechanism of Slope Instability Considering Unsaturated and Saturated Subsurface Flows

The fundamental assumption of the lumping kinematic wave rainfall-sediment-runoff method (Apip *et al*., 2008) is adopted. Thus discharge flux can be expressed as the product of rainfall intensity and the drainage area with spatially uniform rainfall input. Applying conservation of mass to the Equation 1 yield a general equation as follows

$$Ar - wq = \frac{ds}{dt} = A\frac{dh_w}{dt} \quad (8)$$

with A is the upslope contributing area draining across w; w is the width of grid at the lower bound; r is the rainfall; s is the water storage; t is the time after the beginning of the rainfall; q is the water discharge per unit width; and h_w is the water height. By substituting the q equations for unsaturated and saturated flows (see Equations 1) to Equation 8, and integrating the differential equation for the initial condition of $h_w(0) = h_i$, h_w for a rainfall with duration t, $h_{w\text{-}t}$ can be yielded depending on the soil saturation condition and q-h_w relationships for sub-surface layer as follows:

For the case of unsaturated flow with the parameter β = 2

$$h_{w-t} = \frac{\left(\exp\left(\frac{2t\sqrt{v_m w A r}}{A\sqrt{d_m}}\right) x \left(\frac{\sqrt{d_m r A} + h_i\sqrt{v_m w}}{h_i\sqrt{v_m w} - \sqrt{d_m r A}}\right) x \left(h_{w-t}\sqrt{v_m w} - \sqrt{d_m r A}\right)\right) - \sqrt{d_m r A}}{\sqrt{v_m w}} \quad (9)$$

For the case of saturated flow

$$h_{w-t} = \frac{\left(\frac{r}{w}A - d_m(v_m - v_a)\right)}{v_a}\left(1 - \exp\left(\frac{-wv_a}{A}t\right)\right) + h_i \exp\left(\frac{-wv_a}{A}t\right) \quad (10)$$

Figure 2 shows the variability of h_w and discharge Q, respectively, with rainfall duration t for different values of w. For given slope, soil thickness, hydraulic conductivity, initial condition, drainage area, and net rainfall rate, an increase of the w yields the steady state thickness of the subsurface water height

to decrease. The rate of increase of h_w in time is much higher for small w than those characterizing large values of w. Thus large values of w yield water production to rapidly achieve steady state conditions, while much more time is needed for elementary areas with small values of w to achieve steady state runoff production. For the same rainfall condition, the value of w determines the position to reach a steady state condition. Figure 3 presents the relationship between dynamic hydrological responses and the factor of safety

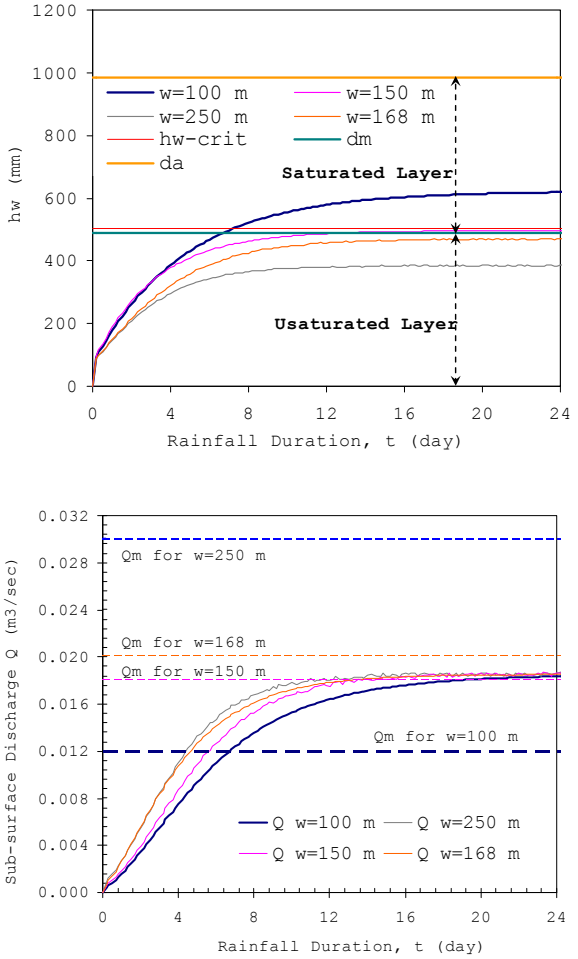


Fig. 2 Height of the water table (upper figure) and water discharge production (lower figure) versus rainfall duration for different w under specified conditions (r = 80 mm/day, k_a = 80000 mm/day, D= 1477.11 mm, d_a = 0.667*D, d_m = 0.331*D, i = 32 degree, initial condition of water depth = 0.15 d_m). d_m is the maximum capillary layer depth; d_a is the non-capillary layer depth; Q_m is the maximum subsurface discharge for unsaturated flow.

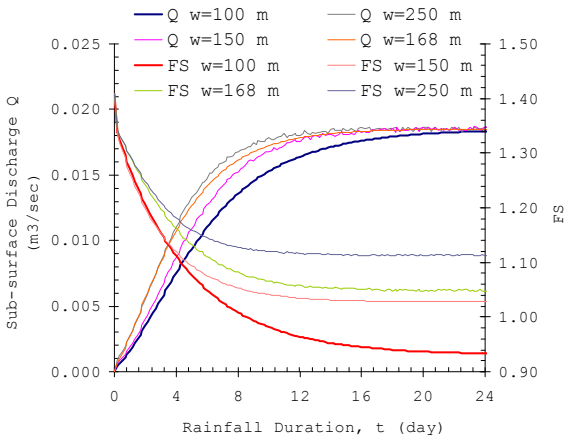


Fig. 3 Rainfall duration versus subsurface water discharge and flux of safety factor FS for different w under specified conditions (r = 80 mm/day, k_a = 80000 mm/day, D= 1477.11 mm, d_a = 0.667*D, d_m = 0.331*D, i = 32 degree, initial condition of water depth = 0.15 d_m).

Coupling hillslope hydrology with infinite slope stability approach yields shallow landslide triggering by rainfall. This is obtained by substituting the right-hand side of Equation 9 or 10 to the equation of critical saturated depth (Equation 7). Solving the above equation obtains the rainfall rate threshold, r_c, causing instability in the unsaturated and saturated zones as follows

For the case of unsaturated flow with the parameter β = 2

$$r_c = \frac{B^2}{d_m A} \tag{11}$$

where B is expressed as

$$\sqrt{v_m w}\left(\left(\frac{d_a \rho_s}{\rho_w}+\frac{W}{g\rho_w}\right)\left(1-\frac{\tan\theta}{\tan\phi}\right)+\frac{c_s+c_r}{\rho_w g\cos\theta\tan\phi}\right)+$$

$$\left(\exp\left(\frac{2t\sqrt{v_m wAr}}{A\sqrt{d_m}}\right)x\frac{\sqrt{d_m rA}+h_i\sqrt{v_m w}}{h_i\sqrt{v_m w}-\sqrt{d_m rA}}x\left(h_{w-t}\sqrt{v_m w}-\sqrt{d_m rA}\right)\right)$$

For the case of saturated flow

$$r_c=\frac{wv_a\left(\left(\frac{d_a\rho_s}{\rho_w}+\frac{W}{g\rho_w}\right)\left(1-\frac{\tan\theta}{\tan\phi}\right)+\frac{c_s+c_r}{\rho_w g\cos\theta\tan\phi}-h_i\exp\left(\frac{-wv_a}{A}t\right)\right)}{\left(1-\exp\left(\frac{-wv_a}{A}t\right)\right)A}+$$

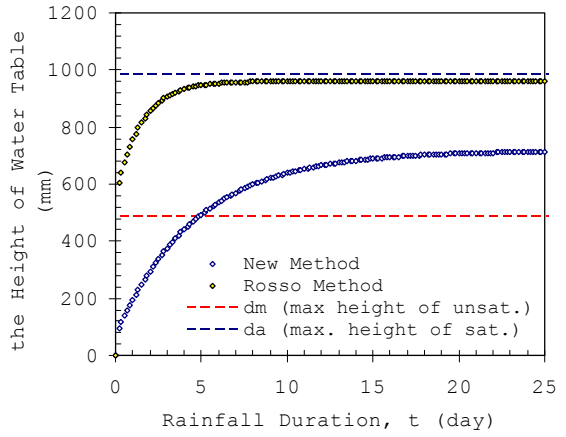
$$\frac{wd_m(v_m - v_a)\left(1-\exp\left(\frac{-wv_a}{A}t\right)\right)}{\left(1-\exp\left(\frac{-wv_a}{A}t\right)\right)A} \qquad (12)$$

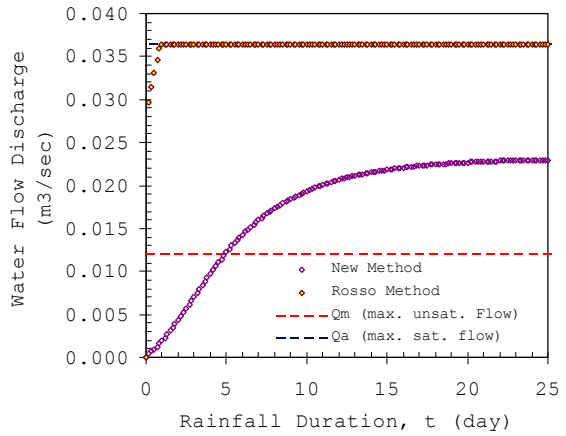
The intensity-duration-frequency relationship (IDF) for station rainfall provides the probability that a given rainfall intensity is exceeded over a specified duration of the rainfall. Thus coupling of the model for the hydrologic control on shallow landsliding with the simple scaling model for the frequency of storm precipitation can help understanding the climate control on landscape development associated with the occurrence of shallow landslides

Numerical Experiments

The below figures illustrate a comparison between the proposed method (unsaturated and saturated zones) with the original method (saturated zone) by Rosso using average input rainfall r = 80 mm/day with different duration.

Hydrology and Slope Instability





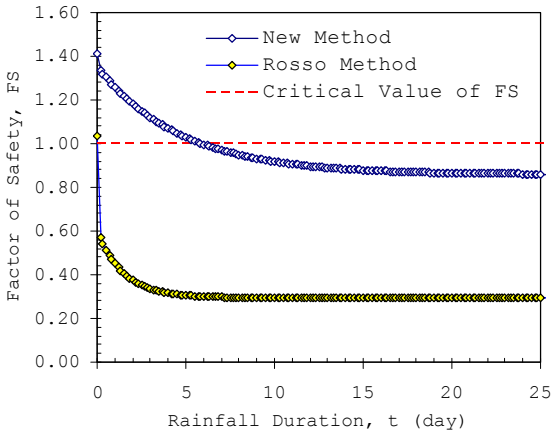


Fig. 4 Hydrologic responses and its slope stability condition for different rainfall duration computed using new method and the original one.

Rainfall Threshold

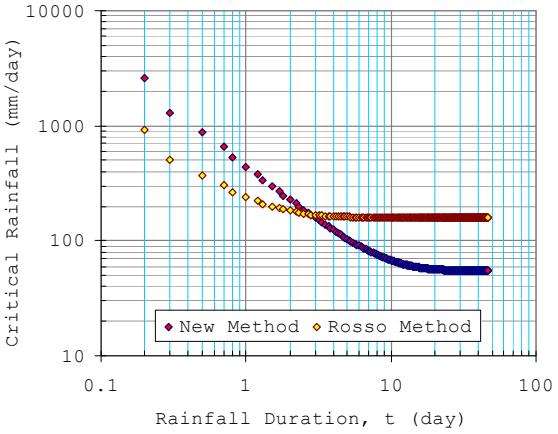


Fig. 5 The comparisons of predicted rainfall threshold for different rainfall duration role computed by the new method and the original approach.

4. Model Application

Study Area

The Upper Citarum River basin with Saguling Reservoir as the outlet was selected for the preliminary model application. This study region is located in mountainous area of the West Java Province, and total area of the upper basin is the 2,310 km^2 lying between 600 to 3000 m. Geographically, the area is lies off 107°26'E-107°95'E and 6°73'S-7°25'S. The average of slope gradients by using a DEM 90 m resolution

range from 0.01° in the central area to 31.15° in northern and southern parts.

The current water related problems are floods and landslides in the wet season and droughts in the dry season. The hillslopes areas of this region have been periodically exposed to hazards from shallow landslides and debris flows. Most of those landslides were triggered by a series heavy rainfall. The climate conditions are characterized by tropical monsoon with two distinct wet and dry seasons. A series of data from BMG specifying that high amount of rainfall is at the beginning of November-December followed by a second peak in March-April, results from the westerly monsoon. The rainfall amount then quickly slackening down in May-October due to dry season as results from the prevailing easterly monsoon. Annually rainfall of the area varies from 1500 mm up to 4000 mm, with almost 80% falling between November and April.

Annual maximum rainfall series were supplied from one automatic rain gauge in the upper Citarum catchment, namely at BMG Station. As result of a frequency analysis, GEV distribution was selected as the best fit probability distribution. Figure 6 shows the IDF curves for the Upper Citarum River basin.

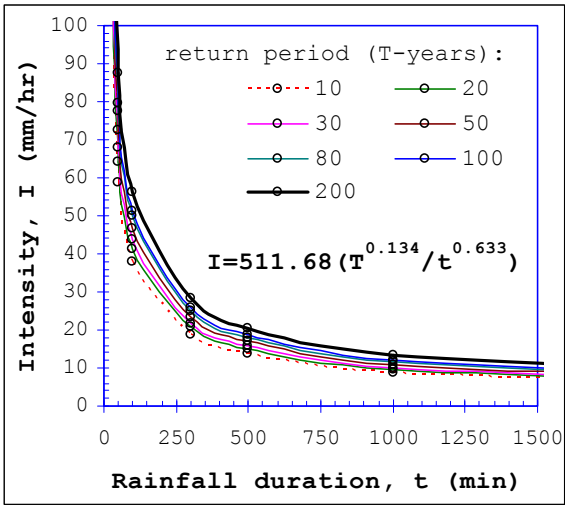


Fig. 6 IDF Curves for the Upper Citarum River basin, Indonesia.

Coupling of the relationship between critical rainfall with the IDF curves for the failure return period under specified slope grid

The example of Figure 7 shows that the topographic condition (*w*) strongly controls the return period of expected hillslope instability, but is also has a not negligible influence on the critical duration of rainfall triggering shallow landslides. It is seen that increasing of (*w*) yields the return period of potential failure to increase, and the critical duration of precipitation for hillslope instability to increase. In fact for *w* = 100 the return period of potential failure is ten years for the critical rainfall duration of about eight days, while for w = 250 the return period of potential failure is more than 200 years for the critical rainfall duration of about one eight days. Other factors related to the soil properties and initial soil moisture condition also strongly controls the return period of expected hillslope instability as illustrated in Figures 8-10.

Rainfall Threshold for Slope Instability under Specified Conditions

Control

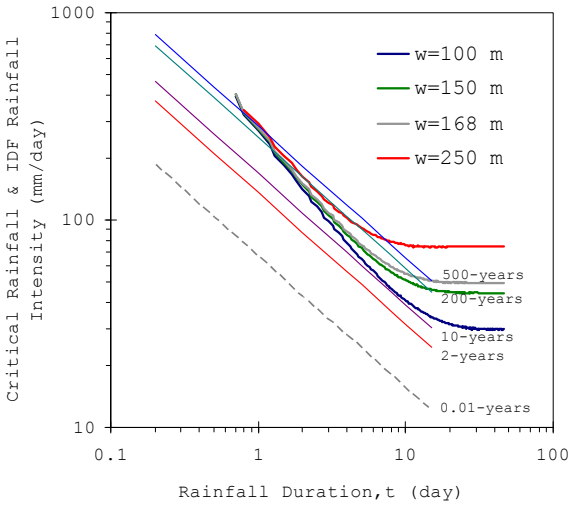


Fig 7. Coupling of the relationship between critical rainfall rate and duration of rainfall with the IDF curves for the failure return period under specified condition: ka=80000 mm/day, D=1200 mm, θa=0.667, θm=0.331, slope=36,fric=42, C=400 N/m^2, Veg=200 N/m^2, Init=0.15 dm.

Effect of initial soil saturation

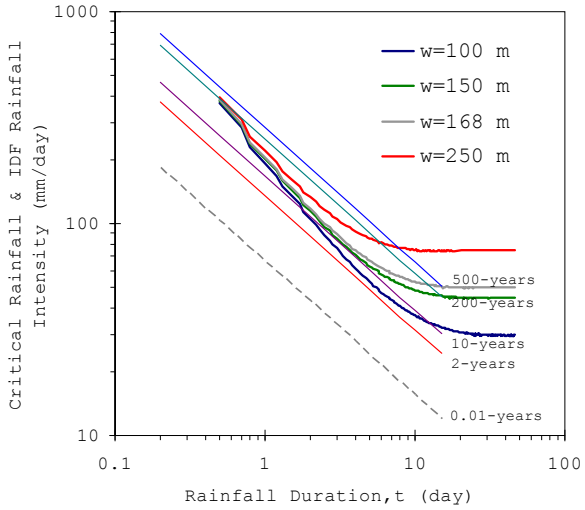


Fig 8. Coupling of the relationship between critical rainfall rate and duration of rainfall with the IDF curves for the failure return period under specified condition: ka=80000 mm/day, D=1200 mm, θa=0.667, θm=0.331, slope=36,fric=42, C=400 N/m^2, Veg=200 N/m^2, **Init=0.15 dm**

Effect of change in saturated hydraulic conductivity

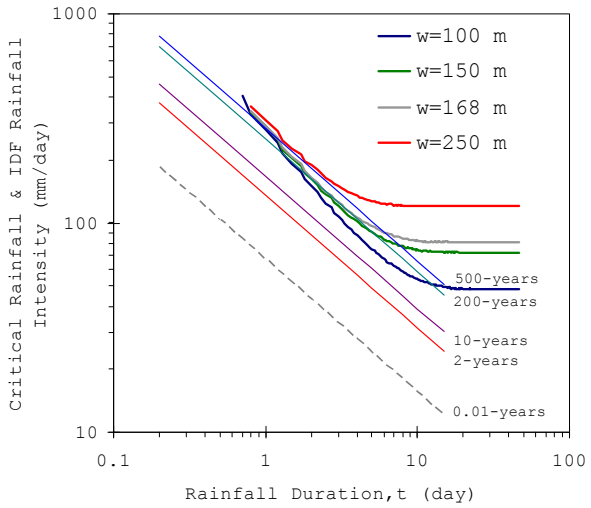


Fig 9. Coupling of the relationship between critical rainfall rate and duration of rainfall with the IDF curves for the failure return period under specified condition: **ka=120000 mm/day**, D=1200 mm, θa=0.667, θm=0.331, slope=36,fric=42, C=400 N/m^2, Veg=200 N/m^2, Init=0.15 dm

Effect of slope angle

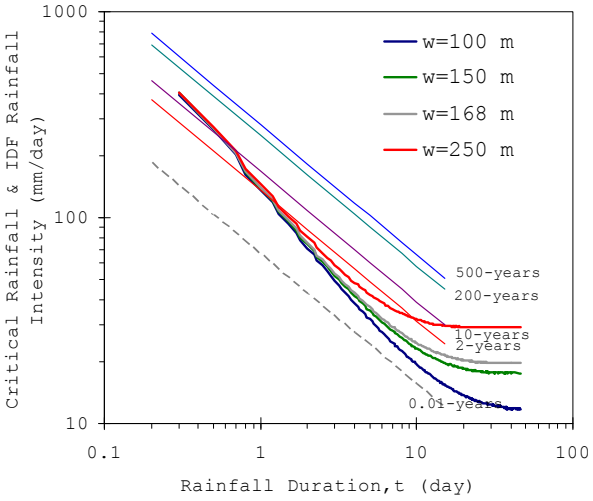
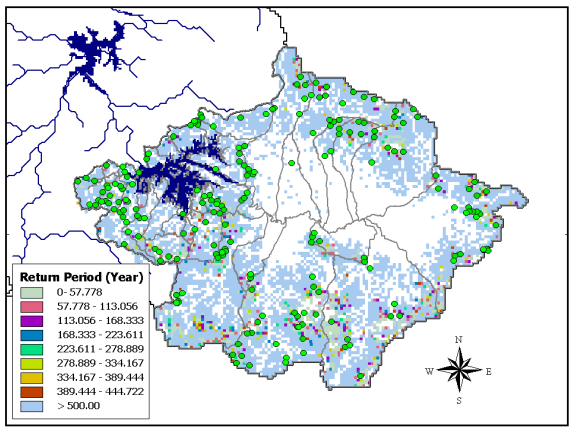


Fig 10. Coupling of the relationship between critical rainfall rate and duration of rainfall with the IDF curves for the failure return period under specified condition: ka=80000 mm/day, D=1200 mm, θa=0.667, θm=0.331, **slope=40**,fric=42, C=400 N/m^2, Veg=200 N/m^2, Init=0.15 dm.

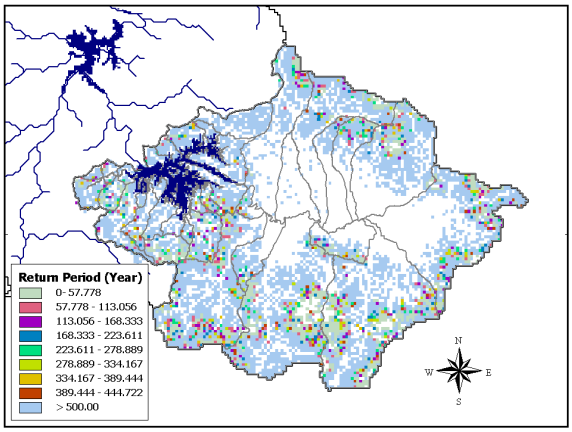
Return Period of Potential Slope Failure for r=50 mm/day

Model application in predictive mode is carried out for the Upper Citarum River basin in Indonesia. The IDF curves for this site are estimated from 22 years of station rainfall data recorded at Bandung City, using the GEV distribution (see Figure 6). Figure 11 shows the resulting map of the Upper Citarum River basin where the return period of rainfall causing potential failure is reported considering different set of rainfall duration.

3 days duration



6 days duration



12 days duration

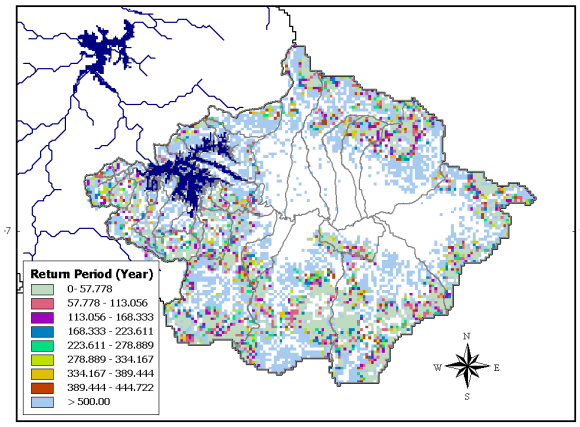


Fig 11. Map of the Upper Citarum River basin showing shallow landsliding prone areas as predicted from the application of the present model in terms of return period of potential failure under different set of rainfall duration.

Conclusions

An enhanced approach was developed here to improve the representation of soil properties and hillslope hydrology in the pioneering model by Rosso *et al*., (2006) of shallow landslide initiation.

The approach yields a simple runoff production triggering slope instability model, capable of properly accounting for topography, soil transmissivity, and initial soil moisture in capillary pores (unsaturated flow) and non-capillary pores (saturated flow) that were missed in the steady state approach by Rosso *et al*., (2006). The model can describe transient rainfall and the threshold effect associated with the achievement of saturation of the soil mantle.

References

Apip, Sayama, T., Tachikawa., Y. and Takara, K. (2008): Lumping of a physically-based distributed model for sediment runoff prediction in a catchment scale, *Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE*, Vol. 52, pp 43-48.

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.

Rosso, R., Rulli, M.C., and Vannuchi, G.. (2006): A physically based model for the hydrologic control on shallow landsliding. *Water Resources Research*, 42, W06410: pp. 1-16.

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.

Tsai, T.L., Chen, H.E., and Yang, J.C. (2008): Numerical modeling of rainstorm-induced shallow landslides in saturated and unsaturated soils. *Environ Geol* , Vol., 55: pp. 1269–1277.

浅層地滑り発生機構解明における降水と水文過程の影響評価について

APIP・宝　馨・山敷庸亮

要　旨

本研究は浅層地滑りに対する画期的な水文学的制御方法について述べる。以前の研究で提案した方法において地滑り発生における降雨の継続時間や水文学的影響を評価したが，不飽和層の水文学的応答については考慮していなかった。そのため本研究においては革新的手法，すなわちセルに適用する特性曲線法を用いた降雨流出モデルや斜面安定解析などが簡便化された方法を用いている。この簡便化した降雨流出解析を斜面安定解析に結びつける事により飽和／不飽和土層の浅層崩壊の閾値を定める事が可能となる。最終的にこのモデルを降雨強度・継続時間・頻度に関する単純な相似モデルと組み合わせることにより斜面崩壊における気候の要因があきらかになる。最終的に浅層崩壊の発生を時間空間的に予測することができ，このモデルのインドネシア／チタラム川流域への適用を行なった。

キーワード: 地質学水文学モデル，不飽和土層，降雨閾値，浅層崩壊，チタラム川流域

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

淀川・大和川における統一水質指標
―下水道処理率や土地利用・植生を考慮して―

寺本智子*・山敷庸亮・寶馨

＊ 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。そこで，本研究ではその指標を大阪府の淀川・大和川に適用し土地利用や下水道処理率とどのような関連があるのか研究を行った。

キーワード: 統一水質指標，水質，GEMS/Water，土地利用

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によると将来の人口増加によって水需要が増加するといわれている。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。

このような起こりうる水資源の危機に備えるため水量だけでなく質的なアセスメントを行うことのできる統一した水質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つの統一水質指標の算出を行った。水質状況を統合水質指標で表すことで，複数の水質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，河川汚濁を単一水質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。

また河川管理を効果的に行うためには住民参加が必要不可欠であるが，水質項目があまりにも細分化されており住民にとって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水質指標を単一の統合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，大阪の河川である淀川，大和川に対し現在開発中の全球統一指標（WQI）を適用し，WQIが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。

次に，WQIがどのように土地利用とかかわっているのか特徴をとらえることは，将来のWQIを予測する手掛かりになると考え，土地利用とWQIがどのような関連があるのか知るため，淀川，大和川の土地利用の解析を行った。

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全球統一指標(WQI)算出を適用し，淀川・大和川に対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、土地利用解析方法について記す。

2.1 全球統一指標(WQI)について

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，一つの指標にしたもので，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 水質基準・水質項目の選択

正確な統一指標を算出するためには，WQIの算出前に基準の選択・適切な水質項目をえらばなければ，ならない。最初に基準を選択し，次にWQI算出に用いる水質項目を選び，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。Table.2に対象となる水質項目を示す。

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，GEMS/Water本部にて採用されている4 By 4ルールデータ基準を満たしたものを算出に用いる水質項目とした。この4 By 4ルールとは，1年間に，最低4つの水質項目を測定し，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という基準である。

さらに，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）”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。 AWQIとは，味覚やにおいなどに影響を及ぼす可能性のある水質項目を用いた指標で，“快,不快”を示す統一指標である。

一方，HWQIは，人体に害を及ぼす可能性のある水質項目を用いた指標で，人体に影響のあるかないかを示す統一指標である。

Table.1 Comparison of Water Quality Standard

	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

Table.2 Water Quality parameters which are measured in over 20%countries

	受容性	健康	微生物
20%	アンモニウム態窒素	ヒ素	大腸菌群
	塩素イオン	ホウ素	
	鉄	カドミウム	
	硫酸イオン	鉛	
	ナトリウムイオン	銅	
	亜鉛	フッ素	
	pH	マンガン	
		水銀	
		硝酸態窒素	
		亜硝酸態窒素	

2.3 全球統一指標（WQI）の算出方法

選択した水質項目に対し，その水質項目の基準と比較し，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。その算出式は

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

である．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，

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

で求めることができる．

またF2は，基準を超えた水質計測数の割合を表し

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

という計算式で求めることができる。

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）を算出する。

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

さらに求めたEX に対して正規化平方和(nse) を算出する。

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

この正規化平方和を1 から100 までの範囲に変換したものがF3 である。

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

2.4 WQI評価方法

以上から求めたWQI を対応表と比べ，その水質を評価する。Table.3 は，算出値と評価との対応表である。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。

2.5 土地利用解析方法

淀川・大和川流域の人口分布等の基礎データの解析のため，国勢調査小地域という市町村単位地理属性情報を，さらに国土交通省・国土調査課の１級河川GISデータから流域の土地利用・植生を知るために土地利用・植生に関する地理属性情報，流域の下水処理状況の把握に下水道処理区域の地理属性情報，流域地理属性情報それぞれを，フリーGISソフトのQGIS・GRASS GISを用いて流域毎の解析を行なった。またこれらの情報は独立行政法人統計センター[地図で見る統計]より収集した。

3. WQI結果

3.1 淀川における結果

淀川では４つの水質調査地点 ，枚方大橋・鳥飼大橋，赤川鉄橋・伝法大橋に対して1977年から2006年におけるWQIの算出を行った。それぞれの地点をPhoto. 1 に示す。

WQI算出項目は，亜硝酸性窒素 ，カドミウム ，鉛 ，砒素 ，水銀 ，銅 ， 亜鉛 ， クロム ，ふっ素の10項目である。 またWQI算出に用いた水質基準は日本の環境基準を用いた。WQI算出結果をFig.1に示す。

これより淀川流域のWQIはおおむね良好であるが，赤川大橋において1979年，1997年にWQIが悪化した。この背景はまず1979年のWQIの下降に関しては，亜硝酸窒素濃度の上昇によるもので，1997年の下降は銅イオン濃度の上昇によるものである。結果は，上流のWQIは良好であるが，下流のWQIは低いことが判明した。

Table 3 Index Designation

Designation	Value	Description
Excellent	95-100	すべての項目が環境基準内に存在している
Good	80-94	環境基準を超える頻度は低く、また基準値を大幅に超えることはない。望ましい状況である。
Fair	65-79	環境基準を超過するが、基準値を大幅に超えることはない。望ましい状況から外れることがある程度
Marginal	45-64	環境基準を超過する頻度は高く、また基準値を大幅に超えることもしばしばある。望ましい状況からよく外れる。
Poor	0-44	環境基準をよく超過し、また基準値を大幅に超えることが多い。望ましい状況ではない。



Photo.1 Study Point in Yodo River

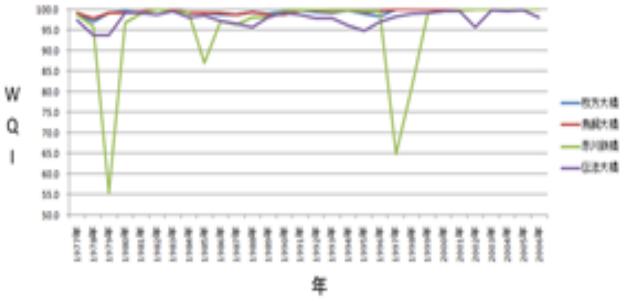


Fig.1 WQI in Yodo River

3.2 大和川における結果

大和川では，国豊橋，河内橋，浅香新取水口，遠野小野橋に対し，WQIの算出を行った。それぞれの地点はPhoto.2に示す。また算出対象とした年は1977年から2006年である。

WQI算出項目 は亜硝酸性窒素 ，カドミウム ，鉛 ，砒素 ，水銀 ，銅 ， 亜鉛 ， クロム ，ふっ素の10項目である。またWQI算出に用いた水質基準は日本の環境基準を用いた。

WQI算出結果をFig.2に示す。これより大和川のWQI は年々悪化していることが分かった。さらに1980年のWQIの急激な低下は銅イオンによるもので，また近年のWQIの急激な低下は土壌にフッ素が残留していたことが原因である。

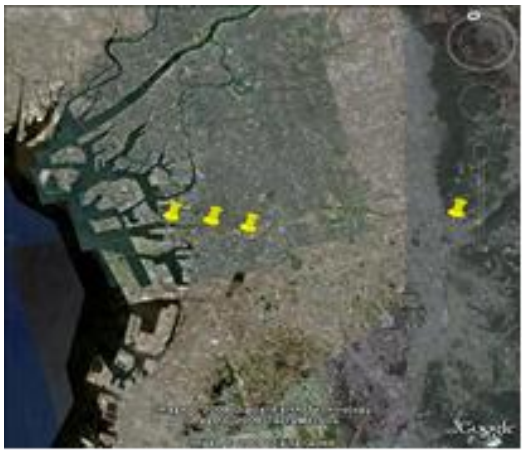


Photo.2 Study Point in Yamato River

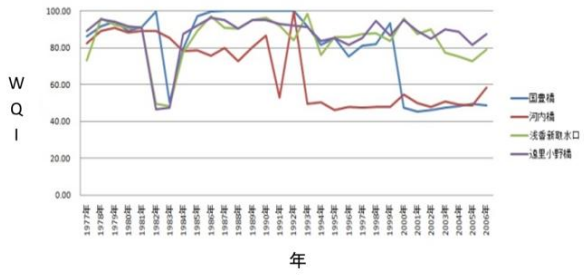


Fig.2 WQI in Yamato River

4. 淀川・大阪流域解析

大阪における淀川・大和川流域を比較することによって両河川の違いを明らかにし、その違いがどのようにWQIに影響を与えているのかを把握するため大阪における両河川の流域解析を行った。なお大阪における淀川・大和川流域の人口分布等を解析するのに用いたデータは2000年のデータである。この年で，大和川に対し流域解析を行うことは有意義といえる。 また， 今回流域解析に使用したソフトはQGIS,GRASS GISという2つの地図情報システムを使用した。

4.1 淀川における流域解析

初めに，大阪における面積・人口の地理属性情報から大阪における淀川流域の部分だけを抽出を行い，Fig.3に示した。さらに，流域面積・人口のファイルと，下水道処理面積のファイルを交差させることによって，大阪の淀川流域における下水道処理面積・人口の図を作成しFig. 4に示した。求められたFig.3，4より，大阪における淀川流域面積は1018km^{2}でこれは大阪府の面積の52%を占めているのに対し，人口は6168757人でこれは大阪府人口の70%を占めている。一方下水道処理地域は19km^{2}で，その処理人口は3441558人である。

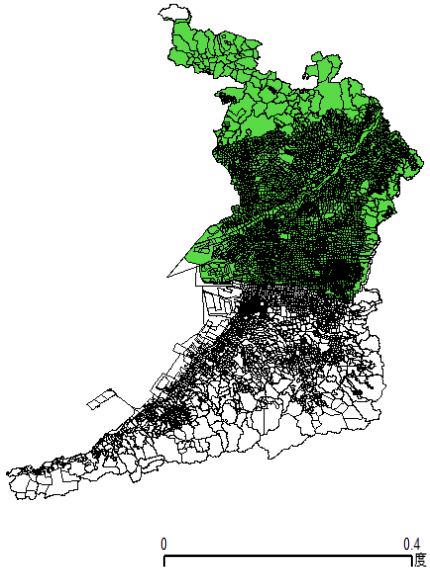


Fig.3 Yodo River Watershed in Osaka

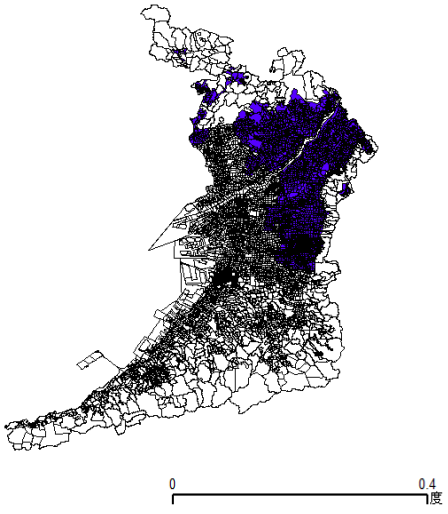


Fig.4 Sewerage treatment area in Yodo river Watershed

また，大阪府の淀川流域における土地利用・植生に関する図をFig.5に示す

その土地利用の割合をFig.6に示す。これによると大阪府における淀川流域で最も面積を占めているのは宅地で33%,次に水田は9%，また畑は2%の割合であった。

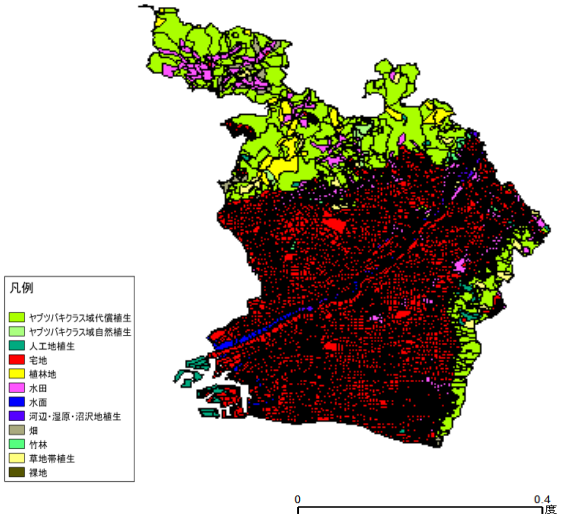


Fig.5 Land use and Vegetation in Yodo River watershed

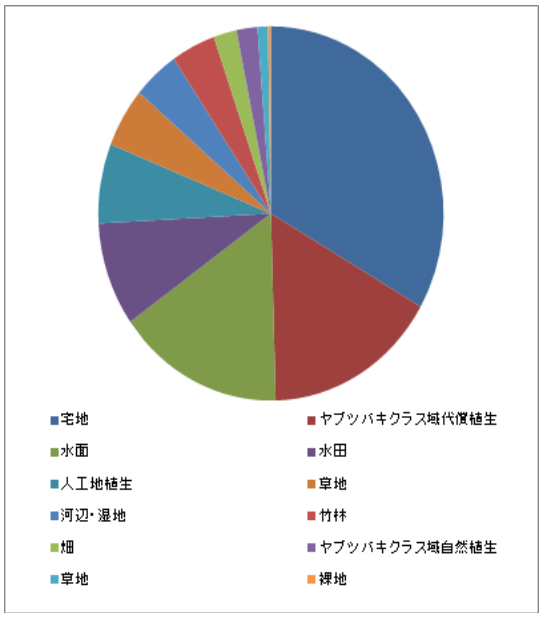


Fig.6 Pie chart of Land use and Vegetation in Yodo River watershed

4.2 大和川における流域解析

初めに，大阪における面積・人口の地理属性情報から大阪における大和川流域の部分だけを抽出を行い，Fig.7に示す。さらに，流域面積・人口のファイルと，下水道処理面積のファイルを交差させることによって，大阪の淀川流域における下水道処理面積・人口の図を作成しFig.7に示す。大阪における大和川流域面積は507km^{2}でこれは大阪府の面積の25%を占めているのに対し，人口は1381912人でこれは大阪府人口の16%を占めている。

一方，下水道処理地域は456km^{2}で，その処理人口は1062411人である。

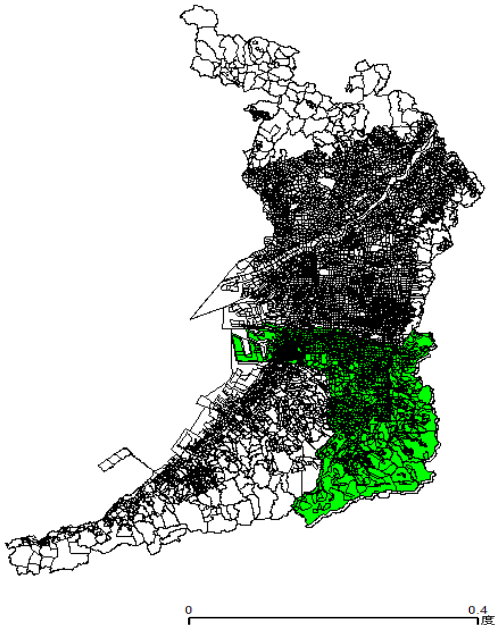


Fig.7 Yamato River watershed in Osaka

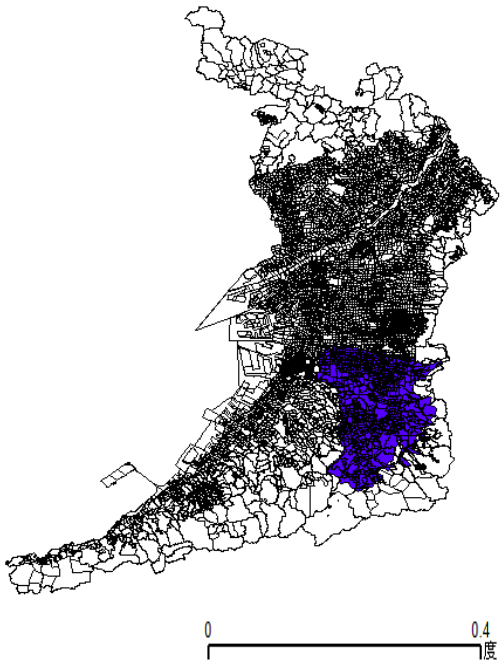


Fig.8 Sewerage treatment area in Yamato River watershed

一方下水道処理地域は456km^{2}で，その処理人口は1062411人である．また，大阪府の大和川における土地利用・植生に関する図をFig.9に示す。

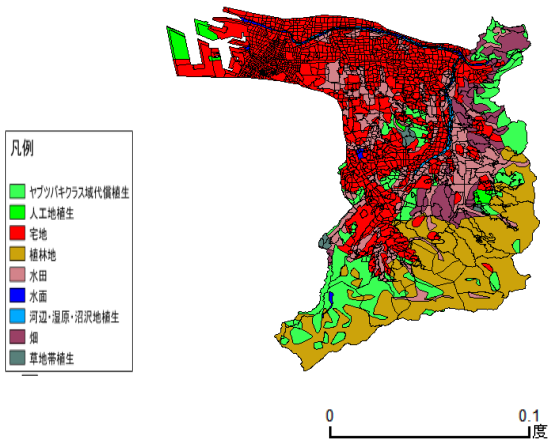


Fig.9 Land use and Vegetation in Yamato River watershed

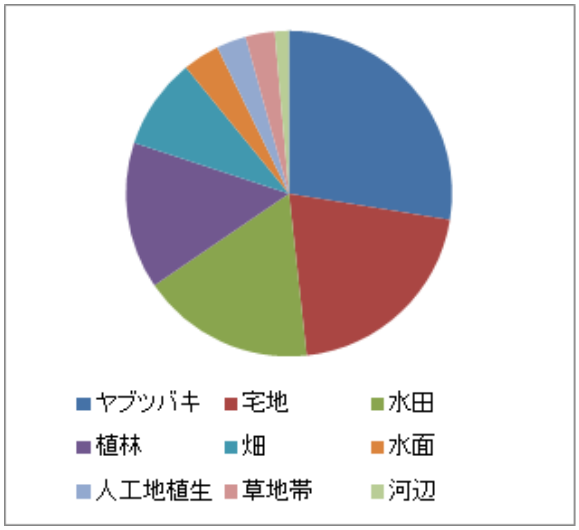


Fig.10 Pie chart of Land use and Vegetation in Yamato River watershed

また、その土地利用の割合の円グラフをFig.10示す。これによると大阪府における大和流域で宅地は21%,また水田は17%，また畑は9%の割合であった。

5. まとめ

大和川のWQIは淀川のそれより低いことは，宅地の比率によるものではないかと推測できる。これらから排出される排水が水質に何らかの影響を与えているのではないかと推測する。

また，淀川流域において亜硝酸塩濃度の上昇によってWQIが低下したことがあったが、高度経済成長期の宅地造成の急増，また宅地増加に伴う下水道処理の遅れによる排水の増加，また未処理排水の増加によるものではないかとも推測するこができる。

一方，下水道処理率の差が，なんらWQIに影響を与えていないことに疑問を感じた。つまり淀川のWQIは大和川のそれより良いのに下水道処地域は淀川のほうが低いという結果に至ったことから，大阪地区のWQIの主要因は今回土地解析を行っていない工場からのものではないかと推測する。今後工場立地などとWQIがどのような関連しているのかさらに研究を要する。

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.

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”. 生活衛生, Vol. 48, pp.261-268 (2004)

Water Quality Indices Applies for Japanese River

Tomoko TERAMOTO*, Yosuke YAMASHIKI and Kaoru TAKARA

* 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. After Calculating sewerage and land use and vegetation area are calculated using GIS to find the connection between WQI and sewerage or land use and vegetation.

Keywords: Water Quality Index, water quality, Gems/Water, land use

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Statistical Analysis of Present and Future River Water Temperature in Cold Regions Using Downscaled GCMs Data

Bin HE*, Kaoru TAKARA, Yosuke YAMASHIKI,
Kenichiro KOBAYASHI* and Pingping LUO**

* Center for Promotion of Interdisciplinary Education and Research,
Educational Unit for Adaptation and Resilience for a Sustainable Society, Kyoto University
** Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

Stream water temperature has a direct impact on the water quality and ecosystem through its influences on many chemical processes. The main objectives of this study is to investigate the long term monthly and yearly variation of stream water temperatures in cold regions for both historical and future periods. Firstly, the long-term trends (1961-2001) in the monthly and yearly time series of water temperature at Sapporo were identified. Then, to predict the future water temperatures, the approach of downscaling the outputs of a global climate model (GCM) to a local scale was investigated by employing the Statistical Downscaling Model to downscale air temperature (T) in both the present and future climate scenarios. The above downscaling approach was applied to the Sapporo meteorological station in Japan by simulating the local scale daily temperature based on large scale atmospheric variables including National Center for Environmental Prediction (NCEP) reanalysis datasets (1961-2000) and a general circulation model (HadCM3) outputs (1961-2099).

Keywords: Cold region, river water temperature, downscaling, statistical analysis

1. Introduction

As a fundamental physical characteristic describing properties of surface waters, stream water temperature has a direct impact on the flora and fauna of aquatic systems through its influences on many chemical processes in river systems. High stream temperatures can have adverse effects on fisheries resources by limiting fish habitat and mortality. Most of the variations in stream water temperatures is affected by a number of variables such as the depth of water, cloud cover, solar radiation, low flow, etc. In recent decades, climate change has been reported as an important source of aquatic disturbance on a large scale and global scale (Fig. 1). A good knowledge of stream water temperature is therefore essential in the management of stream water and aquatic resources (Webb et al., 1993). The main objectives of this study is to investigate the long term monthly and yearly variation of stream water temperatures in cold regions for both historical and future periods. For this purpose, the observation and scenarios data of air and water temperature was collected in this study.

As for the future scenarios data of air temperature, the output from General circulation models (GCMs) was used. The GCMs representing physical processes in the atmosphere, ocean, cryosphere, and land surface are the most advanced

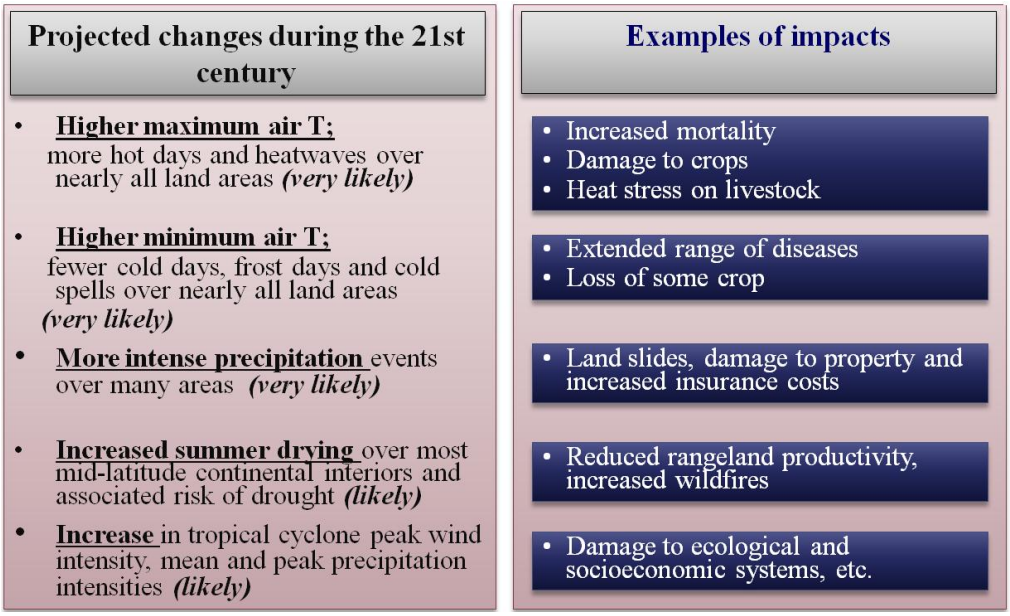


Fig.1 Schematic representation of the climate change and examples of impacts summarized from literatures (IPCC, 2007; etc.).

numerical tools currently available for simulating the response of the global climate system to increasing greenhouse gas concentrations (Mendes and Marengo, 2010). While they demonstrate significant skill at the continental and hemispherical scales and incorporate a large proportion of the complexity of the global system, they are generally not designed for local or regional climate change impact studies and are inherently unable to present local subgrid-scale features and dynamics owing to their coarse spatial resolution (Coulibaly, 2004). Thus, GCMs simulations of local climate at individual grid points are often poor, especially in areas near mountains or coastlines (IPCC, 2007). As a result, GCMs are not directly suitable for local impact studies, since local climate depends on topographical features, such as elevation or aspect (Sailor et al., 2000). For applications to impact studies such as hydrological impacts of climate change, impact models are usually required to simulate sub-grid scale phenomenon and therefore require input data (such as precipitation and temperature) on a similar sub-grid scale (Schoof and Pryor, 2001). There is need to convert the GCMs outputs into higher spatial resolution scenarios (Giorgi et al., 2001).

The methods used to convert GCMs outputs to regional high-resolution meteorological fields required for reliable hydrological modeling are usually referred to as “downscaling” techniques (Hewitson and Crane 1992). There are two major approaches established well at the moment, namely the dynamic downscaling and the empirical (or statistical) downscaling. The former is a method of extracting local scale information by developing and using limited-area models or regional climate models (RCMs) with the coarse GCMs data used as boundary conditions. In this approach, the outputs of GCMs grid cells are used to provide boundary conditions for other models with higher resolution, which better represent local topography and provide a more realistic simulation of fine-scale weather features. Recent studies have shown the capacity of RCMs to reproduce fine-scale features of different regional climates, however, they still exhibit systematic errors due to imperfect representation of even smaller-scale features (Hulme et al. 2002). The latter seeks to derive the local scale information from the larger scale through inference from the cross-scale relationship using some

random or deterministic functions (Wilby et al., 2002). They are generally based on the assumption that GCMs are reliable predictors of both large-scale variables and atmospheric conditions which are sufficiently far removed from the surface of the earth (Cavazos, 1999). This approach does not require lengthy computation times and is based on finding clear relationships between large-scale atmospheric variables and local climate (Schoof et al., 2001). To date, linear and non-linear regression, artificial neural networks, canonical correlation and principal component analysis have all been used to derive predictor-predictand relationships (Xu, 1999; Busuioc et al., 1999). Even though it is not yet clear which method provides the most reliable and accurate downscaling results (Schoof and Pryor, 2001), the most widely used empirical downscaling method is the Statistical Down-Scaling Model (SDSM) which implements a simple linear regression (Wilby et al., 2002).

In this study, to investigate the long term monthly and yearly variation of stream water temperatures in cold regions for both historical and future periods, firstly, the long-term trends (1961-2001) in the monthly and yearly time series of water temperature at Sapporo were identified. Then, to predict the future water temperatures, the approach of downscaling the outputs of a global climate model (GCM) to a local scale was investigated by employing the Statistical Downscaling Model to downscale air temperature (T) in both the present and future climate scenarios. The above approach was applied to the Sapporo meteorological station in Japan by simulating the local scale daily temperature based on large scale atmospheric variables including National Center for Environmental Prediction (NCEP) reanalysis datasets (1961-2000) and a general circulation model (HadCM3) outputs (1961-2099).

2. Methodology

2.1 Statistical Downscaling Model

The SDSM is a multiple regression-based tool for generating future scenarios to assess the impact of climate change and it has the ability to capture the inter-annual variability better than other statistical downscaling approaches, e.g. weather generators, weather typing (Wilby et al. 1998; 1999). It is a combination of a stochastic weather generator approach and a transfer function model (Wilby et al. 2002; 2004) needing two types of daily data. The first type corresponds to local predictands of interest (e.g. temperature, precipitation) and the second type corresponds to the data of large-scale predictors (NCEP and GCMs) of a grid box closest to the study area. Correlation and partial correlation analysis are performed in SDSM between the predictand of interest and predictors to select a set of predictors most relevant for the site in question (Wilby et al. 1999; Wilby and Dawson, 2007).

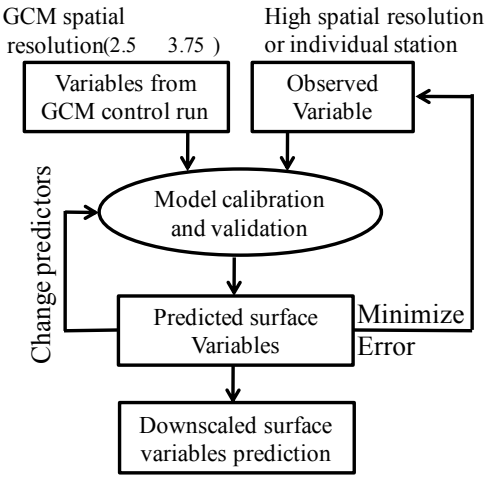


Fig.2 Schematic representation of the downscaling methodology used in this paper for generating local air temperature using historical surface temperature data and NCEP data.

2.2 Selection of predictor variables

For SDSM, selecting the most relevant predictor variables is the first and an important task in the downscaling process. The selection of the most relevant predictor variables is achieved with linear correlation analysis and scatter plots (between the predictors and the predictand variables). In this study, the observed daily data of large scale predictor variables (NCEP data) is used to investigate the percentage of variance explained by each predictand–predictor pair. The influence of individual predictors varies on a month-by-month

basis. Therefore, the most appropriate combination of predictors has to be chosen by checking the analysis output of all of the 12 months. Finally, only one set of selected predictors is used as input to the downscaling models of all of the months. Figure 2 demonstrated the schematic representation of the downscaling methodology used in this paper for generating local air temperature using historical surface temperature data and NCEP data.

3. Data description

3.1 Observation data

Observed local variables of air temperature and river water temperature for Sapporo site (Fig. 3) were collected from the observation database of Automated Meteorological Data Acquisition System (AMeDAS) and The Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism (MLIT) database. The temporal resolution of temperature is daily.

3.2 NCEP

Observed large-scale atmospheric variables for the period 1961–2000 were obtained from the reanalysis of NCEP-NCAR (National Centers for Environmental Prediction-National Center for Atmospheric Research) data. The dataset consists of large-scale predictor variables presented in Table 1 (Asian domain: 80.0°N-10.0°S, 56.25-191.25°E; NCEP dataset: http://www.cics.uvic.ca). Daily mean of predictors including geo-potential height at 500 and 850 hPa (ncepp500as, ncepp850as), relative humidity at 500 hPa (ncepr500as), mean sea level pressure (ncepmslpas) with a grid resolution of 2.5° × 2.5° were interpolated to match GCMs spatial resolution (2.5° Lat. × 3.75° Long.). The resulting time series of the grid cell nearest to Hokkaido (45° N, 142.5° E) were used as predictor variables to develop and test the SDSM model with observed air temperature data (1961–1990), and to validate the capability of SDSM to reproduce large-scale variables and atmospheric conditions (1991–2000).

3.3 HadCM3

The GCM adopted in this work were the

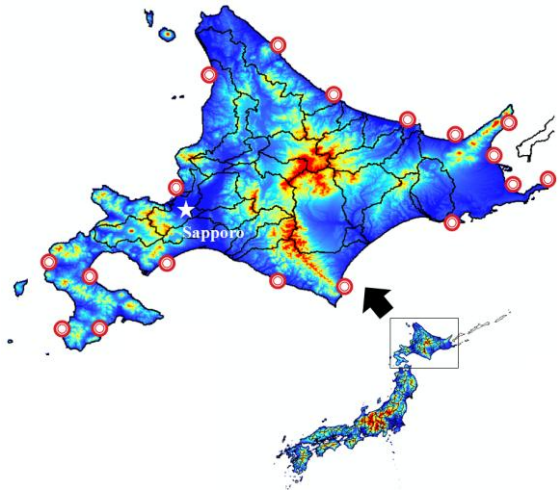


Fig.3 Location of study areas in Hokkaido (The red circles represent the observation sites of water temperature)

HadCM3, developed by the Hadley Centre, UK. HadCM3 is a coupled atmosphere–ocean GCM described by Gordon et al. (2000) and Pope et al. (2000). The atmospheric component of HadCM3 has 19 levels with a horizontal resolution of 2.5° Lat. × 3.75° Long., while the oceanic component has 20 levels with a horizontal resolution of 1.25° Lat. ×1.25° Long. A number of scenarios of future changes in greenhouse gases and aerosols were used to drive the model run. In order to simulate climate change, the emission scenario A2 was selected among those proposed by the Special Report on Emission Scenarios (SRES) (IPCC, 2007) for their wide and representative range of changes in temperature patterns. The predictors which are similar to NCEP (Table 1) were simulated from HadCM3 for the periods 1961–2099 and were extracted for the respective grid cell closest to Sapporo. In particular, as mentioned above, the HadCM3 data for the present climate were compared with the NCEP-NCAR data to test the capability of the GCM to reproduce large-scale variables and atmospheric conditions. All predictors in these datasets (presented in Table 1) have been normalized with respect to the 1961–90 mean and standard deviation.

Table 1 Description of all predictors in NCEP.

NCEP code	Predictors (NCEP reanalysis)	NCEP code	Predictors (NCEP reanalysis)
ncepmslpas	Mean sea level pressure	ncepp500as	500 hPa geopotential height
ncepp5_fas	500 hPa airflow strength	ncepp850as	850 hPa geopotential height
ncepp5_uas	500 hPa zonal velocity	ncepp__fas	Surface airflow strength
ncepp5_vas	500 hPa meridional velocity	ncepp__uas	Surface zonal velocity
ncepp5_zas	500 hPa vorticity	ncepp__vas	Surface meridional velocity
ncepp5thas	500 hPa wind direction	ncepp__zas	Surface vorticity
ncepp5zhas	500 hPa divergence	ncepp_thas	Surface wind direction
ncepp8_fas	850 hPa airflow strength	ncepp_zhas	Surface divergence
ncepp8_uas	850 hPa zonal velocity	ncepr500as	Relative humidity at 500 hPa
ncepp8_vas	850 hPa meridional velocity	ncepr850as	Relative humidity at 850 hPa
ncepp8_zas	850 hPa vorticity	nceprhumas	Near surface relative humidity
ncepp8thas	850 hPa wind direction	ncepshumas	Surface specific humidity
ncepp8zhas	850 hPa divergence	nceptempas	Mean temperature at 2 m

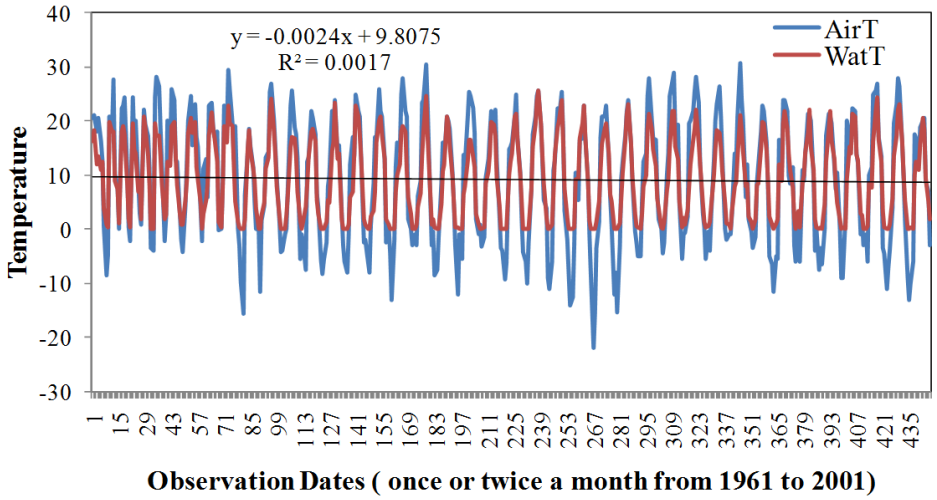


Fig.4 Time series variation of observed daily air and water temperature (Unit: °C) from 1961 to 2001.

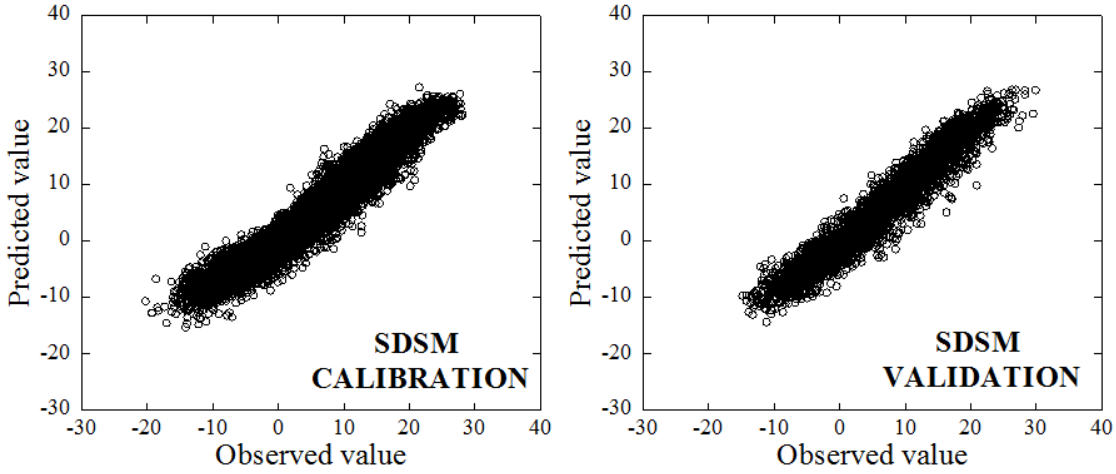


Fig.5 Scatter plots of observed and simulated daily temperature (Unit: °C) for both calibration and validation of SDSM model.

4. Results and analysis

4.1 Long term variation

The long-term trends (1961-2001) in the monthly and yearly time series of water temperature at Sapporo (Hokkaido, Japan) were identified. Figure 4 shows the time series variation of observed daily air and water temperature from 1961 to 2001. The data was observed once or twice a month. From Fig. 4, it is obvious that the river water temperature has high correlation with air temperature. Using the multiple regression techniques, an empirical relationship can be derived between monthly stream water temperatures and monthly atmospheric temperatures, monthly discharge, and some other factors as well, using the observed data between 1961 and 2001. Here, as the preliminary stage of this study, the simple relationship between air temperature and river water temperature was employed.

4.2 Future air temperature

To predict the future stream water temperatures, the approach of downscaling the outputs of a global climate model (GCM) to a local scale is investigated by employing the Statistical Downscaling Model (SDSM) to downscale air temperature (T) in both the present and future climate scenarios (IPCC scenarios A2). The above approach were applied to the Sapporo meteorological station in Japan by simulating the local scale daily temperature based on large scale atmospheric variables including National Center for Environmental Prediction (NCEP) reanalysis datasets (1961-2000) and a general circulation model (HadCM3) outputs (1961-2099) with a coarse spatial resolution of 2.5º latitude by 3.75º longitude.

Results also show that atmospheric predictors such as surface specific humidity, mean air T at 2 meter, and 500 hPa geopotential height are identified as the most relevant inputs to the downscaling model. Furthermore, the performance of the downscaling methods is compared for both calibration period (1961-1990) and validation period (1991-2000). Figure 5 shows the scatter plots of observed and simulated daily temperature for both calibration and validation of SDSM model.

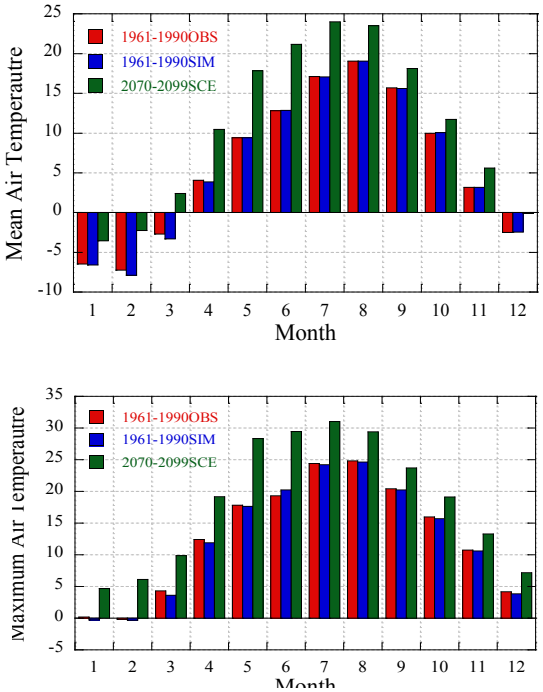


Fig.6 Histogram of observed and simulated monthly minimum and maximum extreme T (Unit: °C) for historical climate (1961-2000) and future climate (2070-2099). (OBS: observation of T by AmeDAS; SIM: simulation of T using current HadCM3 data; SCE: scenarios of T using future HadCM3 data)

The downscaling model's performance shows that SDSM is efficient for downscaling daily air T with R^2 index higher than 90%. The simulated monthly average air T (1961-2000) by using HadCM3 datasets also reproduced well the observed ones in the local station (Fig. 6).

As for yearly variation, Fig.7 shows the histogram of observed (using AMeDAS data) and simulated (using HadCM3 data) yearly average and maximum extreme air temperature from 1961 to 2099.

4.3 Future river temperature

Using the empirical relationship derived between stream water temperatures and atmospheric temperatures, monthly discharge, and some other factors as well, using the observed data between 1961 and 2001, it is possible for us to predict the future river water temperature. In this paper, the simple relation between air temperature

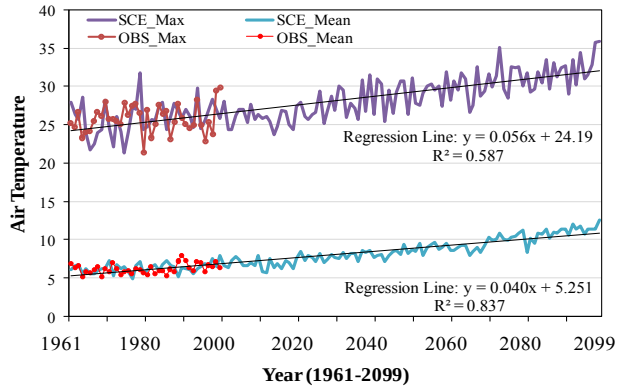


Fig.7 Histogram of observed (using AmeDAS data) and simulated (using HadCM3 data) yearly average and maximum extreme air temperature (Unit: °C) from 1961 to 2099.

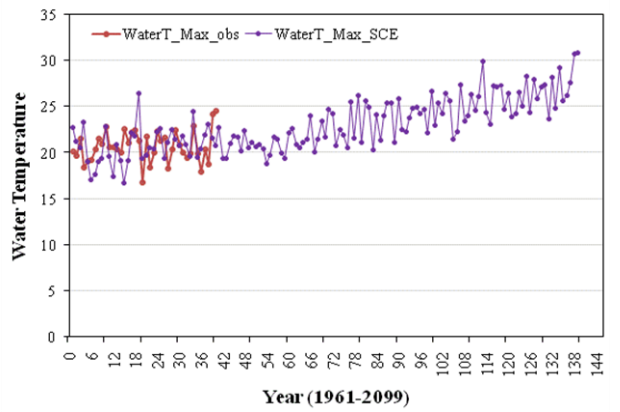


Fig.8 Histogram of observed and simulated yearly average and maximum river water temperature (Unit: °C) from 1961 to 2099.

and river water temperature was applied to predict the future river water temperature in Ishikari River. Figure 8 shows the histogram of observed and simulated yearly average and maximum river water temperature (Unit: °C) from 1961 to 2099.

5. Conclusions

In this paper, the statistical downscaling method is presented to simulate local scale daily air temperature and monthly extreme (maximum and minimum) temperatures based on large scale atmospheric variables. They were applied to a weather station in Hokkaido, Japan along with NCEP reanalysis datasets. Results show that atmospheric predictors such as surface specific humidity, mean air T at 2 meter, and 500 hPa geopotential height are identified as the most relevant inputs to the downscaling models. The performance of the downscaling methods is compared for both calibration period (1961-1990) and validation period (1991-2000). The downscaling models' performance show that SDSM is efficient for downscaling daily air T with R^2 index higher than 90%. This study demonstrates the applicability of downscaling technique in evaluating the reliability of the downscaled data for climate scenarios development. The results obtained from this study show the predicted river water temperature reproduced well the yearly variation of observed river water temperature. From the Fig. 8, the river temperature has the increasing trend. However, the results of Fig. 8 were highly influenced by the output of GCMs data, which has many potential uncertainties currently. Even though those uncertainties, this study still proposed a way to predict the future river water temperature.

Acknowledgements

This study was supported by the Kyoto University Global COE program "Sustainability/Survivability Science for a Resilient Society Adaptable to Extreme Weather Conditions" and the JSPS Grant-in-Aid for Young Scientists (B) (KAKENHI Wakate B, 90569724). The authors are grateful for their supports.

References

Busuioc, A., Von Storch, H. and Schnur, R. (1999): Verification of GCM generated regional seasonal precipitation for current climate and of statistical downscaling estimates under changing climate conditions, J. Climate, 12, pp.258–272.

Cavazos, T. (1999): Large-scale circulation anomalies conducive to extreme precipitation events and derivation of daily rainfall in Northeastern Mexico and Southeastern Texas, J. Climate, 12, pp.1506–1523.

Coulibaly, P. (2004): Downscaling daily extreme temperatures with genetic programming,

Geophysical Research Letters, 31, L16203, pp.1-4.

Giorgi, F., Hewitson, B., Christensen, J., Hulme, M., Von Storch, H., Whetton, P., Jones, R., Mearns, L. O. and Fu, C. (2001): Regional climate information-evaluation and projections. In: Climate Change 2001: The Scientific Basis. Contribution of Working Group I to the Third Assessment Report of the IPCC (ed. by J. T. Houghton, Y. Ding, D. J. Griggs, M. Noguer, P. J. van der Linden, X. Dai, K. Maskell & C. A. Johnson), 583–638. Cambridge University Press, Cambridge, UK.

Gordon, C., Cooper, C., Senior, C.A., Banks, H., Gregory, J.M., Johns, T.C,, Mitchell, J.F.B. and Wood, R.A. (2000): Simulation of SST, sea ice extents and ocean heat transports in a version of the Hadley Centre coupled model without flux adjustments, Clim. Dyn., 16, pp.147–168.

Hewitson, B.C. and Crane, R.G. (1992): Large-scale atmospheric controls on local precipitation intropical Mexico. Geophys Res Lett, 19, pp.1835–1838.

Hulme, M., Jenkins, G.J., Lu, X., Turnpenny, J.R. et al. (2002): Climate change scenarios for the United Kindom: the UKCIP02 Scientific Report. Tyndall Centre for Climate Change Research, University of East Anglia, Norwich

IPCC (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 IPCC (ed. by S. Solomon, D. Qin, M. Manning, Z. Chen, M. Marquis, K. B. Averyt, M. Tignor & H. L. Miller). Cambridge University Press, Cambridge, UK.

Mendes, D. and Marengo, J.A. (2010): Temporal downscaling: a comparison between artificial neural network and autocorrelation techniques over the Amazon Basin in present and future climate change scenarios, Theor Appl Climatol, 100, pp.413–421.

Pope, V.D., Gallani, M.L., Rowntree, P.R. and Stratton, R.A. (2000): The impact of new physical parameterizations in the Hadley Centre climate model: HadAM3, Clim. Dyn., 16, pp. 123–146.

Sailor, D.J., Hu, T., Li, X. and Rosen, J.N. (2000): A neural network approach to local downscaling of GCM output for assessing wind power implications of climate change, Renew Energy, 19, pp.359–378.

Schoof, J. T. and Pryor S. C. (2001): Downscaling temperature and precipitation: A comparison of regression-based methods and artificial neural networks, Int. J. Climatol., 21, 773–790.

Webb BW and Walling DE (1993): Longer term water temperature behaviour in an upland stream. Hydrol Process, 7:19-32.

Wilby, R.L., Wigley, T.M.L., Conway, D., Jones, P.D., Hewitson, B.C., Main, J. and Wilks, D.S. (1998): Statistical downscaling of general circulation model output: a comparison of methods, Water Res., 34, pp.2995–3008

Wilby, R.L., Hay, L.E. and Leavesley, G.H. (1999): A comparison of downscaled and raw GCM output: implications for climate change scenarios in the San Juan River basin, Colorado, J. Hydrol., 225, pp.67–91

Wilby, R. L., Dawson, C. W. and Barrow, E. M. (2002): SDSM: A decision support tool for the assessment of regional climate change impacts, Environ. Modell. Software, 17, pp.147– 159.

Wilby, R. L., Charles, S. P., Zorita, E., Timbal, B., Whetton, P. and Mearns, L. O. (2004): Guidelines for Use of Climate Scenarios developed from Statistical Downscaling Methods. Task Group on Data and Scenario Support for Impact and Climate Analysis, Environment Agency of England and Wales, UK.

Wilby, R. L. and Dawson, C. W. (2007): Using SDSM Version 4.1 – A decision support tool for the assessment of regional climate change impacts. User Manual.

Xu, C. Y. (1999): From GCM to river flow: A review of downscaling methods and hydrologic modeling approaches, Prog. Phys. Geogr., 23(2), pp.229–249.

ダウンスケーリングしたGCMデータによる寒冷地域における河川水温の統計解析

賀　斌*・寶　馨・山敷　庸亮・小林　健一郎*・羅　平平**

*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
**京都大学・工学研究科

要　旨

河川水温の上昇は，水質や生態系に重大な影響を及ぼすことが懸念される。本研究は，寒冷地域における河川水温の長期間(現在と将来)変動の解析を目的とする。まず，札幌における長期間（1961年-2001年）の季節変動と年変動を解析する。その後，将来の水温を予測するため，統計的ダウンスケーリング法を用い，北海道における将来の日単位気温をダウンスケーリングする。また，札幌における観測された日単位の気温と水温の関係を解析し，米国大気海洋庁の NCEP 再解析データ(1961-2000)と英国ハドレーセンター(Hadley Centre)のHadCM3(Hadley Climate Model)のGCMデータ(1961-2099)を用い，札幌における将来の河川水温を予測する。

キーワード：寒冷地域，河川の水温，ダウンスケーリング，統計解析

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

A Comparison of Simple Snowmelt Models for the Ane River Basin

Pedro Luiz Borges CHAFFE*, Yosuke YAMASHIKI, Kaoru TAKARA and Maho IWAKI**

* Graduate School of Engineering, Kyoto University
** Graduate School of Human and Environmental Studies, Kyoto University

Synopsis

The objective of the present work was to develop and compare simple snowmelt model formulations using data from the Ane River Basin. The model comparison was done using winter 2001-2002 data from the Surumi station, located in the Ane River Basin, Northeast part of Lake Biwa. A temperature-index and a enhanced temperature-index (including income shortwave radiation) models were applied to the data considering different time resolutions. The results show that the empirically derived base model using hourly time steps had a good agreement with the data. Apparently, using hourly data to go to a finer resolution of 10 minutes data could be used without so much error arising from the simulation. The Enhanced Temperature-index compared to the other models showed little to no improvement.

Keywords: Snowmelt, Temperature-index model, Ane River Basin, Lake Biwa Basin

1. Introduction

Lake Biwa is the largest freshwater body in Japan and it has been studied by many scientists due to its importance for the regional water resources. Lake Biwa has experienced many environmental problems such as loss of species habitat and changes in water quality (Kumagai et al., 2003). Different catchments characterized by different land use and climatic conditions play an important role in Lake Biwa circulation and water quality. Different patterns of nutrients are found due to seasonal cultivation of paddy fields for example (Tanaka et al., 2009). Also, it is believed that in the winter water from snowmelt have different pattern of intrusion in the lake and carry high concentration of dissolved oxygen (Kumagai and Fushimi, 1995; Kitazawa and Kumagai, 2005).

The largest basin that contributes to Lake Biwa is the Ane River Basin. This basin is located in the northern part of Lake Biwa where there is significant snowfall in the winter. Therefore, it is important that we estimate how much and when runoff from snowmelt is being produced in this area. Snowmelt might influence the water quality (e.g. DO concentration in the hypolimnion of the lake) as well as the water quantity (e.g. flood problems due to snowmelt and rain during spring). Besides that, the proper estimation of the snowmelt is necessary for analyzing different climate change scenarios.

Usually two approaches are used for snowmelt estimation: energy balance models and temperature index models. The advantage of the former one is that it calculates melt as a residual of the heat balance equation; however, they are more complex to be implemented and usually need more meteorological data. The latter is easy to be implemented and uses data that are usually widely available, such as air temperature; its shortcoming is the dependence on the empirical relationship which is usually site specific and difficult to transfer to different locations. Japanese researchers

(Suizu, 2005; Totsuka et al., 2004) have developed models for the estimation of distributed snow water equivalent (SWE) and snowmelt. Kazama et al. (2008) successfully applied a distributed temperature index method for simulating snow cover in Japan using remote sensing information. However, the lack of ground truth data, such as SWE, and the resolution and time lag in the dates between image acquisitions sometimes might limit the simulations. The objective of the present work was to develop and compare simple snowmelt model formulations using data from the Ane River Basin. This type of simple temperature index point studies might be helpful for further implementation of spatially distributed models or for validation of their accuracy.

2. Study Area

The Ane River Basin is located in the Northeast region of Shiga Prefecture (Fig. 1) and it is the largest contributing basin to Lake Biwa. It belongs to the Japan Sea climatic region, there is snowfall in the winter and snowmelt during spring is a big part of total river discharge. The average temperature is 14.5 °C and precipitation around 2000 mm per year. The Surumi meteorological station is located in the town of Yogo in the north part of the Ane River Basin, 35.57 N 136.22 E, at an elevation of 214 m.

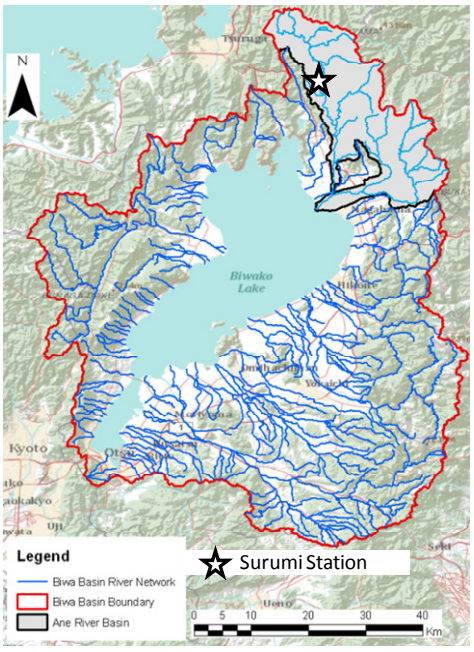


Fig. 1 Sketch of Lake Biwa Basin and the location of the Meteorological station in the Ane River Basin.

3. Meteorological and Snow Data

The meteorological data was obtained from the Surumi station (Fig. 2). The data used in this research was from 1st of December 2001 to 31st of March 2010. Precipitation, temperature, and solar radiation were measured automatically every 10 min. Data used in this study with different resolution (hourly and daily) were simply aggregated from the finest resolution one (10 minutes). The precipitation was measured using a rain gauge with a 0.5mm resolution. During this period, there were 16 measurements of snow depth and weight for the estimation of SWE.



Fig. 2 Surumi station. Right: meteorological equipment and rain gauge. Left: equipment for SWE measurement.

4. Snowmelt Models

4.1 Snow accumulation

The separation of precipitation into snow (Ps) and rain was made using an empirical relationship (Iwaki et al., 2009) Eq. (1). That is the first step for the snow accumulation

$$\begin{cases} P_s = P \cdot \dfrac{a}{100} & a = -17.63\ T + 86.61 \quad (-0.8 \le T \le 4.9) \\ P_s = P_s & a = 100 \quad (T < -0.8) \\ P_s = 0 & a = 0 \quad (T > 4.9) \end{cases} \tag{1}$$

P is the precipitation (mm), P_s the snow (mm), T the ground air temperature (°C) and a (%) is the probability of occurrence of solid precipitation. The relation between a and T (°C) was derived by using data obtained from meteorological observations carried out in the city of Hikone, which is located in the eastern part of Shiga Prefecture. During this observations the temperatures ranged from -0.75 °C to 5.75 °C. The snow accumulation is then

calculated using a simple mass balance equation:

$$\frac{d}{dt} SWE = P_s - M \qquad (2)$$

where *SWE* is the snow water equivalent (mm) and *M* the total snow melt.

4.2 Snowmelt calculation

Three different approaches for simulating snowmelt were adopted. One based on a previously developed and tested degree-hour method for the Surumi site (Iwaki et al., 2009). The temperature factor of the previous model was used to linearly estimate the temperature factor of two other time resolutions (10 minute and daily). The other methods were the temperature- index method and an enhanced temperature-index method, both calibrated considering different time resolution (10 minutes, hourly and daily).

(1) General formulation

The basic temperature-index method is calculated according to the commonly used (Hock, 2003) equation:

$$M = \begin{cases} TF * T & T > T_0 \\ 0 & T \le T_0 \end{cases} \qquad (3)$$

where M is the melt (mm $[T]^{-1}$), TF is the temperature factor (mm $[T]^{-1}$ $°C^{-1}$), T is the mean temperature (°C) for the time step in consideration and T_0 is the threshold temperature above which melt occurs (°C).

(2) Base model

The base model for comparison in this study was the degree-hour of Eq. (4) (Iwaki et al., 2009).

$$M = \begin{cases} TF_h * T & T > T_0 \\ 0 & T \le T_0 \end{cases} \qquad (4)$$

In this case the TF_h is the hourly temperature factor which is set equal to 0.23 (mm h^{-1} $°C^{-1}$) for the base model. It was calculated as the average between the value obtained by regression and the heat balance method using the aggregated 10 minute resolution data to hourly time steps.

(3) Enhanced temperature-index model

Some changes that include shortwave radiation in the simple temperature-index model have been proposed and seem to have a positive effect in the calculations (Hock, 2003; Pellicciotti et al., 2005). We call the enhanced temperature- index model the formulation which we included the incoming shortwave radiation Eq.(5).

$$M = \begin{cases} TF * T + SRF * Rad & T > T_0 \\ 0 & T \le T_0 \end{cases} \qquad (5)$$

where SRF is the shortwave radiation factor (mm $[T]^{-1}$ W^{-1}) and Rad is the incoming shortwave radiation (W m^{-2}). It should be noticed that it differs from other formulations where usually shortwave radiation balance was used (Hock, 2003; Pellicciotti et al., 2005). For simplicity and lack of data, we decided to use only the incoming shortwave radiation.

4.3 Calibration and sensitivity analysis

For the calibration we gave each of the index factors a broad range of values selected from previous simulation trials (Table 1). We used a Monte Carlo simulation with uniform distribution to sample parameter values. For each different time resolution we ran it 10,000 times. The parameters which yielded minimum error values were selected as the optimum ones.

Table 1 Parameter ranges used for calibration.TIM is the Temperature-index method. E-TIM is the Enhanced Temperature-index method. *TF* is the temperature factor and *SRF* is the shortwave radiation factor.

	Parameter Range	
	TF	*SRF*
TIM (daily)	0.01 - 100	-
TIM (hourly)	0.001 - 10	-
TIM (10 minutes)	0.001 - 10	-
E-TIM (daily)	0.000001 - 4	0.000001 - 40
E-TIM (hourly)	0.000001 - 4	0.000001 - 5
E-TIM (10 minutes)	0.000001 - 4	0.000001 - 5

The error function chosen for the calibration and sensitivity analysis was the average relative error, calculated as follows:

$$Error = \frac{\sum_{t=1}^{N} \left| \frac{SWE_C(t) - SWE_O(t)}{SWE_O(t)} \right|}{N} \qquad (6)$$

where *Error* is the average relative error, SWE_C is the snow water equivalent calculated for the time step t, SWE_O is the observed snow water equivalent and N is the number of observations.

5. Results and Discussion

5.1 Base model

The base model run can be seen in Fig. 3. As expected, the best simulation was obtained with the hourly time resolution, since that was the one used to derive the TF_h value. The temperature factor for the 10 minutes time step simulation was calculated by simply dividing the value of TF_h by 6 (10min/60min). The temperature factor for the daily calculation was obtained by multiplying TF_h by 24 (24h/1h). This would be the rational if we expected a uniform temperature distribution along the day. Since it is not uniform, this method underestimates the *TF* value for the daily simulation and over estimates the *TF* value for the 10 minutes resolution simulation (Fig. 3). However, the difference between the relative error of the hourly and the 10 minutes estimates is very few.

5.2 Calibration

The calibration of the Temperature-index method showed a quite significant reduction in the error of the simulations for all the time resolutions (Table 2). This was due to specific calibration for each one of them. Table 3 shows that in relation to the base model, the values of calibrated *TF* for the daily time step was about four times higher, for the 10 minutes one it was lower. It is interesting to see that the value of the calibrated temperature-factor for the daily series is about 20.79 (mm d^{-1} $°C^{-1}$) and that in previous study (Kazama et al., 2008) it was found a value of 20 for Japan when using satellite images for the calibration.

The calibration of the Enhanced Temperature-index method only showed better performance in relation to the base model in the daily time step simulation. For the hourly and 10 minutes simulation, it actually had worse results than the other models.

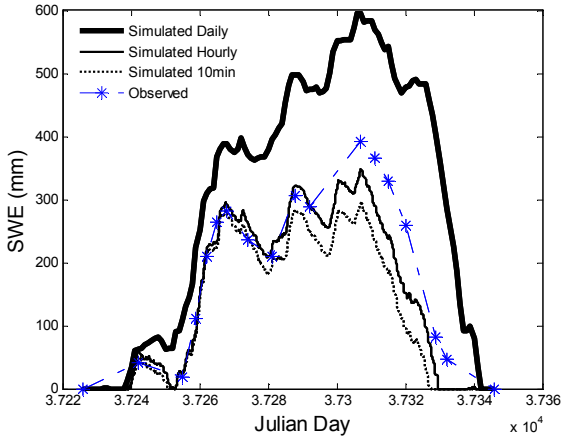


Fig. 3 Snow water equivalent (*SWE*) for the period of 1 December 2001 to 31 March 2002. Simulation were done using the base model. Simulated Hourly used hourly data, Simulated 10min used 10 minutes time steps and Simulated Daily used daily time steps.

Table 2 Error values obtained with the simulations. BM is the base model. TIM is the Temperature-index method. E-TIM is the Enhanced Temperature-index method.

	Error		*Error*		*Error*
BM (daily)	1.53	BM (hourly)	0.35	BM (10 minutes)	0.37
TIM (daily)	0.52	TIM (hourly)	0.26	TIM (10 minutes)	0.22
E-TIM (daily)	0.56	E-TIM (hourly)	0.52	E-TIM (10 minutes)	0.85

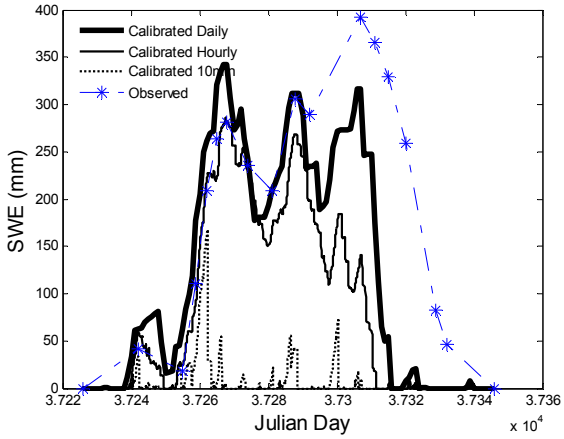


Fig. 4 Snow water equivalent (*SWE*) for the period of 1 December 2001 to 31 March 2002 calculated using the calibrated enhanced temperature-index method. Calibrated Hourly used hourly data.

5.3 Sensitivity analysis

A sensitivity analysis was carried out in order to identify the most suitable ranges of parameters that could be used for snowmelt simulation. This analysis is also useful to compare the different importance of the parameters in each model. Fig. 5

shows the sensitivity analysis for the Temperature-index method. We can distinguish that the simulations are much more sensitive when using higher temporal resolution (hourly and 10 minutes). The values of the temperature factor for the daily simulations can vary in a much wider range without changing so much the model performance.

The Enhanced Temperature-index model was more sensitive to the *SRF* in the daily and hourly time steps calculations (Fig. 6). For the 10 minutes calculations, the model became more sensitive to the *TF* parameter. This might be an indication of the greater importance of using radiation values for calculating snowmelt in daily time steps. However, this analysis is limited by our use of total incoming shortwave radiation and not net radiation information.

Table 3 Parameter values obtained with calibrations. BM is the base model. TIM is the Temperature-index method. E-TIM is the Enhanced Temperature-index method. *TF* is the temperature factor and *SRF* is the shortwave radiation factor.

	Parameter	
	TF ($mm\ day^{-1}\ °C^{-1}$)	*SRF* ($mm\ day^{-1}\ W^{-1}$)
BM (daily)	5.52	-
TIM (daily)	20.79	-
E-TIM (daily)	3.94	0.495
	TF ($mm\ h^{-1}\ °C^{-1}$)	*SRF* ($mm\ h^{-1}\ W^{-1}$)
BM (hourly)	0.23	-
TIM (hourly)	0.18	-
E-TIM (hourly)	0.15	0.01
	TF ($mm\ 10min^{-1}\ °C^{-1}$)	*SRF* ($mm\ 10min^{-1}\ W^{-1}$)
BM (10 minutes)	0.038	-
TIM (10 minutes)	0.027	-
E-TIM (10 minutes)	0.031	0.0396

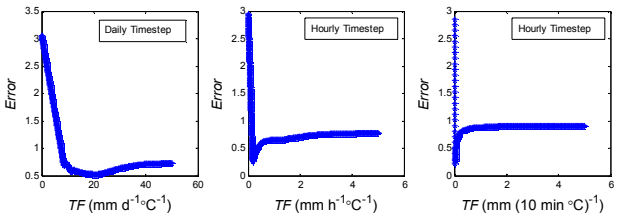


Fig. 5 Sensitivity of the temperature-index model to the temperature-factor (*TF*) considering different time scales. *Error* is the average relative error.

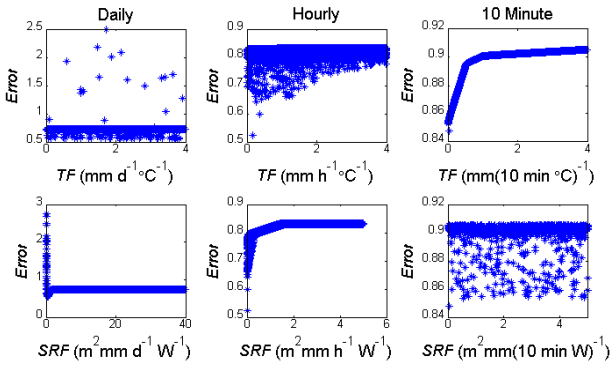


Fig. 6 Sensitivity of the enhanced temperature-index model to the temperature-factor (*TF*) value and to the shortwave radiation factor (*SRF*) considering different time scales. *Error* is the average relative error.

It is important also to take into account that this study used the *SWE* for the calibration. *SWE* is only a proxy value for snowmelt. Therefore, it is hard to judge if the radiation information was not very important for the improvement of the simulations. The comparison of this results with snowmelt data or to a energy balance model would be interesting for next studies and could shed some light on why the incoming shortwave radiation seemed to play a little role in the snowmelt results of the present study.

6. Conclusions

This study evaluated the use of simple model formulations for the simulation of the changes in SWE. The model comparison was done using winter 2001-2002 data from the Surumi station, located in the Ane River Basin, Northeast part of Lake Biwa. A temperature-index and an enhanced temperature- index model were applied to the data considering different time resolution.

The results show that the empirically derived base model using hourly time steps had a good agreement with the data. Apparently, using hourly data to go to a finer resolution of 10 minutes data could be used without so much error arising from the simulation. The Enhanced Temperature-index compared to the other models showed little to no improvement. When calibrated for the 10 minutes resolution, the model lost the sensitivity to the SRF parameter. This could be an indication that using

radiation data is more important for daily calculations.

References

Hock, R. (2003): Temperature index melt modeling in mountain areas, Journal of Hydrology, vol.282, pp.104-115.

Iwaki, M., Sijyou, M., Hida, Y. and Ueno, K. (2009): Observation of snow water equivalent in North Catchment Area of Lake Biwa, 13th World Lake Conference, pp.5.

Kazama, S., Izumi, H., Sarukkalige, P. R., Nasu, T. and Sawamoto, M. (2008): Estimating snow distribution over a large area and its application for water resources, Hydrological Processes, Vol.22, pp.2315-2324.

Kitazawa, D. and Kumagai, M. (2005): Numerical Simulation on Seasonal Variation in Dissolved Oxygen tension in Lake Biwa.

Kumagai, M. and Fushimi, H. (1995): Inflows due to snowmelt, Physical processes in a large lake: Lake Biwa, Japan. Coastal and Estuarine Studies, Okuda, S., Imberger and J., Kumagai, M. eds. AGU Washington, D.C., pp.129-139.

Kumagai, M., Vincent, W. F., Ishikawa, K. and Aota, Y. (2003): Lessons from Lake Biwa and other Asian lakes: Global and Local perspectives. Freshwater management, Global versus Local perspectives, Springer-Verlag Tokyo.

Pellicciotti, F., Brock, B., Strasser, U., Burlando, P., Funk, M. and Corripio, J. (2005):, An enhanced temperature-index glacier melt model including the shortwave radiation balance: development and testing for Haut Glacier d'Arolla, Switzerland, Journal of Glaciology, vol.51, pp.573-387.

Suizu, S. (2002): A snowmelt and water equivalent snow model applicable to an extensive area, Journal of the Japanese Society of Snow and Ice, vol.64, pp.617-630.

Tanaka, L.L., Sudo, M. and Ban, S. (2009): The spatial and temporal distribution of rice herbicides in Lake Biwa, Japan, Hydrological Research Letters, Vol. 3, pp.45–48.

Totsuka, T., Kazama, S., Asaoka, Y. and Sawamoto, M. (2004): Analysis of the Snow Water Equivalent and the Snowmelt Rate Factor Using the Snow Model and Satellite Information of Snow in the Tohoku District, Japan, J.Japan Soc. Hydrol. & Water Resources, Vol.17, pp.493-502.

姉川流域のための簡単な融雪モデルの比較

Pedro Luiz Borges CHAFFE*・山敷庸亮・寶　馨・岩木　真穂**

*京都大学院工学研究科

**京都大学院人間環境学研究科

要　旨

本研究の目的は，姉川流域より融雪期に取得した積雪および水文気象データを用いて簡易融雪モデルの構築を行なうことである。モデル結果は2001ー2002年における姉川流域摺墨観測点での観測データを用いて比較を行なった。温度指数(Temperature Index)モデルと短波放射を考慮した拡張温度指数(Enhanced Temperature-index Method)モデルをそれぞれ異なる時間ステップを考慮した上で計算を行なった。経験ベースのモデルにて１時間ステップの時間間隔でのシミュレーションが観測結果との最も良好な一致をみた。10分間隔の時間ステップを用いたシミュレーションはそれほど誤差の増加がなく用いることができる。拡張温度指数モデルと他のモデルを比較した結果は本検討においては著しい改善はみられなかった。

キーワード:融雪，拡張温度指数モデル，姉川流域，琵琶湖流域

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Paleo-hydrology and Paleo-flow Reconstruction in the Yodo River Basin

Pingping LUO*, Bin HE, Kaoru TAKARA, APIP, Daniel Nover **, Kenichiro KOBAYASHI, and Yosuke YAMASHIKI

* Graduate School of Engineering, Kyoto University
** University of California, Davis, USA

Synopsis

Uncertainties related to flood events are not yet well characterized, specifically with respect to historical records and future predictions. Paleo-hydrological studies can help us understand the historical effects from environmental change as well as climate change. This paper presents a review of the history of paleo-hydrology on a world-wide scale and compares this history with the history of paleo-hydrology in Japan. It reconstructs the paleo-flow in the Kamo River basin, a tributary of the Yodo River basin under two different land use conditions by using a Grid-based Distributed hydrological model.

Keywords: Paleo-hydrology, Yodo River basin, land use, CDRMV3

1. Introduction

The Japanese megacities, Osaka and Kyoto, are located in the Yodo River basin, which plays an import role in Japan's economy, culture and politics. Over the past 1700 years, Japan suffered frequent flood events. The earliest recorded flood control construction was called Mamutanotsutsumi field bank and was built by the Emperor Nintoku (A.D.257-339) in the Yodo River basin. Paleo-hydrology is the study of hydrologic systems and past conditions including the occurrence of flood events, historical flows, etc.

Paleo-hydrological studies tend to focus either on global scale or local scales. The International Union of Geological Sciences (IUGS) and the International Geological Correlation Programme (IGCP) achieved some global continental paleo-hydrological projects focused on lake level changes and reconstruction of fluvial regimes. At the local scale, the Late Quaternary Paleo-hydrology study focused on the Gulf of St. Lawrence, Québec, Canada (Lapointe, 2000) and the Madre de Dios River, southwestern Amazon River basin, Peru (Rigsby et al., 2009). Previous research also focused on the paleo-hydrology of lakes at the local scale including the glacial Lake Oshkosh, Wisconsin, USA (Clark et al., 2009) and the upper Laurentian Great Lakes (Breckenridge and Johnson, 2009). The approaches of integration of facies and isotopic geochemistry are applied in local paleo-hydrological studies (Paz and Rossetti, 2006).

Hydrological models are widely applied and the application of physically based hydrological models such as SWAT (e.g. Luo et al., 2011) and SHETRAN (Ewen et al., 2000) to large catchments is restricted by the vast amount of high quality and fine resolution data needed in order to reliably model the physical processes taking place in the catchment (Beven, 1989). The approach of grid-cell based rainfall runoff models provides a physical process with the spatial distribution. For example, the SLURP (Simple LUmped Reservoir Parametric)

model (Kite, 1978) subdivides the catchment into units of different land cover and other sub-units (Grouped Response Units). AFFDEF (A spatially distributed grid based rainfall runoff model for continuous time simulations of river discharge) requires extensive information in terms of historical hydrological data or geomorphology of the contributing area with the strength of computational efficiency (Moretti et al., 2007). Kojima (1997) developed a grid-cell based distributed Kinematic Wave Runoff (KWR) model in 1997.

The Cell Distributed Rainfall Runoff Model Version 3 (CDRMV3) was selected for simulating the hourly paleo-flow in our study site. It is a physically-based hydrologic model developed at Innovative Disaster Prevention Technology and Policy Research Laboratory, DPRI, Kyoto University. CDRMV3 model solves the Kinematic wave equation using the Lax Wendroff scheme on every node of each cell (Kojima et al., 2003). Monte Carlo simulation technique was used to evaluate the rainfall-sediment-runoff model based on the grid-cell-based KWR model (Sayama et al., 2003). Based on CDRMV3, a lumped sediment model at spatial and temporal scale was applied and calibrated by Apip et al. (2010).

The main purpose of this paper is to review the history of paleo-hydroly at global and local scales and simulate the hourly paleo-flow in the Kamo River basin considering land use change.

2. Study Site and Data

In this study, we selected the Kamo River basin in the Yodo River basin (YRB) for the simulation study site.

2.1 Study Site

The Yodo River basin includes six sub-basins including the Lake Biwa basin (3,802 km^2), the Uji River basin (506 km^2), the Kizu River basin (1,647 km^2), the Katsura River basin (1,152 km^2), the lower Yodo River basin (521 km^2) and the Kanzaki River basin (612 km^2). YRB extends over the six prefectures of Shiga, Kyoto, Osaka, Hyogo, Nara and Mie. Lake Biwa is Japan's largest fresh water lake with surface area of 670 km^2 and volume of 27.5×10^9 m^3. Over 400 streams (including small rivers) flow into Lake Biwa. The Lake Biwa basin is joined by the Uji River through the Seta River. The Katsura River, Kizu River and Uji River meet at Kyoto Prefecture and connect with the lower Yodo River going to the sea of Osaka bay. The length of the main-stem of the YRB is 75 km. The YRB is covered by 71.9% mountainous area and 28.1% flat area. The mean annual precipitation of the Lake Biwa, the Katsura River, the Kizu River, and the lower Yodo River basins are about 1,880 mm, 1,640 mm, 1,590 mm, and 1,400 mm respectively. Mean annual precipitation of YRB is 1387.8 mm (1976 ~ 2000) and mean annual runoff of YRB is 270.8 m^3/s (1952 ~1998) at Hirakata.



Fig.1 The location and area map of Yodo River basin (Source: Japan Water Agency)

The Kamo River basin is a sub basin of the Katsu River basin. The Kamo River passes through Kyoto City, the capital of Japan during Heian period (794AD-1868AD). The riverbank of the Kamo is popular with tourists and residents for many activities such as sightseeing during Sakura (cherry blossoms) blooms, fishing and walking. There are some pathways around this river which are opened for public access during the dry season. During heavy rainfall season, many activities cannot be done because the pathways are flooded. Near the upper stream of the KRB, there is the Sajikigatake mountain area which is the boundary of Kumogahata village and Keihoku village in the northern ward of Kyoto. The length of the Kamo

River is about 31 km. The area and highest elevation of the KRB is around 210 km^2 and 896 m. Flood control activities at the KRB were started in 824 AD when flood prevention became a government official position.

2.2 Data

In this study, we collected spatial and hydrologic data from the Kamo River basin including Digital Elevation Model (DEM), land use, soil type, channel network, observed discharge and Automated Meteorological Data Acquisition System (AMeDAS) data from the Japan Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism (MLIT). The 50-m resolution DEM data (Fig.2) and 100-m mesh land use data sheets from 2006 (Fig.3) and 1976 (Fig.4) were obtained from the National and Regional Planning Bureau of MLIT. The DEM map was up-scaled from 50 m to 100 m. The real river channel used in this study (Fig.5) was downloaded from the website of MLIT and modified by ArcGIS. Table 1 shows the detail information of land use types in 1976 and 2006.

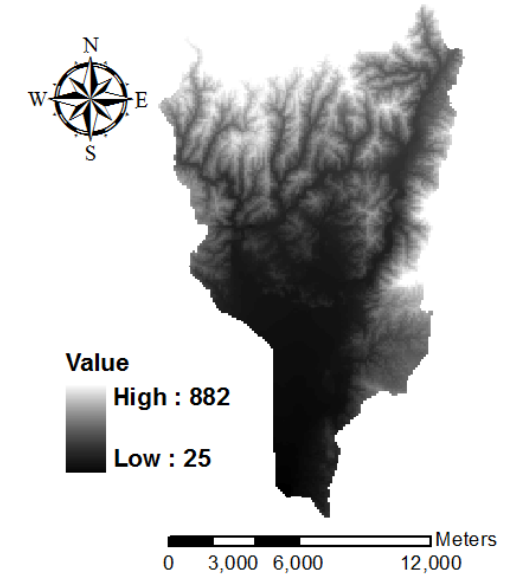


Fig.2 DEM of Kamo River basin

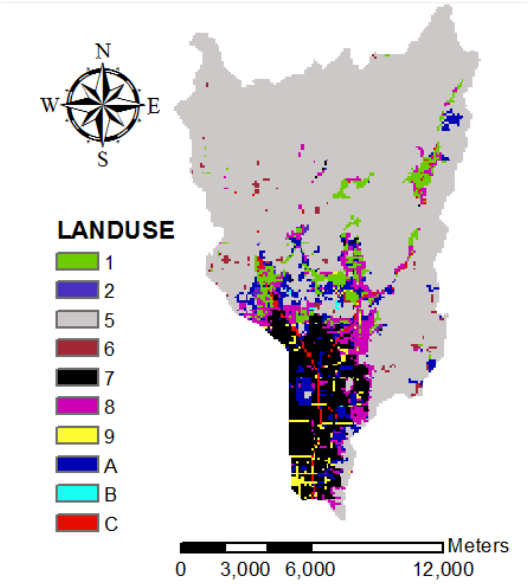


Fig.3 1976 Land use of the Kamo River basin

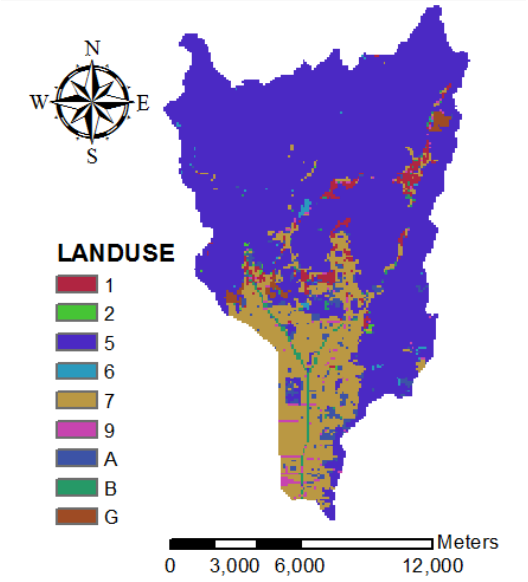


Fig.4 2006 Land use of the Kamo River basin

Table 1 Landuse classification for two years.

1976		2006	
Code	LU name	Code	LU name
1	Rice field	1	Rice field
2	Other Fields	2	Other Fields
5	Forest	5	Forest
6	Waste Land	6	Waste Land
7	Building site A	7	Building site
8	Building site B	9	Arterial traffic sites
9	Arterial traffic	A	Other sites
A	Other sites	B	Inland water areas
B	Lake and marsh	G	Golffield
C	River area		

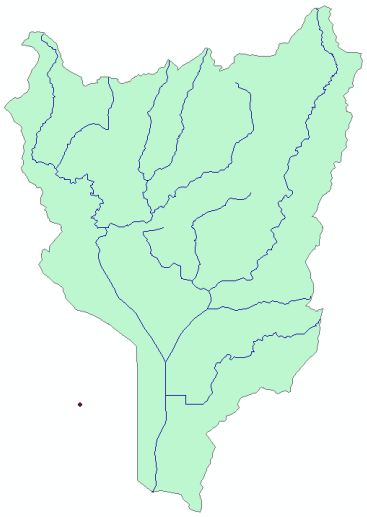


Fig.5 Real river channel of the Kamo River basin.

3. Methods

3.1 Grid-based hydrological model

This study uses CDRMV3, which provide the surface and subsurface hydrological process in each grid cell. This model is based on the kinematic wave method. The model includes a stage-discharge, q-h relationship for both surface and subsurface runoff processes:

$$q = \begin{cases} v_m * d_m * (\frac{h}{d_m})^{\theta} & 0 \le h \le d_m \\ v_m * d_m + v_a * (h - d_m) & d_m \le h \le d_a \\ v_m * d_m + v_a * (h - d_m) + \alpha * (h - d_a)^m & d_a \le h \end{cases} \quad (1)$$

$$v_m = k_m i, v_a = k_a i, k_m = \frac{k_a}{\theta}, \alpha = \sqrt{i}/n$$

$$d_m = D\theta_m, d_a = D\theta_a$$

where q is the discharge per unit width, h is the water depth, i is the slope 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 is the depth of capillary and non-capillary soil layer, and n is the roughness coefficient based on the land cover classes.

3.2 Monte Carlo simulation technique

Monte Carlo simulation is a technique for calibration and uncertainty analysis of hydrologic models. Based on the idea of approximating stochastic processes by a large number of equally probable realizations, Monte Carlo simulation is used to describe all the model inputs and parameters in a statistical manner with the model running hundreds or thousands of times to generate multiple outputs, including runoff flows for a catchment. This Monte Carlo approach (MCA) is used to calibrate the hydrologil rainfall-runoff model to study the first-order analysis of climate change effects on flood frequencies (Muzik, 2002).

MCA generates a large number of realizations of model parameters according to their corresponding probability distributions with lower and upper bounds that are assumed to represent the variation of calibration parameters. After each realization, MCA calculated the values of the mean and standard deviation of the output statistics (mean model efficiency, mean volume error, mean peak flow and mean objective function) by using the Nash-Sutcliffe coefficient (NS):

$$NSE = 1.0 - \frac{\sum_{j=1}^{M} (O_j - S_j)^2}{\sum_{j=1}^{M} (O_j - \overline{O})^2} \quad (2)$$

where M is the number of ordinates in an event, O and S are the observed and simulated output variables, respectively, while $\overline{O}$ is the average of observed values.

4. Review of paleo-hydrology

A brief review of paleo-hydrology is given for both the global and local scale. We also give a comparison of the paleo-hydrological techniques used in Japan and in other countries.

4.1 Paleohdrology at global scale

Paleo-hydrology at the global scale is an examination of hydrologic balances. It is very import to predict future global water budgets and hydrologic cycles by assessing hydrologic change during past periods. There are two requirements for paleo-hydrology studies at global scales. First, paleo-hydrologic studies should consider the change in geography, land use and hydrologic cycles at the global scale. Second, the time scale of paleo-hydrologic studies is not limited to past and

recent periods but can also be extended to future periods (Starkel, 1990). It can be used to examine the reconstruction of hydrology in the present and forecast the flood frequency for the future.

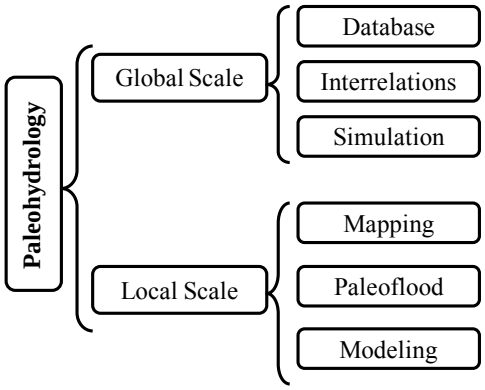


Fig. 6 Framework of Paleo-hydrology

The most important component (Fig.6) is the data source for paleo-hydrologic studies. To build the database for lakes, rivers, glaciers and groundwater is a substantial undertaking necessary for the examination of water balances and hydrological cycles at the global scale. There are some existing databases for paleo-hydrologic studies and they are described below.

[1] IGCP 158 project. It includes some paleo-hydrological changes during the past 15000 years.

[2] Cooperative Holocene Mapping Project (COHMAP). It includes paleo-climatic change and environmental change data. The lake level change database of open and closed lakes in North America and Europe is also included.

[3] Paleo-hydrology of Africa (Palhydaf).

[4] Global Paleo-hydrology Database (GPHD). It is powered by ArcView internet Map sever to provide online browsing of data related to paleo-hydrology and paleo-evironmental maps.

Another major undertaking (Fig.5) is finding the interrelationships within the hydrologic cycle. Reconstruction of water storage and hydrological cycles through time can be done in order to find relationships between hydrologic and environmental changes.

The last major objective (Fig.5) is to simulate the paleo-hydrology and paleo-climatic using the global hydrologic model and global climatic model. This can be used for simulating the continuous paleo-hydrologic and paleo-climatic data and for examining them with the historical recorded data. This approach can be use to evaluate the changes in hydrologic cycle and water storage at the global scale.

4.2 Paleo-hdrology at the local scale

Paleo-hydrology at the local scale focuses on the detailed evaluation of case studies.

The first approach of paleo-hydrology at the local scale is to map or reconstruct the paleo-geography and paleo-environment. This mapping approach is based on the CORINE data, census data, historical records, and pollen analyses (Ward, 2008). CORINE data is the dataset CORINE Land Cover 2000 (CLC2000) (EEA, Copenhagen, 2001). There are some studies on historical census information in Belgium (WL, 1994a), the Netherlands (Knol et al., 2004) and France (Dutoo, 1994). Pollen analysis was mainly used for simulating the period from 4000 to 3000 BP (Bunnik, 1995; Gotje et al., 1990; Henrard, 2003).

The second approach is to study paleo-flood hydrology, a method designed for this type of investigation (Kochel and Baker, 1982). Paleo-flood hydrology is the study of past or ancient flood events which occurred prior to the time of human observation or direct measurement by modern hydrologic procedures (Baker, 1987). The most popular technique of paleo-flood hydrology is the analysis of slackwater deposits and paleo-stage indicators (SWD-PSI). Research in this area has focused on: (1) geochronology, (2) hydraulic modeling, (3) flood-frequency analysis, and (4) climate (Baker et al., 2002). The most important methods of geochronology are tandem accelerator mass spectrometry (TAMS) radiocarbon analyses and optically-stimulated luminescence (OSL) dating (e.g. Stokes and Walling, 2003). Computational step-backwater analyses were introduced in the 1980s was improved for hydraulic modeling (O'Connor and Webb, 1988; Webb and Jarrett, 2002). The first introduction of paleo-flood data for flood-frequency analyses was advocated by Costa (1978), by Baker et al. (1979), and by Costa and Baker (1981).

The last method is modeling the paleo-climate and paleo-hydrology. In recent studies, the climate

model ECBilt-CLIOVECODE, a three-dimensional coupled climate model consisting of three components describing the atmosphere, ocean and vegetation (Brovkin et al., 2002; Goosse and Fichefet, 1999; Opsteegh et al., 1998), was used for the paleo-climatic modeling. It was also designed for coupling with the hydrologic model STREAM (Aerts et al., 1999) to simulate Meuse palaeo-discharge (Ward et al., 2007, 2008; Renssen et al., 2007).

4.3 Comparison to paleo-hydrology in Japan

An introduction to fluvial geomorphology and paleo-hydrology in Japan was given by Oguchi et al. (2001). It emphasized: 1) abundant sediment yields from steep watersheds, 2) extensive sedimentation during the Holocene, 3) catastrophic hydro-geomorphological events, and 4) the impacts of increased heavy rainfall during the Pleistocene Holocene climatic change which highlight the meaning, framework and objective of paleo-hydrology at a national scale. Based on this introduction of paleo-hydrology, there were some previous studies on reconstruction the part of the Holocene large flood record for the Ara River in the central Japan (Grossman, 2001), spatiotemporally differential occurrence of rapid and slow mass movements of creep-type on segmented hillslopes which can be useful for the reconstruction of paleo-hydrology and its changes (Tamura et al., 2002). For the field works of paleo-hydrology, the slackwater deposits were investigated on the Nakagawa River, Tochigi Prefecture, Japan (Jones et al., 2001) and sedimentary evidence of a gigantic outburst flood was obtain from Towada caldera in northeast Japan (Kataoka, 2011).

Some paleo-hydrologic studies in the Kamo River basin in Japan are reviewed. The paleo-hydrologic studies began with the reconstruction of river landscapes through several Meishiozue (guidebooks) (e.g. Kamo River, Kyoto in the Edo Era) (Yoshikoshi, 1993). Further studies using mapping the river bank environment of the Kamo River in the Edo Era was presented by Yoshikoshi, (1997). With the reconstruction of river conditions in the Kamo River basin, the changes in the hydrologic environment in urban areas (Kyoto city) generated an evaluative study on the reconstruction of the paleo-hydrologic cycle. A new approach to the determination of the flood zone using geologic information obtained from archaeological excavations was reported by Kawasumi (2004). Yoshikoshi (2005) has summarized the restoration methods of paleo-flood hydrologic by restoration from the earth surface, restoration from geologicl structure and restoration from historical records, including examples in the Kamo River basin. In recent years, a new research objective for the paleo-hydrology in the Kamo River basin which is the evaluation on Disaster Prevention Effect Accompanying the „Kanbun Era Bank' Construction under the paleo-environment was presented by Yoshikoshi, 2006.

Three main points should be stressed in comparing paleo-hydrologic studies at global and lcal scales:

[1] Bulding Database. It is necessary to build the database systematically and organize the paleo-hydrologic, paleo-climatic and paleo-environmental data. To fill the historical flood records, some field works were done at the Ara River in central Japan (Grossman, 2001), slackwater deposits at Nakagawa River (Jones et al., 2001), and sedimentary evidence of a gigantic outburst flood in northeast Japan (Kataoka, 2011). The climatologists are studying quantitative climatic reconstruction based on historical Documents (Mikami, 1999) and recovery of nineteenth-century Tokyo/Osaka Meteorological data in Japan (Zaiki, et al., 2006).

[2] Modeling. Climate and geography data before the 18th century is not continuous and available in the study catchments. However, the modeling of paleo-climatic and paleo-geographic systems can be used to simulate the data during the past period and compare the simulated data to present recorded data. The modeling of paleo-discharge can help to evaluate the impact of human activities and climate change on paleo-hydrology. Ward et al. (2007, 2008) was successful in simulating Meuse palaeodischarge by using the hydrological model (STREAM) coupled with climate models (ECBilt-CLIOVECODE).

[3] Field work and statistical analysis. Slack water deposits method is applied worldwide. The method is used at Tochigi prefecture, northeast and central

Japan. It is necessary to apply this method in the other parts of Japan to obtain historical spatial and temporal data. Paleo-flood data must be analyzed statistically to characterize flood frequency in Japan. Using paleo-flood data for flood-frequency analyses was introduced by Costa (1978), by Baker et al. (1979), and by Costa and Baker (1981). The early research in this methodology was studied by the Panel on Scientific Basis of Water Resource Management, Geophysics Research Board (Baker, 1982). The standard procedure for flood-frequency analysis in the United States involves a method of adjusted moments for fitting the log Pearson type III distribution (U.S. Water Resources Council, 1982). Incorporating paleo-flood data into a flood-frequency analysis (Lane, 1987) (Stedinger and Cohn, 1986) (Stedinger and Baker, 1987; Jin and Stedinger, 1989; Cohn et al., 1997; Martins and Stedinger, 2001) was achieved by using likelihood functions in the analyses.

The paleo-hydrology in the Kamo River basin and Yodo River basin will focus on three directions i.e. the mapping of paleo-geography and paleo-land use, the modeling of paleo-climatic conditions and paleo-hydrology, and the statistical analysis of flood-frequency based on paleo-flood data.

5. Results and Discussions

5.1 Results of paleo-flow simulation

In this study, we simulated the paleo-flow in 1953 at the Kamo River basin by using CDRMV3. This model was calibrated using a Monte Carlo simulation. Fig.7 shows the best calibration result of 1000 times simulation using the 1976 land use map. The Nash-Sutcliffe coefficient of the best calibration is 0.9414.

To compare with the simulated result using 2006 land use, the parameters of the model were set with the values obtained from the best simulation parameters and the model was run again. Fig.8 shows a comparison of the simulation results under 1976 and 2006 land use (LU). The base flows of the two simulation results under 1976 and 2006 LU are quite close to each other. From 13:00 to 19:00 of December 25, 1953, the simulation result under 1976 LU is a little higher than that using 2006 LU. After 19:00 of December 25, 1953, the simulation result under 2006 LU is a little higher than that one under 1976 LU. Compared with the observed data, both simulated results under-estimated the peak discharge.

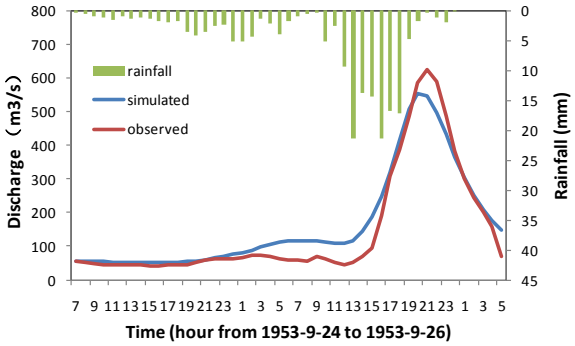


Fig.7 Best calibration result of stream flow under 1976 LU.

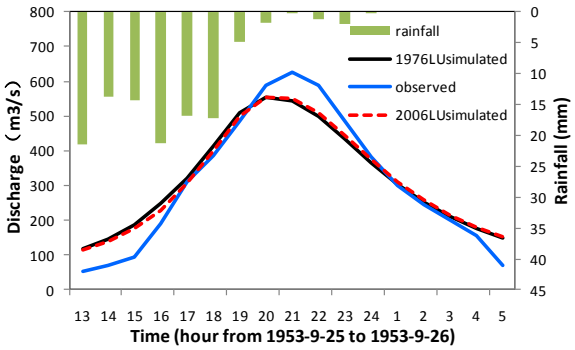


Fig. 8 Comparison of simulated discharge using landuse maps of 1976 and 2006.

5.2 Discussion

From the simulated results of paleo-flow in the Kamo River basin, the grid-based distributed hydrologic model can be used for the paleo-flow simulation in hour. The paleo-climatic data was collected from 1890-2008, but the paleo-flow observed discharge data is only available from present to 1953, and it is not continuous. For future research, it will be essential to obtain the historical flood data from historical documents and field works.

6. Conclusions

In reviewing the paleo-hydrology at global and local scales, we realized that there may have the evidence from the physical nature related with the historical extreme flood events. There are three

components to paleo-hydrologic studies that need to be strengthened: building database, modeling, and field works and statistical analysis.

The paleo-flow simulation results in 1953 under the land use of 1976 works very well. The grid-based distributed hydrological model can be used for further paleo-hydrologic simulation and the reconstruction of the change in paleo-hydrology.

The future paleo-hydrology study in the Yodo River basin will focus on mapping the past land-use, reconstructing the paleo-discharge and flood frequency analysis.

Acknowledgements

The authors are grateful to the Kyoto University Global COE program on "Human Security Engineering for Asian Megacities" and "Sustainability/Survivability Science for a Resilient Society Adaptable to Extreme Weather Conditions".

References

Rigsby, C.A., Hemric E.M., Baker P.A. (2009): Late Quaternary Paleo-hydrology of the Madre de Dios River, southwestern Amazon Basin, Peru, Geomorphology, Vol. 113, Issues 3-4, pp. 158-172.

Lapointe, M. (2000): Late quaternary paleo-hydrology of the Gulf of St. Lawrence (Québec, Canada) based on diatom analysis, Palaeogeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology, Vol. 156 (3-4), pp. 261-276.

Breckenridge, A., Johnson, T.C. (2009): Paleo-hydrology of the upper Laurentian Great Lakes from the late glacial to early Holocene, Quaternary Research, Vol. 71 (3), pp. 397-408.

Clark, J.A., Befus, K.M., Hooyer, T.S., Stewart, P.W., Shipman, T. D., Gregory, C.T., Zylstra, D. J. (2008): Numerical simulation of the paleo-hydrology of glacial Lake Oshkosh, eastern Wisconsin, USA, Quaternary Research, Vol. 69 (1), pp. 117-129.

Paz, J.D.S., Rossetti, D.F. (2006): Paleo-hydrology of an Upper Aptian lacustrine system from northeastern Brazil: Integration of facies and isotopic geochemistry, Palaeogeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology, Vol. 241(2), 2006, pp. 247-266.

Kojima, T. and Takara, K. (2003): A grid-cell based distributed flood runoff model and its performance, Weather radar information and distributed hydrological modeling (Proceedings of HS03 held during IUG2003 at Sapporo, July 2003), IAHS Publ. No. 282, pp. 234-240 (CDRMV3 can be downloaded from http://flood.dpri.kyoto-u.ac.jp/product/cellModel/cellModel.html).

Japan Water Agency(JWA): http://www.water.go.jp.

Apip, Sayama, T., Tachikawa, Y., and Takara, K. (2010): Spatial lumping of a distributed rainfall sediment runoff model and effective lumping scale, Hydrological Processes (Accepted).

Sayama, T., Takara, K., Tachikawa, Y. (2003): Reliability evaluation of rainfall-sediment-runoff models, Erosion Prediction in Ungauged Basins: Integrating Methods and Techniques (Proceedings of symposium HS01 held during IUGG2003 at Sapporo, July 2003). IAHS Publ. 279. pp. 131-141.

Baker, V.R. (1987): Paleoflood hydrology and extraordinary flood events, Journal of Hydrology, 96, pp. 79-99.

Kochel, R.C., Baker, V.R. (1982): Paleoflood hydrology. Science 215, pp. 353–361.

Stokes, S., Walling, D.E., 2003. Radiogenic and isotopic methods for the direct dating of fluvial sediments. In: Kondolf, G.M., Piegay, H. (Eds.), Tools in Fluvial Geomorphology. Wiley, Chichester, pp. 233–267.

Baker, V.R., Webb, R.H., House, P.K., 2002. The scientific and societal value of paleoflood hydrology. In: House, P.K., Webb, R.H., Baker, V.R., Levish, D.R. (Eds.), Ancient Floods, Modern Hazards: Principles and Applications of Paleoflood Hydrology.Water Science and Application, vol. 5. American Geophysical Union,Washington, D.C., pp. 1–19.

O'Connor, J.E.,Webb, R.H.,1988. Hydraulic modeling for paleoflood analysis. In: Baker, V.R., Kochel, R.C., Patton, P.C. (Eds.), Flood Geomorphology. Wiley, NY, pp. 403–420.

Webb, R.H., Jarrett, R.D., 2002. One-dimensional estimation techniques for discharges of

paleofloods and historical floods. In: House, P.K.,Webb, R.H., Baker, V.R., Levish, D.R. (Eds.), Ancient Floods, Modern Hazards: Principles and Applications of Paleoflood Hydrology. Water Science and Application, vol. 5. American Geophysical Union, Washington, D.C., pp. 111–125.

Costa, J.E., 1978. Holocene stratigraphy in flood-frequency research. Water Resources Research 14, 626–632.

Baker, V.R., Kochel, R.C., Patton, P.C.,1979. Long-termflood-frequency analysis using geological data. International Association of Hydrological. Science Publication, vol. 128, pp. 3–9.

Costa, J.E., Baker, V.R., 1981. Surficial Geology: Building with the Earth. Wiley, N.Y.

Ward, P.J., Renssen, H., Aerts, J.C.J.H., van Balen R.T., and Vandenberghe, J. (2008): Strong increases in flood frequency and discharge of the River Meuse over the late Holocene: impacts of long-term anthropogenic land use change and climate variability, Hydrol. Earth Syst. Sci., Vol. 12, pp. 159–175.

EEA, Copenhagen, (2001): Sustainable water use in Europe. Part 3: Extreme hydrological events: floods and droughts, Environmental issue report No. 21, EEA, Copenhagen, Denmark, http://reports.eea.europa.eu/Environmental Issues No 21/en.

Aerts, J. C. J. H., Kriek, M., and Schepel, M.: STREAM (Spatial Tools for River Basins and Environment and Analysis of Management Options): Set Up and Requirements, Phys. Chem. Earth B. 24(6), 591–595, 1999.

Renssen, H., Lougheed, B.C., Aerts, J.C.J.H., de Moel, H., Ward, P.J., Kwadijk, J.C.J. (2007): Simulating long-term Caspian Sea level changes: The impact of Holocene and future climate conditions, Earth and Planetary Science Letters 261, pp. 685–693.

Kataoka, K.S.(2011): Geomorphic and sedimentary evidence of a gigantic outburst flood from Towada caldera after the 15 ka Towada–Hachinohe ignimbrite eruption, northeast Japan, Geomorphology, Vol. 125(1), pp. 11-26.

Grossman, M.J. (2001): Large floods and climatic change during the Holocene on the Ara River, Central Japan, Geomorphology, Vol. 39(1-2), pp. 21-37.

Oguchi, T., Saito, K., Kadomura, H., Grossman, M. (2001): Fluvial geomorphology and paleo-hydrology in Japan Geomorphology, Vol. 39(1-2), pp. 3-19.

Jones, A. P., Shimazu, H., Oguchi, T., Okuno, M., Tokutake, M. (2001): Late Holocene slackwater deposits on the Nakagawa River, Tochigi Prefecture, Japan, Geomorphology, Vol. 39(1-2), pp. 39-51.

Tamura, T., Li, Y., Chatterjee, D., Yoshiki, T., Matsubayashi, T. (2002): Differential occurrence of rapid and slow mass movements on segmented hillslopes and its implication in late Quaternary paleo-hydrology in Northeastern Japan, CATENA, Vol. 48(1-2), pp. 89-105.

Kawasumi, T. (2004): Determination of the flood zone using geologic information obtained from archaeological excavations : an example of the Kamo River Basin in Kyoto City, Papers and proceedings of the Geographic Information Systems Association, Vol. 13, pp. 167-170 (In Japanese).

Yoshikoshi, A. (1993): River Landscape through the several sorts of Meishozue (guidebooks): an example of Kamo River, Kyoto in the Edo Era, Memoirs of Nara University 21, 145-156, (In Japanese).

Yoshikoshi, A. (1997): The study on river environments of Kamogawa, Kyoto in the Edo Era (Symposium on "Water and historical geography," Special Issue), The Historical geography 39(1), 72-84 (In Japanese).

Yoshikoshi, A. (1998): Hydrological changes in the environment in urban areas - case study and preliminary study in Kyoto Journal of cultural sciences, the Ritsumeikan bungaku, Vol. 553, 1373-1388 (In Japanese).

Yoshikoshi, A. (2005): Restoration methods of some floods, and some examples about it, Journal of Japanese Association of Hydrological Sciences 35(3), 129-136 (In Japanese).

Yoshikoshi, A. (2006): Disaster Prevention Effect Accompanying the „Kanbun Era Bank' Construction along the Kamo River in Kyoto, Journal of cultural sciences, the Ritsumeikan bungaku (593), 640-632 (In Japanese).

淀川流域における古水文現象の再現に関する研究

羅平平*・賀斌・寶馨・APIP・Daniel Nover**
小林健一郎・山敷庸亮

*京都大学工学研究科
**米国カリフォルニア大学デービス校

要　旨

過去と将来の期間の洪水災害イベントの不確実性は，まだ完全に識別されていない。古水文研究では，過去の環境や気候の影響を理解するのに役立つ可能性がある。本稿では，世界規模で古水文研究の発展の歴史をレビューし，日本の古水文研究の歴史とそれらを比較した。また，グリッドベースの分布型水文モデルを用いて2つの土地利用条件の下で淀川の鴨川流域における古流れを再現した。

キーワード：古水文，淀川流域，土地利用，CDRMV3

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 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

小林健一郎*・寶　馨・佐野　肇**・津守博通**・関井勝善**

*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
** NKSJリスクマネジメント株式会社　研究開発部　定量評価室

要　旨

本研究では広域で降雨流出過程と内水・外水氾濫過程を統一的に追跡可能な分布型降雨流出・洪水氾濫追跡モデルを構築する。本稿では特に淀川流域（流域面積8240km^2）を対象とした。本稿のモデルは従来の広域モデルに比較すると，高解像（250m）で流出・浸水過程を統一的かつシームレスに計算できる利点がある。モデルの基礎データは，国土数値情報の各種データを用いており，行政モデルともできる限り対応可能となるように配慮した。本モデルは，GISをデータ整備の基本ツールとし，座標系を適切に設定することにより，気象・気候モデル，避難モデル，脆弱性・経済損害評価モデルとのインターフェースが構築できるようにしており，洪水による経済損害・保険損害，あるいはその気候変動影響を確率論的に評価することを目的とする。

キーワード: 分布型降雨流出・洪水氾濫モデル，淀川流域，損害保険，自然災害モデル

1. はじめに

1.1 研究の背景

洪水モデルの開発は古くて新しい課題であり，これまでも実用に供するモデルが幾つも開発されてきた。また，洪水モデルを基礎とした河川計画・洪水防御計画の策定により日本の洪水に対する安全が高いレベルで維持されてきた。しかしながら，2011年3月11日に発生した東日本大震災の地震に伴う津波による沿岸域の広域の浸水被害や，2009年の8月9～10日の佐用町水害のような集中豪雨・ゲリラ豪雨による局所的・甚大な被害が多発していることを見ても，洪水災害は過去の問題ではなく，現在まさにそこにある危機（リスク）である。

一方，損害保険業界では，保有する自然災害リスク（予測損害額）を定量化するために自然災害モデルを用いる．自然災害モデルは，その災害の発生頻度・強さをモデル化し，確率論に基づいて生成した様々な時空間パターンを有する災害イベントセットと，建物や財物の損害額を評価する脆弱性・経済損害評価モデルで構成され，災害イベントセットのランダムシミュレーションにより損害額の超過確率を評価する。洪水に関して言えば，洪水を誘発し，洪水の頻度・強さを決める降雨モデルと，さらに浸水エリアと浸水深を算定する流出・氾濫モデルを組み合わせて洪水イベントセットを構築する。そして，脆弱性・経済損害評価モデルを適用させ，洪水イベントセット全体で洪水損害額の超過確率を評価する。これにより，洪水リスクを損害額ベースで，かつ確率論的に評価することが可能となる。以上の手法は，保険実務で使用されるのはもちろんのこと，国・地方自治体などの行政機関の災害対策・施策決定にも活用できるリスク管理手法と考えられる。

しかし，国内においては，洪水リスクを確率論的に扱う評価手法が十分に整備されているとは言えない。確率洪水リスク評価手法には，不確実性を評価するために確率降雨イベントセットに基づく降雨を入力値とすること，全国に点在する対象物件に対応すべく日本全域をカバーすること，内水・外水氾濫に対して対象物件ごとに浸水深が評価できる程度に高解像度であることが求められる。このような高度な要件がモデル化を困難とさせている原因として挙げられる。

1.2 従来の洪水モデリングと課題

これまでの洪水モデリングでは，山地あるいは洪水防御計画における基準点程度までの降雨流出過程は降雨流出モデルにより再現・予測し，この降雨流出モデルにより推定された流量ハイドログラフを境界条件として，都市域河川網について一次元不定流解析を実施する。次に，不定流解析により算定された河道水位・氾濫流量を境界条件として，都市域の外水（破堤・溢水）氾濫解析が実施されてきた。これに加えて，最近は内水氾濫解析に取り組むケースが増え，下水道網の取り扱いに関する研究は最先端の研究分野の一つである。

降雨流出モデルの開発は，細部の物理現象を物理法則で完全にモデリングするというよりは，多少，物理性を抽象化・集中化してでも巨視的に物理量を素早く推定・定量化できるようなモデリングを実施し，特に流域・広域での降雨流出過程（水循環過程）を把握しようというのが要点であると考えられる。この発想が更に拡大し，現在ではこうした水文モデルを地球規模で適用しようという試みも進んでいる。

しかしながら，日本流域の降雨流出モデルなどは100ｍ以下の解像度で適用することも可能になってきたが，全球では数km～数10km程度の解像度が計算資源の観点からも現在の所限界のようである。また，この全球モデルの解像度が将来的に数100m，数10mまで改善されたとしても，モデルの取り扱いに極めて労力・技術力・時間を要するものであり，即座に身近なコンピュータで簡単に使用できる物になるとは考えにくい。

他方，特に都市の氾濫解析は現在解像度を更に高める段階にあり，国土交通省はレーザープロファイラーを用いて，日本全国の都市域における標高データを数mのオーダーで取得している。これら数mオーダーの標高データを用いた氾濫解析の事例も最近では少しずつみられる。洪水災害を自分の事，我が家の事と考えれば，これまでの全球モデルにより例えば新宿と渋谷の水深が同じと言われても納得はしにくい。より高い解像度で，より詳細な解析，例えば盛土・壁などによる浸水過程の変化や，水深の変化を正確に捉えるのが個人レベルでは知りたい情報であるともいえる。しかしながら，このアプローチもおそらくは限界があり，精度は上がっていくと思われるが，今度は技術者の技術力・労力や，金銭面での制約が考えられる。また広域に適用するのは容易ではないと思われる。例えば1m解像度で1km×1kmの範囲をモデル化すれば，節点数は1000000万点になる。このモデリングを日本全国の危険地域に適用するのは容易ではない。

こうした事から数10年先も見越した研究としては，全球化，詳細化が一つの方向性であるが，それと並行して各時代の科学技術の発展段階で最先端かつ最適で，かつ手元のコンピュータでも利用できる実用的なモデルの開発が必要であると考える。本研究では特にこの点に重点的に取り組んだ。

1.3 研究の目的

本研究の目的は，広域流域レベル（例えば淀川流域8240km^{2}程度）で，降雨流出過程，内水・外水氾濫過程を区別なく統一的に追跡できるモデルを開発することである。また，モデル化に当たっては，モデルの支配方程式・構成即ができうる限り物理法則に従うように努め，かつ解像度も実用上最低限許容可能なレベルであることを心掛ける。こうした考慮の結果として，支配方程式は物理法則に基づく連続式，運動量方程式を基礎とし，また解像度を250mとする。この解像度は，日本で行政が整備する洪水ハザードマップの初期バージョンが概ね250m程度の解像度であることからも，個人レベルにとっても許容範囲であると考える。また，人工構造物（ダム）などによる洪水低減効果も考慮する。

GISをデータ整備の基本ツールとし，座標系を適切に設定することにより気象・気候モデル，避難モデル，経済被害推定モデルともインターフェースを構築できるモデル構成とする。これによりモデルの今後の更なる発展が期待できるからである。モデルの基礎データは概ね国土交通省の国土数値情報データを基本として，行政モデルと同一の枠組みでモデルを構築することにも配慮した（国土交通省，2011）。本研究の流出・洪水氾濫モデルは，自然システム，経済システム，社会システムを統合的に検討できる基礎となることを目指しており，例えば，これと気象モデル，気候変動影響モデル，脆弱性・経済損害評価モデル等を組み合わせることで，高度かつ社会ニーズに柔軟に対応した総合的な洪水リスク評価モデルが構築できると期待される。最終的に，本モデルを気候変動影響を取り入れた確率降雨モデルと脆弱性・経済損害評価モデルと組み合わせることで，洪水による将来の経済損害・保険損害，あるいはその気候変動影響を確率論的に評価することを目指している。

2. 河道網モデリング手法の開発

流出・氾濫モデルを作成するにあたり，まず，その対象流域の河川形状，位置，流域地形をグリッド上（ここでは250m解像度）で数値化する必要がある。

本研究では広域流域を対象としており，モデル化するエリアが広範であるため, GISを基礎として河道網構築法および河床標高算定方法を自動化した。

3. 川幅モデリング手法の開発

流出・氾濫追跡モデルで河川水位を評価するために，河道節点（250m解像度）における川幅が必要となる。一級河川等，主要河川については河川断面データが整備されているものの，その他多くの中小河川の断面データは十分に整備されていない。しかし，本研究では広域の流出・氾濫追跡シミュレーションを目的としており，一級河川のみならず，中小河川も計算対象で，一貫した手法に基づく川幅算定手法を構築する必要がある。そこで，本研究では広域でデータが整備されているGIS河岸データおよび, 一部衛星写真を用いた川幅算定手法を開発した。

4. 淀川流域流出・氾濫シミュレーション

整備した250m解像度のグリッドセルで平均化された標高，土地利用，浸透能データ，及び河道網データを用いて，降雨流出過程と内水・外水氾濫過程を一体的にシミュレーションできる分布型の降雨流出・洪水氾濫追跡モデルを構築する。基礎原理，基礎方程式を以下に示す。モデル化した河道網はFig.1のようである。なお，佐用町に適用した例として小林ら（2011）を参考にされたい。

4.1 分布型降雨流出・洪水氾濫追跡モデル

本稿のモデルでは河道網の流れは一次元不定流解析により追跡し，流域の斜面や市街地の流れ（以後堤内地流と呼ぶ）は二次元浅水流モデルにより追跡する。

4.1.1 河道の一次元不定流計算

一次元不定流計算については以下の連続式と，抵抗則にManning公式を用いたSt.Venant式を適用する。

連続式：

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=q$$

運動量方程式：

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

ここにAは河道での流水断面積，Qは河道内流量，q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，soは水路床勾配，nはマニングの粗度係数，Rは径深である。数値計算には特性曲線法を用いる。

4.1.2 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：

$$(1-\lambda)\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial M}{\partial x}+\frac{\partial N}{\partial y}=Q_{in/out}$$

運動量方程式：

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

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

ここにhは水深，λは建物占有率でセルの全面積に対する建物の割合，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方向流速，Hは水位，Qin/outは単位面積当たりの2次元格子への流入出量である。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。

この手法は氾濫解析手法を流域全体に拡張したとも言えるし，分布型降雨流出モデルで一般に適用されているkinematic wave法を1次元・2次元不定流モデルで代替したものともいえる。参考文献として，井上ら（2005），川池ら（2005），佐山ら（2008），立川ら（2007），小林ら（2010）を挙げる.

4.1.3 森林土壌の扱い

森林については，一定の浸透能を超えると表面流が発生するとした。この浸透能はパラメタとして観測値が存在する地点での計算流量と観測流量が合致するように与える。一方，中間流は降雨強度に線形比例して発生するとして，降雨強度が浸透能を超えると一定量の中間流が発生するとしている。定式化は以下のようである。

If (Rain < InfMax) InterFlow = α*(Rain/InfMax)

If (Rain > InfMax) InterFlow = α*(InfMax/InfMax) =α

ここにαとInfMaxは同定が必要なパラメタでαは係数, InfMaxは最大浸透能，Rainは各地点の降雨強度，InterFlowは中間流量である。この定式化は物理法則を基に誘導したわけではなく，森林土壌の流れのより具体的な取り扱いについては今後の課題である（例えば寶，2004）。

4.1.4 ダムモデル

比奈知，青連寺，室生，布目，高山，日吉，天ケ

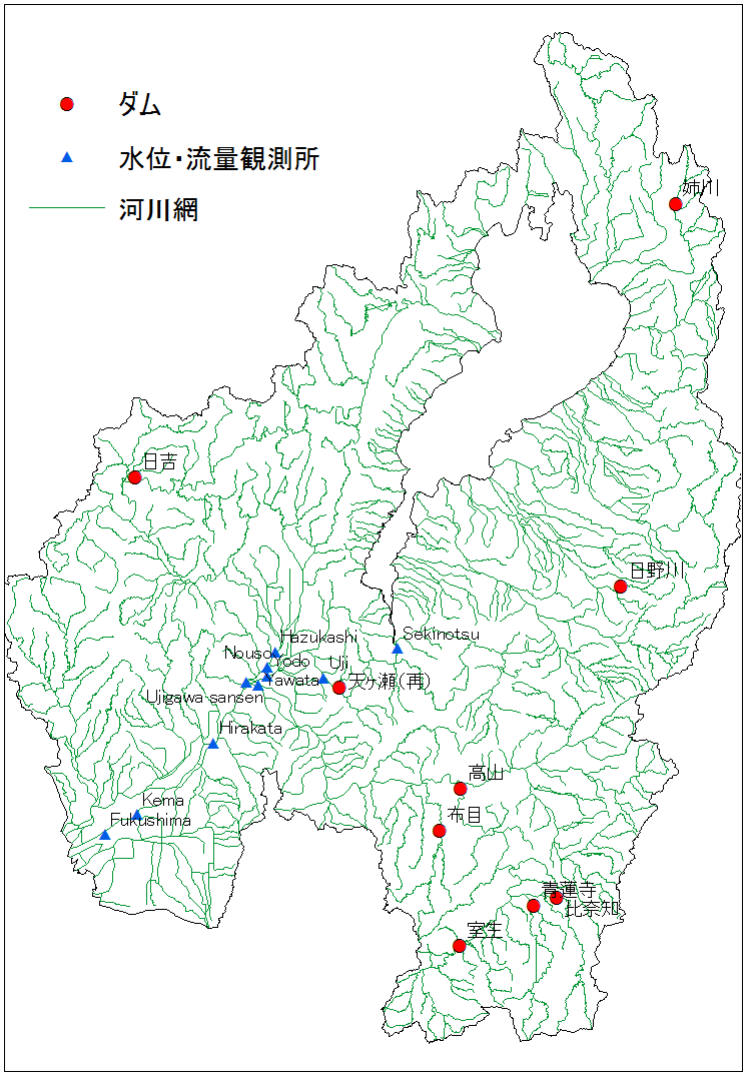


Fig. 1 The river network, water stage/discharge observatory and dams of the Yodogawa river catchment

瀬，日野川，姉川ダムの位置に何らかのダム操作を組み込んだ。これらの位置をFig.1に示す。ダム操作については行政からのデータ取得状況が不均一であるため，洪水流量を超えた場合，余剰流量を貯留し（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には，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ている。

4.2　計算結果

2009年10月8日～9日に淀川流域に発生した洪水の際のデータを用いて検証を行った（水資源機構，2011）。モデルの検証は同じくFig.1に示された水位・流量観測所の位置で実施した。本稿では特に枚方地点での計算流量と観測水位をH-Qにより変換して得た（観測）流量の比較をFig.2に示す。これから，淀川モデルは（観測）流量を比較的良く再現していることがわかる。Fig.3に同期間で計算された淀川流域全体における浸水深を示す。市街地（平野部）で床下浸水（水深50㎝以下）が発生し，一部高い浸水深が計算されている。Fig.4には計算時間で38.9時間が経過した時点での河道流量分布を示す。木津川本川で高い流量が計算されているのがわかる。

5.　結語

本研究では広域で降雨流出過程と内水・外水氾濫過程を統一的に追跡可能な分布型降雨流出・洪水氾濫追跡モデルを新規に構築した。本稿では特に淀川流域（流域面積8240km^2）を対象とした。本稿のモデ

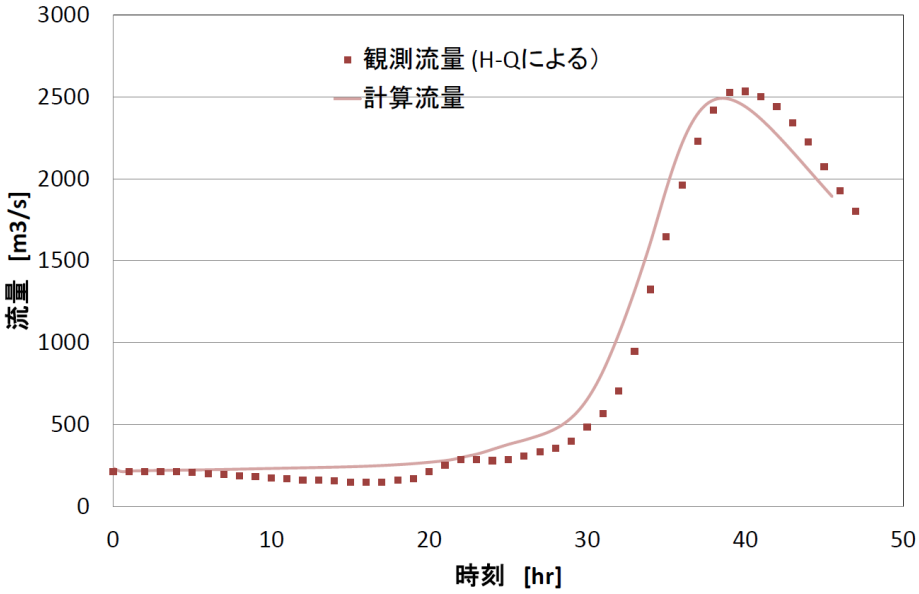


Fig. 2 The observed discharge (by H-Q) and simulated discharge at the Hirakata

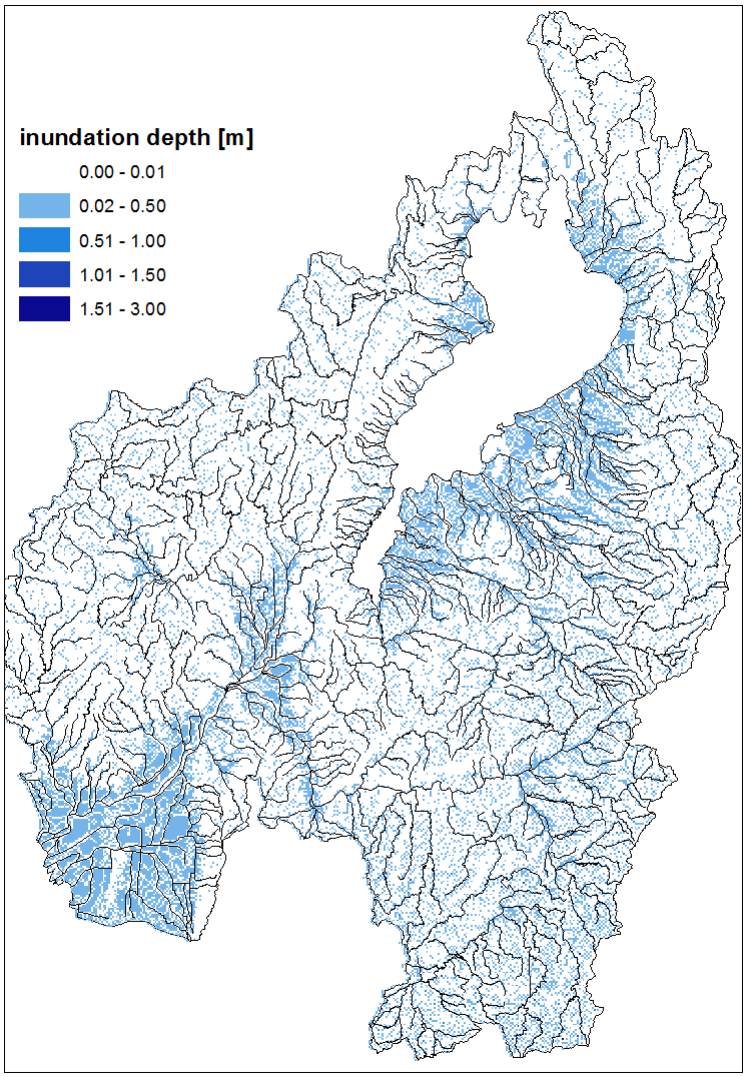


Fig. 3 The simulated inundation depth of the entire Yodo river basin

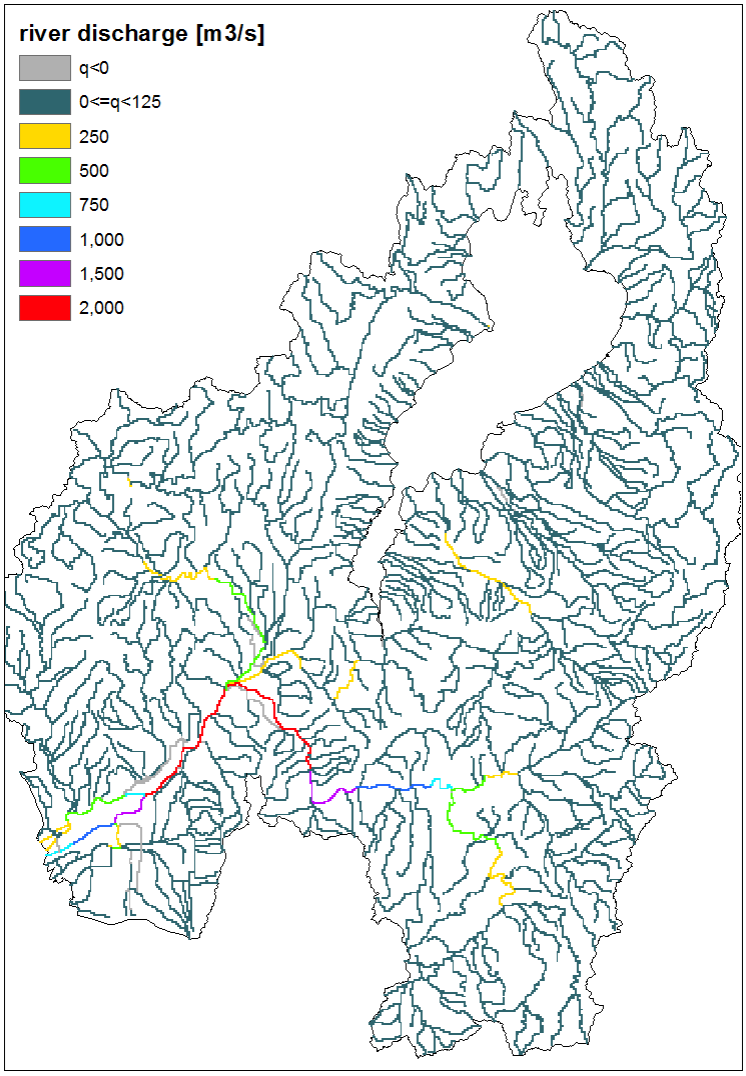


Fig. 4 The simulated discharge distribution after 38.9 hrs

ルは従来の広域モデルに比較すると，高解像（250m）で広域の流出・浸水過程を統一的かつシームレスに計算できる利点がある。モデルの基礎データは，国土数値情報の各種データを用いており，行政モデルともできる限り対応可能となるように配慮しているのも利点である。GISをデータ整備の基本ツールとし，座標系を適切に設定することにより，気象・気候モデル，避難モデル，脆弱性・経済損害評価モデルとのインターフェースが構築できるようにした。最終的に，本モデルを気候変動影響を取り入れた確率降雨モデルと脆弱性・経済損害評価モデルと組み合わせることで，洪水による将来の経済損害・保険損害，あるいはその気候変動影響を確率論的に評価することを目指している。今後はこのモデルを関東，中部流域にも適用し，徐々に日本全国をカバーしていく予定である。

謝　辞

国土交通省・近畿地方整備局，滋賀県には水文データ，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，本研究は、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」として実施されました。

参考文献

井上和也・戸田圭一・前田修（2000）：河川網が発達した領域での氾濫解析法とそのメコンデルタでの適用，土木学会水工学論文集第44巻，pp. 485-490.

川池健司・井上和也・戸田圭一・野口正人（2005）：

低平地河川流域での豪雨による都市氾濫解析，土木学会論文集，No.751/II-67, pp.57-68.
国土交通省（2011）：国土数値情報ダウンロードサービス，http://nlftp.mlit.go.jp/ksj/
小林健一郎・寶　馨・奥勇一郎（2011）：統合型降雨流出･洪水氾濫モデルによる佐用町洪水災害分析と経済被害推定，土木学会水工学論文集　第55巻，pp.949-954.
小林健一郎・寶　馨・中北英一（2010）：全球気候モデル出力と洪水及び経済被害推定モデルを用いた中小河川の水害リスクの将来変動に関する研究，河川技術論文集第16巻, pp.495-500
佐山敬洋・立川康人・寶馨・増田亜美加・鈴木琢也（2008）：地球温暖化が淀川流域の洪水と貯水池操作に及ぼす影響の評価，水文･水資源学会誌, vol. 21, no. 4, 296-313.
寶 馨（2004）：流域全体から「緑のダム」の治水効果を見る，緑のダム，蔵治光一郎+保屋野初子編，pp. 78-103, 築地書館.
立川康人，佐山敬洋，宝 馨，松浦秀起，山崎友也，山路昭彦，道広有理（2007）：広域分布型物理水文モデルを用いた実時間流出予測システムの開発と淀川流域への適用，自然災害科学，Vol. 26, No. 2, pp. 189-201.
水資源機構（2011）：名張川上流3ダムの統合操作による洪水調節，http://www.water.go.jp/kansai/kizugawa/09topic/pdf/dobokugakkai.pdf.

Development of a Yodogawa River Distributed Rainfall-Runoff/Flood Inundation Simulation Model and its Application to Non-life Insurance

Kenichiro KOBAYASHI*, Kaoru TAKARA, Hajime SANO**, Hiromichi TSUMORI** and Katsuyoshi SEKII**

*Educational Unit for Adaptation to Extreme Weather Conditions and a Resilient Society, Kyoto University
** Natural Catastrophe, Research and Development Department, NKSJ Risk Management, Inc.

Synopsis

The development of a large-scale distributed rainfall-runoff/flood inundation simulation model is dealt with in this paper. The distributed model can simulate the rainfall-runoff, dike-break and inland flood inundation process simultaneously in a seamless and integrated manner. The model is applied to the Yodogawa river catchment (catchment area 8240 km^2). Many of the necessary basic information for the model development are obtained from the Digital National Land Information of the Ministry of the Land, Infrastructure, Transport and Tourisms. This is the intention that the new model is compatible with the river administrator's model. The data process is carried out with GIS so that the coordinate system of the model is appropriately set up which can have the interface with other models such as weather, climate, evacuation, vulnerability and financial models. With such models, the model in this study is able to estimate economic and insurance losses caused by flood and the impact due to climate change.

Keywords: distributed rainfall-runoff/flood inundation model, the Yodogawa river, non-life insurance, natural catastrophe model

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Participatory Risk Mapping for Identifying Spatial Risks in Flood Prone Slum Areas, Mumbai

Subhajyoti SAMADDAR, Roshni CHATTERJEE*, Bijay Anand MISRA* and Hirokazu TATANO

* Kyoto University GCOE – HSE Program, Mumbai base, India

Synopsis

The Kyoto University, Japan under their GCOE-HSE program made an attempt to practice "Participatory Spatial Risks Mapping" at a flood prone micro-hotspot located in Dharavi, Mumbai, India. It was carried out to obtain comprehensive spatial information to reduce data gap and to encourage and enhance the initiation of community's participation in risk identification and mitigation. This paper provides a comprehensive understanding of the methodological aspects of such community based urban diagnosis process which includes some vital steps like stakeholder identification, rapport building with community, exercising survey tools with the help of community such as hazard mapping, town watching etc.

Keywords: participatory spatial risks mapping, Mumbai flood risks, urban diagnosis

1. Introduction & Background

The importance of community-based approaches has been recognized since long in promoting a culture of risk free and resilient community through reducing local vulnerabilities and building capacities. These approaches have been practiced by various community groups, national and international organizations and government departments, in some cases, for over two decades now. The Hyogo Framework of Action (HFA) adopted by 168 governments at the World Conference on Disaster Reduction held in Kobe, Japan, in January 2005, also emphasized the need for "developing and strengthening community-based disaster risk management" (CBDRM) (United Nations International Strategy for Disaster Reduction, 2005). CBDRM fosters the participation of threatened communities in both the evaluation of risk (including hazards, vulnerability and capacities) and in the ways to reduce it. For communities to delineate hazard-prone and vulnerable areas, participatory mapping is increasingly promoted (De Dios, 2002; Cronin et al, 2004a, b; Benson et al, 2007). Participatory Risk Mapping is a tool of disaster risk reduction which involves spatially mapping disaster risks through community participation. It includes relevant aspects of visual representation of threats faced by vulnerable community through physical mapping of spatial risks and by ensuring public knowledge and views are given prime consideration. Participatory risks mapping is also now increasingly promoted among local governments in order to strengthen the links between the official disaster management system and community based organizations. All these qualities and elements of participatory risks mapping made the system become instrumental and prerequisite tool or means for the Integrated Disaster Risks Management (IDRiM). This paper introduced a related practice initiated by the Kyoto University GCOE-HSE program at Mumbai in 2011.

Before going into details of this participatory urban diagnosis process or practice, it is inevitable to give a brief of the area and the problem in order to comprehend the necessity of exercising the participatory risks mapping tool at micro-hotpots of Mumbai.

Mumbai, located on the west coast of India facing the Arabian Sea, is the land of 12 million people in an area of 437 Sq.Km. The city which is the financial capital of India contributes over 25% of the country's tax revenues and generates about 5% of India's Gross Domestic Product (GDP) (Gupta, 2007) . Unprecedented change in rainfall pattern along with rapid urbanization, inadequate city management and planning make the financial capital of India highly prone to floods, the severest one was on 26th July, 2005. According to the Flood Fact Finding Committee of Government of Maharashtra State (Government of Maharashtra, 2006) , the city received 940 mm rainfall in 24 hours on 26 July 2005. The financial cost of the flood was unprecedented and the flood halted the entire commercial, trading, and industrial activity for days. According to Municipal Corporation of Greater Mumbai, at least 419 persons died directly due to the flood and subsequent landslide in the Mumbai municipal area alone; moreover. Another 216 were dead after the event due to water born diseases that followed during and after the flood (Samaddar et al, 2011). It is reported that 100,000 residential and commercial buildings collapsed, 30,000 vehicles were damaged, the entire railway system and telephone lines had collapsed and more than 60 % of the city area was directly or partially affected due to the 2005 flood (Gupta, 2007 ; Samaddar et al , 2011). The poor people, who are forced to live in slums comprising the half of the population of the city huddled only on 10% of the entire city's land area, were most severely affected by the 2005 flood. Limited economic and social resources and capital often, we know, put the livelihood of the poor into risks. In addition, the problem is compounded because the city lacks a sustainable urban planning practice, where often decisions for short-term gains destroy the natural environmental safeguards and neglect the needs of majority of the city dwellers. Result, unplanned development weakens the natural safety valves of the terrain from hazards and helps persistence of slums and poverty that in turn exacerbate the risks and vulnerability.

The city needs crash and coordinated efforts toward flood risk reduction and management. In order to promote disaster resilience in a community, sensitive and bottom-up planning and initiatives are required.

In this disaster-prone city, however, people's perception on disaster risk especially flood risks and its reduction has never been considered in the disaster management process adopted by the Mumbai city government. No spatial & socio-economic information at community level is available with the city government. Studies and pilot observations show lack of information on spatial & socio-economic characteristics of the people in vulnerable settlements and interaction with the communities in the context are the major cause for failure of many disaster countermeasures including planning for evacuation during disaster, stop of undesirable land development that exacerbate flood vulnerability, improvement of drainage, unplanned construction etc.

Keeping this in mind, Kyoto University, Japan under their GCOE-HSE program made an attempt to practice "Participatory Spatial Risks Mapping" at a micro-hotspot called Rajiv Gandhi Nagar, which comes under flood prone Dharavi slum in Mumbai. The participatory spatial risk mapping was carried in Mumbai by GCOE-HSE program to achieve three primary objectives –

a) To obtain comprehensive spatial information including land use, building use and flood risks information of flood prone micro-hotspots. This micro-level data may presumably support and strengthen the integrated urban diagnosis process of micro-hotspots; b) To reduce data gap; c) To encourage and enhance the initiation of community's participation in risk identification and selection.

While describing and examining such urban diagnosis process, this paper tried to address following objectives – a) to understand the methodology of participatory spatial risks mapping (including identification and networking between stakeholders) and b) to know how such practices can be successfully implemented and replicated in

the future in other micro- hotspots. The methodology includes some vital steps like stakeholder identification, rapport building, exercising tools like hazard mapping, group discussion and town watching etc. The report demonstrates the usefulness of the method as applied to communities vulnerable to flood disaster in the slums of Mumbai.

2. Role and Significance of Spatial Risks Mapping through Participatory Approach in Integrated Disaster Risks Management (IDRiM)General

The promotion of disaster resilient society requires a paradigm shift away from the primary focus on natural hazards and their quantification towards the identification, assessment and ranking of various vulnerabilities (Bogardi and Birkman, 2004). Spatial conditions that determine risk are unique and have distinctive impact on the settlement and community. Spatial features or conditions of the settlement are the expression of the dynamic interaction between natural and cultural forces in the environment. Cultural landscapes are the result of consecutive reorganization of the land in order to adapt its use and spatial structure better to the changing societal demands. It is critical to understand the interrelation between the spatial features and risks the community face in order to enhance the quality of integrated community development plan that aims to promote community resiliency capacity.There are many benefits of spatial planning; like it is easily communicated to community, planners, researchers and policy makers. Spatial planning allows cross-validation from other maps like contour, landuse etc. Community and individual local spatial knowledge has considerable value, as well as supplementary and cross-validating knowledge, for understanding disaster risk situations and designing community-based amelioration. Affected communities often have a comparative advantage in understanding the etiology, consequences, and nuances of complex problems. This is because, undoubtedly, it is the local community that is both, the primary victim and the first to respond to emergencies when disasters strike. So, involving local community is a prerequisite to sustainable disaster risk reduction. Community-based disaster risk reduction (CBDRR) fosters the participation of threatened communities in both the evaluation of risk and ways to reduce it. Also, sharing direct experiences from affected community helps to pinpoint the problems at the grass-root level and hence ensures successful implementation of strategies. Hence participatory approach is an important criterion for effective disaster risk reduction.

Participatory Risk Mapping is important for a planner to ensure that the vulnerable community easily understands the strategies they propose for disaster risk reduction. And the best way to represent the risks faced by the community from disasters is by visual representation. Risk Mapping is one such visual method of showing local perceptions of areas or people in a community (such as settlements, infrastructure, and resources) that face different levels and types of risk. It predominantly focuses on physical or natural risks such as flooding. Social, financial and health risks are, however, difficult to include in a map. When community participation is ensured in the process of spatial risk mapping, chances of the technique to be best accepted by community and also of its effectiveness in disaster risk reduction is maximum. Participatory research and rapid appraisal methods have become popular in recent years (Chambers, 1997, Holland and Blackburn, 1998). Participatory Risk Mapping is a powerful tool that increases stakeholder involvement and provides a means for participants to express their ideas in an easily understandable visual format. Facilitating local identification and prioritization of key issues thus becomes important aspects of Participatory Risk Mapping. Participatory Risk Mapping is well suited to extracting people’s local (or indigenous) knowledge which include mapping direct experiences and historical memories of inundations, floods, water-logging etc. Participatory Risk Mapping eventually helps to increase the capacities within a community.

3. Methodology

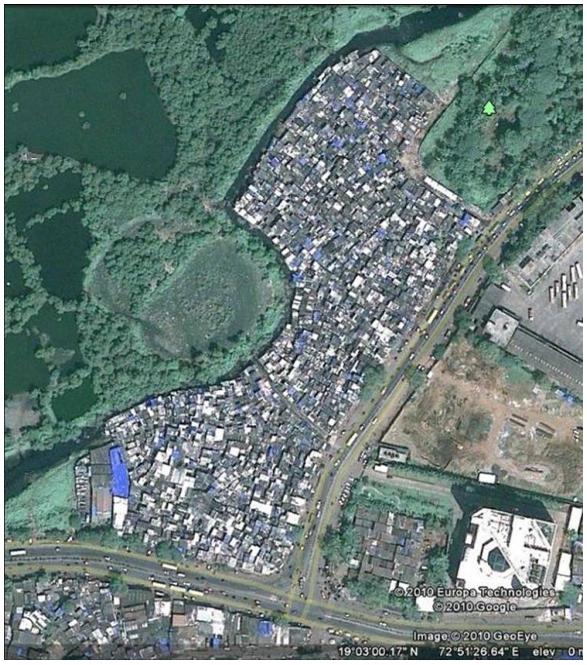


Fig 1: Google Image of Rajiv Gandhi Nagar

3.1 Case Study: Rajiv Gandhi Nagar – An Overview

Rajiv Gandhi Nagar in Dharavi was one of the worst affected settlements during 2005 Mumbai floods. Considering the population, intensity of disaster and the extent of damage, Rajiv Gandhi Nagar was identified as one of the hotspots of Mumbai and Participatory Risk Mapping has been carried out in this area (See Fig . 1)

Rajiv Gandhi Nagar is a 25 years old settlement in Dharavi, Mumbai with a population of almost 20000 people and area of 100 sq. m. Majority of people are immigrants from Uttar Pradesh, probably due to better job opportunities. It is predominantly a Hindu area with majority of people Hindi-speaking.

It is one of the most recently developed slum areas of Dharavi. Rajiv Gandhi Nagar was developed on the verge of Mithi river bed which was previously a marshy land bound by mangrove forest. Due to the low lying terrain, the area experiences water logging or local flood every year. The area was very severely affected by the 2005 Mumbai flood disaster.

3.2 Techniques/Tools Used in Participatory Risk Mapping

A large range of participatory risk mapping tools exists. This section gives an overview of some of the key mapping tools and techniques that have been applied in Participatory Risk Mapping at Rajiv Gandhi Nagar.


Fig. 2 : Group Discussion

Open ended interview with key informants: Demographic and socio-economic information as well as information like impact of flood disaster in terms of loss, duration and height of water level during flood etc were noted down.

Group discussion: Group discussion is carried out through informal and voluntary gathering of local community and people from local organizations to exchange ideas, information, and suggestions on needs, problems, subjects, etc., of mutual interest (See Fig. 2). Group discussions with respect to the worst affected areas, the extent of damage, coping strategies adopted by local people were conducted.

Town watching: The different stakeholders survey the features relating to disaster risk by walking around the area. The exercise is conducted


Fig 3: Observation Technique

in order to learn the history, topographic condition, housing characteristics, flood characteristics, culture and economic situation etc of the targeted communities.

Observation: Observation is an important criterion for noting relevant aspects of the community related to disaster risks. It requires attention and understanding of matters which can be contextual to matters relate to natural disaster. Observation with regards to built environment, existing landuse and changes in landuse, condition of roads etc. was conducted by the GCOE team members and the survey team (See Fig. 3).

Mapping: Mapping is an important tool in disaster risk reduction. It is a visual representation of the community's characteristics, resources, infrastructure and other aspects related to disaster threats. Mapping generally includes physical aspects rather than social or economic. However, zones of socio-economic vulnerability (apart from physical risk vulnerability) can also be physically represented by demarcating on maps (See Fig. 4).

Photography: Photographs also played a major role in the mapping process. Photographs helped at a later stage to identify a location and its physical conditions and aspects.

Secondary data collection: (Example: Content analysis) Data was collected in the form of maps or in the form of statistical data from the Municipal Corporation of Greater Mumbai (MCGM), G-North Ward Office, MASHAL (NGO), School of Planning & Architecture, New Delhi and many other organizations.

3.3 Scope of Mapping / Data Collection

The significance of spatial planning on community and the risks it faces has already been discussed before. There can be many components of spatial planning depending upon the type of disaster risk and the particular vulnerable area. The components which were identified for Rajiv Gandhi Nagar to have considerable impact on disaster risk are **physical features** (slope, landcover, soil type, proximity to waterbody), **landuse** (Commercial, Industrial, Public / Semi-Public, Playground / Parks, Water bodies / Ponds, Roads), **infrastructure** (Religious Structures, Doctor's Clinic, Community Toilet, Community Tap, School / Balwadi, Burial Ground, Drains / Nallas, Waste Dumping Site, Water Pipe Line, High Tension Lines, road width), built environment (Building Height, Building Materials, Building Condition, Plinth Level, Built-up Area, F.A.R.). Accordingly, these spatial components were either marked on the map or noted down. **Hazard exposure** was also noted through the method of open ended questions. The hazard exposure was based on three hazard parameter criteria: Flood Duration, Water Level during Flood and Areas Frequently Affected during Flood.



Fig 4: A sheet of landuse survey map

3.4 Roles and Involvement of Stakeholders

A key step in Participatory Risk Mapping is to identify the relevant stakeholders. Involving these individuals and organizations early on will help ensure the long-term success of the project. Stakeholder involvement in PRM in Rajiv Gandhi Nagar was ensured through regular interactions with MCGM officials, local community and other local religious/political organizations, in the form of meetings and phone calls. Establishing a relationship with local leaders who are willing to introduce the project and the project team to the community offers the dual benefits of providing important information on stakeholders and gaining community trust and support.

In the case of Rajiv Gandhi Nagar the following stakeholders were identified and involved with the Participatory Risk Mapping process.

GCOE-HSE Research Team: The GCOE-HSE team members were the key surveyors in the PRM process and were also responsible for mapping. They played an important role in explaining and introducing to the community, the role and

objectives of the survey. The GCOE-HSE team members also were totally responsible for identification of the stakeholders and establishing coordination among them. Establishing a link or network between the stakeholders is a difficult and time-consuming process, which is still going on.

Local Community: Local residents are the people who live in the settlement and directly face the threat of disaster risk. Their everyday lives and well being are directly connected to the issue. They are also the key informants of the impacts of flood, exiting socio-economic conditions and settlement characteristics.

MCGM (Field Officials), G-North Ward Office: The Government is deeply involved with the procedural, legal and financial aspects of an issue in the area. In Rajiv Gandhi Nagar, the MCGM officials worked as facilitators and introduced the GCOE-HSE team to the area and people in the area. They also contributed by providing relevant information in the form of secondary data collection like flood data , exiting socio-economic conditions, settlement characteristics etc.

Religious / Political Organization: Various local religious and political organizations played important roles in PRM conducted in Rajiv Gandhi Nagar. They were also the key informants of the impacts of flood, exiting socio-economic conditions and settlement characteristics. They have supported the research team (including surveyors) by introducing them to the area and people.

3.5 Process of Participatory Spatial Risks Mapping:

The participatory spatial risks mapping, which has been designed by Kyoto University GCOE-HSE program, has three different and interlinked phases or steps based on different objectives in each phases. The scopes of each of these three phase are –

Phase – 1 (Stakeholder Identification and Base Map preparation)
Scope: a) Preparation of Base Map (Landuse map, hazard map, Built Environment); b) Identification of Stakeholders ; c) Establishing a relationship of trust with the local community.

P**hase – 2 (Risk Mapping and Prioritization)** - Scope : a) Identification of missing information in maps and Updating the maps; b) Incorporation of Community's perceived risks (Exm. Which area is more risky and why ?); c) Completion of hazard and contingency mapping.

Phase – 3 (Integrated Community Development Plan Development) - a) Community's perception of priority of issues that need to be addressed; b) Alternative solutions discussed; c) Action Plan formation

This paper only focused on the 1st step or "Stakeholder Identification and Base Map" preparation phase.

3.6 Steps of 1st Phase (Stakeholders Identification & Base-map Preparation) of Participatory Risk Mapping, Rajiv Gandhi Nagar

Step 1 - Area identification/selection: The selection criteria of the area was based on the suggestions of the stakeholders like MCGM, local organizations and also from surveys conducted prior to risk mapping. Some of the criteria of selection were area, population, impact of flood disaster in the area etc.

Step 2 - Stakeholder identification: Stakeholders in the area were identified on the basis of their functions and responsibilities. The involved stakeholders in the area are MCGM, G-North Ward Office, local community, religious and political organizations.

Step 3: Information collection from secondary sources: Information was collected by the GCOE-HSE team from MCGM, G-North Ward Office through meetings and telephonic discussions. A survey conducted in the area, on the local people, also contributed much towards the information collection. Information was also collected from secondary sources in the form of maps, drainage network, demographic data from MCGM and other organizations (including NGOs).

Step 4: Rapport building with stakeholders: This was done through meetings and telephonic conversations with different stakeholders like the local people, MCGM, local religious and political organizations etc.

Step 5: Fixing time and methods of risk mapping: The method for Participatory Risk Mapping was fixed after literature review by

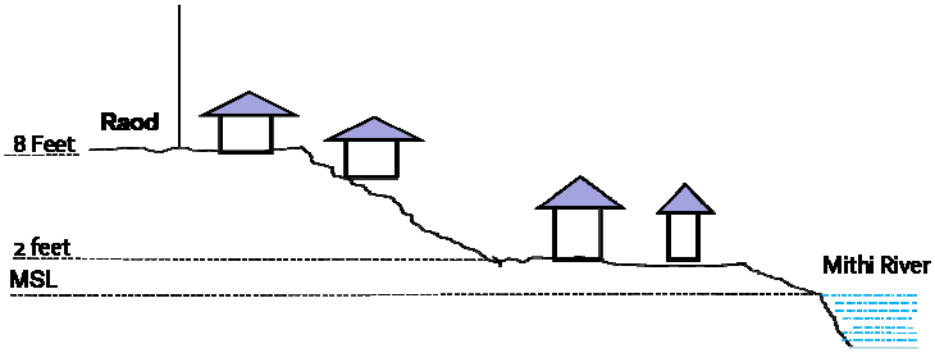


Fig 5 Natural Slope of Rajiv Gandhi Nagar

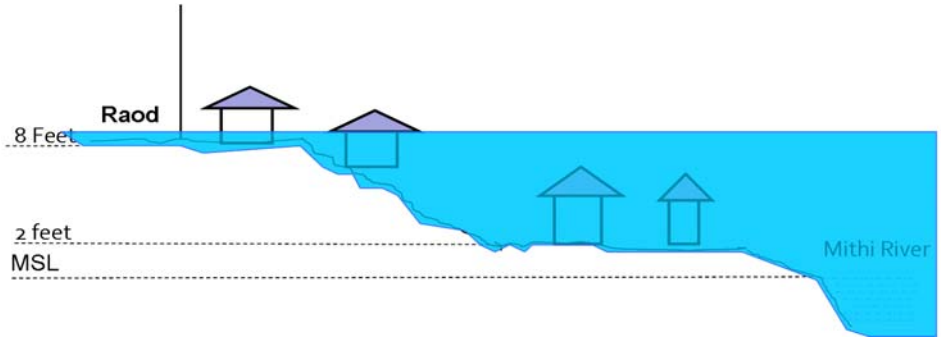


Fig 6 Situation During Flood in Rajiv Gandhi Nagar

GCOE-HSE team and also upon discussions with MCGM members.

Step 6: Town watching and area appraisal: This was done through observation and exchange of dialogues between different stakeholders namely GCOE-HSE team, surveyors, local religious and political organizations and MCGM. The area watching included identification of landmarks and boundary of the area as well.

Step 7: Mapping: Landuse mapping, building use, risk identification and mapping, resource identification etc were mapped through observation, group discussion, face to face open ended interviews etc with the help of the surveyors, GCOE-HSE team members, local religious and political organizations and MCGM.

4. Fact Findings

The main focus of this report is on the methodology of Participatory Risk Management rather than on the findings. Still some very apparent observations have come up on the surface through a simple yet systematic method of Participatory Risk Management.

4.1 Physical Profile of Rajiv Gandhi Nagar

Origin and Growth of the settlement- Rajiv Gandhi Nagar is located between the road on the east and the Mithi River on the west. So the development naturally took place from the edges of the roads and gradually extended towards the river on the west. This is when people in the area started facing threats from flood disasters. Those who came early were able to settle down close to the road, whereas people who came later were forced to encroach upon areas closer to the river to set up their houses. It is these houses which face the highest threat from flood disaster, because closer the distance from the river, higher is the possibility of flood (See Fig. 5 and 6).

Landuse and Built Environment: Comparing the landuse of Rajiv Gandhi Nagarover the last 10 years, it has been found that the landuse has not changed much after the flood, only the roadside plots changed to commercial use (See Fig. 7).



Fig: 7 (Left) 2007 Landuse Map Cluster C, Rajiv Gandhi Nagar and (Right) ; 2011 Landuse Map Cluster C, Rajiv Gandhi Nagar

Built Environment: It was observed that a significant number of residential structures were converted into G+ 1 structures after the 2005 Mumbai flood. Similarly, many of the semi–concrete structures have been converted into concrete structures.

Water Supply: Pipe water supply in form of free public taps and private supply with cost was introduced by BMC in 2009 to parts of the community. In areas where piped water supply has not been introduced yet, people buy water from BMC water tanker with a cost of INR 200 per month. Those who cannot pay or afford the water pipeline installation cost, normally borrow water from those who have private water pipe line and in return pay 200 or 300 INR to the owner. One public water-tap is shared by 4 to 5 households. Water supply is generally for 5 to 6 hours in the morning.
Condition of Roads: Access streets within Rajiv Gandhi Nagar settlement are narrow with an average width 2 to 3 feet. A large number of streets have been raised by 1 to 2 feet by the inhabitants after the 2005 flood disaster to keep out flood water.

4.2 Early Evacuation during 2005 Flood:

The2005 Mumbai flood was totally unpredictable. There was no early warning my media or Government or any other organization. In most cases the head of the household (male member) was outside the house and could not return to the house during flood as the roads were blocked. In the absence of male members, the family members could not decide whether to evacuate or not. In many cases families did not evacuate due to fear of losing property or theft. In some cases people did not have the knowledge about where to evacuate and the least risky route of to be taken. Within short period of time the entire area was submerged leading to huge losses of property. People who could evacuate managed to find shelter only at roof tops or on to the main road which being at a higher remained un-flooded. Many people also evacuated to the nearby railway station or the neighbors' upper floors.

5. Conclusion

Participatory Risk Mapping in Rajiv Gandhi Nagar had a major role in initiating the process of disaster risk reduction in the area. For the first time, a base map was developed along with relevant base information in the context of spatial risks and its nature and characteristics. It will help in a great extent to reduce the data gap. Building up networks and interaction between all the stakeholders was a

major outcome of the Participatory Risk Mapping. Through PRM a major platform was created for implementation of Integrated Community based Action Plan (like Yomenkaigi System). It is important that communities build their own coping strategies to minimize the impacts of disaster and for speedy recovery from a disaster. Participatory Risk Mapping at the community level can be a very empowering tool in disaster risk reduction. In the context of disaster risk reduction, participatory risk mapping such as this enables an assessment of the people's perception of risks and coping strategies and triggers network-building between stakeholders.

References

Benson, C, Twigg, J and Rossetto, T. (2007): Tools for Mainstreaming Disaster Risk Reduction: Guidance Notes for Development Organisations, Geneva: ProVention Consortium

Bogardi J. and Birkmann J. (2004): Vulnerability Assessment: The first step towards sustainable risk reduction, inMalzahn,D. and T. Plapp, eds, Disaster and Society – From hazard assessment to risk reduction, Berlin: Logos Verlag, Berlin, pp. 75–82.

Chambers, R. (2007) : From PRA to PLA amd Pluralism : Practice and Theory, Institute of Development Studies, UK, http://www.eldis.org/go/display&type=Document&id=32366

Cronin, S.J (2004): 'Participatory Methods of Incorporating Scientific with Traditional Knowledge for Volcanic Hazard Management on Ambae Island, Vanuatu', Bulletin of Volcanology v66: 652-668

de Dios, H.B. (2002): Participatory Capacities and Vulnerabilities Assessment: Finding the ink Between Disasters and Development, Quezon City: Oxfam Great Britain - Philippines Programme

Gupta, K. (2007): Urban flood resilience planning and management and lessons for the future: A case study of Mumbai, Urban Water Journal, Vol.4 , No. 3, September, 27, pp. 183 – 194

Government of Maharashtra, (2006): Report of the Fact Finding Committee on Mumbai floods.

Holland, J. and Blackburn, J. (1998): Whose Voice? Participatory Research and PolicyChange, Intermediate Technology Publications, London

Samaddar, S . , Chatterjee, R., Misra, B. A., Tatano, H. (2011): Identifying Vulnerability Pattern in a Flood Prone Micro-Hotspot of Mumbai, India, International Conference on Environmental Science and Development, January, Mumbai , India.

United Nations International Strategy for Disaster Reduction (2005) : Building the Resilience of Nations and Communities to Disaster: An Introduction to the Hyogo Framework for Action, online at: http://www.preventionweb.net/files/8007_59610307.pdf - accessed August 2008

洪水に脆弱なムンバイのスラム地域における空間リスクを証明するための参加型空間リスクマッピング

Subhajyoti SAMADDAR・Roshni CHATTERJEE*・Bijay Anand MISRA*・多々納裕一

* Kyoto University GCOE‐HSE Program, Mumbai base, India*

要　旨

京都大学のＧＣＯＥ－ＨＳＥプログラムでインドのムンバイのダラビにある洪水になりがちな危険地帯における参加型空間リスクマッピングの実施を試した。それはリスク証明とリスク軽減においてデータのギャプを減らし，コミュニティの参加開始を促進・強化する総合的空間情報を得るための実施であった。本研究はステークホルダの証明，コミュニティでの関係作り，ハザードマッピンッグ，まち警備などコミュニティを手伝う調査ツールの実行のようないくつかの絶対必要な段階を含む都市診断プロセスベースの方法論的側面における綜合理解を提供することである。

キーワード：参加型空間リスクマッピング，ムンバイの洪水リスク，都市診断

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Developing Adaptation Strategy against Earthquake beneath Tokyo Metropolitan in a Context of Future Demographic Transition

Haili CHEN, Norio MAKI and Haruo HAYASHI

Synopsis

Demographic transition has been widely discussed but rarely examined in the disaster research context. This paper is aimed to simulate population exposure and disaster resilience for developing adaptation strategies against the Earthquake beneath Tokyo Metropolitan. Conducting mesh-based population estimation in cohort component analysis, we examine population exposure by transition in density, age and family structure. Based the empirical studies of the 1995 Kobe Earthquake and the 2004 Niigata Chuetsu Earthquake, this paper estimates disaster resilience transformation to visualize the impact of future demographic transition. Integrating seismicity, population exposure and disaster resilience, this paper suggest business continuity planning and community capability reinforcement as adaptation strategies.

Keywords: population decline, aging, resilience, Earthquake beneath Tokyo Metropolitan

1. Introduction

During the past decades, Japan has witnessed a remarkable demographic transition in population decline and population aging. Aged 65 and above population ratio reaches 7% (aging society) in 1970, and 14% in 1994 (aged society) in 1994, then 20% in 2005 which leads Japan become the oldest county in the world eventually (Fujita, 2007; United Nation, 2007). According to the National Institute of Population and Social Security Research (2006), the demographic transition tends to accelerate and reveals a completely different population structure against the current situation. It is noted that, the population in 2030 might remain 90% of the present population. Also, the aged 65 and plus population proportion might cross 30%. The prospective trend attracts great concentration from various fields.

Yet the Earthquake beneath Tokyo Metropolitan is expected to occur with 70% probability before 2030 (Central Disaster Prevention Council, 2005). It is believed that the probability is likely to increase gradually and become an inevitable issue for disaster management of Tokyo Metropolitan. Although, it is agreed that population growth or aging gives a positive effect to vulnerability (e.g. Mileti 1999; Cutter et al., 2003), future transition is not taken into account by pre-disaster planning for post-disaster recovery (Nakabayashi, 2004; Ichiko, 2006). Thus, this paper aims to evaluate impact of future demonstration transition, and to develop the adaptation strategy for reinforcing resilience, the ability to correspond to external, internal change and to adjust itself to cope with (Hayashi, 2009).

2. Research Approach

Many studies have integrated population census data and seismicity into casualty assessment. One direct approach is to collect population exposure in a spatial analysis by overlapping seismicity with population distribution (Nojima et al., 2006) or population census data (Suzuki & Hayashi, 2009). On the other hand, Chen et al. (2010a) intend to take demographic transition into account. By simulating population, it is assessable to analyze the

population exposure of the Tokai- Tonankai-Nakai Earthquake and also to examine the impact from demographic transition. Exposed population change rate is given to examine influence by population decline. Aged 65 and above exposed population is collected to examine impact of population aging.

Another approach is to discuss the impact of demographic transition from disaster recovery. Chen et al. (2009) analyze aged 5-years population census data and develop demographic transition patterns (sustainable, dependent, marginal). These are applied into 1995 Kobe Earthquake and 2004 Niigata Chuetsu Earthquake to study population recovery of affected areas with certain demographic characteristics (Chen et al., 2010b).It is realized that patterns are inclined to perform certain change in population recovery. That is demographic characteristic can be referred as a capability to adapt disturbance. As Adger (2000) noted, we can conclude demographic transition as factor of disaster resilience. Chen et al. (2010c) integrated the idea with population simulation to examine its impact in Tokai-Tonankai-Nankai Earthquake.

Above all, this study intends to apply two mentioned approaches for simulating population exposure and disaster resilience and comparing with current situation (2005-2030), regarded as impact of pre-2030 demographic transition. As Fig. 1 shown, the process is made by 4 portions which are detailed in Sections 2.1 and 2.2

2.1 Simulating population exposure

Instead of applying current population census,

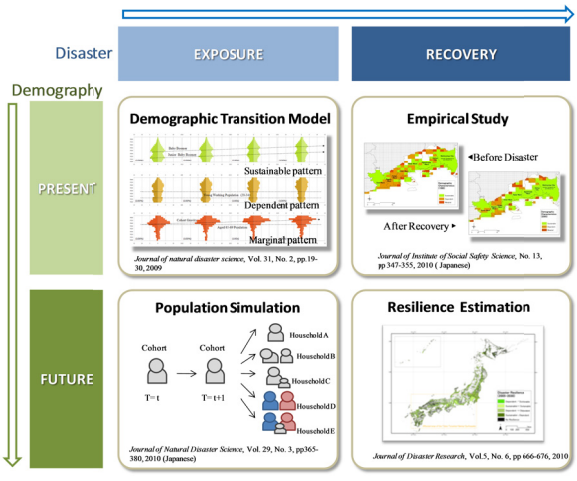


Fig. 1 Research Diagram (Chen et al., 2009, 2010a, 2010b, 2010c)

population simulation is conducted before overlapping with the seismic intensity of the Earthquake beneath Tokyo Metropolitan.

Cohort analysis used in population projection refers to a certain population group born within the same time period. Population is initially classified into 20 age-levels, newborns, and successive 5-year population age aggregates from 0-4 years old to 85 -89 years old, 90 and above. Addition to males and females population, we can divide population again and obtain 40 cohorts. With survivability rate and net-immigration rate every cohort, it is accessible to simulate remaining cohort population number at next time period. By female population able to give birth, annual fertility rate, and new births gender ratio, it is available to acquire newborn population (Fig. 2). All coefficients every prefecture every 5 years period from 2005 to 2030 are applied from Population and Social Security Research (2006). Yet, gender ratio of new births is set at 105.4 (males) to 100 (females), a constant regardless of prefectures or time periods. Based on Population Census 2005, we can continuously conduct 5 times (5 years per time) of cohort component analysis to estimate mesh-based population (Chen et al, 2010a). Yet, combined meshes in 2005 Population Censes are lack for detailed population data. These meshes are considered as inhabited areas in estimation.

We can continuously simulate household based on these mesh-based population simulation. With transition rate of family-typed household head per person, it is available to obtain household number every family type (Fig. 3). Here, aged and single living, aged husband and aged wife, the 20s single living households are especially collected to regard vulnerable household. Integrating seismic intensity and simulated population simulation (density, age,

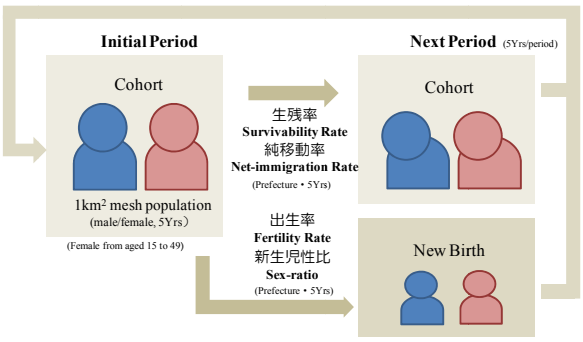


Fig. 2 Cohort component analysis

family) at 1km^2 mesh scale in GIS, it is accessible to estimate population exposure and its structure in a spatial analysis.

2.2 Distinguishing resilience associated with demographic transition patterns

Applying the concept of demographic transition patterns (sustainable, dependent and marginal) is to characterize 2005 and 2030 regional demographic features (Table. 1). Nearest neighborhood method is used to calculate the distance of the DPI (dependent population index) between distinguished meshes and transition patterns (Fig. 4). The shortest one determines the discrimination result. Addition to the empirical studies of the 1995 Kobe Earthquake and the 2004 Niigata Chuetsu Earthquake (Chen et al, 2010b), we can analyze the disaster resilience that present or simulate demographic characteristics that study areas represent. Comparing result in 2005 with 2030, it is accessible to observe the transformation of disaster resilience contributed by demographic transition before 2030.

3. Analyzing population exposure 2030

This study collects 2005 population census mesh-based data of Tokyo, Kanagawa, Chiba and Saitama for simulating the population of Tokyo Metropolitan. The simulation result and seismic intensity are integrated to analyze population exposure 2030 in terms of population, age and household type.

3.1 Population and age

As shown in Fig. 5, the population 2030 is estimated to reach 34.0 million. Contrast to 34.5 million in 2005, an apparent population change is not found. However, two population pyramids constructed by gender 5-years population show a remarkable difference. In the pyramid 2005 (left), it is found that 2 generations of baby boomer (born 1947-1949) and baby boomer junior (born in 1971-1974) occupy largest portions and form the tree-shaped feature. On the other hand, in the pyramid 2030 (right), baby boomer becomes aged 80-84 population and occupies on the pyramid top. Yet juvenile and aged 20-29 young working populations apparently decrease that

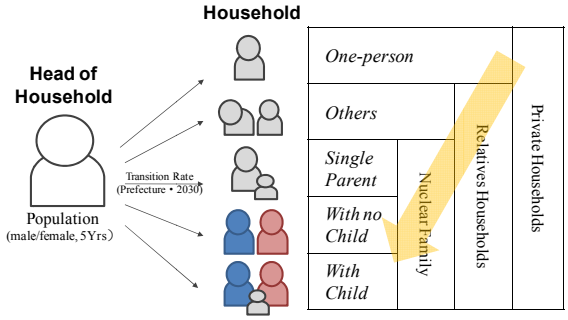
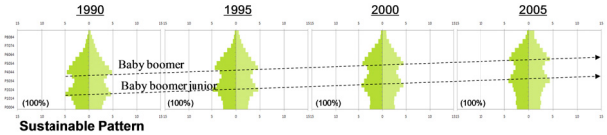
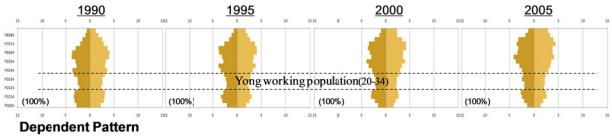


Fig. 3 household estimation with family types

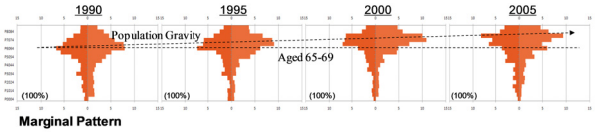
Table 1 Sustainable, dependent, and marginal demographic transition patterns (Chen et al, 2009)



Sustainable Pattern: the sustainable pattern is lead by the baby boomers (born in 1947-1949), baby boomer juniors (born in 1971-1974), and constant young immigration. Young working population and fertility of the next generation are secured.



Dependent Pattern: In dependent pattern areas, ongoing population aging and emigration of young working are expected as unsatisfactory advanced services and fewer human resources weaken region capability.



Marginal Pattern: The marginal pattern shows an unstable transition of every pyramid. Basic services are barely maintained and sufficiency in recovery is unlikely. Human resources and services from outside are required.

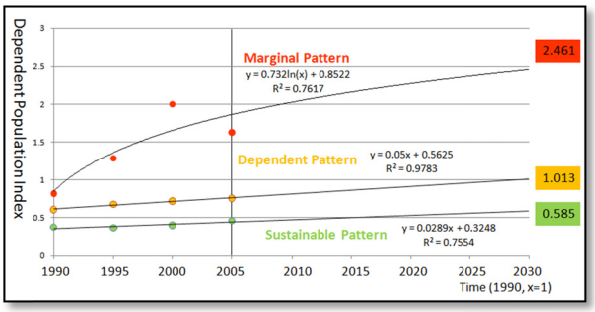


Fig. 4 DPI of transition patterns (Chen et al, 2010c)

transforms the pyramid into diamond shaped gradually.

Fig. 6 presents an unequal spatial distribution of population change rate. Population growing meshes mainly accumulate in most area of Tokyo and the northern Kanagawa prefecture. The rest areas with population growth are spatially associated with railway (green line). For population decline, the west Saitama and east Chiba (Bōsō Peninsula) are covered by meshes with 20% and above population decrease rate.

As shown in Fig. 7, aged 65 and above ratio is above 20% generally. The result indicates the "super aged population society (Fujita, 2007)". Comparing with population growth rate (Fig. 6), it is known that meshes with population growth are inclined to have less population aging. However, Shitamachi (low city) inside core 23 wards is aging than rest areas. It represents that rapid population aging is more expected in suburban and early developed district in Tokyo Metropolitan.

Integrating with population simulation and seismic intensity (the scenario of Northern Tokyo Bay Earthquake) at meshes, we can collect exposed population at scale of seismicity and age structure (Table 2). Intensively exposed population at level "6 Lower" or "6 Upper" is expected to increase due to intensive seismicity distribution and population growth area. Additionally, the main increase is not completely contributed from continuous domestic immigration (Ishikawa, 2002) but associated with aging of baby boomer.

3.2 Household types

Table 3 shows the household exposure by scale seismic intensity and family types. Contrast to nearly 0.3 million population decrease in total, household number are adversely expected to increase 2.1 million households. It means member per household decrease. Among these households, most are related to one-person households rather than nuclear family. In other words, more single living households appear and the general family structure likely become less stable. Family structure transition results into 1.2 million single living households exposed to seismic intensity at scale 6. Considering with age, we can abstract number of aged 65, aged 75 above single living households.

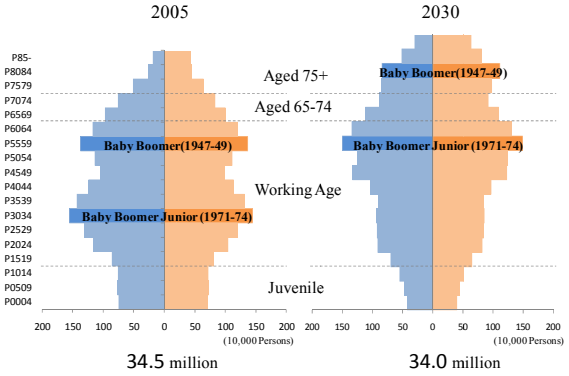


Fig. 5 5-years population pyramids 2005 and 2030

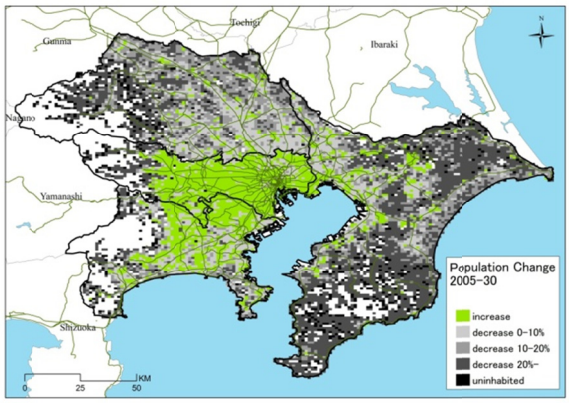


Fig. 6 Population growth rate (2005 and 2030)

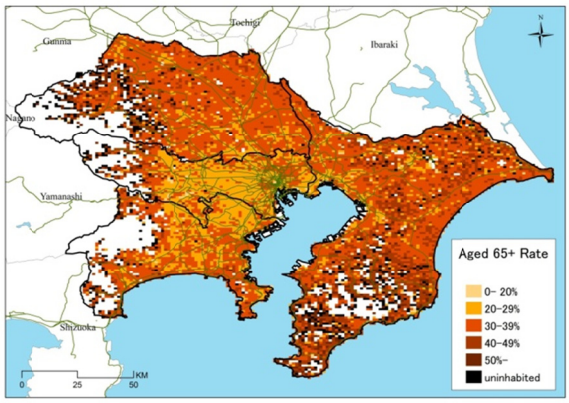


Fig. 7 Aged 65 and above population ratio 2030

Table 2 Population exposure in 2030

Population / Seismic	Aged 0-14	Aged 15-64	Aged 65+	Aged 75+	Total
6 Upper	37.1 ▲25.5	328.1 ▲28.8	150.5 △62.9	88.8 △54.2	515.8 △8.6
6 Lower	167.9 ▲92.1	1,277.9 ▲145.3	593.3 △246.1	350.8 △210.3	2,039.0 △8.7
5 Upper	64.9 ▲37.4	438,0 ▲82.8	226.1 △88.6	141.5 △84.6	729.0 ▲31.5
5 Lower	9.4 ▲5.4	54.1 ▲19.2	33.1 △9.3	20.8 △9.7	96.6 ▲15.3
4	1.0 ▲0.7	5.5 ▲2.1	3.3 △0.7	2.1 △0.8	9.8 ▲2.0
Total	280.3 ▲161.0	2,103.6 ▲278.2	1,006.3 △407.6	604.1 △359.5	3,390.3 ▲31.5

△/ increase to 2005; ▲/ minus to 2005 (Unit: 10,000)

As shown in Table 4, 2 times of aging and single living household is expected than current situation in 2005. And over half of households are even above aged 75. The increase amount is more than aged husband and aged wife households. It refers that life expectancy extension and family structure lead more aged 75 single living households possibly transformed from aged husband and aged wife households.

3.3 Conclusion

Contrast to 10% of general population decline in Japan, population change rate (2005-30) in Tokyo and northern Kanagawa represents adverse result. Addition to an accidental spatial distribution of intensive seismicity, intensively exposed population is likely to increase. Accompanied with aging of baby boomer, the population aging results into increase of 3 million aging population exposed at scale 6. Considering the elders' physical constraint and less capacity against sociological impact (Ngo, 2001; Frankenberg et al., 2008), that is, self-help is hardly expected.

However, household simulation represents an unstable feature of family structure. More aging and single living households are expected. These households tend to receive less support from family and weaker social network (Mileti, 1999). In this sense, while self-support and support from family become less reliable under demographic transition, mutual aid through community or civic organization is much important than ever.

4. Analyzing resilience with the aspect of demographic transition before 2030

Fig. 8 and Fig. 9 display the distribution of sustainable, dependent, marginal demographic transition pattern in 2005 and 2030. By the above mentioned empirical studies (Chen et al., 2010b), we can discuss regional demographic characteristics in terms of disaster resilience.

4.1 Demographic Transition 2005, 2030

As Fig. 8 shown, most areas are covered by sustainable pattern meshes where are easier to have an effective population recovery with less support. The population recovery of these areas might have

Table 3 Household exposure in 2030

Household / Seismic	One-Person	Relatives Household				Others	Total
		Nuclear Family	With no Child	With Child	Single Parent		
6 Upper	114.4 △31.1	122.3 △10.5	45.7	52.2	24.4	19.7 △6.8	256.4 △47.5
6 Lower	390.9 △91.6	475.2 ▲0	173.4	207.8	94.0	78.8 △25.8	944.9 △110.8
5 Upper	128.5 △57.2	168.9 ▲5.2	62.2	74.1	32.6	29.0 ▲0.5	326.3 △50.1
5 Lower	14.4 △6.5	22.1 ▲0.6	8.3	9.7	4.1	4.2 ▲2.8	40.7 △2.9
4	1.6 △0.6	2.4 ▲0.2	0.9	1.1	0.4	0.5 ▲0.4	4.5 △0
Total	649.8 △188.0	790.8 △4.4	290.4	344.8	155.6	132.2 △28.9	1,572.8 △211.2

△/ increase to 2005; ▲/ minus to 2005 (Unit: 10,000)

Table 4 Vulnerable types of household exposure

Household / Seismic	Aged 20s, Single Living	Aged 65+, Single Living	Aged 75+	Aged 65+, Husband & wife	Aged 75+
6 Upper	15.9 ▲2.7	34.9 △17.9	19.5	25.9 △11.5	15.2
6 Lower	54.8 ▲26.4	126.2 △66.3	71.0	97.8 △31.9	56.2
5 Upper	17.5 △0.5	45.6 △28.7	27.3	36.6 △12.5	22.2
5 Lower	1.8 △0.4	6.1 △3.6	3.7	5.2 △1.9	3.2
4	0.2 △0.1	0.7 △0.3	0.4	0.6 △0.1	0.3
Total	90.3 ▲28.0	213.4 △116.8	121.8	166.1 △57.9	97.1

△/ increase to 2005; ▲/ minus to 2005 (Unit: 10,000)

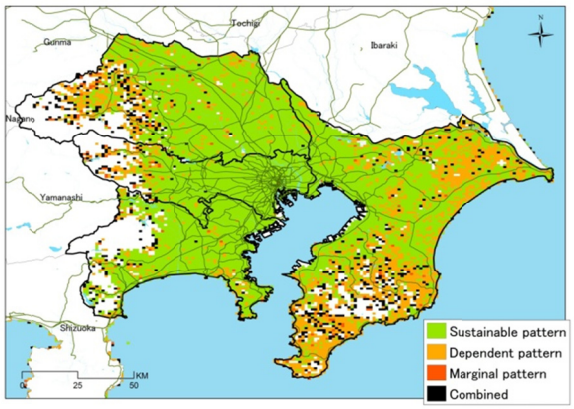


Fig. 8 Demographic Transition in 2005

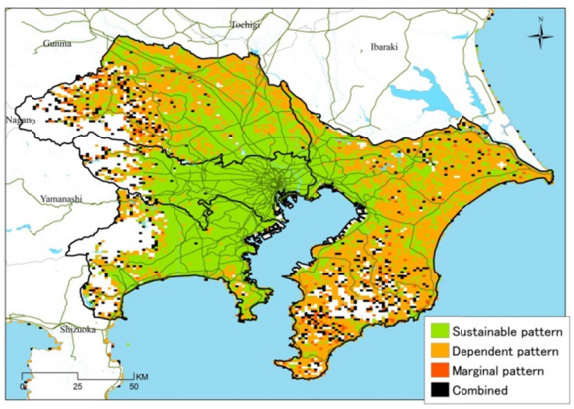


Fig. 9 Demographic Transition in 2030

similar rebound as in Nada Ward after the 1995 Kobe Earthquake, or Jōnai areas of Ojiya city after the 2004 Niigata Chuetsu Earthquake.

Also there are dependent pattern meshes found at western Saitama and partial Bōsō Peninsula. These areas are dependent to the great major recovery projects (such as Land Resettlement Projects, Urban Redevelopment Project in Southern Nagata-Ward) or private sector investment (such as Chūō-Ward). Otherwise, complete population recovery after disaster is hard to be expected, such as Hyōgo-Ward or Northern Nagata-Ward. And there are few marginal patterned meshes found.

Yet, Fig. 9 shows apparent distribution of 3 transition patterns in 2030. Dependent patterned meshes expand and replace where are discriminated as sustainable patterned in 2005. It refers that these areas are accompanied with demographic transition before 2030. The demographic characteristics of these areas might gradually represent the feature of dependent pattern due to less immigration of young working age population and aging of baby boomer.

4.2 Resilience with consideration of demographic transition 2005-2030

Analyzing Fig.8 and Fig.9, it is accessible to collect the meshes with change in demographic transition (See Fig.10). Applying the resilience that demographic transition pattern represents (Table 4) we can visualize impact resulted from demographic transition from an aspect of disaster study (Chen et al, 2010c).

It is found that, meshes in Tokyo and Kanagawa mostly remain sustainable resilience before 2030. Apart from that, similar meshes are only found in prefectural cities of Saitama and Chiba. It refers that these areas might have the potential to complete their population recovery independently and to remain sustainable demographic transition after disaster recovery.

As western Saitama and partial Bōsō Peninsula, great amount of meshes are marked as “sustainable to dependent”. From their demographic features, these areas are currently sustainable in resilience. But disaster resilience likely turns into dependent accompanied with future demographic transition. In this sense, for these areas, great major recovery projects or private sector investment is necessary to avoid population decline after disaster recovery.

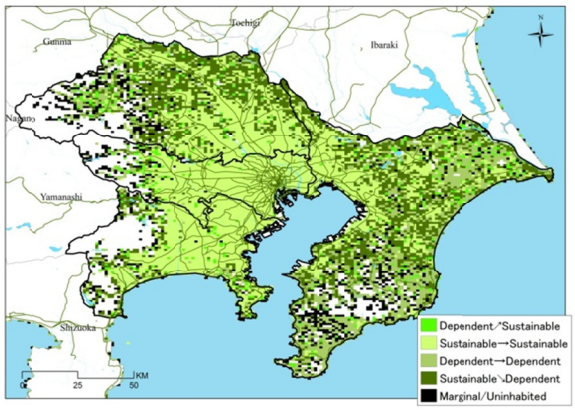


Fig. 10 resilience transformation (2005 to 2030)

Table 4 Resilience transformation associated with demographic transition (Chen et al., 2010c)

Resilience	Characteristics
Dependent $_{2005}$ ⇒ **S**ustainable $_{2030}$	Beneficial from the future demographic transition and likely become more resilient in a disaster recovery with less support than current situation
Sustainable $_{2005}$ ⇒ **S**ustainable $_{2030}$	The demographic transition is beneficial to complete the population recovery and to contribute a better disaster recovery
Dependent $_{2005}$ ⇒ **D**ependent $_{2030}$	Still dependent to great amount of public or private support to reinforce their resilience
Sustainable $_{2005}$ ⇒ **D**ependent $_{2030}$	Disaster recovery of these areas might gradually become difficult than if it happens at a present time and result into a result of decaying areas
No resilience $_{2005,2030}$	Completely unexpected to complete a population recovery; but accelerating marginalization turning uninhabited eventually

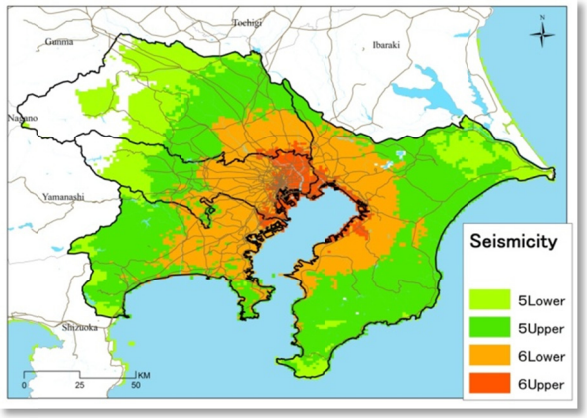


Fig.11 Seismic intensity

The result delivers an important message that demography factor is dynamic in vulnerability assessment. Current situation is not comprehensive enough to develop long-term disaster management against expected catastrophe. And this is why adaptation strategy is aimed to adjust the affected object itself to be more capable for disturbance.

5. Developing Adaptation Strategy to reinforce resilience under demographic transition

Seismic intensity (Fig. 11) is overlapped with resilience (Fig. 10) to discuss adaptation strategy following regional characteristics. For the 23 Wards in Tokyo, Kawasaki city and Yokohama city in Kanagawa, are estimated to extend population growth inclusive and to remain in a sustainable pattern but exposed to intensive seismicity. It refers that these areas are more capable to complete population recovery after disaster, yet aging of baby boomer and unstable family structure might increase 3 million aging population exposure, and 0.8 million aging single living households. In this sense, "sustainable maintenance" is the main purpose to relief the impact and to accelerate the recovery.

Business continuity planning (BCP) works to avoid business from being severely interrupted, and to help business to restart as soon as possible once interrupted. Hayashi (2009) found that in disaster management, BCP can reduce impact and enable effective recovery. The eventual goal of BCP is to reinforce the resilience of the whole organization. In this sense, BCP has become indispensable to enterprises and municipalities while coping with extension disruption, crisis, and disaster. To take advantage of the self-sustaining resilience of this region, the adaptation strategy, e.g., BCP is urgent and necessary for ongoing demographic transition and infrastructure centralized regions.

As western Saitama and partial Bōsō Peninsula, possibly decay and transform from sustainable patterned to dependent patterned. Especially west coast of Bōsō Peninsula is exposed to intensive seismicity. An alternative solution is to rely on the aging population structure to improve resilience at these regions independently. That is because while self-aid and support from family network are less reliable accompanied with future demographic transition, reinforcement of mutual help could be a practical approach. In this case, instead of intensive hardware investment, community capability reinforcement is suggested as one principle of adaptation strategy. For example, community activity in participatory community disaster risk management (Bajek et al., 2008) or a strong local network (Ota et al., 2008) is suggested to improve local capability.

6. Conclusion

For a population declining society of Japan, Tokyo Metropolitan obviously represents a unique case to examine the impact in a demographically mature metropolitan. In this paper, estimations of population estimation 2030 and three demographic transition patterns are conducted to examine the impact of demographic transition with the aim to develop the corresponding adaptation strategy.

According to the population estimation by cohort component analysis, though the growth of population exposure is rare contrast to whole Japan in 2030, baby boomer aging and young immigration decline result in rapid aging demographic structure and increase another 2.5 million aged 75 and above population exposed by intensive seismic intensity at scale 6 and above. Additionally, demographic transition associated with family structure results into more unstable family structure of single elder living households. Another 1 million household of single living elders are expected at areas with intensive seismicity. Most of all, demographic estimation delivers a critical message that mutual aid through community or civic organization is much important to cope with less reliable self-support and support from network of family or relatives.

Overlapping current and estimated distribution of the demographic transition patterns (sustainable, dependent, and marginal), it is accessible to observe regional demographic transition and the possible impact in term of disaster resilience. It is found that 23 Wards, Kawasaki city and Yokohama city are inclined to remain sustainable patterned which implies these areas are more capable to complete disaster recovery independently. Yet, regarding

exposed population growth and intensive seismicity, BCP is recommended to relief the initial impact and to accelerate the recovery. On the other hand, western Saitama and partial Bōsō Peninsula may decay from sustainable patterned to dependent patterned that reflects that the areas might become less capable to rebound back to original situation unless great recovery projects or private investment is applied. In term of risk governance, community activity in participatory community disaster risk management or a strong local network is suggested to reinforce social resilience with the consideration of future demographic transition in the Tokyo Metropolitan.

Acknowledgements

This paper was supported by the Ministry of Education, Culture, Sports, Science and Technology of Japan as Tokai Tonankai Nankai Earthquake Correlation Evaluation Research.

References

Adger, W. N. (2000): Social and ecological resilience: are they related?, Progress in Human Geography, 24(3), pp. 347–364.

Bajek, R., Matsuda, Y. and Okada, N. (2008): Japan's Jishu-bosai- soshiki community activities: analysis of its role in participatory community disaster risk management, Natural Hazards, No. 44, pp. 281–292.

Central Disaster Prevention Council (2005, Jul): Investigation Report of the Tokyo Earthquake occurred beneath Capital Region, Retrieved July 31, 2010, <http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/shutochokka/20/ shiryou1.pdf>

Chen, H., Maki, N. and Hayashi, H. (2009): Evaluating the Impact of Demographic Transition in the Context of the Tokai-Tonankai-Nankai Earthquake, Japan, Journal of Natural Disaster Science, Vol. 31, No. 2, pp. 19-30.

Chen, H., Maki, N. and Hayashi, H. (2010a): Examining the Regional Exposure Characteristics under Tokai,Tonankai and Nankai Earthquake Under the Consideration of Future Population Decline - A Preliminary Study in Future Population Exposure and Infrastructure Exposure –, Journal of Japan Society for Natural Disaster Science, Vol. 29, No. 3, pp. 365-380.

Chen, H., Maki, N. and Hayashi, H. (2010b): Evaluating Regional Recovery based on Demographic Characteristics of Affected Areas-Case Study of the 1995 Kobe Earthquake, the 2004 Niigata-ken Chuetsu Earthquake-, Journal of Institute of Social Safety Science, No. 13, pp. 347-355.

Chen, H., Maki, N. and Hayashi, H. (2010c): Adapting the Demographic Transitionin Preparation of the Tokai-Tonankai-Nankai Earthquake, Journal of Disaster Research, Vol. 5, No. 6, pp. 666-676.

Cutter, S.L., Boruff, B.J. and Shirley, W.L. (2003): Social Vulnerability to Environmental Hazards, Social Science Quarterly, Vol. 84, No. 2, pp. 242-261.

Frankenberg, E., etc. (2008): Mental Health in Sumatra After the Tsunami, American Journal of Public Health, Vol. 98, No. 9, pp. 1671-1677.

Fujita, A. (2007): Elders Supporting Super Aged Society- toward a Creative Aging of Age Difference, Osaka: Osaka University Press.

Hayashi, H. (2009): The Resilience that Protects Human's Work, In Kyoto University & NTT Research group (Ed.), Disaster Resilient Society, Tokyo: Nikkei Business Publications Inc.

Ichiko, T. (2006): A New Possibility of Community Empowerment Based on the Concept of Pre-disaster Recovery Planning, The Operations Research Society of Japan, pp. 640-645, Oct, 2006.

Ishikawa, A. (2002): The factor analysis in regional population aging, J. of Population Problems, 58(4), pp. 47‐64.

Mileti, D.S. (1999): Disasters by design: A reassessment of natural hazards in the United States, Washington, D.C.: Joseph Henry.

Nakabayashi, I. (2004): The Concept and Prospect of Pre-disaster Planning, City Planning Review, No. 252, pp. 23-26.

National Institute of Population and Social Security Research (IPSS) (2006, Dec): Population Projections for Japan: 2001-2050, Retrieved October 25, 2008, <http://www.ipss.go.jp/pp-newest/e/ppfj02/ top.html>

Ngo, E. B. (2001): When Disasters and Age

Collide: Reviewing Vulnerability, Natural Hazards Review, Vol. 2, No. 2, pp. 80-89.
Nojima, N., Kuse, M. and Sugito, M. (2006): Population exposure to seismic intensity by recent earthquakes (2000-2005) in Japan and its correlation with building damage and human casualty, Journal of Natural Disaster Science, Vol. 25, No. 2, pp. 165-182.
Ota, K., etc. (2008): An Examination of a Method for Evaluating Disaster Mitigation Ability with Attention to Isolation and Self-support of Villages in Intermediate and Mountainous Areas, Kii Peninsula, Composite Journal, Architectural Institute of Japan, Vol. 6, pp. 49-56.
Suzuki, S. and Hayashi, H. (2008): A Study on the Disaster Exposures to Tokyo Metropolitan Earthquake and the Areal Characterization Based on Them, Journal of Social Safety Science, Vol.10, pp. 97-104.
United Nations (2007, Mar): World Population Prospects: The 2006 Revision, Population Division, Department of Economic and Social Affairs, United Nations, Retrieved January 31, 2009, < http://www.un.org/esa/population/ publications/ wpp2006/wpp2006.htm>

将来人口変動を考慮する首都直下地震の適応戦略に関する研究

陳海立・牧紀男・林春男

要　旨

本研究は，首都直下地震に備えるために，首都圏の将来人口変動を考慮し，被害と復興を中心とする評価手法と適応戦略を提案することを目的とするものである。国勢調査の地域メッシュ統計データを用い，コーホート要因法で2030年の人口推計を行い，首都直下地震のゆれに見舞われる震度別暴露人口（人口密度・年齢構造・家族構成）を求めた。2005年の集計結果により，震度6以上の暴露人口は増えており，特に団塊世代の老化ともなう高齢人口。かつ，単身高齢者の急増のために，自助と家族内の互助が弱くなる事によって，将来人口変動による影響は明らかにした。1995年の阪神淡路大震災と2004年の新潟県中越地震の事例研究から，被災前人口特性と復興後人口回復の検証に基づき，将来人口特性の変動とともにレジリエンスが変わる地域を抽出してきた。首都圏内の震度分布・暴露人口構造・レジリエンスに基づき，地域毎の適応戦略として，事業継続計画とコミュニティネットワークの強化手法についての検討を行った。

キーワード: 人口減少，高齢化，レジリエンス，首都直下地震

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Implementation of the Yonmenkaigi System Method for Capacity Building on Disaster Risk Management in Local Community of Merapi Volcano

Jong-il NA* and Norio OKADA

* Graduate School of Engineering, Tottori University

Synopsis

This paper introduces implementation of the Yonmenkaigi system method for capacity building on disaster risk management at the local community level in Merapi Volcano as a participatory method to improve everyday disaster response capacity within communities in Yogyakarta from May to August, 2010. The Yonmenkaigi system method is utilized for developing collaborative action plans for disaster reduction activities at the community level. Implementation of Yonmenkaigi Workshops can be summarized as follows; 1) Developing collaborative action plan to sustain activities for disaster risk management, 2) Providing a sharing space between local community organization and local government, 3) Sustaining an activity of local community for community development, 4) Improving capacity of human resources in a local community.

Keywords: participatory method, the Yonmenkaigi system method, Merapi Volcano, disaster risk management

1. Introduction

This paper introduces implementation of the Yonmenkaigi system method for capacity building on disaster risk management at the local community level in Merapi Volcano as a participatory method to improve everyday disaster response capacity within communities in Yogyakarta from May to August, 2010. A participatory workshop method, the Yonmenkaigi system method, has been developed for improvement of disaster reduction capacity in a community. The Yonmenkaigi system method, originally developed in a local community in Japan, was presented as a case study conducted by Gadjah Mada University (hereafter called UGM), Indonesia in collaboration with a research group of Kyoto University (hereafter called KU), under Urgent Disaster Reduction Project for Mt. Merapi, Progo River Basin (JICA Loan No.: IP-524) executed by Directorate General of Water Resources, Ministry of Public Works, Indonesia in 2009 (Na et al., 2010).

The Yonmenkaigi system method (hereafter called YSM) is utilized for developing collaborative action plans for disaster reduction activities at the community level (Na et al., 2009b). A “Study on Community development at Mt Merapi area” was developed with the collaboration of UGM for support in the planning and assessment activities in 2009. The Yonmenkaigi System also was introduced to UGM team in a pilot project towards “Sand Mining Management”.

This activity for implementation of a Yonmenkaigi workshop in 2010 has been expanded further to the community organization development for a sustainable action plan (2 years) at the local community level in contrast with a short term (2 months) “Sand Mining Management Plan” in

Kemiren village, 2009 as shown Fig.1.



Fig. 1 Expansion of Kemiren YSM workshop in 2010

2. Consideration to Implement YSM for Bumi Lestari in Kemiren Village

Kemiren village is located at the south west part of Mt. Merapi slope. Administratively it is a part of Srumbung District, Magelang Regency local government area of Central Java Province. Kemiren village is officially bordered by Ngablak village on its northwestern side; Hargobinangun village and Kaliurang village on its southeastern side; and Kamongan village on its southwestern side. Kemiren village is divided into three Dusun (Sub-village) has 1,141 people and 307 households as of 2007 over area of 487,629 ha. The structure of village administration is the same for the whole of Indonesia only the number of civil servants and the members of the village council are dependent on the character and the size of the village. Located at the right side of Kali Batan's upstream area, the villagers are depends mostly on Salak farming which is irrigated by water from Kali Batan. As the same as other parts of Mt. Merapi areas, the land consists of sandy fertile soil. Even the land has sand mined product potential, sand mining activities not became major occupation in this village since the Salak farm was able to earn higher income for the villagers. Yet small sporadic and localized sand mining activities in Kemiren village and its surrounding areas have also been developing since 1990s (Na et al., 2010). In order to minimize such sand mining impact by themselves, the villagers resorted to a village's organization, Bumi Lestari meaning "Eternal Earth" in Java language.

2.1 Why the Yonmenkaigi system method was introduced in Bumi Lestari, Kemiren village?

[1] It was intended to work out some modest initiative that can be taken by Bumi Lestari, and involvement of Kemiren community to resolve conflicts between Kemiren community and Bumi Lestari was not challenged.

[2] The main purpose of the workshop in Bumi Lestari, Kemiren community was agreed to develop a collaborative action plan in a participatory manner so as to improve roles and activities of Bumi Lestari, thus reducing disaster risk impact to their maximum capacity.

[3] Some members of Bumi Lestari once experienced YSM Workshop in August, 2009. They are interested in community development using YSM Workshop, hope to create collaborative action plan for improving their activities.

[4] The fatal lack of capacity on each division of Bumi Lestari was their inability and inexperience to systematically and logically make a sound diagnosis of the current state of their organization and to work out a collaborative action plan so as to achieve their own goal.

Therefore, the Yonmenkaigi system method is the suitable participatory workshop method to improve the activity of Bumi Lestari in Kemiren community. YSM also provides a communication basis for working together by having all seated together around a square table and by brainstorming about each other's views. This strengthens effectively the sense of mutual trust and knowledge ownership as they engage themselves in a collective and collaborative action planning (J. Na, N. Okada, and L. Fang, 2009).

For the reasons above, the Yonmenkaigi workshops were organized in the name of Bumi Lestari in order to improving the activity in Kemiren village on June and July, 2010.

2.2 Preparation of Kemiren YSM workshops

Based on the communication with several key persons of Bumi Lestari (the Head, the Secretary to the Head, and the Head of Mining Division), it was found that the members of organization have the strong willingness to conduct a workshop applying the Yonmenkaigi method. The specific method they proposed is basically due the experience they have ever had, i.e. a structured workshop to establish the action plan. They also realize that since the institution establishment in 17 May 2008, so far, there has not been a meeting to evaluate the performance of Bumi Lestari. Therefore, the idea would have then being put as the Bumi Lestari anniversary program as well as the Bumi Lestari 2nd annual meeting.

Prior to the Bumi Lestari annual meeting, the UGM and KU met several key persons to discuss the plan of workshops applying YSM, among them were village head and three members of Bumi Lestari on June 9, 2010 as shown Photo 1. As the result of the meeting, the representative of Bumi Lestari and the village head then agreed to hold a meeting between Bumi Lestari and village government. The purposes of the meeting are to discuss the Bumi Lestari current condition and to formulate a strategy to follow-up that condition as well as the initial process of YSM workshop.



Photo 1 Meeting with representative of village government and Bumi Lestari

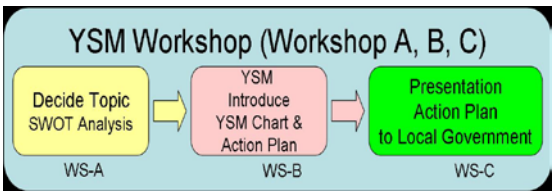


Fig. 1 Kemiren YSM workshop implementation for capacity building on disaster risk management in 2010

2.3 Formulation for Yonmenkaigi workshops of Bumi Lestari, Kemiren Village (2010).

Considering the result of the evaluation of previous YSM workshop implemented in pilot project villages in 2009, Kemiren YSM workshop was then modified. The purpose of implementation of Kemiren YSM workshop in 2010 is to formulate the collaborative action plan of Bumi Lestari to develop and improve the capacity of Bumi Lestari as well as to develop Kemiren Village.

Kemiren YSM workshop is divided into 3 workshops including presentation before the local government as shown in Fig. 1. The purposes of first workshop (Workshop A) are to define the topic/strategy and make SWOT analysis. The purposes of the second workshop (Workshop B) are to remind the YSM process and make the action plan using Yonmenkaigi Chart followed by debating process. The purpose of third workshop (Workshop C) is to share the Bumi Lestari action plan to relevant stakeholders especially to the local government as shown Table 1.

The participants will consist of members of Bumi Lestari and Kemiren Village government officials. All members of Bumi Lestari are expected to collaborate with the representatives of Kemiren Village government in establishing collaborative action plan to achieve the goal. The roles of participants will be divided into four divisions; Disaster Management Division, Agriculture Division, Tourism Division and Sand Mining Division. The facilitator team consists of main facilitator to lead the workshop and four sub facilitators.

The role of sub-facilitator in each group is to accelerate the YSM process in each group (technical aspect) and to encourage the group members to declare their ideas/opinions. The proposed time frame is 2 years with 4 time scales; within 3 months, within 6 months, within 1 year, within 2 years as shown Fig. 2.

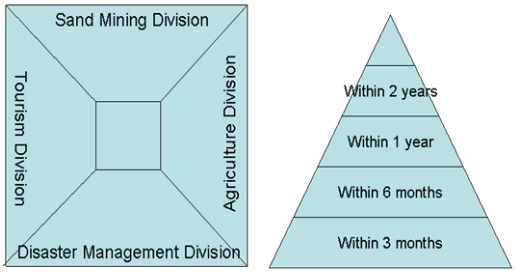


Fig. 2 Roles and time frames of Kemiren YSM workshop in 2010

The process of collaborative activity during YSM workshop will start in each group. The group members will make group action plan to improve their activity, and followed by collaborative activity for every group. All groups will collaboratively discuss and plan both in what activities they should cooperate and how they can collaboratively work among groups as shown Fig. 3.

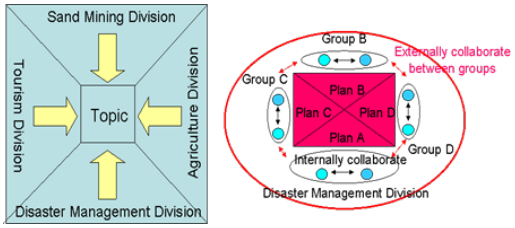


Fig. 3 Internally and externally collaborate between groups in YSM workshop

3. YSM Workshops in Bumi Lestari

Prior to the implementation of Workshop A, Workshop B, and Workshop C in Bumi Lestari, an internal meeting to establish the commitment between the Bumi Lestari members and the Kemiren Village Government was conducted on June 16, 210. This internal meeting was considered very essential in term of recalling of what those have been done by the Bumi Lestari in two years of

Table 1 Overview of workshop A, B, C

	Objective	Target	Outcome
Workshop A	To make consensus for future activity	Bumi Lestari, Village Government	SWOT analysis
Workshop B	To develop collaborative action plan	Bumi Lestari, Village Government	Action Plan for disaster risk management and community development
Workshop C	To make cooperation among stakeholders for implementation of collaborative action plan	Kemiren Community, Local Government	Sharing perspective for future plan

age, beside, this was also aimed at introducing sequences of next activities after internal meeting, particularly the Workshop A. During the meeting, the facilitator asked each member of Bumi Lestari to speak out their opinion about Bumi Lestari in general in order to criticize its performance. However, to simplify the process, the participants were not asked to classify their opinion into four factors as the common SWOT process. Rather, the opinions were summarized and classified by facilitators after the meeting and presented in the Workshop B. The opinions were classified into two factors, positive / strengths and negative / weakness.

The Workshop A, which was conducted in 21 July 2010, was considered as the process of defining strategy. During the workshop, the result of internal meeting was presented by Bumi Lestari representative to give description about the progress and performance of Bumi Lestari to all workshop participants. Based on that information, all participants were than discuss and get consensus on the strategy to solve the problem faced by Bumi Lestari. The strategy is that Bumi Lestari has to refresh the organization by re-planning all division programs in order to optimize their performance. Re-planning was conducted through YSM on Workshop B.

The Workshop B, which was conducted in 29 July 2010, was considered as the designing the action plans in YSM charts. The time frame was decided for 2 years thus each group arranges their program for the next two years. Each division comprises action plans for improving the organization capacity (internal) and the division programs (external) as shown Fig. 4, because the participants of Bumi Lestari wanted to improve both activities of their divisions and themselves divisions.

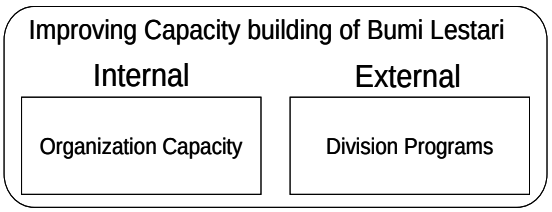


Fig. 4 A structure of each division in Yonmenkaigi chart in Workshop B

The Workshop C, which was conducted in 13 July 2010, was the presentation of the action plans before Magelang Regency government officials. Particularly in term of socialization of the action plans, the wider recognition of the community institution of Bumi Lestari, and further promotion of partnership between Bumi Lestari and related agencies in Magelang Regency.

3.1 Considering about implementation YSM workshops in Kemiren Village, 2010

(1) Control of performance time

The case of conducting YSM workshops in Bumi Lestari, the night time is most effective since at day time people usually go to work (as farmers, traders, and government officials). The most effective duration of a workshop of one time is approximately 3 hours, less than 3 hours will be too short to accommodate detail aspirations while more than 3 hours will be too tiring for the participants to contribute significant aspirations.

However 3 hours is not enough time to carry out YSM workshop for developing collaborative action plan of middle term plan (two years) in future. In order to take enough time for discussion between participants, we suggest the dividing into several times from a workshop of one time such as Workshop A, B, and C in Bumi Lesatari Yonmenkaigi Workshop mudules.

(2) Facilitation management by the facilitator of YSM workshops

After the end of Pilot Project in March 2010, the local communicator of Kemiren Village from UGM did not have any monitoring about Bumi Lestari activities. A communicator is changed to another

person from Kemiren local communicator in 2009. To know and analyze the current situation of Bumi Lesateri, a new communicator needed to again have a relation to Bumi Lestari, although she have been worked in Pilot Project. The facilitator of YSM is also expected to have enough experience and capacity to understand and communicate smoothly with people in the local communities in Mt. Merapi. The facilitator is required to develop enough knowledge and recognition of the themes related to the target community issues.

4. Discussion of Implementation of YSM workshops in Bumi Lestari

Considering activities of Pilot Project for sand mining management in PEED of 2009, this time the participants expressed their necessities along with the team of the local university to decide together on the highest priorities towards community development. Bumi Lestari, Kemiren village, produced what participants thought an implementable collaborative action plan for improving of their organization through the Yonmenkaigi system method. The Yonmenkaigi provides a communication basis for working together by having all seated together around a square table (Yonmenkaigi) and by brainstorming about each other's views.

This strengthens effectively the sense of mutual trust and knowledge ownership as they engage themselves in a collective and collaborative action planning.

4.1 The meaning of Implementation YSM Workshops

The meaning of implementation of Yonmenkaigi Workshops can be explained as follows;

[1] Sustaining an activity of local community for community development: Implementation of YSM Workshops was continued as only sustainable activity of PEED by a local community after the ending of activities of PEED in March 2010.

[2] Developing collaborative action plant to sustain activities: Bumi Lestari developed collaborative action plan as action plan for future their activities not one time event though implementation of YSM Workshops. Since the establishment of Bumi Lestari, they could have their first matrix for activities of Bumi Lestari. Bumi Lestari also could have the opportunity to know what divisions should do and what kind of authorities they have.

[3] Finding of human resources: Though implementation of YSM Workshop modules, Bumi Lestari could find their human resources as future leader of their organization. After implementation of YSM Workshop modules, the implementation of additional workshop, i.e. workshop that had been conducted in Jakarta was also a continuation on efforts to make the Bumi Lestari be recognized more by other institutions. Some representatives from related institutions (Ministry of Public Work of Indonesia, other regencies, BAPPENAS, foreign donors, etc) participated in the Jakarta workshop. Moreover, Bumi Lestari presentation by a new leader and a positive response from participants made the entire workshop strategies are considerably effective.

[4] Providing a sharing space between local community organization and local government: Though especially presentation action plan of Bumi Lestari in Workshop C, YSM workshop provided a sharing space of perception about community development based on local community between local community organization and local government. The Workshop C was also considered a success one, in term of the numbers and types of participants, i.e. around 12 persons from Bumi Lestari and around 25 representatives from agencies of Magelang regency, and in term of strengthening the presence Bumi Lestari in Magelang regency.

[5] Using of human recourses: It is our work of next time that not only finding of human resources but also using of human recourses for community development based on residents of local community. We provided a chance to improving of facilitator activity using implementation of YSM Workshop modules.

4.2 Mutual knowledge development between each stakeholder

Mutual knowledge development could be achieved through the implementation of collaborative action plan in disaster risk management for at the community level by

exchanging the knowledge owned by each stakeholder (KU, UGM, local communities and local government). Each stakeholder has a role to improve the activities of Bumi Lestari as community development as shown Table 2.

Table 2 The role of each stakeholder for the activities of Bumi Lestari

Stakeholders	The role of each stakeholder
Bumi Lestari	the subjective of activities for community development
Local Government	Support for activities of Bumi Lestari
UGM	Accelerator to improve activities of Bumi Lestari
KU	Consultant to implement YSM Workshops

5. Conclusions

The Yonmenkaigi system method has been utilized for developing a collaborative action plan for capacity building on disaster risk management for sustainable community development in local community of Merapi Volcano. The participants of Bumi Lestari, Kemiren village in Yogyakarta, Indonesia produced what participants thought an implementable collaborative action plan for improving of their organization through the Yonmenkaigi system method.

Therefore, there remains much room for further research. As of now (Auguset, 2010) some of the action plan in the Merapi region are being put into practice, and the author hope to monitor the upcoming process of its implementation, in collaboration with between Bumi Lestari, Kemiren local government, UGM, and KU. This remaining research challenge may need an enduring process of field works in the case study area and for this purpose each stakeholder (Bumi Lestari, Kemiren local government, UGM, and KU) should plan to apply adaptive management. We will be able to follow up later in the near future.

The Merapi volcano erupted in Jogjakarta, Indonesia on October 26, 2010 killing about 122 people and resulting in the evacuation of about 100,000 more on November 5, 2010. The Kemiren Village was also evacuated. Fortunately, there were no victims in Kemiren Village. Although we do not yet know to what extent the adaption of the improved Yonmenkaigi workshops was helpful, the workshop provided the opportunity for local community to discuss their problems and develop collaborative action plans for disaster risk management activities at the local community level through participation in municipal affairs.

Acknowledgements

The authors are grateful to Staffs of Comdev Merapi team of Gadjah Mada University and Kemiren Community in Mt.Merapi Area, Indonesia.

References

Jong-il Na, Norio Okada, and Liping Fang, 2009. "A Collaborative Action Development Approach to Improving Community Disaster Reduction Using the Yonmenkaigi System," Journal of Natural Disaster Science, Vol.30, No.2, pp.57-69

Jong-il Na, Norio Okada, and Liping Fang, 2009 "Collaborative action development for community disaster reduction by utilizing the Yonmenkaigi system method," Proceedings of the 2009 IEEE International Conference on Systems, Man and Cybernetics, San Antonio, TX, October 11-14, 2009, pp. 1929-1934

Jong-il NA, Norio OKADA, Ir. Bambang HARGONO, Dipl. HE, M. ENG., Djoko LEGONO and Naoki UEHATA, 2010 "A Challenge of Mutual Knowledge Development in Implementation of the Yonmenkaigi System for Sand Mining Management in Local Community of Merapi Volcano," Journal of Natural Disaster Science, Vol.31, No.2,79-91

Study Center for Engineering Science Gadjah Mada University and DIs Prev Res Institute Kyoto University, "Study on community development at Mt.Merapi area, 2010, Final Report," 2010.

Yachiyo Engineering Co., Ltd., and Associates, 2009 "Study Report for Institution and Community Developmnet (Final)", Consulting Services for Urgent Disaster Reduction Project for Mt. Merapi, Progo River Basin (IP-524),

December 2009

メラピ火山地域コミュニティの災害リスクマネジメント能力向上を目指す四面会義ワークショップの実践的な適用

羅貞一*・岡田憲夫

*鳥取大学工学研究科

要　旨

本稿ではインドネシア・メラピ火山地域コミュニティの災害リスクマネジメント能力向上を目指す四面会義ワークショップの実践的な適用事例を紹介する。四面会義システムは地域コミュニ ティの減災を目的にする協力的かつ実践可能な行動計画案を作成する参加型ワークショップ技法である。メラピ火山地域コミュニティの四面会義ワークショップの実践的な適用を通して，地域コミュニティでは１）持続的な減災活動のための協働的行動計画案の作成，２）コミュニティと行政との情報の交流場の提供，３）地域開発のための取り組み能力の向上，４）地域コミュニティの人材育成などの活動が行われた。

キーワード：参加型手法，四面会義システム，メラピ火山，災害リスクマネジメント

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 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

片尾　浩

要　旨

P波の押し引きデータから直接応力場を推定する方法を応用することで，個々の地震の発震機構を確定する過程を経ずに応力分布を推定する可能性を検討してきた。本手法を過去の京都大学阿武山観測所系微小地震観測網の手動験測データに適用し，1976年～2001年の四半世紀にわたる期間での，丹波山地の微小地震活動域における応力場の空間分布とその時間的変化を概観することを目指した。丹波山地の中央部は，一貫してほぼ東西方向の圧縮場にあること，逆断層的な応力場と横ずれ断層的な応力場が混在し，そのどちらが卓越するかは時間的にあるいは地域によって変化していることが示された。

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

将来の大地震発生予測の研究には，基礎的なデータとして地下の応力状態を知ることが最も重要となるが，現在のところ地下十数kmの地震発生深度において直接応力を計測する手段は存在しない。自然地震の発震機構（メカニズム）を調べることは，間接的に地域の応力場を知る手がかりとなる。

精度のよい発震機構解決定のためには，ある地震について20点程度の観測点で明確に初動極性の読み取りが行われることが必要であり，観測点分布密度によって発震機構が決定可能なマグニチュード（M）の下限がほぼ決まることになる。現在の気象庁，大学等による国の高感度基盤観測網を用いると，内陸地殻内のM２.0以上の地震について精度よく発震機構を求めることが可能である。しかし，過去の観測点分布が粗い時期については条件が悪くなり，M3.0程度の規模以上でなければ発震機構を決定することは困難であった。必然的に得られる発震機構解の数も少なく，空間的時間的に分解能の高い応力推定は

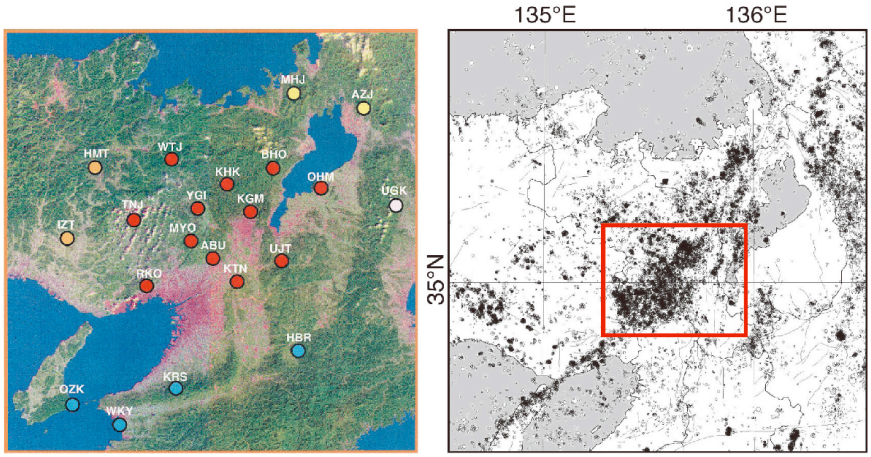


Fig.1 (Left) Station distribution around the Northern Kinki district. Red ones are stations of the Abuyama seismic network. (Right) Epicenter distribution around the Northern Kinki district. Red rectangle shows analysis area of this study.

行うことが不可能である。

各々の地震のメカニズム解のP軸やT軸は，地域応力場の主応力軸と一致するとは限らない。その地域の応力場を推定するには，多数の地震について発震機構を求め，次いでそれらを基に応力テンソルインバージョン法を用いる。

片尾（2010）は，P波の押し引きから直接応力場を得るHoriuchi et al.(1995)の方法を用いて，個々の発震機構を確定する過程を経ずに，少ない押し引きデータから応力場の推定する方法を検討し，このような方法が最も有効であると思われる例として，過去の京都大学阿武山観測所系のルーチン再験測データへの応用を試みた。今回本論文では，さらに応用を進め，阿武山系観測網の四半世紀（1976年〜2001年）にわたる手動験測データを対象とした解析結果を報告する。

2. データ・方法

1995年以前の阿武山系観測網では，観測された近地の地震すべてについて，手動験測により精密な読取り作業が行われており，その高い震源決定精度には定評があった。丹波山地を中心とした近畿地方北部のM1.0以上の微小地震はほぼもれなく検知されている。しかし，これらの手動読み取りは阿武山系直属の12点の観測点のみを対象としているため，初動の押し引きデータも一つの地震につき最大で12点に限られ，単独でメカニズム解を精度よく求めることは困難である。Fig. 1左図の観測点分布図で赤丸で示されているのが阿武山系直属の12点である。当時，隣接する観測網の波形データは，隣接データ交換網によるごく一部の点を除けば，収録・処理されていなかった。メカニズムを求めるためには阿武山系のみの12点という観測点数は少なく，オフラインで他の観測網のデータを収集・追加するなどの作業が必要であった（例えばIio,1996など）。精度の良い読み取りがなされていながら観測点数には不足があるというデータ上の制約条件は，本研究の方法を実際に適用する対象としてふさわしい状況であると考えられる，

1995年以降は，阿武山系の観測システムが更新され（大見ほか，1999），鳥取系，北陸系など所内の他の観測網や他大学の観測点（Fig. 1左図で赤以外に塗られた点）からのデータが多く利用できるようになった。さらに1997年には気象庁の津波地震観測網のデータがリアルタイムで利用可能になった。京大防災研におけるルーチン業務としても，阿武山直属の12点に加えこれら隣接観測網の点についても可能な限り読み取りを行った。したがって，1995年以降はそれ以前と利用できる観測点数大幅に増加したことになり，メカニズム・応力決定精度もその前後で大きな変化があったと考えられる。これらの観測点データを用いることで，この時期はM2.5以上程度の地震であれば，阿武山系システムのデータセットだけでも十分メカニズムを決定することが可能であった（片尾・飯尾，2004；小笠原ほか，2006など）。

1997年10月に気象庁により大学観測網も含む一元化処理が開始され，日々の験測データも公開されるようになったことを受けて，2002年以降京大阿武山系独自の手動再験測はルーチン的業務としては行わないことになった。したがって本研究では，2001年以前の阿武山系独自の手動験測が行われていた時期を対象としている。

なお，京大防災研の観測システムにおいて，防災科学技術研究所の高感度地震観測網Hi-netのデータが利用可能になったのは2002年であるため，本研究では用いられていない。

大阪府北部および京都府中部にかけての丹波山地は定常的に微小地震活動が活発な地域である。1995年兵庫県南部地震の発生前の約２年間に，丹波山地の微小地震活動が顕著に低下したことはよく知られている（片尾, 2002）。本研究では，Fig. 1右図に示す赤い矩形の範囲で，北摂・丹波山地における応力場の空間・時間的変化を見てみる。大阪府北部から京都府中部にかけてのこの領域は，阿武山系観測網のカバーする地域の中心部に位置し，震源決定精度が良く，また周囲の観測点の方位分布もまんべんなくとれるため，メカニズムの決定にも有利である。この矩形範囲で1997年〜1994年の間，約1700個の微小地震が阿武山系観測網の旧システムにより決定されている。近畿地方北部では琵琶湖西岸地域も地震活動が活発であるが，丹波山地中央部に比べ地震が少ないことと，観測点配置がよくないことから，今回の解析範囲からは除外した。

水平方向10km x 10kmの正方形の小領域40個を5km間隔で重複して配置し，時間的にも２年間に分割して，各々の小領域について応力インバージョンを行った。この辺りでの地震発生層は5〜15kmの深さ範囲であるので，個々の小領域は１辺10kmの立方体に準ずると考えてよいだろう。1976年のテレメータ観測開始以降，旧システムで観測されていた1994年までの間，各々の時空間領域に対応する地震の再験測読み取りデータを集めHoriuchi et al.(1995)によるインバージョンプログラムの入力とした。

1995年1月17日の兵庫県南部地震の直後から丹波山地の微小地震活動は活発化し（片尾, 2002），それ以前の数倍のレートで地震が発生するようになった。兵庫県南部地震を契機に京大防災研の観測システム

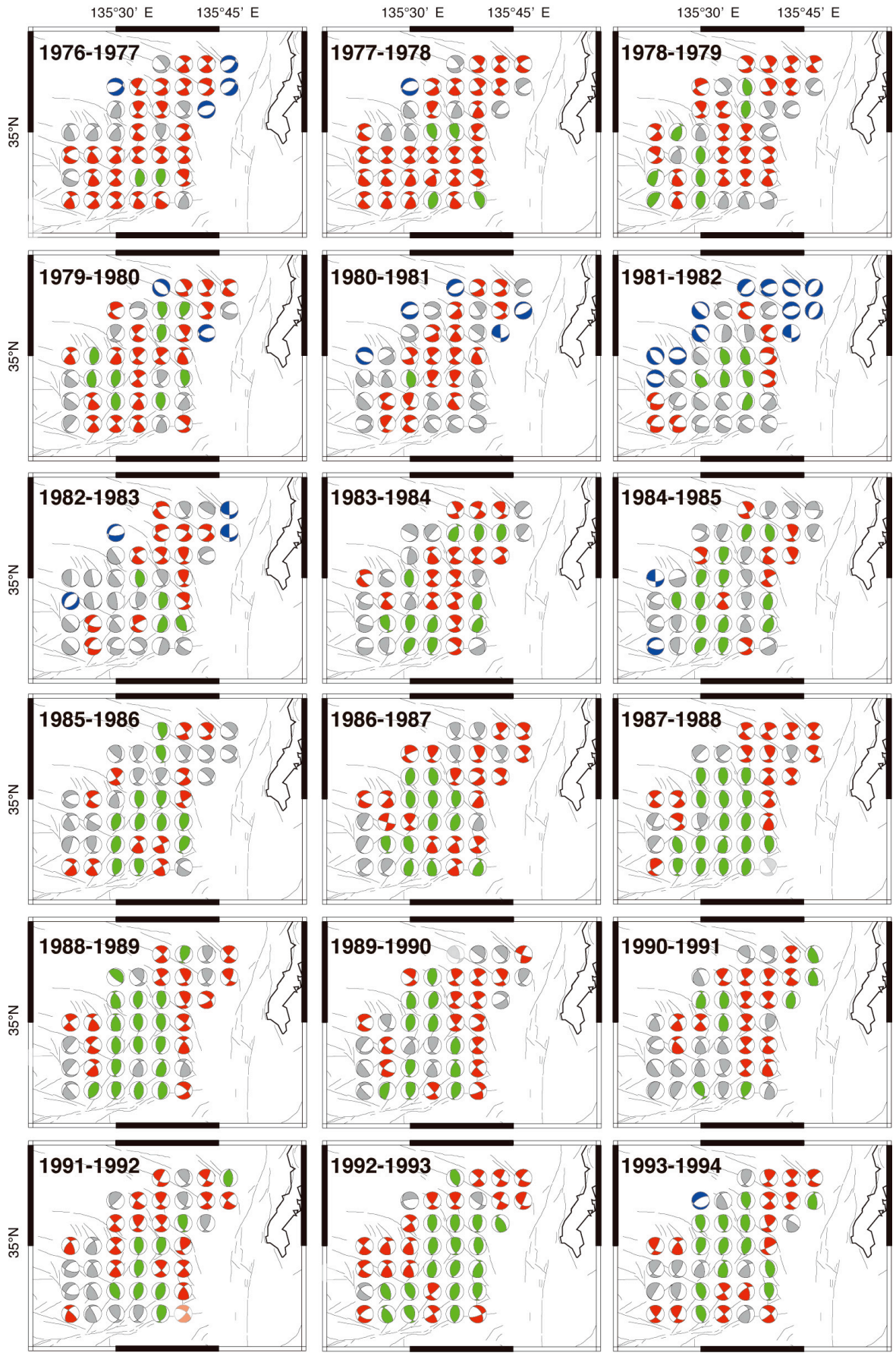


Fig.2 The stress field around the Tamba region for 2 years long periods during 1976-1994.

も，WINシステム（卜部・東田，1992）を基本とする新しい観測システムSATARNに切り替えられた（大見ほか，1999）1995年～2001年にはSATARN阿武山系システムにより約20000個の微小地震が観測されている。SATARNにおいて個々の地震ごとに験測結果が収められている「pickファイル」を読み込み，応力インバージョンを行った。空間的な小領域の取り方は1994年以前と共通しているが，地震活動活発化により地震数が以前の数倍となっているため，M2.0以上のものに限定して計算を行った。この時期はデータに収録されている観測点数が多く，メカニズムがよく決まる可能性のある地震も多く含まれているが，比較のため1994年以前と同じ手法で処理を行った。

3. 結果

Fig. 2に，1976年～1994年の阿武山系旧システムによる観測結果をもとに2年間ごとに解析した結果を示す。地図の範囲は全て，Fig. 1右図に示す赤い矩形の範囲と同じである。各小領域における応力インバージョン結果のうち最適解のみを下半球投影のメカニズム解に模して表示している。横ずれ断層的な応力場を赤で，逆断層的な場を緑で，正断層的な場を青で，中間的なものを灰色で，各々の「押し」の領域を塗ることで表現している。各断層型の分類基準は，Yamanaka et al. (2002)に倣っている。小領域内の地震数が20個に満たないものは，精度の信頼性が低いものとして色を薄くして表示している。

過去の研究においては，この地域のσ_1は一貫してほぼ東西圧縮であり，南北もしくは垂直方向のσ_2，σ_3は拮抗しており，個々の地震のメカニズムとしては逆断層と横ずれ断層が混在している状態を呈するとされている。Fig. 2でも全体がほぼ東西方向の圧縮場にあることは共通している。しかし，ある小領域が逆断層場か横ずれ断層的であるかは，時間的に変化しているようにみえる。本来σ 2，σ 3には大きな差がなく，逆断層的であるか横ずれ断層的であるかは，種々の要因で容易に入れ替わるのかもしれない。ただし，各小領域におけるインバージョン結果では応力比$R=(\sigma_1-\sigma_3)/(\sigma_2-\sigma_3)$は，バラつきがあるものの平均的には0.5前後の値を示し，個々の時空間領域においてはσ_2とσ_3がほぼ等しく分離できないという訳でもないようである。

本研究の解析対象領域の中でも周辺部では，地震数が不足している場合もあり，観測点配置の面からも応力決定精度は中心部よりも劣ると考えられる。正断層的な応力場を示す領域が，解析範囲の縁辺部で少なからず示されているが，実際には丹波山地において正断層的なメカニズムを持つ地震は極めて稀であり，実際に正断層場が存在するとは考えにくい。縁辺部からみると観測点配置が偏ってしまうことと地震数が少ないために生じた偽の結果であると考えられる。

全体的な傾向として，1970年代後半は比較的横ずれ断層的な領域が卓越していたものが，1980年代前半にかけて逆断層型を示す領域が散在するようになり中間型を示す領域も増加していく。1987年以降は

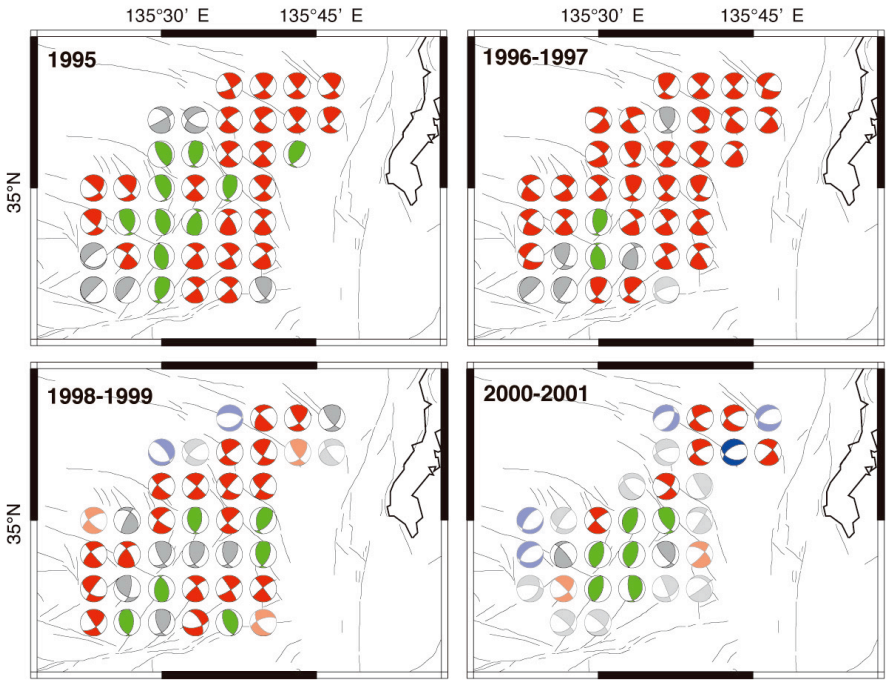


Fig.3 The stress field around the Tamba region during 1995-2001.

逆断層型が支配的な時期が数年続いている。その後，横ずれ的な応力場の回復が見られるが，1992年ごろからは再び逆断層的なものが増える傾向にあったように見える。

この間，丹波山地の地震活動は極めて定常的であり，地震発生レートに長期的な変化は見られない。周辺地域で特筆すべき大地震や顕著な地殻活動は無く，むしろ丹波山地ではこのような微妙な応力場の時間的な変化が半ば周期的に生じているのかもしれないという想像もできる。

Fig. 3は，1995年以降SATARNシステムにより収録・再験測されたデータを基に，同様の解析を行った結果である。小領域の配置などは1994年以前と共通しているが，地震活動の活発化に伴いM2.0以上の地震に限り解析を行った。地震数の増加により1995年は１年間のみとし，それ以降は2年間ごとに区切りインバージョンを行った。1995年～1997年にかけて，解析領域全域で横ずれ断層的な応力場が支配的であることがわかる。その後次第に逆断層や中間的な場が増えていく。最後の2000年～2001年には卓越する断層型は見られなくなっているが，これはマグニチュードに下限を設けたため対象とする地震数が少なくなった影響もあるようで検討の必要がある。

4. 考察

このような応力場の時間変化と，領域内外の地震活動との間の何らかの相関があるであろうか？1987年5月には，この地域ではこの30年間で最大規模となるM5.0の地震が京都府亀岡市（図のほぼ中央）で発生している。この地震は南北走向の逆断層であったが，1987-1989年頃は領域中央部のほとんどが逆断層場を示している。M5クラスの震源域はせいぜい3km程度であることを考えると，地震の規模以上に広い範囲で全体的に逆断層的な応力場にあった可能性が示唆される。

その後，横ずれ的な応力場の回復が見られるが，1995年の兵庫県南部地震に先行して，1992年後半からこの地域の地震活動は静穏化していた時期には，再び逆断層的なものが増える傾向にあったように見える。

兵庫県南部地震発生後は，横ずれ断層型が支配的な応力場に戻っているように見える（Fig. 3）。とくに，1996年～1997年には解析領域全体が横ずれ断層的な場にあることは顕著な特徴である。この時期は地震活動もそれ以前の数倍に活発化しており，兵庫県南部地震の断層運動が，隣接する丹波山地に影響を与えた可能性が高い。その後，徐々に横ずれ断層の卓越性が薄れていく傾向にある。

藤野・片尾(2009)は，琵琶湖西岸地域において約500個押し引きによるメカニズムを求め，これに小笠原ほか（2006）による丹波山地のメカニズム解データおよそ800個を加え，さらに応力テンソルインバージョンによって琵琶湖から丹波山地にかけての近畿地方北部の応力の空間変化を求めた。その結果，琵琶湖西岸地域は東西圧縮の逆断層的な場にあり，それより西方の丹波山地では横ずれ断層的な応力場にあることを示し，その境界は花折断層の西方約10kmであるとした。しかしながら，小笠原ら（2006）による丹波山地のデータは1998年以前のものが主であり，藤野・片尾(2009)による琵琶湖西岸地域の結果は主に2000年以降のデータを基にしており時期が異なる。数年スケールで地域の応力場が変化しているのであれば，東西で応力場が違うという結果は見かけ上のものに過ぎない可能性もあり，今後検討が必要であろう。

今後さらに空間的／時間的な区分を変えて解析を進めるとともに，応力場変化の原因として領域内外の地震活動との相関を考察していく予定である。同時に，本手法の信頼性・誤差および適用限界についても今後検討を重ねる必要がある。将来微小地震観測網の自動処理に組み込んで地域応力場の時々刻々のモニタリングを行うことも考えられる。

謝　辞

本研究では，堀内茂木博士による応力テンソルインバージョンプログラムを使用させていただきました。作図には，によるGMT(Wessel and Smith, 1998)を使用しました。

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，No.1,C22-P18.

大見士朗，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（2002）：丹波山地の地震活動，月刊地球，号外38, 42−49.

片尾浩，飯尾能久（2004）：丹波山地の微小地震の

発震機構, 京都大学防災研究所年報, 47, B, 673-677.
片尾浩（2010）：初動押し引きから直接精細な応力分布を求める試み, 京都大学防災研究所年報, 53, B, 213-217.
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と応力場, 京都大学防災研究所年報, 52, B, 275-284.
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(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.
Yamanaka, H., Y. Hiramasu and H. Katao, Spatial distribution of atypical aftershocks of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, Earth Planets Space, 54, 933-945, 2002.
Wessel, P. and W. H. Smith (1998): New, improved version of Generic Mapping Tools released, EOS Trans. Am. Geophys. Union, 79, 579.

Spatial and Temporal Variation of Crustal Stress Field over a Quarter of a Century in the Northern Kinki District

Hiroshi KATAO

Synopsis

To derive detailed crustal stress field, we tried to calculate regional stress field directly from the first motion polarity data using the algorism by Horiuchi et al, (1995). Especially, the direct calculation method in this study is suitable for the old data of Abuyama Observatory to investigate the stress field in the northern Kinki district. Manually checked P-wave polarity data for numerous micro-earthquakes during 1997-2001 are available for this study. The stress field around the Tamba region have been E-W compressional throughout the analyzed period. However, strike-slip mode and reverse-fault mode are coexisting and varying with time and location.

Keywords: stress field, focal mechanism, micro-earthquake, Tamba region

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

2010年桜島火山活動を考える

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

*東北大学大学院理学研究科

要　旨

桜島の昭和火口における噴火活動は2006年6月に58年ぶりに再開した後，徐々に活動的となっている。本稿では，地盤変動観測に基づき2010年の火山活動について考察してみた。桜島の地盤変動は2009年9月30日から2010年6月中旬までの隆起・膨張期，6月中旬から11月までの沈降・収縮期，11月下旬からの再隆起・膨張期に分けられる。隆起・膨張期においては爆発的な噴火活動が活発であり，2009年12月～2010年3月には130～160回／月の爆発が発生した。6月中旬以降の沈降・収縮期では爆発回数と火山灰放出量は減少した。この地盤変動を引き起こした力源の位置は南岳から北岳の北麓と推定される。隆起した時期には姶良カルデラ下のマグマ溜まりの膨張により桜島北部にマグマが供給され，昭和火口から急速に噴出し，沈降期には，蓄積されたマグマを緩やかに放出したと解釈される。

キーワード：桜島，昭和火口噴火，地盤変動，火山性地震活動，マグマ供給系

1. はじめに

桜島では南岳において1955年に爆発的噴火活動が始まった。南岳の噴火活動は1972年9月以降激化し，1974年と1985年にはそれぞれ，489回と452回の爆発が発生した。また，1985年には2940万トンの火山灰が放出された。南岳における噴火活動は1993年以降，低下し，2004年以降は爆発回数が10回以下まで減少した。ところが，2006年6月4日に昭和火口における噴火活動が58年ぶりに再開した。2006年と2007年はマグマ水蒸気爆発で噴火の規模も小さかったが，2008年2月3日の噴火以降，火砕流を伴う爆発的な噴火活動に移行してきた。爆発的噴火は2008年に18回，2009年に580回（井口・他，2010），2010年には1055回発生した。また，火山灰放出量は2008年には10万トンであったが，2009年は340万トン（井口・他，2010），2010年は670万トンと増加しており，噴火活動は長期的に活発化の傾向にある（Fig. 1）。

桜島においては火山活動と地盤変動に密接な関係があることは以前から指摘されている通りである。1914年の噴火，いわゆる大正噴火後には南九州一円の地盤が沈降した（Omori，1918)。沈降量の分布からこの地盤変動を引き起こした圧力源の位置は桜島島内ではなく，北部海域である姶良カルデラ中央部の深さ10kmにあるとされている（Mogi, 1958）。

1915年以降，姶良カルデラ周辺の地盤は再び隆起を始めたが，南岳の東山麓から0.18km^{3}の溶岩を流出した1946年の噴火では地盤が約7cm沈降したと推定されている（佐々，1956）。さらに，姶良カルデラ周辺の地盤は隆起を続けるが，1955年から始まった南岳の山頂爆発活動でも噴火活動と地盤の上下変動に明瞭な関係が見られる。爆発の発生回数の少ない1973年までは隆起が続いたが，1974年～1992年の山頂爆発回数が200～400回に達する活動期には地盤の隆起が停滞するか，やや沈降に転じている。このように，地盤の隆起・沈降の中心が姶良カルデラにあること，静穏期には隆起，噴火活動期には沈降の明瞭な地盤変動と噴火活動の関係が認められることから，桜島火山にマグマを供給する主たるマグマ溜りは桜島の北方，姶良カルデラの中心の深さ10km付近にあると考えられている（江頭・他，1997）。

南岳における爆発活動は452回の爆発が発生した1985年をピークとして爆発回数が減少していく傾向にあった。これに対応するように姶良カルデラ周辺の地盤は1993年ごろから上昇に転じ（江頭・他，1997；江頭・他，1998a），桜島北部では地盤が2005

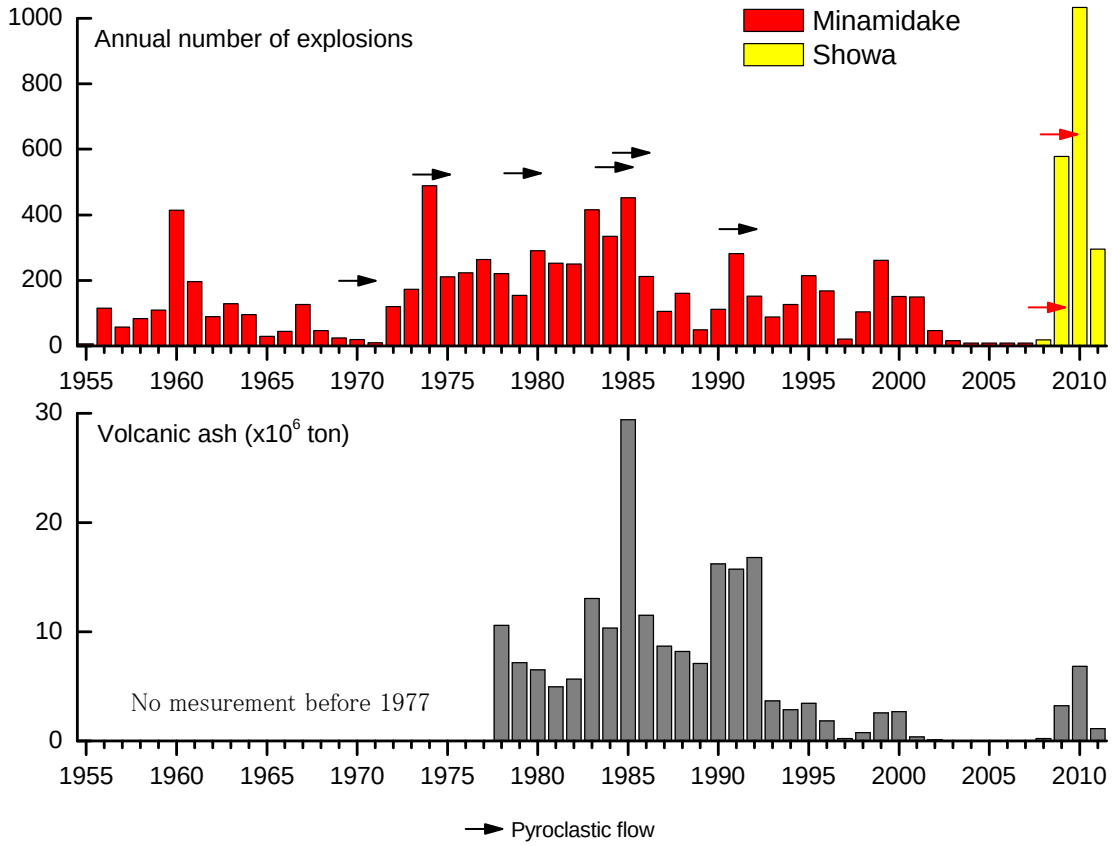


Fig.1 Eruptive activity of Sakurajima volcano. Annual numbers of volcanic explosions at Minamidake and Showa craters (top). Annual weight of volcanic ash ejected from the craters (bottom). The data in 2011 are plotted until February.

年までに約10cm上昇した（山本・他，2008）。水平変動についても同様に1992～1993年ごろに姶良カルデラおよび桜島の地盤は収縮から伸張に反転したことが光波測量により明らかとなり（江頭・他, 1998b），GPS連続観測により姶良カルデラ周辺において姶良カルデラの中心から放射状のパターンを示す水平変位ベクトルが得られている（Kriswati and Iguchi, 2003）。最近10年間の上下変動および水平変動のいずれについても，Mogiモデル（Mogi, 1958）を仮定して圧力源の位置を求めると桜島の北方，姶良カルデラの中央部の下，10km付近にその位置が求められている（井口・他，2008b；山本・他，2008）。

地盤変動観測からMogiモデルなどを仮定することにより圧力源における体積変化量が把握されている。体積変化量に南岳の火口から放出される噴出物量を加えることにより姶良カルデラ下のマグマ溜りへの供給率は1年あたり約1000万m^3と推定されている（Ishihara, 1981）。1993年以降の地盤の隆起・膨張ではマグマの供給率は0～2000万m^3/年の間で変化するが，平均的には1000万m^3/年の割合で供給が継続していることがGPS連続観測により確かめられている（井口，2006）。

一方，Yoshikawa（1961）および江頭（1988）は，姶良カルデラの周辺だけではなく桜島における地盤の上下変動の空間分布を詳細に調査し，得られた上下変動の空間分布を説明するために姶良カルデラの中心に位置する圧力源と当時噴火活動中の南岳の直下の深さ5kmにある圧力源からなる2圧力源モデルを提唱した。桜島直下の圧力源が存在すると見積もられる深さは地震波が著しく減衰する深さでもある。加茂・他（1980）は桜島の南岳から北岳の直下の深さ3～6kmの領域は地震波が著しく減衰する領域であることを指摘し，さらに，鈴木(1999)は，高密度アレイ地震観測を行うことによりその減衰域の広がりを山頂域の2～3km程度の範囲としている。この南岳直下の圧力源は直接的に噴火活動にかかわっている。爆発発生の数分から数時間前に桜島の地盤が隆起・膨張し，爆発の発生とともに沈降・収縮に転じる現象が南岳火口から2.7km北西のハルタ山に設置された水管傾斜計と伸縮計により捉えられおり，その傾斜ベクトルは南岳の火口方向を向く。さらに，傾斜量と歪量の比からは，圧力源の深さは2～6kmとなり

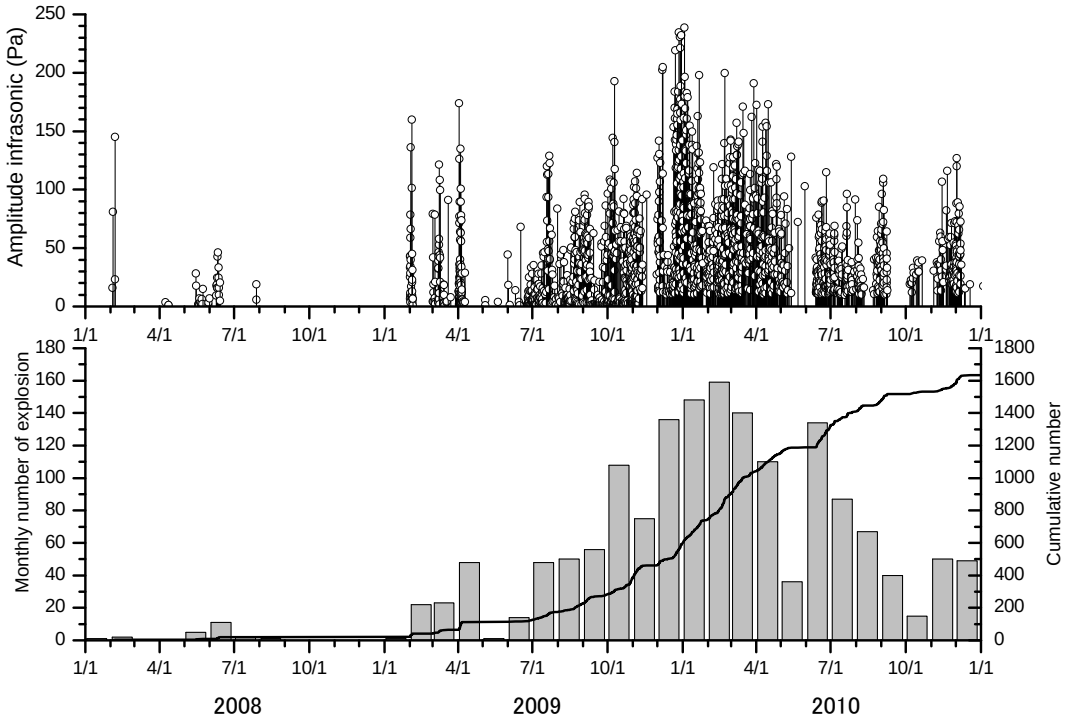


Fig.2 Eruptive activity at Showa crater during the period from 2008 to 2010. Amplitude of infrasonic wave generated by explosion (top). Monthly numbers of explosion are shown by histogram and line is cumulative number (bottom). Explosions occurred at Minamidake crater on October 3, 2009.

（Ishihara, 1990），水準測量から見出された圧力源の位置および地震波の減衰領域に一致する。

2006年の昭和火口噴火に前駆したいくつかの現象が指摘できる。南岳活動期においては放熱量が継続的に低下していた（加茂・他，1995）昭和火口周辺の熱活動が，2006年3月には活発化していたことが知られている（横尾・他，2007）。また，2003年11月ごろから桜島の南西部においてA型地震の活動が25年ぶりに活発化した（Hidayati et al., 2007）。さらに，地盤変動は2004年10月から2005年2月まで姶良カルデラ周辺の地盤が膨張していたこと（井口・他，2008b）が知られている。一方，2006年6月に昭和火口の噴火が繰り返されて以降は顕著な地盤変動や地震活動は観測されていなかったが，2008年に爆発的噴火が発生し始めたころから徐々に地盤変動が検知されるようになってきた（井口・他，2010）。

本稿では昭和火口における2008年以降の爆発的噴火活動の活発化の過程において2010年の火山活動を主に地盤変動データを用いて考察する。

2. 噴火活動

桜島の昭和火口の噴火は2006年6月4日に58年ぶりに再開した。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，2008a）。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，5月から7月にかけても爆破的噴火が繰り返された。2008年には18回の爆発が発生した。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回の爆発が発生した。

ところが，2010年5月14日の爆発から約1カ月間は噴火活動が停止し（5月21日，5月30日の爆発を除く），火山灰の放出もほとんどみられなくなった。この1カ月の静穏期の後，6月12日から再び爆発的な噴火活

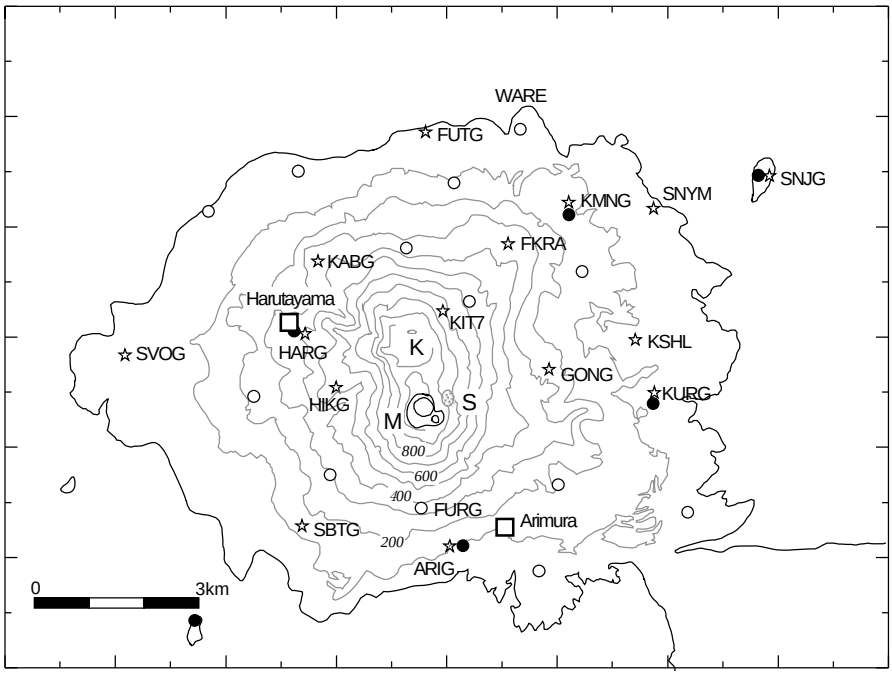


Fig.3 Ground deformation observation network. Squares indicate underground tunnel where water-tube tiltmeters and extensometers are installed at deep inside and dots are borehole tiltmeters. Stars and open circles show continuous stations and benchmarks for GPS. Symbols “K”, “M” and “S” indicate craters Kitadake, Minamidake and Showa, respectively.

動が繰り返されるようになってきた。6月は136回の爆発が発生したもののその後，徐々に減少し，10月は15回の爆発しか発生しなかった。また，6月～10月の爆発の特徴として爆発に伴う空気振動の振幅も減少していることがあげられる（Fig.2）。空気振動の振幅は2009年12月下旬から2010年1月上旬ごろが最も大きく，200Paを超える爆発がいくつか発生している。一方，2010年10月がもっとも小さく，40Paを超える爆発が発生していない。2010年11月末ごろから再び，爆発の発生頻度が増加し，空気振動の振幅も増加している。

3. 地盤変動

3.1 観測

Fig. 3に桜島島内における地盤変動観測点の位置を示す。桜島島内には2か所の観測坑道が設置されている。ハルタ山観測坑道は南岳山頂から2.7km北西にあり，昭和火口からは2.9kmの距離にある。有村観測坑道は国土交通省九州整備局大隅河川国道事務所により掘削され，2006年10月から稼働している。昭和火口からは2.1kmの距離にある。いずれも坑道内に2台の水管傾斜計が南岳火口方向と直交方向に，また，伸縮計が火口方向，直交方向および斜辺方向に設置されている。水管傾斜計，伸縮計とも長さは28mである。傾斜および歪データはUDP-IPパケット送信によりリアルタイムで伝送されている。また，埋設型傾斜計も6か所に設置されており，設置深度は85m～350mである。埋設型傾斜計も南岳火口方向と火口と直交方向の2成分からなる。

GPS連続観測点は桜島島内の15か所に設置されている。2008年までは7観測点であったが，2009年に京都大学防災研究所が3点，東北大学が2点，増設した。2010年にはさらに1か所GPS観測点を増設した（東北大学）。使用しているGPS受信機はLeica GX1200，GRX1200+GNSS，GMX902でいずれもGPSの2周波以上を受信可能な受信機である。サンプリングは1秒であり，1秒ごとにTCP-IP接続によりリアルタイム伝送し，GNSS Spider（Leica）により自動基線解析を行っている。また，キャンペーン観測のためのベンチマークも13か所に設置してある。

3.2 傾斜，ひずみ変化

Fig. 4aに2009年8月以降の有村観測坑道における傾斜変化（火口方向）を示す。火口方向の隆起の傾斜変化は2009年9月ごろから始まっている。2009年9月30日から10月3日にかけて約300nradの火口方向の隆起がみられた後も2010年4月ごろまで緩やかな隆起が続き，7月中旬ごろから急速な火口方向の地盤の沈降がみられる。火口方向の沈降傾斜は11月中旬ま

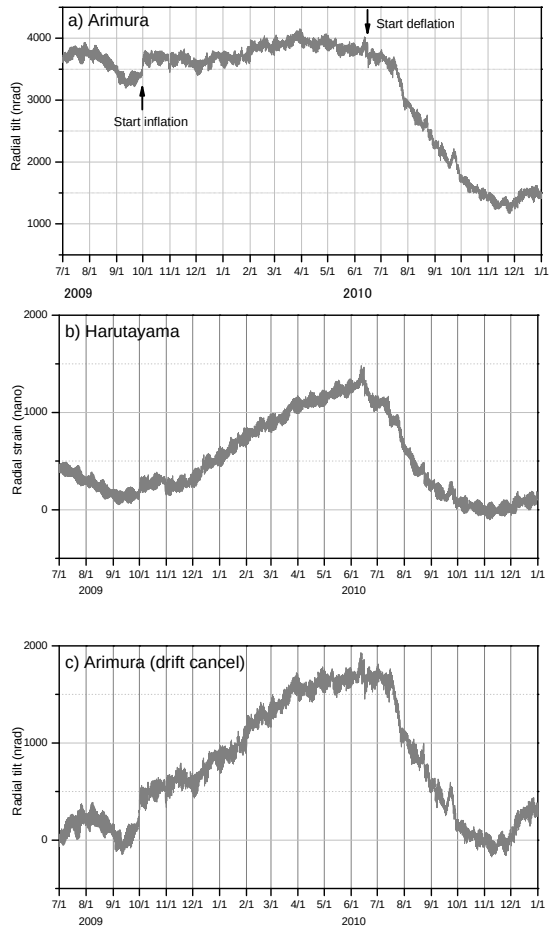


Fig.4. Tilt and strain changes. a) Radial tilt in Arimura tunnel. b) Radial strain in Harutayama tunnel. c) Radial tilt in Arimura. Trend component is reduced assuming linear trend at a rate of -140 nrad/month.

で続いた。有村観測坑道の傾斜計は2006年に設置した後も2009年前半まで頻繁に調整を繰り返してきたので，傾斜計のトレンド成分の評価が難しいが，これを設置してから25年が経過しているハルタ山観測坑道における伸縮計の火口方向の成分の記録（Fig.4b）と比較することにより，トレンド成分を評価してみる。ハルタ山の伸縮計では2009年9月ごろから伸長が始まり，9月30日～10月3日の急激な伸長を挟んで2010年6月中旬まで続いた。6月16日以降は収縮に転じ，収縮のひずみ変化は11月まで続いた。有村の傾斜計の隆起開始と沈降停止の時期は，ハルタ山の伸縮計における伸長開始と収縮停止の時期とそれぞれほぼ一致しているので，同じ圧力源の体積増加とその後の減少に起因すると考えられる。ハルタ山の伸縮計の伸長開始と収縮停止時のひずみ量はほぼ同じであるが，有村の傾斜計では隆起開始と沈降停止時期の間で-1050 nradの差がある。設置後の経過年数の長いハルタ山の火口方向の伸縮計ではトレンド成分がないとすれば，有村の傾斜計における隆起開始と沈降停止時期の間の差は観測坑道におけるドリフトによることになる。

そこで，この差がすべて一定速度のドリフト（140nrad/月）によるものとして，トレンド成分を補正してみた。補正後の傾斜変化をFig.4cに示す。火口方向の隆起が始まったのは2009年9月12日ごろからであり，9月30日の8時ごろから10月3日の16時45分の南岳の爆発開始までは急速な隆起が続いた。この期間の火口方向の隆起量は+280nrad，ひずみ増加量は火口方向において+120ナノストレイン，直交方向において+130ナノストレインであった。10月3日16時45分の南岳の爆発的噴火後は50nradの火口方向の沈降傾斜が観測された。その後も10月4日～11月17日は180nrad/月の割合で隆起が続き，12月からはさらに隆起速度が増加した。2009年12月から2010年3月末までは270nrad/月の割合で火口方向隆起が続いた。2010年4月から6月8日までは隆起は停滞したが，6月9日から13日までの隆起傾斜変化を経たのち，6月15日の21～22時頃から翌日の8時まで急激な沈降・収縮が観測された。この沈降・収縮は，有村観測坑道において210nradの火口方向の沈降，伸縮計の火口と直交方向において140ナノストレインに達した。この急激な沈降・収縮を契機に火口方向の沈降傾向が見え始め，7月中旬から沈降傾斜が明瞭となった。7月17日～29日の沈降速度は大きく，-51nrad/日（1520nrad/月）に達した。その後，沈降速度は段階的に低下した（7月29日～9月17日：-13nrad/日，9月29日～11月15日：-5.4nrad/日）。沈降傾斜は11月下旬まで続いたが，その後，火口方向隆起の傾斜変化に反転している。

同様の傾斜・ひずみ変化はハルタ山観測坑道においても観測されている。2009年9月30日8時から10月3日16時45分の南岳における爆発的噴火まで地盤変動については，火口方向の隆起傾斜量は180nrad，伸長ひずみ変化量は火口方向で130ナノストレイン，直交方向において100ナノストレインであった。また，爆発発生後の沈降傾斜変化量は110nrad，収縮ひずみは38ナノストレイン（火口方向），37ナノストレイン（直交方向）であり，有村観測坑道の傾斜計と同様に隆起・膨張量が沈降・収縮量よりも多い。また，2010年6月8日～13日の隆起・膨張と6月15日～16日の急激な沈降・収縮はハルタ山観測坑道でも観測されている。2010年6月15日21時から16日8時までの変動量は火口方向沈降の傾斜変化で-290nrad，収縮ひずみ変化量は火口方向で-125ナノストレイン，直交方向において-105ナノストレインに達した。

長期的に見た変動も類似したパターンを示す。ハルタ山においては傾斜計火口方向の成分が長期的なドリフトを含まず正常に稼働できたのは，2010年3

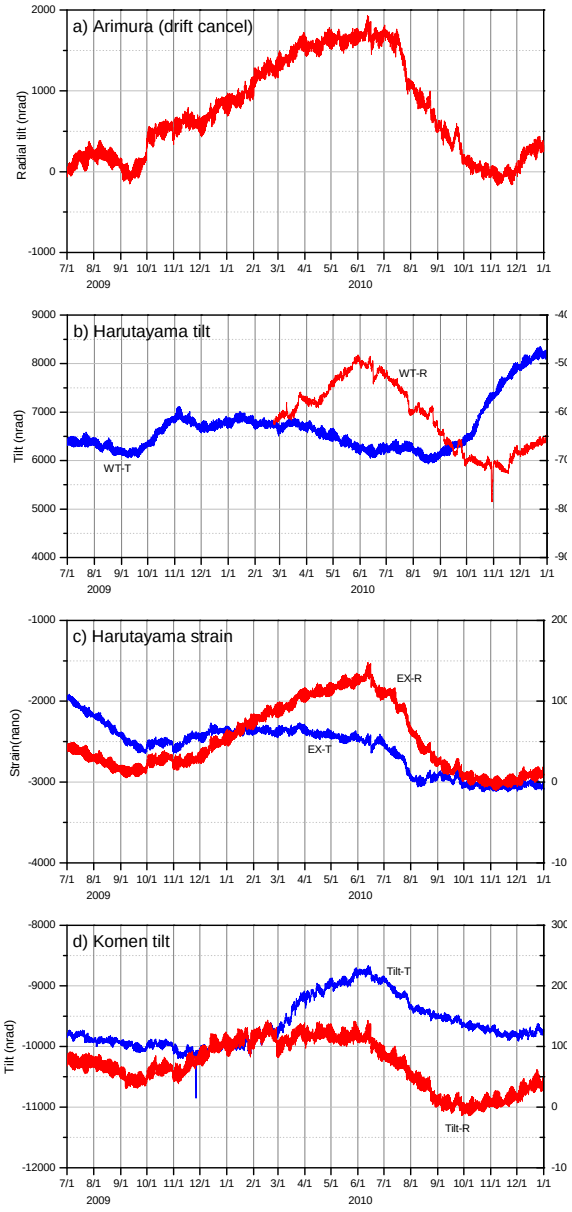


Fig.5 Tilt and strain changes. a) Radial tilt in Arimura tunnel. b) Radial and tangential tilt in Harutayama. c) Radial and tangential components of strain in Harutayama, d) Radial and tilt in borehole at Komen (KMNG)

月以降であるので，長期的な変動については伸縮計の火口方向のひずみ変化を中心に述べる(Fig.5)。有村観測坑道の傾斜変化と同様に2009年12月～2010年3月末まではほぼ一定の割合（200ナノストレイン/月）でひずみ量が増加した。4月～6月8日まではひずみ増加速度が，86ナノストレイン/月まで減少した。2009年9月から2010年6月8日までの火口方向における歪変化量は＋1560ナノストレインに達した。

2010年6月15日からは収縮に反転し，収縮ひずみ速度を減少させながら，11月まで続いた。また，傾斜

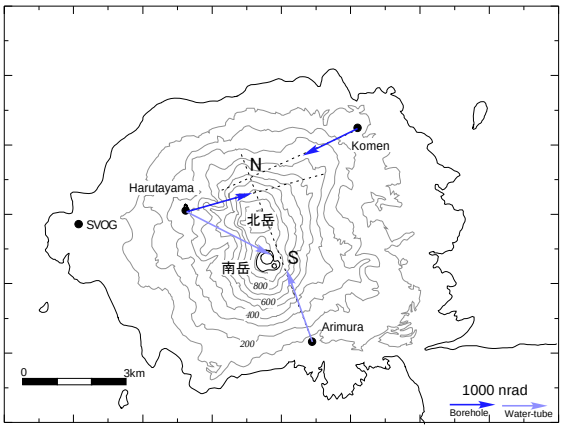


Fig.6 Tilt vectors in deflation period from June to November 2010.

計でも2010年6月以降は沈降に転じた。2010年6月15日～11月までのひずみ変化量は-1400ナノストレイン，沈降収縮量は-2350nradに達した。

有村観測坑道における変動パターンと異なる点は，ハルタ山観測坑道では隆起・膨張から沈降・収縮への転換が明瞭であることである。火口方向のひずみ変化に注目すると，2009年12月～2010年3月は200ナノストレイン/月，2010年4月～6月までは86ナノストレイン/月の割合で膨張を続けたが，2010年6月15日以降，急速に収縮し，収縮率を徐々に低下させながら地盤の収縮は11月まで続いた。一方，有村観測坑道の傾斜計は6月15日～16日の急激な火口方向の沈降を除き，4月から7月中旬までは，大きな変動がなかった。急速な沈降を示したのは，7月16日ごろからである。

また，桜島の北東部の高免観測点（Fig.3のKMNG）の傾斜計も同様の変動を示した。2009年9月ごろから南岳火口方向の隆起が始まり，9月30日～10月3日にかけて有村，ハルタ山観測坑道と同様に急速な隆起を示した。11月～2010年3月にかけて再び隆起を続け，その後は2010年6月まで隆起状態を保持した。2010年1月ごろからは火口と直交方向成分において火口に向かって右方向の隆起が見え始め6月まで続いた。6月以降は火口方向と火口に向かって右方向が沈降を示し，11月ごろまで続いた。

Fig. 6に有村，ハルタ山，高免における2010年6月中旬から11月までの火口方向の沈降を示す傾斜変動のベクトルを示す。ハルタ山には観測坑道内の水管傾斜計と埋設型傾斜計が設置されているので併記した。ハルタ山の水管傾斜計と埋設型傾斜計の傾斜変動ベクトルの方向は多少ずれるが，ベクトル方向を示す直線が交差するのは北岳の北山麓から南岳の北側である。

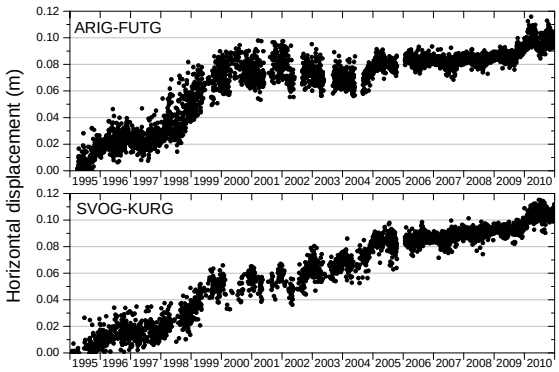


Fig. 7 Temporal changes of horizontal distance along baselines in north-south direction (ARIG-FUTG) and east-west direction (SVOG-KURG)

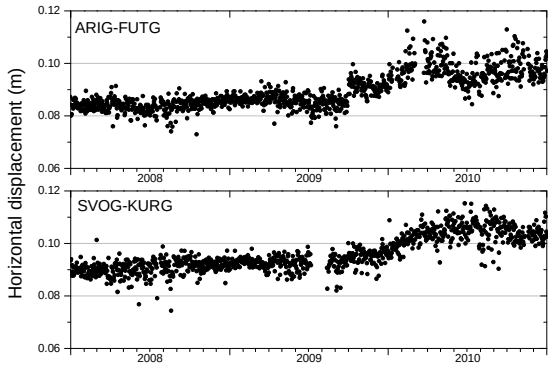


Fig. 8 Temporal changes of horizontal distance during the period from 2008 to 2010

3.3 GPS連続観測

桜島におけるGPS連続観測は1994年10月に始まった。Fig. 7に東西および南北測線の水平距離の日々の値の変化を1995年以降について示した。1995年から2010年までに東西および南北とも約11cmの伸びが観測されている。顕著な伸長が観測された期間は観測開始から1996年2月まで，1997年11月～1999年10月，2004年10月～2005年2月，2010年1月～3月である。最も変動量が大きいのは1997年11月～1999年10月までの期間であり，東西基線で約4cm，南北測線において約6cmの伸長が観測された。この伸長期の末期である1999年の後半から南岳の噴火活動が活発となり，1999年12月には104回の爆発が発生した。その後，2004年10月～2005年2月の伸長期までは東西測線において緩やかな伸長，南北測線において緩やかな収縮が検出されている。2006年6月に昭和火口において58年ぶりに噴火活動が再開したが，2008年までは東西基線において約1cmの緩やかな伸びが観測されているものの，南北の基線には変化が見られない。

昭和火口噴火再開以降で顕著な変動が始まったの

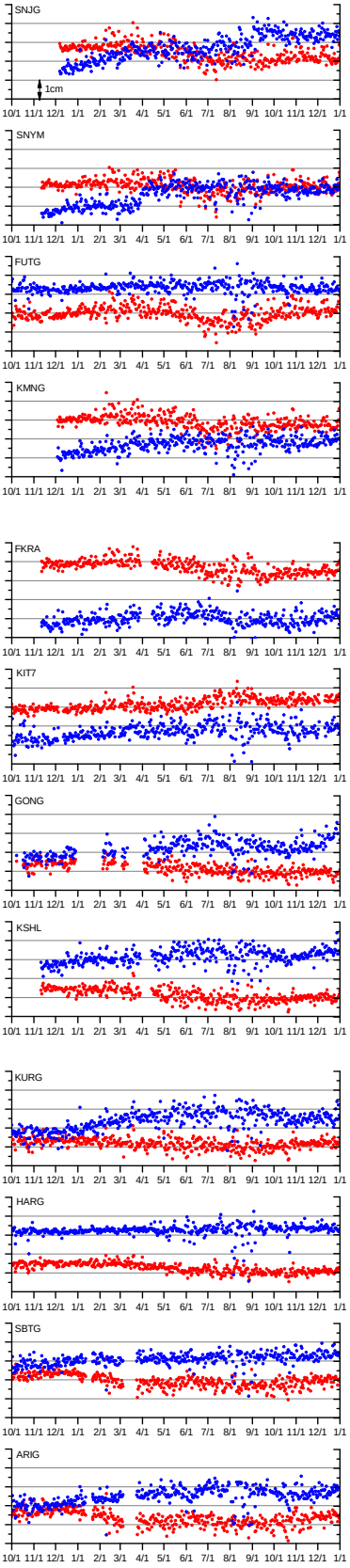


Fig. 9 Temporal changes of north-south and east-west components of coordinates of GPS stations referred to station SVOG. Red: north-south, blue: east-west

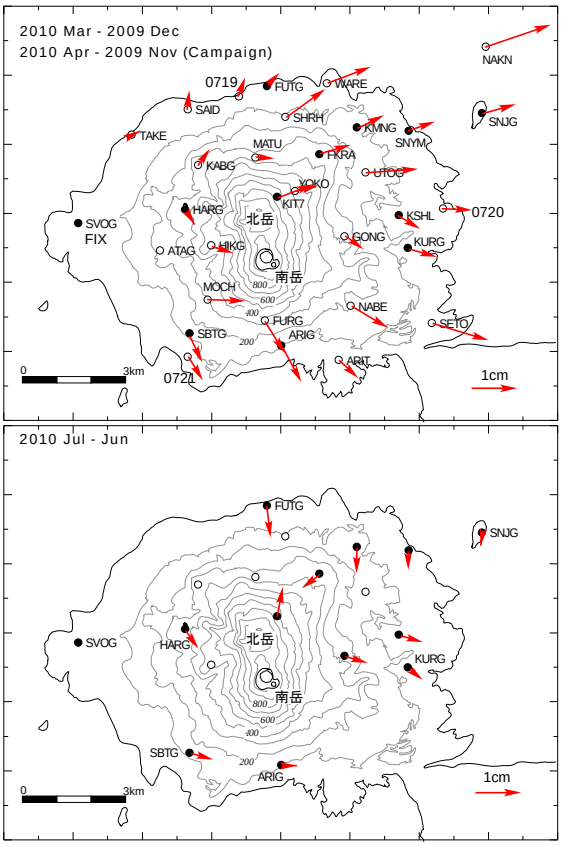


Fig. 10 Relative horizontal displacement vectors referred to station SVOG. Upper: from December 2009 to March 2010. Campaign data are added. Lower: from June to January 2010.

は2009年10月ごろからである。2008年以降の水平距離の変化を拡大してFig.8に示す。南北の基線は2009年10月～2010年3月に約2cm伸びたが, 2010年5月ごろからは収縮した。一方，東西の測線の伸びは2009年12月ごろからである。2010年1月には変動が加速しており, 東西, 南北基線とも明瞭な伸長が捕捉された。この膨張が観測された時期は，桜島島内の傾斜計および伸縮計により火口方向の地盤の隆起と伸長が観測された時期と一致している。2010年の時点では，2009年の秋ごろから始まった地盤変動は2006年6月に昭和火口の噴火活動が再開してから最も大きい地盤変動と位置付けられる。

地盤変動が大きくなった2009年10月からの観測点ごとの変動の時系列を桜島西部のSVOGを基準としてFig.9に示す。水平変動が顕著になったのは，2009年12月～2010年1月からであり，この変動は2010年3月ごろまで続いた。SVOGを基準としているので，いずれの観測点も東西成分は東向きである。南北成分は北部の観測点では北向きであり，東部の観測点は，南北成分の変動は大きくない。結果，東向きが卓越し，例えば，KURGでは2009年12月中旬から2010年3月中旬までに東へ約1.0cmの相対変位を示した。南部の観測点の南北成分は南向きとなっている。

次に，変動がみられるのは2010年6月～7月にかけてである。北部の観測点であるFUTG, FKRA, KMNG, KIT7で変動が大きい。この時期はFUTGとKMNGは南向きに相対変位したが, KIT7は北向きが卓越した。また，FKRAは南および西向きを示した。

水平変位の空間分布を調べるため, SVOGを基準とした相対水平変位ベクトルをFig.10に示す。2009年12月～2010年3月については, Fig.9に示した連続観測点の変位に繰り返し観測点での変位（2009年11月～2010年4月）を加えた。北部の観測点は北東向きに，東部の観測点は東向きに南部の観測点は南東向きの相対変位を示すことが分かる。また，2010年6月～7月の期間では変動は大きくないが，桜島の北部の変位が大きい観測点では北岳の北山麓方向を変位ベクトルが向く。

4. 2010年6月～8月の地震活動

桜島においてはA型，B型，爆発地震などの火山性地震や多様な火山性微動が発生する。A型地震については南岳活動期の1970年代の後半に多数発生しており，A型地震の深部から浅部への移動の後，B型地震が群発し，爆発的噴火活動が活発化することが知られている（加茂，1978）。南岳の噴火活動が定常的に活発であった1980年代，噴火活動の後退期であった1990年代はA型地震の発生回数は少なかったが，2003年ごろから再び活動的となり，1970年代の後半のように桜島南西部においてA型地震が発生した（Hidayati et al., 2007）。

Fig. 11に桜島および周辺におけるA型地震の震源分布を示す。用いた速度構造はHidayati et al. (2007) と同じである。2010年の地震活動の特徴は6月中旬から8月上旬にかけて桜島の南西部において地震活動が活発化したことである。震央は2003年11月～2004年の桜島南西部の地震活動とほぼ同じであるが，深度が異なる。2003年～2004年の震源は6～9kmと深かったのに対し，2010年の震源の深さは2～3kmと浅くなっている。また，2003年～2004年の活動では最大でM2.2の地震が発生したが，2010年に発生した地震のマグニチュードは1以下と小さい。また，微小であるためにメカニズム解を求めることができなかったが，初動の読み取り可能な観測点はすべて引きであったので，正断層型である可能性が高い。

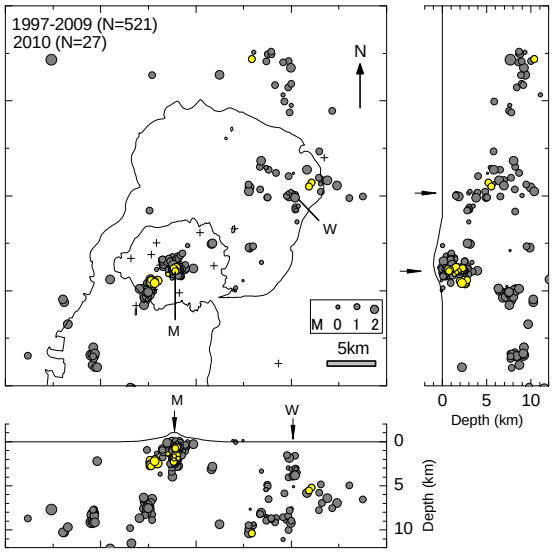


Fig. 11 Hypocenter distribution of A-type earthquakes. Gray: hypocenters during the period from 1997 to 2009, yellow: in 2010.

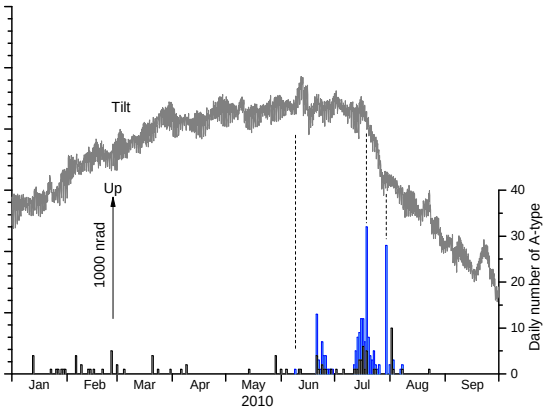


Fig.12 Relation of daily number of A-type earthquake and ground deformation. Tilt is radial component in Arimura underground tunnel. Histograms are daily numbers of A-type earthquake located at southwest (blue) and beneath summit area (grey)

この南西域浅部の地震活動を有村観測坑道における傾斜変化と対比してFig.12に示す。地震が発生し始めたのは，有村観測坑道において6月7日～13日の急速な火口方向の隆起が観測された時期とほぼ一致している。地震の発生頻度が高まったのは，6月下旬と，7月中旬から8月の初めにかけての急速な火口方向の沈降がみられた時期であることがわかる。

5. 議論

2009年9月以降の火山活動は地盤変動からみると2009年9月～2010年6月までの隆起・膨張期と2010年6月～11月の沈降・収縮期に分けられる。それぞれの期間の火山活動と隆起・膨張期から沈降・収縮期への遷移について議論する。

5.1 隆起・膨張期

傾斜計・伸縮計によって示される2009年9月～2010年6月中旬までの隆起・膨張期において，隆起・伸長速度が大きいのは，2009年12月から2010年3月末までである。この期間ではGPS観測でも示されるように変動が大きい。1996年12月～2007年12月までの長期的な地盤変動を引き起こした圧力源の位置は姶良カルデラの中央部の深さ11kmに求められ，体積変化量は8×10^7m^{3}とされている（井口・他，2008b）。2010年1月～3月の桜島島内の水平変動はおおむね姶良カルデラ中央部下の圧力源の膨張により大部分が説明できる。しかし，姶良カルデラの中央部に膨張力源があるだけでは有村，ハルタ山，高免の各観測点における傾斜変化とひずみ変化は説明できず，桜島島内に圧力源を加える必要がある。また，姶良カルデラの中央部の膨張力源は桜島北部において観測された水平変位を説明できるが，桜島南部の大きい水平変位を再現することができない。したがって，姶良カルデラ中央部の膨張力源に加え，桜島島内にも膨張力源を存在する必要がある。

2009年9月から2010年6月中旬までの隆起・膨張期のうち，2010年3月～6月中旬までのハルタ山観測坑道における傾斜変化量は+1300nrad，伸縮計の火口方向と直交方向で，それぞれ，+510ナノストレイン，+200ナノストレイン（ドリフト補正後）の収縮ひずみ量であった。Fig.6に示した沈降・収縮期において傾斜ベクトルが交差する南岳の北縁から北岳の北山麓に隆起・膨張期の圧力源があると仮定し，Ishihara（1990）に基づいて面積ひずみと傾斜変化量の比から深さを見積もると，Fig.6のNの位置では2.6kmとなり，Sの位置では3.4kmと見積もられた。また，体積増加量はそれぞれ2.1×10^5m^3，4.8×10^5m^{3}となった。

5.2 沈降・収縮期

2010年6月ごろから高免とハルタ山の傾斜計は火口方向の地盤の沈降に，ハルタ山観測坑道の伸縮計では全成分において収縮に転じた。有村観測坑道の傾斜計も7月16日以降は急速な火口方向の沈降を示すようになった。2010年6月中旬から11月までにハルタ山観測坑道では水管傾斜計において-2100nradの火口方向の地盤の沈降，伸縮計の火口方向と直交方向で，それぞれ，-1380ナノストレイン，-1150ナノストレインの収縮ひずみが観測された。隆起・膨張期と同様に圧力源の深さと体積変化を見積もると，Fig.6の位置Nに圧力源を仮定すると，深さは4.3km，体積

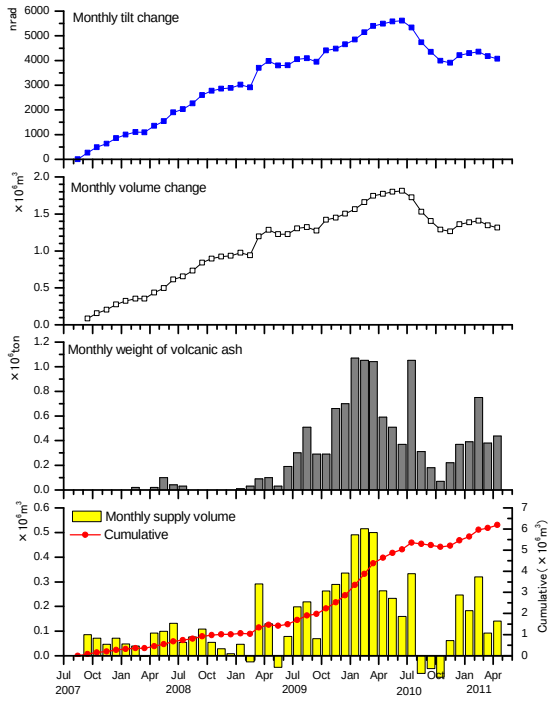


Fig.13 Monthly supply volume to Sakurajima. Top: monthly tilt change in radial component of tiltmeter in Arimura underground tunnel. Second: monthly volume change of pressure source located at a depth of 4 km beneath the position S in Fig. 6. Third: monthly weight of volcanic ash estimated from 59 observation sites around Sakurajima. Bottom: Monthly supply volume of magma and its cumulative volume.

減少量は$7.5\times10^5m^3$となった。また，Sの位置を仮定すると深さは5.7km, 体積減少量は$1.8\times10^6m^3$となる。

ハルタ山や高免観測点の傾斜変化量やひずみ変化量は隆起・膨張期と沈降・収縮期において大差がない。一方，GPS観測による水平変動からみると隆起・膨張期の変動は桜島全体に及んで，その変動量も大きいが，沈降・収縮期では水平変動は桜島北部の観測点においてしかみられない（Fig.10下図）。隆起・膨張期においては姶良カルデラ中央部の圧力源の急速な膨張に加え，桜島北部においても力源の膨張が進んだと考えるが，沈降・収縮期においては姶良カルデラ下の力源の体積変化は顕著ではなく，隆起・膨張期において体積が増加した桜島山頂下の力源における体積のみが減少したと考えられる。

5.3 桜島下へのマグマ供給量

桜島島内の傾斜変化量から桜島島内へのマグマの供給量の変化を見積もってみた。マグマ供給量は，桜島内に推定される圧力源の体積変化と火口から放出される火山灰重量のマグマ相当体積の和によって

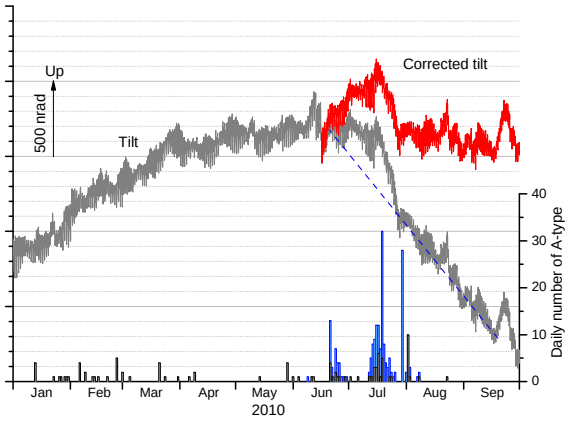


Fig.14 Relation of daily number of A-type earthquake and ground deformation. Tilt is radial component in Arimura underground tunnel (grey). Corrected tilt change is indicated by red curve reducing deflation tilt change at a rate of -13 nrad/day. Histograms are daily numbers of A-type earthquake located at southwest (blue) and beneath summit area (grey)

求めることができる。圧力源の位置はFig.6のNからSの間にあると考えられるが，ここでは位置Sの深さ4kmを仮定することとする。火山灰放出重量は鹿児島県により測定されている鹿児島県内59か所における月ごとの降灰重量から石川・他（1981）に基づいて求めた。そのうえで，DRE=2500kg/m^{3}としてマグマ相当体積に換算した。Fig.13に月ごとのマグマ供給量とその積算値を示す。

マグマ供給量は地盤変動の隆起・膨張期である2009年9月～2010年5月までが多く，隆起・膨張速度の大きかった2010年1月～3月は$5\times10^5m^3$/月に達している。一方，沈降・収縮である2010年6月中旬～11月のうち，8～10月は計算上，負の値をとるので，桜島下へのマグマの供給はほぼ停止していた状態であると判断される。2009年から2010年の隆起・膨張期においては地盤変動がまだ小さく，マグマ供給量の見積りにおいて火山灰放出量の寄与は80～90%であり，供給されたほとんどのマグマは桜島下での蓄積過程を経ることなしに噴出物として放出されていることが分かる。残りの10%の寄与が地盤変動の隆起・膨張に相当する蓄積分であるが，沈降収縮期において放出されたことになる。

5.4 遷移期と地震活動

隆起・膨張期から沈降・収縮期に遷移した前後は特異な沈降パターンを示している。高免観測点の傾斜計とハルタ山の傾斜計，伸縮計は2010年6月ごろからそれぞれ火口方向沈降の傾斜と地盤の収縮を示し

ているのに対し，有村観測坑道の傾斜計が明瞭な火口方向の沈降を示したのは，2010年7月16日以降である。7月17日～29日の沈降速度は大きく，-51nrad/日であったが，7月29日～9月17日の沈降速度は1/3以下の-13nrad/日に低下しており，7月29日において，傾斜変化の折れ曲がりが認められる（Fig.4c）。一方，ハルタ山の伸縮計や高免の傾斜計では折れ曲がりは顕著ではない。この時期は2010年6年中旬から8月上旬にかけて桜島南西の浅部において微小なA型地震が多発した時期に相当する。

一般に隆起・膨張期にあるときはA型地震，あるいは火山構造性地震が発生しやすいが，地盤が沈降・収縮している時期はひずみが蓄積しにくく，地震活動度は低い。しかし，6月中旬以降は，ハルタ山や高免では地盤の沈降・収縮を示し，有村でも地盤変動は停滞から沈降へ遷移した時期であるにも関わらず，M1以下とはいえ，火山性地震の発生頻度が高かった。この理由について考察してみる。

有村観測坑道の傾斜計は7月29日～9月17日の沈降速度-13nrad/日のほぼ一定の割合で沈降傾斜を示している。一方，高免，ハルタ山の傾斜計は6月中旬から9月下旬まではそれぞれ，-12nrad/日および-19nrad/日のほぼ一定速度の沈降傾斜を示している。この3点の傾斜変化が桜島中央火口丘下の同じ圧力源の収縮によるものとすれば，有村観測坑道の傾斜計は6月中旬から7月29日までの期間においても-13nrad/日程度の一定速度の沈降を示さなければならない。6月15日～7月15日における沈降傾斜は顕著でなく，7月16日～29日の期間において急激に沈降傾斜が進行した。これを説明するためには高免，ハルタ山には大きな影響を及ぼさないが，有村観測坑道の傾斜計には影響を及ぼす場所に別の増圧圧力源を仮定する必要がある。7月29日～9月17日の沈降速度-13nrad/日の直線を遡ると急速な沈降から停滞状態に変わった6月16日ころに傾斜変動曲線と交差する。そこで，6月16日から沈降速度-13nrad/日の一定速度の沈降に，隆起を引き起こす体積増加が加わったものとして，有村の傾斜計記録から-13nrad/日の一定速度の沈降傾斜を差し引くことにより，体積増加の寄与による隆起傾斜変動を推定した。結果をFig.14に示す。この付加的傾斜量は急速に増加し，7月16日ごろにピークの400nradに達した。傾斜量が増加する過程においてA型地震の発生回数が増加した。7月16日以降の傾斜は沈降を示し，A型地震の発生数も減少した。6月下旬から7月中旬にかけてはハルタ山観測坑道の伸縮計の急速な収縮が一時的に伸長に転じ，微小な伸長が加わっていることが分かる（Fig.4b）。また，1cm以下の微小な変位ではあるが，6月～7月にかけて桜島南部のGPS観測点ARIGにおいて東向きの変位が検知されている（Fig.9）。この圧力源は高免，ハルタ山の傾斜変化には影響を及ぼしていないので，桜島南部の浅い場所にあるものと推定される。2009年10月からの隆起・膨張期において中央火口丘下のマグマ溜まりに余剰に蓄積されたマグマが南部の浅い場所に一時的に移動した結果，南部において張力場となり，南西部の浅い場所においてA型地震の活動が活発化したものと解釈される。

6. まとめ

地盤変動観測に基づいて，桜島の火山活動について考察してみた。2009年から2010年の火山活動は以下のように評価される。

1) 2009年9月からの地盤変動は2006年6月に昭和火口の噴火が再開してからは最大の変動であった。
2) 2009年9月以降の地盤変動は，2009年9月～2010年6月までの隆起・膨張期と2010年6月中旬～11月下旬までの沈降・収縮期に分けられる。11月下旬以降は再び隆起・膨張に転じている。
3) 隆起・膨張期においては爆発的な噴火活動が活発であり，マグマ供給量が多い。姶良カルデラ下のマグマ溜まりが膨張し，その一部が桜島北部に供給され，さらにその一部が噴火活動によって放出されたと解釈される。
4) 沈降・収縮期では爆発回数と火山灰放出量は減少し，桜島へのマグマの供給はほぼ停止し，隆起・膨張期に桜島北部に蓄積されたマグマを緩やかに放出した時期と解釈できる。
5) 隆起・膨張期から沈降・収縮期へ遷移した2010年6月中旬～7月下旬に桜島の南西部において微小地震活動が活発化した。桜島北部では沈降・収縮，南部において局所的な隆起・膨張が起こっており，北部から南部へのマグマの移動が示唆される。

謝　辞

本研究には，地震及び火山噴火予知のための観測研究計画に基づいて実施された「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」に文部科学省から配当された経費を使用した。有村観測坑道における傾斜計および伸縮計のデータは国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所より提供されたものである。関係省庁に深く感謝の意を表するものである。

参考文献

井口正人(2006):マグマの蓄積過程にある姶良カルデラ，月刊地球，第28巻，第2号，pp.115-121.

井口正人・為栗健・横尾亮彦（2008a）：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・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（2008b）：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.

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.

江頭庸夫（1988）：桜島火山周辺における地盤変動―1982年～1985年―，第6回桜島火山の集中総合観測，15-19.

江頭庸夫・高山鉄朗・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)：姶良カルデラ地盤の再隆起―1991年12月～1996年10月―，京大防災研年報，第40号B－1，pp.49-60.

江頭庸夫・高山鐵朗・山本圭吾・Muhamad Hendrasto・味喜大介・園田忠臣・木股文昭・宮島力雄・松島健・内田和也・八木原寛・王彦賓・小林和典(1998a)：桜島火山周辺における水準測量結果について―1991年12月～1996年10月―，第9回桜島火山の集中総合観測，pp.15-29.

江頭庸夫・高山鐵朗・園田忠惟・山本圭吾(1998b)：桜島火山周辺における光波測量結果―1992年1月～1996年12月―，第9回桜島火山の集中総合観測，pp.31-37.

加茂幸介 (1978)：桜島における噴火の前駆現象と予知，火山，第23巻, 53-64.

加茂幸介・西潔・高山鉄朗・植木貞人(1980)桜島南方の地震活動と地震波異常伝播域，第3回桜島火山の集中総合観測，pp.11-15.

加茂幸介・西潔・井口正人・高山鐵朗（1995）：赤外線映像による桜島火山の地表温度異常域の調査，第8回桜島火山の集中総合観測，pp.31-36.

佐々憲三（1956）: 地震予知に関する2, 3の問題（Ⅱ），京都大学防災研究所設立5周年記念論文集，pp.3-7.

鈴木　拓(1999)1997年鹿児島県北西部地震の余震波を用いた桜島火山浅部におけるP波伝播異常の検出，京都大学大学院理学研究科修士論文.

山本圭吾・他（2008）：桜島火山周辺における水準測量（2007年10月－12月），第10回桜島火山の集中総合観測，pp.45-51.

横尾亮彦・井口正人・石原和弘(2007) : 熱赤外映像観測からみた桜島南岳山体斜面の熱活動，火山，第52巻，pp.121-126.

Hidayati, S., Ishihara, K. and Iguchi, M. (2007) : Volcano-tectonic earthquakes during the stage of magma accumulation at the Aira caldera, southern Kyushu, Japan, Bull. Volcanol. Soc. Japan, Vol. 52, pp. 289-309.

Ishihara, K. (1981): A quantitative relation between the ground deformation and the volcanic materials ejected, Abstract 1981 IAVCEI Symposium - Arc Volcanism, p.143.

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.

Kriswati, E. and Iguchi, M. (2003): Inflation of the Aira caldera prior to the 1999 eruptive activity at Sakurajima volcano detected by GPS network in south Kyushu. Ann. Disast. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No.46B, pp.817-826.

Mogi, K. (1958): Relation between the eruptions of various volcanoes and the deformations of the ground surface around them, Bull. Earthq. Res. Inst., Univ. Tokyo, Vol. 38, pp. 99-134.

Omori, F. (1918): The Sakura-Jima eruptions and earthquakes, II, Bull. Imp. Earthq. Inv. Comm., 8(6).

Yoshikawa, K. (1961): On the crustal movement accompanying with the recent activity of the volcano Sakurajima (Part 1), Bull. Disast. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No.48, pp.1-15.

Evaluation of Volcanic Activity of Sakurajima Volcano in 2010

Masato IGUCHI, Yusaku OHTA*, Sadato UEKI*, Takeshi TAMEGURI, Tadaomi SONODA,

Tetsuro TAKAYAMA and Nobuo ICHIKAWA

* Graduate School of Science, Tohoku University

Synopsis

Eruptive activity of Showa crater of Sakurajima gradually became active after resume of eruption in June 2006. In this paper, we examine increase in eruptive activity in 2010 by ground deformation and seismicity increase at SSW of the volcano. The ground deformation of Sakurajima was divided into 3 periods; inflation from September 30, 2009 to June 2010, deflation from June to November 2010 and re-inflation after November 2010. Explosive eruptions frequently occurred in the inflation period at a rate of 150 events/month from January to March 2010. In contrast, eruptive activity declined in deflation period. It is estimated that the ground deformation was caused by volume increase and decrease of source located beneath summit area from Minamidake to north flank of Kitadake. It is interpreted that magma was supplied to a magma reservoir below northern part of Sakurajima from Aira caldera and simultaneously ejected from the Showa crater in the inflation period. In the deflation period, the magma below the summit area slowly was ejected.

Keywords: Sakurajima volcano, Showa crater eruption, ground deformation, seismicity, magma supply system

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Learn from 2010 Eruptions at Merapi and Sinabung Volcanoes in Indonesia

Masato IGUCHI, Kazuhiro ISHIHARA, SURONO*
and Muhamad HENDRASTO*

* Center for Volcanology and Geological Hazard Mitigation, Indonesia

Synopsis

In 2010, noteworthy eruptions occurred at Sinabung, North Sumatra and Merapi in Central Java, Indonesia. Sinabung volcano erupted on August 27 after dormancy more than 400 years and repeated 7 eruptions till September 7. At Merapi volcano, explosive eruption occurred at the summit on October 26 accompanying resultant blast and pyroclastic flow. The eruptive activity reached at the peak on November 3-5, generating continuous pyroclastic flow which ran southward 17 km in distance. We obtain important lessons from these eruptions for evaluation of volcanic activity and prediction of volcanic eruption. Evaluation of volcanic activity is still difficult at volcanoes after long-term dormant period. Quick response to obtain data is important to compensate the gap from the last eruption. It is difficult to predict activity of volcanoes under the condition of open-conduit system, too. Associated with extension of flow length of pyroclastic flow, restricted zone was extended up to 20 km and 380,000 people evacuated from Merapi volcano. Japan has not been experienced by risk management for such a large number of evacuees from volcanoes. Countermeasure planning against volcanic eruptions with disaster in wider area should be established.

Keywords: Merapi volcano, Sinabung volcano, pyroclastic flow, phreatic eruption, volcanic disaster prevention

1. Introduction

Center for Volcanology and Geological Hazard Mitigation (CVGHM), Geological Agency (GA), Ministry of Energy and Mineral Resources is responsible to issue alert level for 127 active volcanoes in Indonesia and to provide recommendation of hazard mitigation from the volcanoes. CVGHM is one the centers belonging to GA (previous Directorate General of Geology and Mineral Resources), which has collaborated with Disaster Prevention Research Institute (DPRI) of Kyoto University since 1993 for the studies on volcanic eruption mechanism, volcanic activity and geological hazards in Indonesia.

The 127 active volcanoes are categorized into Type-A (magmatic eruptions after 17th century), Type-B (eruptive activity before 17th century) and Type-C (only fumarolic activity). Volcanoes Type-A have been monitored by CVGHM continuously using at least one seismometer, however monitoring system has not covered most of Type-B volcanoes.

In 2010, characteristic eruptions occurred at two volcanoes in Indonesia. One was Sinabung volcano in North Sumatra and the other was Merapi volcano in Central Java (Fig. 1). At the Sinabung volcano, no historic eruptions were recorded and the volcano was designated as Type-B. Therefore no monitoring system was installed at the volcano. On August 27,



Fig. 1 Location of Sinabung and Merapi volcanoes

a phreatic eruption occurred at the summit of the volcano after dormant period at least 400 years.

Eruptive activity in October and November at Merapi volcano was different from recent eruptive activities of the volcano, which showed effusion of lava, growth of lava dome and collapse of the lava dome generating pyroclastic flows within several kilometers. Eruptions on October 26, 2010 was explosive one destroying old lava dome formed in 2006, and eruptive activity during the period from November 3 to 5 was tremendously bigger than the recent eruptions. The eruption style was characterized by continuous generation of pyroclastic flow and ash emission from the crater opened by the explosion on October 26.

CVGHM is a counterpart of DPRI as the leading institute of volcano group under the project "Multi-disciplinary Hazard Reduction from Earthquakes and Volcanoes in Indonesia" of project "Science and Technology Research Partnership for Sustainable Development (SATREPS)" promoted by Japan Science and Technology Development (JST) and Japan International Corporation Agency (JICA). After these eruptions in 2010, Japanese volcanologists were sent to Sinabung and Merapi volcanoes to evaluate volcanic activity and enhance volcano observation and surveys as a quick response team. In addition, vice-president of Indonesia requested Japan and US governments to dispatch volcanological experts during the crisis of Merapi volcano in November and Japan Disaster Relief Team was sent.

In this paper, volcanic activities of Sinabung and Merapi volcanoes in 2010 are summarized and discuss what we Japan side should learn from the eruptive activities and countermeasure against these volcanoes to mitigate from volcanic hazards.

2. Sinabung volcano

Sinabung volcano (Fig. 1) is located north of Lake Toba formed by gigantic caldera eruption. In 2010, eruptive activity awoke after >400 years dormancy. After the first eruption on August 27, CVGHM sent quick response team to the volcano. The second eruption occurred at 00:10 on August 29. Instantly CVGHM issued warning level 4 (highest level) for evacuation of local residence



Photo 1 Eruption at Sinabung volcano at 6:23 on August 30, 2011. Photograph taken by CVGHM.

even though no monitoring system was installed at the volcano. The most scaring matter is possibility of occurrence of large magmatic eruption after long-term dormant period and large eruptions, such as Pinatubo eruption in 1991 after 500 years dormancy (Newhall et al., 1996).

2.1 Eruptive activity in 2010

White plume with 20 m height was observed on August 28, showing increase in volcanic activity. The second eruption occurred with sound at 00:10 (local time = UTC+7h) on August 29. Sinabung volcano was designated as Type A volcano. Local residence in 6 km radius from the summit evacuated from the volcano. Volcanic ash cloud reached 1500 m high from the summit. The third eruption occurred in the next morning (06:23 local time) on August 30. The volcanic ash column rose 2000 m high (Photo 1). On September 3, two eruptions occurred at 4:38 and 17:59, ejecting volcanic ash cloud 2000 m and 1000 m high, respectively. The eruption at 0:23 on September 7 was quite explosive. Sound by the explosion was heard in a range of 20 km from the volcano. The volcanic ash column reached at the height of 5000 m. In the night (19:03), a minor eruption occurred. During the eruptive activity period, 7 eruptions were recorded. All the eruptions were phreatic type and no new magmatic material was found in volcanic ash.

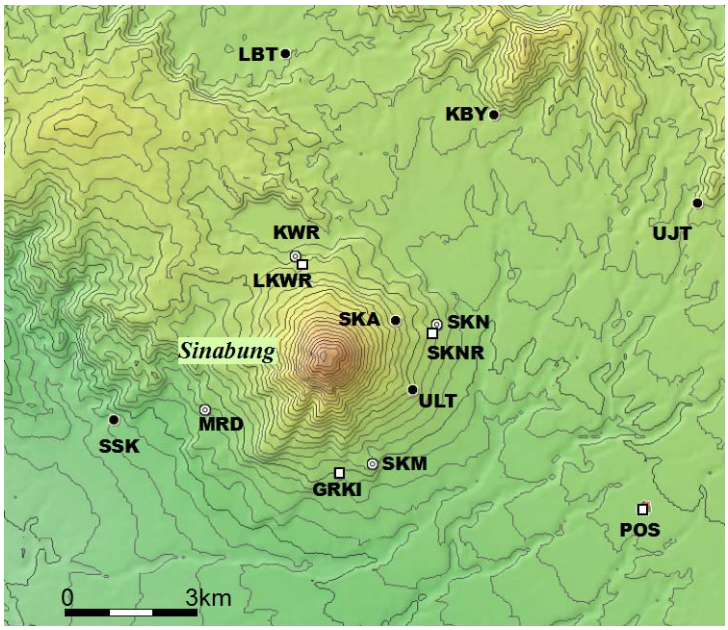


Fig. 2 Volcano observation stations at Sinabung volcano. Double circles indicate permanent seismic stations. Dots are temporary seismic stations. Squares show GPS stations.

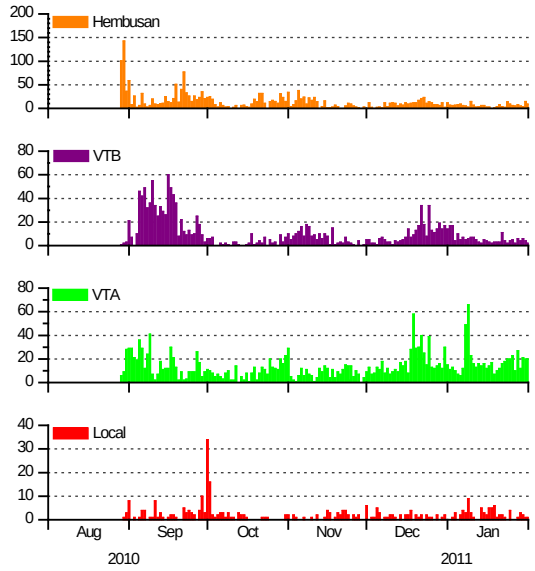


Fig. 3 Daily number of types of volcanic earthquake during the period from August 29, 2010 to January 31, 2011.

2.2 Quick response

Firstly, CVGHM sent quick response team and declared the warning level 4 (highest level "Awas") 10 minutes after the first eruption on August 29 for evacuation of local residence.

Next, CVGHM quickly installed a short-period seismometer at east flank (station SKN) and transmitted the signal to an observatory installed temporarily 8.0 km southeast from the summit crater because no monitoring system was installed at the volcano before eruptions in August, 2010. Successively CVGHM installed 3 seismic stations to surround the summit crater. The seismic signals transmitted by FM radio to the observatory have been recorded on drum recorders and digitally stored continuously. The seismic data have been transmitted to the main office of CVGHM in Bandung, West Java by VSAT system. Ground deformation observations have been done by a tiltmeter installed at south flank and EDM surveys have been repeated at eastern flank.

2.3 Seismicity of volcanic earthquakes

Volcanic earthquakes at Sinabung volcano are classified into VTA, VTB and hembusan (Indonesia language) type. VTA and VTB types are volcano-tectonic earthquakes. VTA earthquake has clear P and S-waves. VTB is similarly dominated

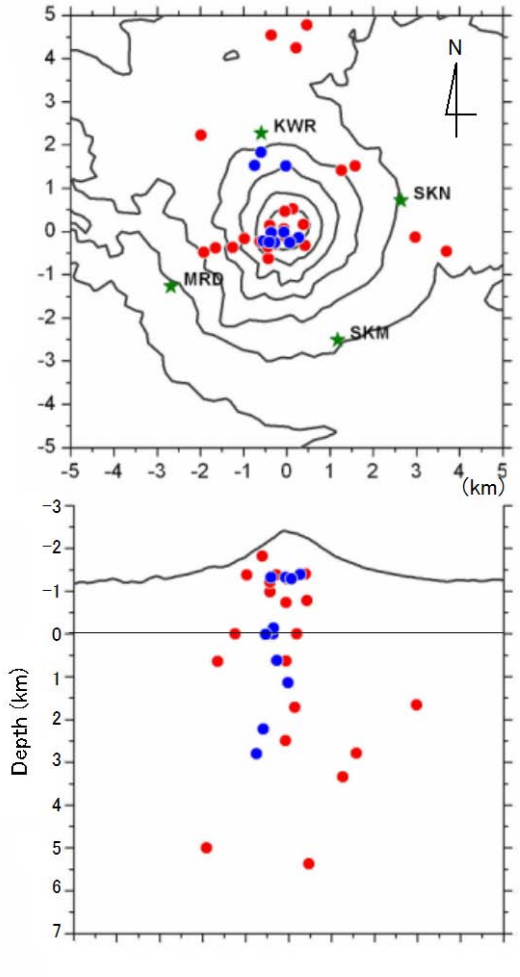


Fig. 4 Hypocentral distribution of volcano-tectonic earthquakes at Sinabung during the period from September 6 to 7. Red and blue dots indicate hypocenters before and after the explosive eruption at 00:23 on September 7.

by high-frequency component; however S-phase is not clearly distinguished from P-wave onset. It is interpreted that VTA and VTB are deep and shallow volcano-tectonic earthquakes, respectively. Hembusan type occurs associated with emission of volcanic gas.

Observation of volcanic earthquake started on August 29. As shown in Fig. 3, more VTA type earthquakes occurred than VTB earthquakes until September 4. After September 5, number of VTB type increased and more VTB type were recorded than VTA type. This suggests that hypocentral area migrated from deep part to shallow part. Fig. 4 shows hypocenter distribution of volcano-tectonic earthquakes. Before the eruption at 00:23 on

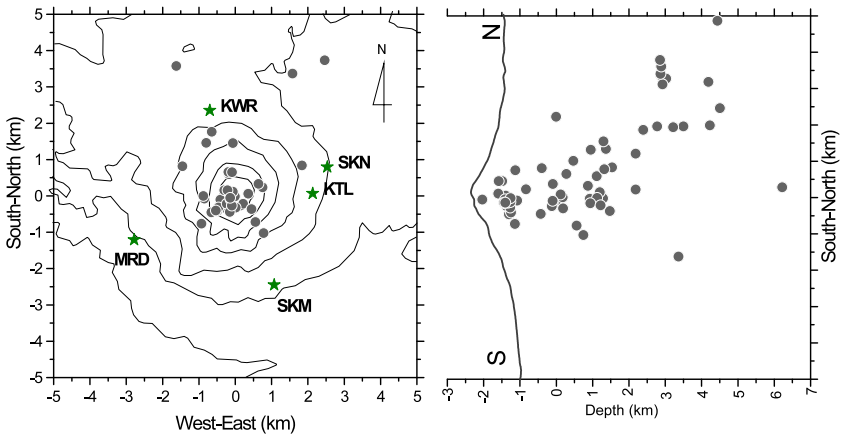


Fig. 5 Hypocentral distribution of volcano-tectonic earthquakes at Sinabung during the period from September 8 to 22. Stars indicate seismic stations.

September 7, the hypocenters of volcano-tectonic earthquake were dispersed widely around the volcano and the focal depth ranged from -1 to 8 km below sea level. After the explosion on September 7, the hypocenters were concentrated immediately beneath the crater at depths from -1 to 3 km except 3 earthquakes at north flank. Fig. 5 shows hypocenter distribution during the period from September 8 to 22. Most of the hypocenters were located beneath the summit area and north flank. Some hypocenters were located northeast off the seismic network.

Number of VTB type earthquake kept at the daily number level of 30-60 events/day from September 5 to 19; however the number decreased on September 20. Then, CVGHM decreased the alert level to 3 “Siaga” on September 23 and level 2 “Waspada” on October 3.

2.4 Activity after October, 2010

Seismicity of volcano-tectonic earthquake decreased in October; however the seismicity still stays at high level. The daily number of VTA type earthquake increased in the middle of December and January 8 and 9, 2011. This indicates possibility of resume of eruptive activity or more violent eruptions after minor precursory eruptions on August and September 2010.

In order to examine the possibility of transition from phreatic eruption to magmatic, Kyoto University and CVGHM extended the seismic network. The permanent stations are installed in an area 3 km from the summit, however significant seismicity was found northeast of the permanent seismic network (Figs. 4 and 5). Therefore, 3 stations were installed north and northeast off the Sinabung volcano and additionally 2 on the flank and 1 west off the volcano (Fig. 2).

Ground deformation of the volcano has been monitored by Electro Distant Measurement (EDM) at eastern flank. Although significant change has not been detected yet, possible transition of eruption type from phreatic to magmatic may cause detectable ground deformation. In February 2011, 3 GNSS stations were installed on the flanks of the volcano and a reference station at POS observatory (Fig. 2). GNSS data are continuously transmitted to POS observatory by wireless LAN and baseline analysis are made automatically by Spider software (Leica) to detect appearance of ground deformation in quasi-real time.

3. Merapi volcano

3.1 Recent eruptive activity

In contrast to the Sinabung volcano, Merapi volcano has frequently repeated eruptions in historical time and has been well-monitored by Volcano Technology Research Center under CVGHM. Time intervals of eruptions ranged one to several years, especially since 15th century. Eruption of the volcano was characterized by pyroclastic flow caused by collapse of lava dome, called “Merapi-type”. Fig. 6 shows distribution of pyroclastic flow after 1900. Most of pyroclastic flows reached at distance 4-5 km. Length of the



Fig. 6 Distribution of pyroclastic flow at Merapi volcano after 1900

pyroclastic flows in 1930, 1961 and 1969 exceeded 10 km. The pyroclastic flow in 2006 entered into Gendol River till 7 km. Typically, a sequence of volcanic activity was commenced by occurrence of volcano-tectonic earthquake at depth of 2-4 km beneath the summit and then followed by emergence and growth of lava dome at the summit accompanying MP-type earthquakes and rock-falls. Immediately before occurrence of pyroclastic flow, volcano-tectonic earthquake occurred at shallow depth beneath the summit (Ratdomopurbo and Poupinet, 2000; Hidayati et al., 2008).

3.2 Eruptive activity on October 26, 2010

The eruptive activity in 2010 was different from the previous ones. Fig. 7 shows temporary change of RSAM based on seismogram at station Plawangan 5km SSW from the summit of Merapi. Based on the RSAM data, the 2010 activity can be divided into 5 periods; (1) precursory period from September to the first explosion on October 26, (2) the first explosion, (3) tentative declination of activity from October 27 to November 2, (4) continuous occurrence of pyroclastic flow in 3-5 November (climax of 2010 eruptive activity), (5) gradual declination of eruptive activity after November 6.

Fig. 8 shows daily number of types of volcanic earthquake at Merapi volcano. “Guguran” type earthquake occurs associated with rock-fall from lava domes at the summit. MP-type is low-frequency earthquake with dominant frequency of 4-5 Hz. Hypocenters are located at quite shallow depth beneath the summit (Ratdomopurbo and Poupinet, 2000). Types of VTA and VTB are volcano-tectonic earthquakes at deep and shallow part of the volcano. Hypocenters of VTA are located at depths of 2.5-5 km beneath the summit and VTB type earthquakes occur at shallower than 1.5 km. A seismicity gap was indentified at a depth range of 1.5-2.5 km (Ratdomopurbo and Poupinet, 2000; Hidayati et al., 2008).

VTA and VTB began to increase from September 12 and the numbers gradually increased. CVGHM raised the alert level 2 (Waspada) on September 20. The daily numbers of MP earthquakes continued to increase. The numbers of guguran, MP and VT earthquakes accelerated in the middle of October as shown in Fig. 8. CVGHM raised the alert level 3 (Siaga) on October 21. The seismicity of these types of earthquakes continued to increase. The numbers of VTB earthquakes attained 80 on October 23, and 24 and the numbers exceeded 200 on October 25.

The increase pattern of cumulative seismic energy of 2010 activity is compared with 3 recent eruptive activities in 1-year period prior to each climax (Fig. 9). Although the patterns were different, amounts of seismic energy in 1997, 2001

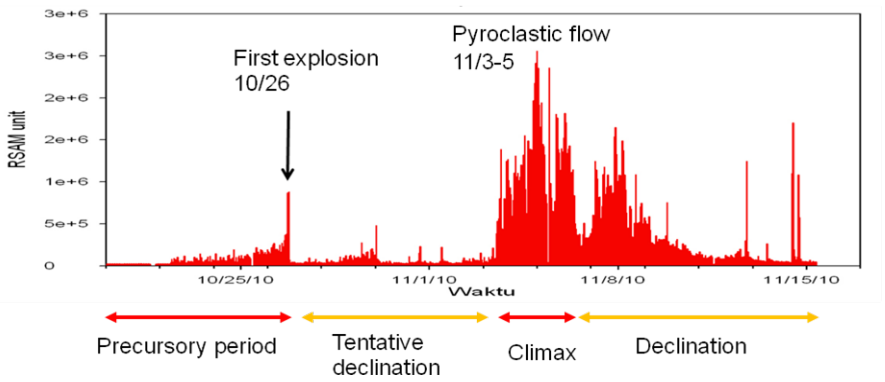


Fig. 7 Temporal change of RSAM during the period from October 20 to November 15, 2011

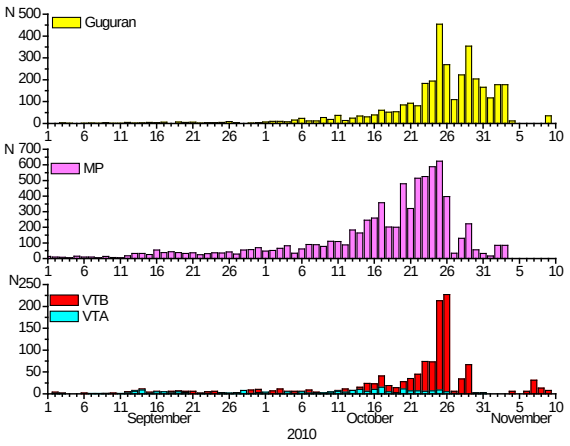


Fig.8 Daily numbers of volcanic earthquakes during the period from September 1 to November 9. "Guguran" occurs associated with rock-fall. MP is a multi-phase event dominated by low-frequency. Types of VTA and VTB are volcano-tectonic earthquakes at deep and shallow part of the volcano, respectively.

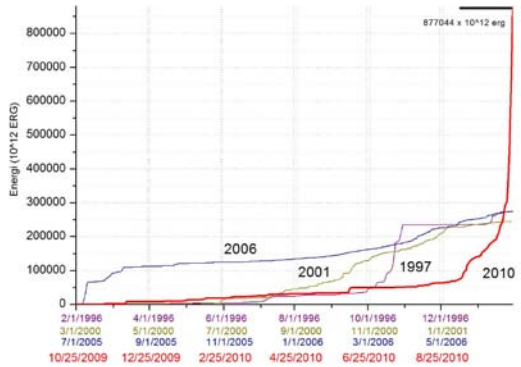


Fig. 9 Comparison of patterns and amounts of increase in seismic energy among 1997, 2001, 2006 and 2010 crisis

and 2006 activities stayed at a level of ≈3×10^{17} erg. The seismic energy release prior to eruptions on October 26 was 3 times larger. The seismic energy had exceeded at the level of 3×10^{17} erg on October 22. It accelerated after that and attained 8.8×10^{17} erg on October 25, one day before the first explosion.

The ground deformation patterns corresponded to increase in the seismicity. Fig. 10 shows temporal change in slope distance from Kaliurang Observatory to a benchmark (Rk4) on the south flank near the summit. It was measured by EDM at least once a day, if possible. The slope distance was shortened by 3 m from early September to October

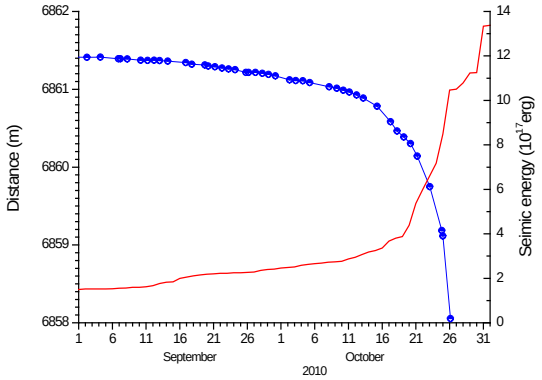


Fig.10 Acceleration pattern of shortening of slope distance (blue) and increase in seismic energy (red)

26, corresponding inflation of the volcanic body. The slope distance decreased at a rate 0.0016m/day till September 12 and the decrease rate increased to 0.0043mm/day during the period from September 13 to October 5. The rate accelerated after October 13, and the slope distance was shortened by 1.06 m only for 27 hours immediately before the explosion.

Based on accelerations of increase in seismicity of volcano-tectonic earthquake and inflation of volcanic body, CVGHM judged that Merapi had high possibility of explosive eruption and raised alert level to the highest (4, Awas), one day before the first explosion. Restricted zone was set up within 10 km from the summit and 69,000 local residents evacuated.

By the explosive eruption, the old lava dome effused in 2006 activity was destroyed and crater of 200 m diameter was formed at the summit. Fragments from destroyed old lava dome were thrown away in the range of 3 km from the summit. Blast was directed to SSE direction and pyroclastic flow reached 8 km away from the summit along Gendol River. Due to the blast, many houses were broke down and more than 30 people, who stayed in the restricted zone, were killed.

3.3 Eruptive activity on November 3-5, 2010

After the explosive eruption on October 26, a few pyroclastic flow were repeated every day, especially 33 pyroclastic flows were recorded on October 30. The pyroclastic flow did not continue for long time (less than one hour). Although the number of volcano-tectonic earthquake decreased after the explosive eruption, comparing high

seismicity immediately before occurrence of explosion, the seismicity of volcano-tectonic earthquake still stayed at high level originating 30 and 40 events on October 28 and 29, respectively. Therefore, alert level was kept at 4 (Awas) from restricted zone of 10 km.

Situation had changed around 11 o'clock on November 3. Pyroclastic flow continuously generated from the crater opened by the explosion. Ash column ejected from the crater reached at altitude 10 km and the volcanic ash was carried westward until West Java, 500 km apart from the Merapi volcano. Length of pyroclastic flow gradually increased due to successive occurrence. The pyroclastic flow reached distance of 11 km on November 3. On November 4, the flow distance increased further till 17 km along the Gendol River (Fig. 11). Restricted zone was extended up to 20 km associated with extension of flow length of pyroclastic flow and 380,000 people evacuated.

After the climax of eruptive activity, occurrence of pyroclastic flow gradually decreased as shown by RSAM in Fig. 7. However volcanic ash continuous emitted from the crater and larger numbers of VT earthquakes were recorded than those at the beginning of precursory period in September. Therefore, it took longer time for CVGHM to downgrade the alert level. CVGHM downgraded the alert level to 3 (Siaga) on December 2 and to 2 (Waspada) on December 13.

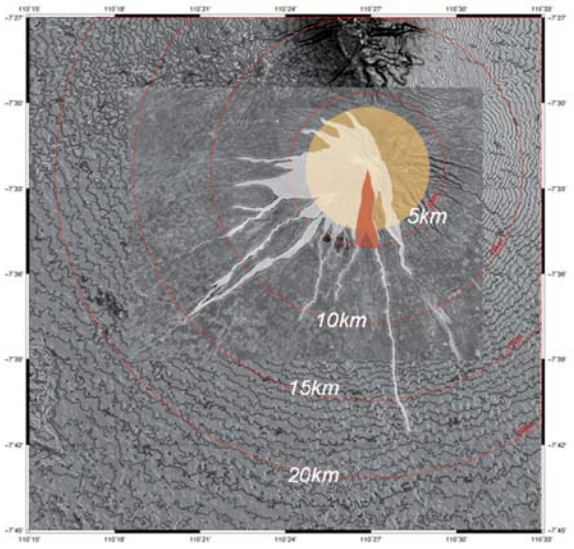


Fig.11 Distribution of pyroclastic flows mainly generated during the period from November 3 to 5. Gray: pyroclastic flow, brown: area reached by ballistics ejected by the explosion on October 26, red: direct surge by the explosion.

4. Lesson from the volcanoes in Indonesia

The eruptions which occurred at Sinabung and Merapi volcanoes in 2010 provide important information to us.

1) Importance of quick response to any volcanic crisis, particularly after long-term dormancy: Sinabung volcano erupted after more than 400 years dormancy on August 27. CVGHM had not installed monitoring instruments at the volcano. Characteristics of eruptions and seismicity associated with eruption had not made clear yet. CVGHM started instrumental monitoring at Sinabung volcano at 10 o'clock on August 29, only 2 days after occurrence of the first eruption and extended the observation network successively. In Japan, 110 volcanoes are designated as "active volcanoes" and 47 are continuously monitored by Japan Meteorological Agency. Residual 63 volcanoes are not monitored. However, all the volcanoes still have possibility to erupt in the future.

2) Difficulty of predict the climax of eruptive activity: In post-explosive activity during the period from October 27 to November 2, that is, before the climax of eruptivity with continuous pyroclastic flow on November 3-5 at Merapi volcano, no drastic change of activity was recorded. This fact implies that it is still difficult to evaluate and predict transient of volcanic activity after the commencement of eruptive activity. At Merapi volcano, the old lava dome formed in 2006 activity was destroyed by the first explosion on October 26 and a crater was formed at the summit area. As the result, the conduit system became open. As larger eruption was scared, CVGHM kept the alert level at the highest. However, it was difficult to forecast continuous generation of pyroclastic flow from opened conduit. Restricted zone was extended to 15 km on November 3 and then 20 km on November 4, countermeasuring against increase in distance of pyroclastic flow.

We encounter such a difficult at Sakurajima volcano, Kyushu, Japan. The volcano resumed eruptive activity at Showa crater at eastern flank in

June 2006 after 58 years dormancy. The eruption style was phreatic in 2006 and 2007 and changed to magmatic and explosive in February 2008. The explosive activity gradually increased and 1055 explosive eruptions occurred in 2010. However, no drastic changes of seismicity of ground deformation were detected associated with increase in explosive activity. The situation of the Sakurajima stays at open-conduit system, similarly to the Merapi after explosive eruption on October 26. Conventional seismic and ground deformation observations faced limitation at Merapi volcano. Highly integrated observations should include high sensitive ground deformation observation and quick geochemical analysis of pyroclastic material and volcanic gas.

However, prediction of the first explosion and decision making of evacuation of local habitants around the Merapi volcano should be praised. Based on recent precursory style prior to generation of pyroclastic flows such as 1990's activity, it is expected that a new lava dome appear before occurrence of pyroclastic flow. Associated with growth of the new lava dome, red glow was frequently observed at the summit of Merapi. Whereas red glow was not observed before occurrence of explosion on October 26. Independent of the empirical law of Merapi, CVGHM evaluated that explosive eruption would occur soon and raised the alert level 4 "Awas", 1 days before the explosion on October 26, based on rapid increase pattern and larger amounts of change of seismic energy and inflation of volcanic body. Although scientific knowledge supports prediction that the precursory phenomena in October lead explosive eruption, decision-making to increase alert level to the highest, which indicates recommendation of evacuation, cannot be done only by the scientific knowledge.

3) Restricted zone was extended up to 20 km associated with extension of flow length of pyroclastic flow and 380,000 people evacuated from Merapi volcano. Japan has not been experienced by risk management for such a large number of evacuees. In Izu-Oshima eruption in November 1986, 10,000 people evacuated from the volcano island (Metropolitan Tokyo, 1990). Phreato-magmatic eruption occurred at northwest flank of Usu volcano in March 2000 and 16,000 people evacuated from the volcano (Okada et al., 2002). Before 1914 eruption at Sakurajima volcano, 21,000 people lived in the island and most of them evacuated from the island before and during the eruption. Fortunately, direct disaster such as pyroclastic flow and lava flows stayed within the island. However, large amount of volcanic ash fell in the Osumi Peninsula and thickness of volcanic ash deposit reached >1 m (Omori, 1916) causing mud flows. Kagoshima city was destroyed by earthquake (M7.1) 8 hours after the beginning of the eruption. Countermeasure for volcanic eruptions with disaster in wider area (for example 20 km) should be established.

Acknowledgements

This study is a part of project "Multi-disciplinary Hazard Reduction from Earthquakes and Volcanoes in Indonesia" supported by Science and Technology Research Partnership for Sustainable Development from JST, JICA, RISTEK and LIPI. We would like to extend our gratitude to staff members of Volcano Technology Research Center in Yogyakarta and Sinabung Volcano Observatory attached by CVGHM, who support this study.

References

Hidayati, S., Ishihara, K., Iguchi, M. and Ratdomopurbo, A. (2008): Focal mechanism of volcano-tectonic earthquakes at Merapi volcano, Indonesia, Indonesian Journal of Physics, Vol. 19, No.3. pp.75-82.

Metropolitan Tokyo (1990): Research report on characteristics of volcanic eruption in Izu Islands (Izu-Oshima).

Newhall, C., Daag, A., Delfin, A., Jr., Hoblitt, R., McGeehin, J., Pallister, J., Regalado, M., Rubin, M., Tubianosa, B., Tamayo, R., Jr., Umbal, J., (1996): Eruptive history of Mount Pinatubo. In: Newhall, C., Punongbayan, R. Eds., Fire and Mud: Eruptions and Lahars of Mount Pinatubo, Philippines. PHIVOLCS and Univ. Washington Press, pp.165–196.

Okada, Hm., et al. (2002): Outline of integrated observation and research on 2000 Usu eruption

and volcanic disaster prevention, Report of Grant in-Aid for Scientific Researches (No. 1280001), pp.10-33.
Omori, F. (1916): The Sakura-Jima eruptions and earthquakes, II, Bull. Imp. Earthq. Inv. Comm., 8(2).
Ratdomopurbo, A. and Poupinet, G. (2000): An overview of the seismicity of Merapi volcano (Java, Indonesia), 1983–1994, Jour. Volcanol. Geotherm. Res., Vol. 100, pp.193-214.

2010年メラピ火山およびシナブン火山噴火から学ぶ

井口正人・石原和弘・SURONO*・Muhamad HENDRASTO*

*インドネシア火山地質災害軽減センター

要　旨

2010年には特筆すべき噴火がインドネシアのシナブン火山とメラピ火山において発生した。これらの噴火活動とその対応から我々は，次のことを教訓として得た。1)長期の休止後の噴火活動の評価は依然として難しく，長期の休止期の空白を埋めるための緊急観測が必要である。2)火道最上部が開放した火山での噴火活動の予測はやはり困難を伴う。このような状況では地盤変動観測の高精度化と物質化学的分析が重要となる。3)我が国の火山では火口から20㎞におよぶ警戒区域の設定と38万人にも達する避難者への対応の経験がない。被害区域が拡大した場合の対応を早急に策定する必要があろう。

キーワード：メラピ火山，シナブン火山，火砕流，水蒸気爆発，火山防災

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

桜島火山における反復地震探査（2010 年観測）

筒井智樹[*]・井口正人・為栗　健・及川　純[**]・大島弘光[***]・前川徳光[***]・青山裕[***]・植木貞人[****]・平原　聡[****]・野上健治[*****]・大湊隆雄[**]・市原美恵[**]・辻　浩[**]・堀川信一郎[******]・奥田　隆[******]・清水　洋[*******]・松島　健[*******]・大倉敬宏[********]・吉川　慎[********]・園田忠臣・宮町宏樹[*********]・八木原　寛[*********]・平野舟一郎[*********]・斎藤公一滝[**********]・末峯宏一[**********]・後藤　進[**********]・池亀孝光[**********]・加藤幸司[**********]・松末伸一[**********]・河野太亮[**********]・宇都宮真吾[**********]・五藤大仁[**********]・渡辺竜一[*]・前原祐樹[**]・佐藤　泉[*****]・大薮竜童[******]・清水英彦[******]・山下裕亮[*******]

[*] 秋田大学大学院工学資源学研究科
[**] 東京大学地震研究所
[***] 北海道大学大学院理学研究科
[****] 東北大学大学院理学研究科
[*****] 東京工業大学
[******] 名古屋大学大学院環境学研究科
[*******] 京都大学大学院理学研究科
[********] 九州大学大学院理学研究院
[*********] 鹿児島大学理学部
[**********] 気象庁

要　旨

桜島火山において 2010 年 12 月に第二回反復地震探査を実施した。観測点は 9 割以上が前年の位置に再現され，観測網全体で南北方向に平均 0.1m，東西方向に平均 0.2m の精度で観測点位置の再現がなされた。観測では展開 248 点中 245 点で波形の収録が成功した。観測波形の振幅は前年比 0.8 ～ 1.5 倍の範囲内に，走時差は 8ms 以内であり，波形の再現性も良好であった。前年観測記録を基準にした残差記録に現れた残差相は走時 1.5 ～ 3 秒台が多く，桜島北東部を通過してくる波線に対応する記録によく認められる傾向がある。

キーワード：桜島火山 , 人工地震探査 , 構造変化

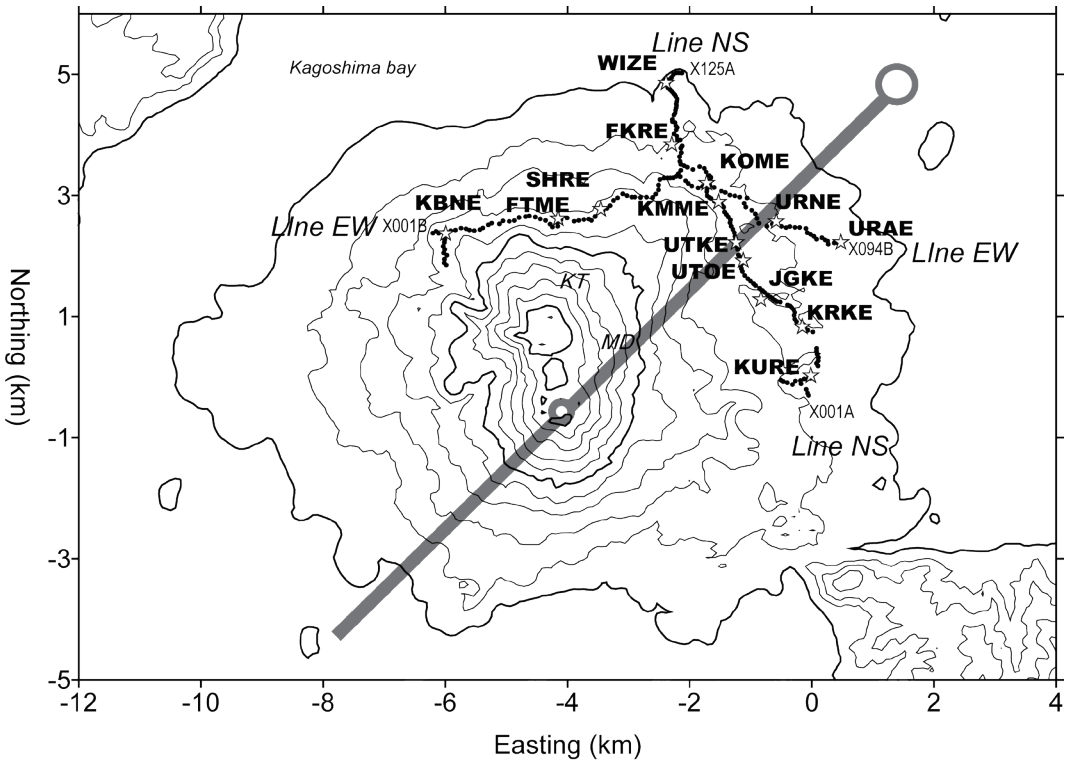


Fig. 1 The geometry of the 2010 experiment. Each of the temporary station is marked with a dot. Shot points are open stars. Contours are every 100m of altitude. KT marks Kita-dake and MD marks Minami-dake summit. The gray thick line and open circles are the magma feeder model after Hidayati et al. (2007)

1．はじめに

火山活動の本質は地球内部にある物質が移動して地表に表れることである。地下における物質移動はその物質の粘性やその周囲における浸透率，そして周囲との密度差によってそのふるまいがコントロールされる。地下における物質の動きと物性は火山活動の推移の予測に重要な要素である。

火山活動に伴う地震学的構造の変化の検出を目的に，これまで 2008 年 11 月，2009 年 12 月と 1 年を隔てて桜島火山北東部に 2 本の測線を展開し，同一測線上で人工地震波形を繰り返し観測してきた（井口ら , 2009; 筒井ら , 2010）。本稿で述べる観測はこれらの 2 回の観測に引き続いて行われたものである。以降では 2008 年 11 月の探査を 2008 年探査，2009 年 12 月の探査を 2009 年探査，2010 年 12 月の探査を 2010 年探査と呼ぶことにする。

今回を含めた 3 回の地震探査が行われた時期には昭和火口からの噴出活動が卓越しており（井口ら , 2009；井口 , 2010），1990 年代後半から始まった桜島を含む姶良カルデラ一帯の膨張は継続中であった（山本ら , 2010）。桜島火山では 1955 年以降継続していた南岳火口からの爆発活動が，2000 年代に入って低調になった。その一方で 2006 年 6 月に南岳東山腹の昭和火口が活動を再開し，それ以降昭和火口からの噴出活動が年を追うごとに高まりを見せている。 2008 年探査は昭和火口からの噴火活動が活発化する直前の時期に行われた。また，2009 年探査は昭和火口からの爆発回数がピークを迎えるとともに桜島北東部の急激な伸張が始まった時期に実施された（井口 , 2010）。2010 年探査は桜島北東部の伸張変動が小康状態を迎えた時期に，2009 年探査時点との地震反射応答の差を検出することを目的として行われた。

2．観測

2010 年探査は 2010 年 12 月 6 – 11 日の 6 日間に 11 機関のべ 39 名の参加を得て実施された。2010 年探査では 2 本の測線（測線 NS, 測線 EW) およびその支線に 14 ヶ所の発破点と 248 点の観測点を展開し，2009 年探査測線の大部

Table 1 Location and shot time of the shot points. G. L. altitude presents altitude of the top of the hole.

Site	2010 Shot	Latitude (WGS84)			Longitude (WGS84)			G.L. altitude (m)	Shot time (JST)		2009 Shot	2010 - 2009		Note
		Deg	Min	Sec	Deg	Min	Sec		Day	Time		Northing (m)	Easting (m)	
KURE	10S01	31	35	01.69213	130	42	05.20698	66.4	2010/12/9	02:17:00.721	09S02	-1.8	-3.0	
KRKE	10S02	31	35	27.82611	130	41	59.79834	89.4	2010/12/9	00:11:59.848	09S03	-1.0	0.1	Earlier
JGKE	10S03	31	35	42.37185	130	41	33.68605	102.9	2010/12/9	01:11:59.902	09S04	2.5	9.7	Earlier
UTOE	10S04	31	36	03.32792	130	41	23.22114	123.8	2010/12/9	02:07:00.733	09S05	0.8	-4.3	
UTKE	10S05	31	36	13.03437	130	41	18.65144	137.1	2010/12/9	00:17:00.080	09S06	0.6	-0.4	
KMME	10S06	31	36	34.76403	130	41	07.51605	149.9	2010/12/9	01:17:00.240	09S07	-1.2	4.4	
KOME	10S07	31	36	44.69807	130	41	00.37719	144.7	2010/12/9	02:12:00.070	09S12	6.0	-0.1	
FKRE	10S08	31	37	05.45997	130	40	38.83857	91.9	2010/12/9	00:07:00.595	09S08	4.0	-3.8	Post T-Cal. failed
WIZE	10S09	31	37	38.34662	130	40	34.78158	32.9	2010/12/9	01:07:00.322	09S09	9.7	10.3	
URAE	10S10	31	36	13.25656	130	42	23.81975	37.3	2010/12/9	01:22:00.557	09S10	-5.0	-1.2	
URNE	10S11	31	36	24.23206	130	41	43.35604	91.5	2010/12/9	00:22:00.580	09S11	0.8	6.0	
SHRE	10S12	31	36	31.12039	130	39	54.27568	314.0	2010/12/9	00:27:00.132	09S13	-9.1	7.5	
FTME	10S13	31	36	25.81617	130	39	28.10512	327.8	2010/12/9	01:27:01.150	09S14	0.2	-0.7	
KBNE	10S14	31	36	17.87035	130	38	18.13973	369.1	2010/12/9	02:22:00.816	09S15	-2.0	0.5	

分を再現した。14 ヶ所の発破点はすべて 2009 年探査同様に薬量 20 kg のダイナマイトを用いた単孔発破であった。これらの発破の座標と発破時刻を Table 1 に示す。

今回から混乱を避けるために繰り返し発破を行うサイトに Table 1 のような 4 文字の名称コードを割り当てることにした。これまで探査の実施の都度発破点に通し番号を付与して名称としていたが，データの蓄積が進み混乱を惹起する傾向が顕著になってきた。新しく付与したコード名と既存の発破点名との対応も Table 1 に示す。名称コードは近隣の地名をベースとした。以降はこの名称コードを用いて発破点を記述することにする。

各発破点と測線の位置関係を Fig. 1 に示す。観測網は 2009 年探査と同様に主要な 2 本の測線（測線 NS と測線 EW) と枝測線 (C, D) から構成される。2010 年探査では諸般の事情により 2009 年の展開に次のような変更を加えた。発破点 09S01(NBYE) とその周辺の 11 観測点 C007-C017，当日の天候を考慮して測線 NS 上の 4 観測点 X017A-X019A, X192A の再現を見送った。また治山工事による現地の状況変化を考慮して測線 EW 上の 7 観測点 B201-B207 は旧点を放棄して新たに選点を行った。これらを除く各観測点の再現状況は良好で，2009 年探査に対してそれぞれ南北方向に平均 0.1m，東西方向に平均 0.2m の差であった。これらの観測点座標を再現ランクとともに付録に示す。観測点の再現状況を示す再現選点ランク (Rank) は筒井ら (2010) の定義を用いた。

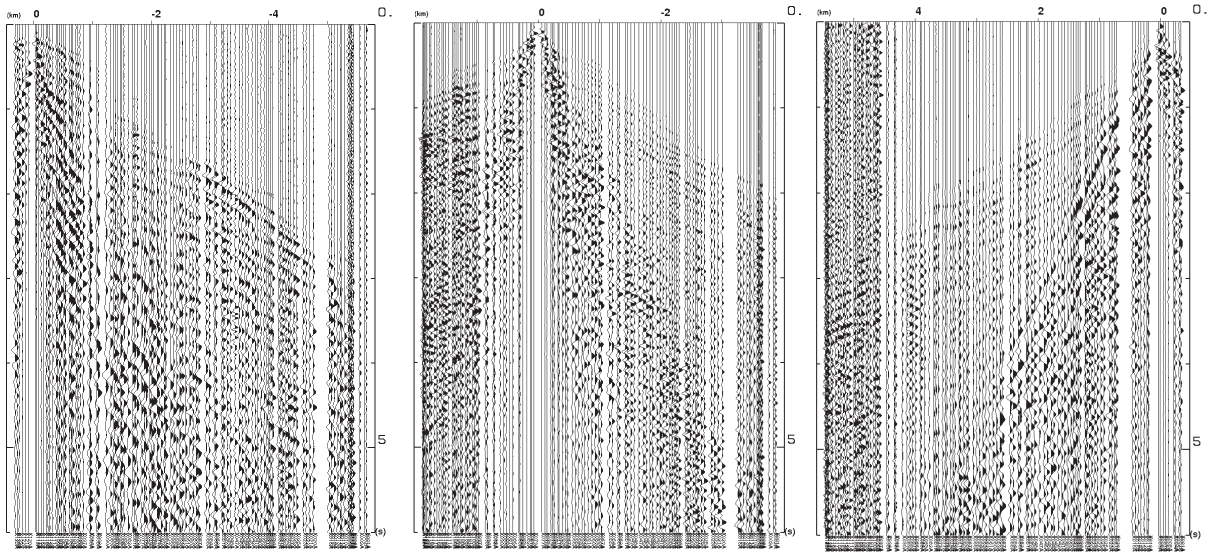
発破作業は 2010 年 12 月 9 日　00:07 より 3 つの 15 分間の作業時間帯を 25 分の間隔でもうけて順次行われた。各作業時間帯には 5 分間隔の発破予定時刻が設定された。なお発破作業当日の気象条件は寒気の張り出しにより北寄りの風が強く，時雨混じりの天候であった。

2009 年探査に引き続き，各観測点ではデータロガー LS-8200SD（白山工業製）と 4.5Hz 上下動成分のセンサーを組み合わせた 1 成分観測を行い，サンプリング周波数 500Hz で 2010 年 12 月 8 日 21 時から翌朝 6 時までの連続記録を取得した。展開した観測点のうち 245 点で正常にデータ取得がなされた。データ取得が正常に行われなかった 3 観測点は，それぞれ内部システムの異常による動作不良と電池電圧不足によると思われる起動失敗であった。

観測点の測位は 2009 年探査と同様に，島内常設観測点を基準点としたラピッド・スタティック法を用いて測量を行った。

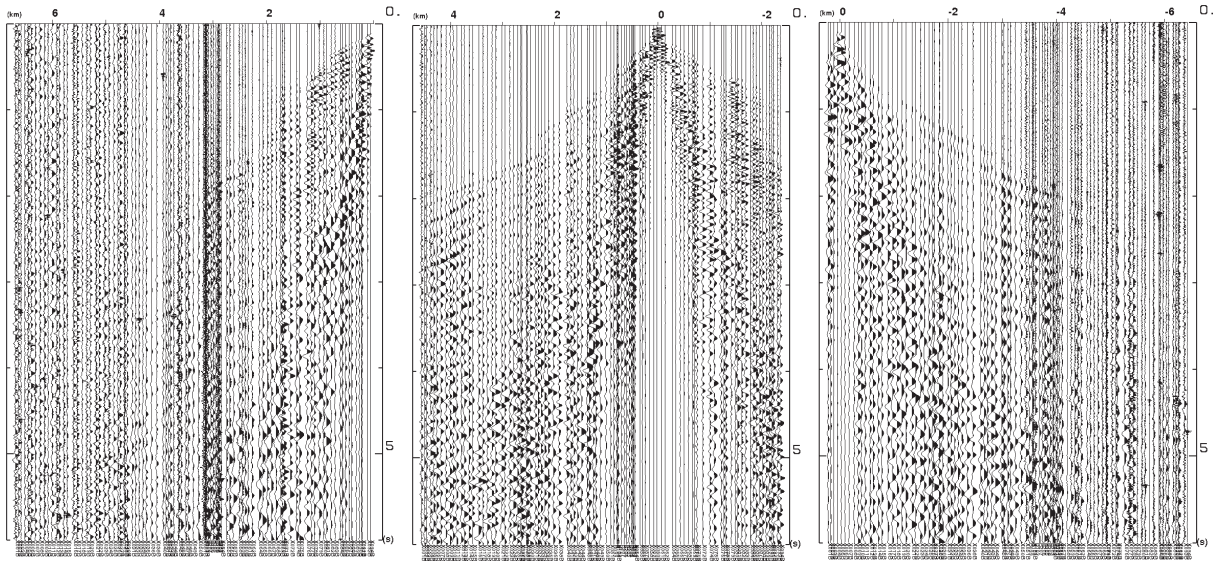
3．データ

測線 NS における代表的な観測波形を 3 例 (発破点 WIZE, KOME, KURE) を Fig. 2a-c に示す。また，測線 EW における代表的な観測波形（発破点 URAE, SHRE, KBNE）を Fig. 3a-c に示す。到来時刻はいずれも振幅のピーク到来時



(a) (b) (c)

Fig. 2 The shot records along the line NS. (a)The shot WIZE, (b) the shot KOME, and (c)the shot KURE. The seismograms are ordered up to north from the right side.



(a) (b) (c)

Fig. 3 The shot records along the line EW, (a) the shot URAE, (b) the shot SHRE, and (c) the shot KBNE. The seismograms are ordered down to west from the right side.

Table 2 Prominent later phases along the lines.

Phase	Near side (km)	Arrival (s)	Far side (km)	Arrival (s)	Ave. app. velocity (km/s)
KURE- N-A	0.010	0.661	2.317	1.278	3.7
KURE- N-B	1.978	1.323	2.852	1.579	3.4
KURE- N-C	3.133	1.744	4.209	2.015	4.0
KURE- N-D	3.267	2.045	4.138	2.286	3.6
KURE- N-E	2.580	1.985	3.484	2.195	4.3
KURE- N-F	3.661	2.451	4.468	2.707	3.2
KURE- N-G	3.661	2.797	5.298	2.977	9.1
KURE- N-H	4.581	3.128	5.426	3.278	5.6
KURE- N-I	4.581	3.429	5.426	3.699	3.1
KURE- N-a	0.010	0.195	2.580	3.594	0.8
KRKE- N-A	0.720	0.075	2.671	0.147	27.1
KRKE- N-B	1.390	0.123	3.456	0.177	38.3
KRKE- N-C	1.390	0.177	4.632	0.270	34.9
KRKE- N-D	1.656	0.246	3.002	0.261	89.7
KRKE- N-E	1.969	0.309	2.186	0.321	18.1
KRKE- N-F	4.031	0.408	4.632	0.420	50.1
KRKE- N-a	0.131	0.035	1.553	0.240	6.9
JGKE- N-A	0.348	0.065	1.466	0.096	36.1
JGKE- N-B	1.647	0.132	2.822	0.159	43.5
JGKE- N-C	3.488	0.191	3.812	0.215	13.5
JGKE- N-D	3.488	0.237	3.958	0.249	39.2
JGKE- N-E	3.812	0.369	3.958	0.381	12.2
JGKE- N-F	3.583	0.417	3.931	0.441	14.5
JGKE- N-a	0.146	0.035	1.564	0.218	7.7
JGKE- S-a	0.201	0.038	1.382	0.218	6.6
JGKE- S-A	0.454	0.063	0.646	0.068	38.4
JGKE- S-B	0.572	0.083	1.545	0.114	31.4
JGKE- S-C	0.201	0.275	0.601	0.264	-36.4
JGKE- S-D	0.201	0.335	0.601	0.324	-36.4
UTOE- N-A	0.204	0.300	1.188	0.755	2.2
UTOE- N-B	0.945	0.795	2.245	1.230	3.0
UTOE- N-C	1.358	1.305	2.725	1.530	6.1
UTOE- N-D	2.423	1.755	3.258	1.905	5.6
UTOE- N-E	2.384	2.430	2.660	2.505	3.7
UTOE- N-F	2.384	2.865	2.813	2.895	14.3
UTOE- N-G	2.384	4.275	3.258	4.530	3.4
UTOE- N-a	0.027	0.225	1.508	2.130	0.8
UTOE- S-a	0.027	0.150	2.247	3.090	0.8
UTOE- S-A	0.356	0.480	1.105	0.780	2.5
UTOE- S-B	0.687	0.765	2.124	1.320	2.6
UTOE- S-C	0.788	1.080	1.447	1.335	2.6
UTOE- S-D	1.027	1.995	1.327	2.100	2.9
UTOE- S-E	1.027	2.370	1.637	2.535	3.7
UTKE- N-A	0.770	0.705	1.925	0.795	12.8
UTKE- N-B	1.925	1.575	2.936	1.800	4.5
UTKE- N-C	2.283	2.220	2.936	2.400	3.6
UTKE- N-D	0.967	2.400	2.491	3.090	2.2
UTKE- N-a	0.283	0.465	2.403	2.550	1.0
UTKE- S-a	0.120	0.210	1.003	1.500	0.7
UTKE- S-b	0.487	1.200	1.218	2.340	0.6
UTKE- S-A	0.212	0.270	1.218	0.855	1.7
UTKE- S-B	0.903	0.915	2.485	1.485	2.8
UTKE- S-C	1.367	1.350	2.469	1.635	3.9
UTKE- S-D	1.330	2.355	2.569	2.700	3.6
UTKE- S-E	2.189	3.960	2.511	4.170	1.5
KMME- N-A	0.131	0.390	1.489	0.870	2.8
KMME- N-B	1.198	0.870	1.978	1.095	3.5
KMME- N-C	1.609	1.350	2.211	1.560	2.9
KMME- N-D	1.609	1.620	2.211	1.830	2.9
KMME- N-E	1.609	1.950	2.211	2.310	1.7
KMME- N-F	1.374	2.580	2.211	3.030	1.9
KMME- N-G	1.978	3.780	2.176	3.970	1.0
KMME- N-a	0.211	0.540	1.282	1.380	1.3
KMME- S-a	0.089	0.390	1.677	2.550	0.7
KMME- S-A	0.294	0.450	1.408	0.930	2.3
KMME- S-B	0.798	0.780	2.577	1.545	2.3
KMME- S-C	1.677	1.440	3.299	1.920	3.4
KMME- S-D	1.064	1.650	2.905	2.295	2.9
KMME- S-E	2.168	2.340	2.648	2.520	2.7
KMME- S-F	2.168	3.150	2.577	3.270	3.4
KOME- N-A	0.980	0.870	1.702	1.050	4.0
KOME- N-B	0.980	1.140	1.476	1.365	2.2
KOME- N-C	0.980	1.380	1.476	1.525	3.4
KOME- N-D	0.980	1.590	1.869	1.860	3.3
KOME- N-E	0.337	1.950	0.257	1.980	-2.7
KOME- N-F	0.867	2.445	1.869	2.580	7.4
KOME- N-G	1.476	3.600	1.582	3.630	3.5
KOME- N-a	0.135	0.375	0.857	1.365	0.7
KOME- S-a	0.136	0.390	0.653	1.185	0.7

Phase	Near side (km)	Arrival (s)	Far side (km)	Arrival (s)	Ave. app. velocity (km/s)
KOME- S-A	0.395	0.600	1.293	0.855	3.5
KOME- S-B	0.553	0.825	2.089	1.395	2.7
KOME- S-C	1.293	1.350	2.089	1.710	2.2
FKRE- N-A	0.826	1.020	1.196	1.080	6.2
FKRE- N-a	0.122	0.555	0.826	1.095	1.3
FKRE- S-a	0.168	0.420	1.864	2.490	0.8
FKRE- S-A	1.161	1.020	2.250	1.350	3.3
FKRE- S-B	2.769	1.665	3.142	1.770	3.6
FKRE- S-C	2.039	1.815	3.856	2.700	2.1
FKRE- S-D	1.989	2.550	3.856	2.970	4.4
FKRE- S-E	2.122	2.565	2.697	2.790	2.6
FKRE- S-F	2.250	2.940	3.856	3.600	2.4
WIZE- S-A	0.038	0.375	1.230	0.705	3.6
WIZE- S-B	1.308	1.185	2.487	1.515	3.6
WIZE- S-C	2.249	1.596	4.695	2.670	2.3
WIZE- S-D	2.332	2.070	4.636	3.003	2.5
WIZE- S-E	3.499	2.415	5.439	3.600	1.6
WIZE- S-F	3.499	3.330	4.636	3.900	2.0
WIZE- S-G	3.920	3.810	4.427	4.140	1.5
WIZE- S-H	3.920	4.350	4.760	4.755	2.1
WIZE- S-L	3.770	2.490	4.200	2.415	-5.7
WIZE- S-a	0.380	1.050	2.430	2.730	1.2
WIZE- S-b	1.301	2.070	2.118	2.820	1.1
WIZE- S-c	1.230	2.430	2.118	3.300	1.0
WIZE- S-d	1.720	3.240	3.427	5.430	0.8
URAE- W-A	0.210	0.361	1.239	0.632	3.8
URAE- W-B	1.375	0.692	2.738	0.962	5.0
URAE- W-C	3.131	1.368	4.376	1.621	4.9
URAE- W-D	1.815	1.293	3.131	1.549	5.1
URAE- W-E	4.047	2.060	6.141	2.421	5.8
URAE- W-F	4.507	2.391	6.449	2.797	4.8
URAE- W-G	3.727	2.722	4.772	3.023	3.5
URAE- W-H	4.938	3.368	5.529	3.398	19.7
URAE- W-a	0.210	0.346	2.504	3.293	0.8
URNE- W-A	0.547	0.421	1.625	0.812	2.8
URNE- W-B	0.870	0.812	2.832	1.323	3.8
URNE- W-C	0.798	1.097	2.832	1.414	6.4
URNE- W-D	2.013	1.594	3.296	1.774	7.1
URNE- W-E	2.013	2.135	4.097	2.241	19.7
URNE- W-a	0.016	0.180	1.625	2.015	0.9
KOME- W-A	0.788	0.571	2.523	1.158	3.0
KOME- W-B	1.004	0.797	2.859	1.368	3.2
KOME- W-C	1.906	1.233	3.572	1.669	3.8
KOME- W-D	1.755	1.308	3.790	1.895	3.5
KOME- W-E	1.755	1.744	3.790	2.376	3.2
KOME- W-F	2.628	3.368	4.326	3.820	3.8
KOME- E-A	0.271	0.331	1.000	0.617	2.5
KOME- E-B	1.215	0.767	1.961	0.893	5.9
KOME- E-C	1.215	1.098	2.019	1.293	4.1
KOME- E-D	1.412	1.654	2.228	1.820	4.9
KOME- E-E	0.138	2.677	0.751	2.707	20.4
KOME- E-F	0.706	3.835	1.537	3.909	11.2
SHRE- W-A	0.755	0.947	1.342	1.068	4.9
SHRE- W-B	1.342	2.391	1.787	2.226	-2.7
SHRE- W-C	1.342	2.632	2.094	2.436	-3.8
SHRE- W-D	0.153	3.835	0.523	3.774	-6.1
SHRE- W-E	1.342	5.263	2.165	5.203	-13.7
SHRE- W-a	0.153	0.361	1.787	2.000	1.0
SHRE- E-A	0.337	0.662	2.367	1.398	2.8
SHRE- E-B	2.291	1.759	3.574	2.135	3.4
SHRE- E-C	2.743	2.286	3.777	2.556	3.8
SHRE- E-D	3.409	2.992	3.926	3.008	32.3
SHRE- E-E	2.743	2.992	3.527	3.278	2.7
SHRE- E-F	1.499	4.436	2.367	4.391	-19.3
FTME- E-A	0.746	0.767	2.176	1.353	2.4
FTME- E-B	2.176	1.308	3.068	1.699	2.3
FTME- E-C	2.176	1.654	4.592	2.451	3.0
FTME- E-D	2.253	1.910	4.592	2.617	3.3
FTME- E-E	0.046	1.639	0.502	1.774	3.4
FTME- E-G	2.913	2.917	4.197	3.248	3.9
FTME- E-H	3.419	3.699	4.136	3.955	2.8
FTME- E-a	0.046	0.105	1.734	1.955	0.9
KBNE- E-A	0.472	0.662	2.801	1.564	2.6
KBNE- E-B	1.567	1.504	3.441	2.256	2.5
KBNE- E-C	1.567	1.684	2.801	2.195	2.4
KBNE- E-D	1.901	2.256	2.995	2.707	2.4
KBNE- E-D1	2.605	2.466	3.243	2.586	5.3
KBNE- E-E	2.462	3.158	3.441	3.459	3.3
KBNE- E-F	1.567	3.368	3.156	3.323	-35.3

Table 3 Amplitude variations and travel time shifts against the 2009 experiment.

Site	Amplitude ratio	lag (s)
KURE	0.9	0.002
KRKE	1.0	-0.002
JGKE	1.1	-0.004
UTOE	1.1	-0.008
UTKE	1.1	-0.008
KMME	1.0	-0.004
KOME	1.5	0.002
FKRE	0.9	0.004
WIZE	0.8	0.002
URAE	1.2	0.006
URNE	1.1	-0.004
SHRE	1.1	-0.006
FTME	0.8	-0.004
KBNE	1.3	-0.024

をしめしている。発破作業当日の気象条件を反映して，測線末端部でノイズが大きくなる傾向が認められた。

今後の整理を目的として後続相にコード名を付与する。これらの記録に BPF(1.0-4.5Hz) および予測デコンボリューション (予測距離 0.12s, 演算子長 0.45s) を施した記録に表れていた特徴的な到来位相を命名し Table 2 に整理して示す。到来位相の命名規則は [発破点コード名]-[測線方向（サイド）]-[個別位相名] とする。

4．2009 年探査データとの比較

今回の観測記録と 2009 年観測記録の振幅比および走時差を Table 3 に整理する。振幅比は対応する観測点で得られた記録のうち走時 10 ～ 13 秒の区間の RMS 振幅の比である。RMS 振幅を計算した区間は測線上の S 波走時の 2 倍以上の場所に当たる。このような場所は，Sato and Fehler(1998) では震源から放射されるエネルギーの安定な推定を与えるとされている。2009 年記録に対する 2010 年記録は 0.8 倍から 1.5 倍の間の振幅比を示し，大部分は ± 2 割以内の振幅比に収まった。

Table 3 における走時差は両年の記録の相関が最大になるラグタイムを示している。相関計算では両年の記録のうち初動および反射波に相当する部分をそれぞれ切り出したものを用いた。走時差は最大で 8ms 以内であり，多くは 4ms 程度であった。このことから，2010 年探査は再現性の良い観測であると考えられる。

2010 年探査と 2009 年探査との波形の差異を明確にするために，残差記録を作成した。残差記録は，それぞれの観測点ごとに 2010 年波形記録から 2009 年波形記録を引き算したものである。残差記録では両者に共通してある時刻に出現している位相は除去され，どちらかのみに存在する位相は大きな振幅で残存する。引き算にあたり震源から放射されるエネルギーを等化するために，2010 年観測記録の振幅を Table 3 に示す振幅比で割り算した後に，生の 2009 年記録との間の引き算を実行している。すなわち残差記録は 2009 年探査と同等な規模の震源どうしで観測された差振幅を表している。2010 年観測の 2009 年探査に対する測線 NS 上の残差記録を Fig. 4a - i に，測線 EW 上の残差記録を Fig. 5a-f に示す。

また，これらの残差記録に表れている顕著な後続相を残差相 (Residual Phase) と呼ぶことにする。これらの残差記録に対して BPF(1-4.5Hz)，予測デコンボリューション (予測距離 0.12s, 演算子長 0.45s) の処理を施した結果から読み取った残差相を Table 4 に整理する。残差相の多くは走時 1.5 ～ 3 秒の間に現れ，見かけ速度 2.8km/s 以上を示す。また，残差相の出現域は偏在しており，測線 NS では測線北部に，測線 EW では測線東部に集中している。残差相が反射波であると仮定した場合に，残差相が得られた記録に対応する反射点の分布を Fig. 6 に示す。Fig. 6 から残差相をもたらす反射点は桜島北東部の測線交差部を中心に分布することが伺われる。

観測実施時期の前後における桜島火山の活動状況を考慮すると，これらの残差相は桜島の火山活動との関連性が高いと考えられる。また，残差相に対応する反射点は Hidayati et al.(2007) で提唱されたマグマ供給ルートの位置とよく一致することから，2010 年探査で得られたデータは桜島火山の活動にともなう構造変化を反映していると考えられ，ひきつづいて詳細な解析を行うことによって今後の研究の進展に寄与することが期待される。

5．おわりに

桜島火山において 2010 年 12 月に第二回反復地震探査を実施した。前回実施の地震探査以降の火山活動が活発化した期間を経過した

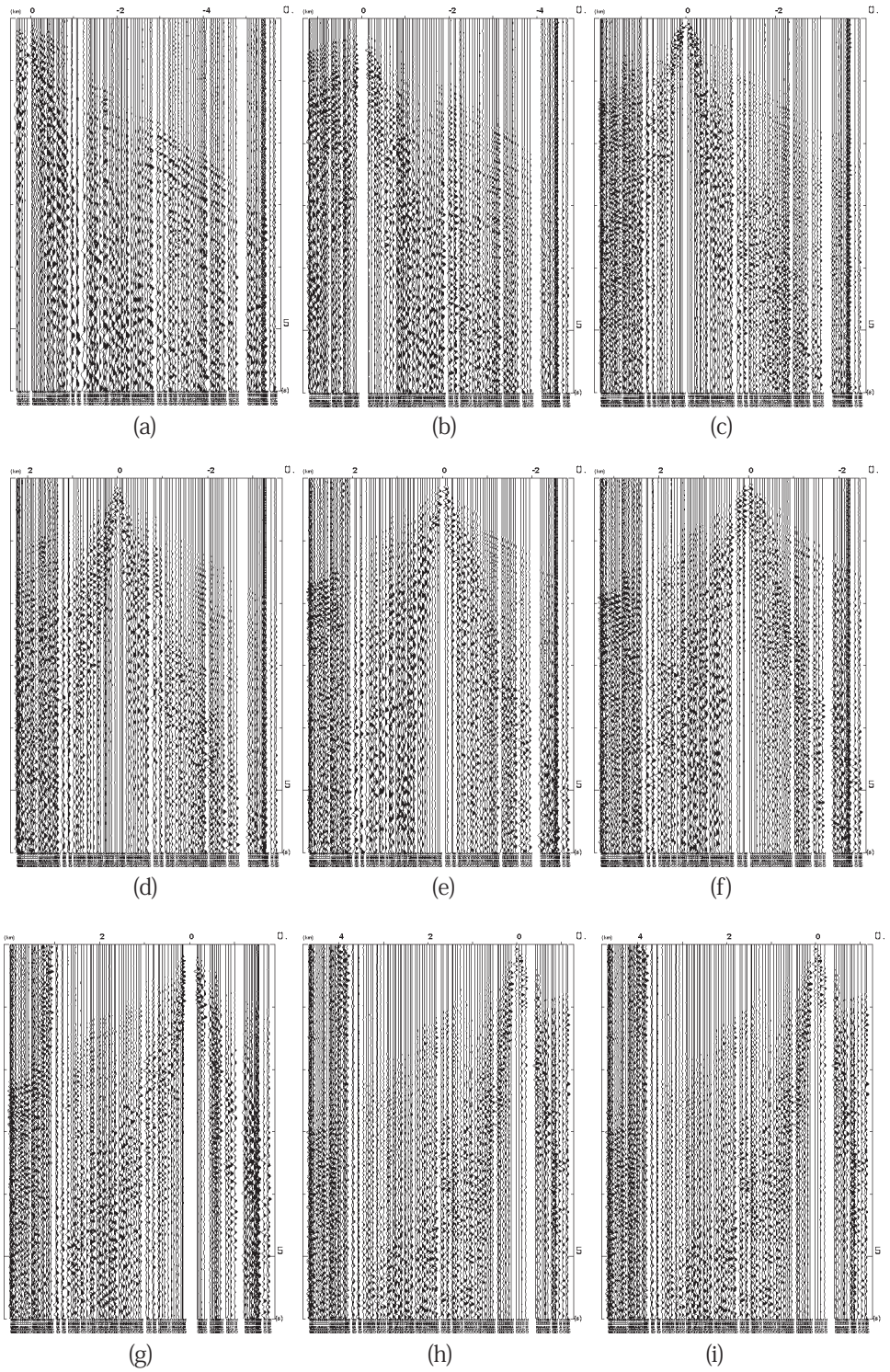


Fig. 4 The residual traces along the line NS. (a) The shot WIZE, (b) the shot FKRE, (c) the shot KOME, (d) the shot KMME, (e) the shot UTKE, (f) the shot UTOE, (g) the shot JGKE, (h) the shot KRKE, and (i) the shot KURE

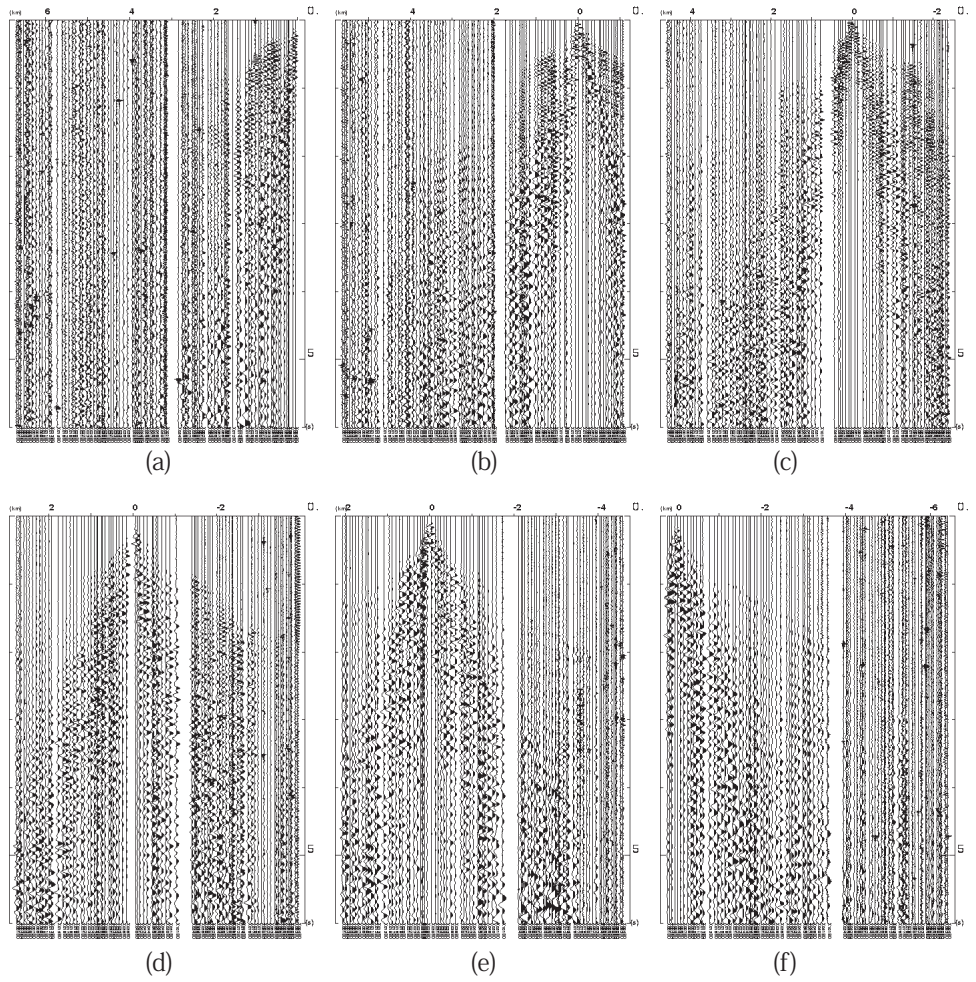


Fig. 5 The residual traces along the line EW. (a) the shot URAE, (b) the shot URNE, (c) the shot KOME, (d) the shot SHRE, (e) the shot FTME, (f) the shot KBNE.

Table 4 Residual phases for the 2010's. The rule of naming is the same as that in Table 2.

Phase		Near side (km)	Travel time(s)	Far side (km)	Travel time(s)	Description	Ave. app. vel. (km/s)
KRKE0910	N-C	4.08	2.99	4.63	3.11	Enhance	4.59
UTOE0910	N-D	2.25	1.76	3.25	1.94	Enhance	5.56
UTOE0910	N-R	0.60	1.73	0.86	1.89	Enhance	1.61
UTKE0910	N-B	1.80	1.56	2.94	1.81	Enhance	4.53
UTKE0910	N-A	0.97	0.75	1.40	1.17	Enhance	1.03
KMME0910	N-B under	1.61	1.14	2.06	1.23	Enhance	4.97
KMME0910	N-D	1.61	1.63	2.21	1.80	Enhance	3.54
KOME0910	W-E under	2.11	2.15	3.01	2.27	Enhance	7.52
FKRE0910	S-A'	0.80	1.11	1.33	1.35	Enhance	2.20
FKRE0910	S-C	2.93	2.21	3.86	2.57	Enhance	2.58
FKRE0910	S-D	1.96	2.54	3.14	2.90	Enhance	3.29
FKRE0910	S-E	1.99	2.17	2.70	2.56	Enhance	1.82
WIZE0910	S-A	1.48	1.38	2.53	1.59	Inverted	5.00
WIZE0910	S-B	2.49	1.62	3.87	2.18	Inverted	2.47
WIZE0910	S-C/D	2.59	1.95	4.43	2.75	Enhance	2.30
WIZE0910	S-D/E	2.33	2.24	4.07	2.87	New	2.76
URAE0910	W-A under	0.72	0.63	1.24	0.78	Enhance	3.49
URAE0910	W-F under	4.05	2.57	4.85	2.54	Enhance	-26.70
SHRE0910	E-C/D	3.28	2.72	3.93	2.75	Enhance	21.53
SHRE0910		3.38	4.00	3.66	4.20	Enhance	1.39
SHRE0910		3.38	4.90	3.66	5.40	Enhance	0.55
SHRE0910	E-F above	1.47	3.71	2.38	4.07	Enhance	2.53
FTME0910	E-C under	2.18	1.74	4.14	2.39	Enhance	3.02
FTME0910	E-C/F	4.06	2.60	4.59	2.69	Enhance	5.96
FTME0910	E-G above	3.42	2.90	4.14	3.14	Enhance	2.99
FTME0910	E-G below	3.42	3.23	4.14	3.53	Enhance	2.39

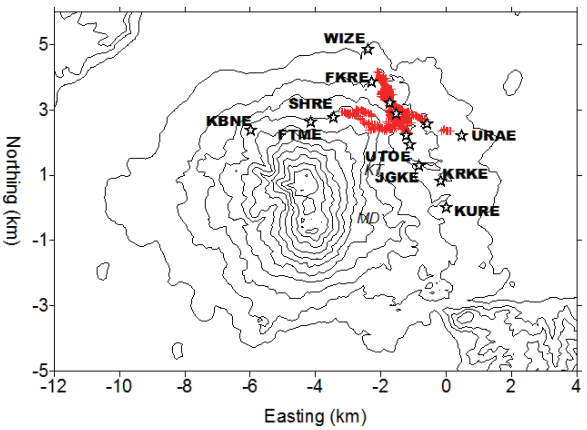


Fig. 6 Distributions of the depth points for the residual phases. Crosses are the corresponding depth points. Shots are the open stars.

後の時点の実施であった。観測点は 9 割以上が前年の位置に再現され，観測網全体で南北方向に平均 0.1m，東西方向に平均 0.2m の精度で観測点位置の再現がなされた。観測では展開 248 点中 245 点で波形の収録が成功した。観測波形の振幅は前年比 0.8 ～ 1.5 倍の範囲内に，走時差は 8ms 以内であり，波形の再現性も良好であった。

波形の再現性が良好であったので，前年観測記録を基準にした「残差記録」を作成して後続相の変化を明確化した。残差記録に現れた残差相は走時 1.5 ～ 3 秒台が多く，桜島北東部を通過してくる波線に対応する記録によく認められる傾向がある。

したがって，今回の観測で得られた波形記録は桜島火山の活動に関連した構造変化を示していると考えられ，今後の解析の成果が期待される。

謝　辞

本観測の経費は防災研究所共同研究（課題番号 22G-19），東京海上各務記念財団研究補助金（研究課題「桜島火山のマグマ移動過程に関する研究」 代表者：井口正人），地震・火山噴火予知経費および気象庁経費によってまかなわれた。発破作業の準備にあたり，気象庁火山課上田義浩氏にはお世話になった。発破点の繰り返し使用では，地権者諸兄および地元住民の方々のご協力は欠かせないものであった。国土交通省大隅河川国道事務所には本観測にあたり格別のご配慮とご協力をいただいた。現地での活動では京都大学防災研究所火山活動研究センターのスタッフ諸氏の支援をいただいた。さらに鹿児島大学理学部附属南西島弧地震観測所には発破実施にあたり発破指揮所として供用させていただいた。観測に使用したデータロガーシステムのほとんどは東京大学地震研究所から借用させていただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

井口正人・他 82 名 (2009)：2008 年桜島人工地震探査の目的と意義，京都大学防災研究所年報 52B, 293-307.

井口正人 (2010)：桜島火山の噴火活動 -2009/2 ～ 2009/5，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　2009 年　平成 22 年 8 月, 1-8.

井口正人・植木貞人・太田雄策・中尾　茂・園田忠臣・高山鐵朗・市川信夫　(2010)：桜島昭和火口噴火以降の GPS 観測，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　2009 年　平成 22 年 8 月 , 47-53.

筒井智樹・他 35 名 (2010)：桜島火山における反復地震探査（一回目），京都大学防災研究所年報 53B, 241-259.

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 53B, 227-232.

Hidayati, Sri, Ishihara, K., and Iguchi, M. (2007)：Volcano-tectonic Earthquakes during the Stage of Magma Accumulation at the Aira Caldera, Soutern Kyushu, Japan, Bulletin of the Volcanological society of Japan, 52, 289-309.

Sato, H. and Fehler, M. C. (1998)：SEISMIC WAVE PROPERGATION AND SCATTERING IN THE HETEROGENEOUS EARTH, Springer Press, 69-70.

Table A1 The lines NS and C.

Station	Logger	Latitude (WGS84)			Longitude (WGS84)			Alt. (m)	2010-2009		Rank	Note
		Deg,	Min.	Sec.	Deg.	Min.	Sec.		N (m)	E (m)		
C 001	1094	31	34	59.055	130	41	58.7	74.3	-0.0	0.2	◎	
C 002	1064	31	34	58.818	130	41	55.461	75.0	-0.5	-0.3	◎	
C 003	1071	31	34	56.906	130	41	53.621	77.6	-0.4	-2.6	◎	
C 004	1070	31	34	57.895	130	41	50.454	86.9	-0.2	-0.1	◎	
C 005	1069	31	34	58.569	130	41	47.952	92.6	0.7	-0.3	◎	
C 006	1065	31	34	59.349	130	41	46.474	99.2	-0.3	0.1	◎	
K AR1	1072	31	34	59.829	130	42	3.965	68.8	-1.0	-0.3	◎	
K AR3	1067	31	35	0.215	130	42	6.104	65.7	0.3	-0.1	◎	
K AR4	1002	31	35	0.449	130	42	7.407	64.0	0.7	0.5	◎	
K AR5	1066	31	35	0.636	130	42	8.885	59.9	-0.4	-0.5	◎	
K AR6	1025	31	34	58.544	130	42	6.715	66.1	0.1	-0.7	◎	
K AR7	1023	31	34	59.284	130	42	6.353	65.3	0.1	-0.8	◎	
K AR8	5001	31	35	1.241	130	42	5.632	66.5	0.3	0.2	◎	
X 001 A	1030	31	34	51.080	130	42	3.823	80.2	-1.6	3.4	◎	
X 002 A	1031	31	34	52.069	130	42	3.435	80.5	-5.4	9.4	◎	
X 003 A	1095	31	34	54.314	130	42	2.140	80.0	0.2	-0.2	◎	
X 004 A	1026	31	34	57.149	130	41	59.061	78.0	-4.5	0.8	◎	
X 005 A	1063	31	34	59.850	130	42	0.982	72.1	-0.5	0.4	◎	
X 006 A	1022	31	34	59.994	130	42	3.061	70.2	0.6	0.6	◎	
X 007 A	1093	31	35	0.277	130	42	4.903	67.9	-0.4	0.7	◎	
X 008 A	1028	31	35	1.952	130	42	5.408	65.7	-0.5	1.9	◎	
X 009 A	1051	31	35	2.834	130	42	5.210	64.8	-0.0	-0.0	◎	
X 010 A	7006	31	35	6.915	130	42	9.572	65.8	-0.3	0.5	◎	
X 011 A	7009	31	35	8.296	130	42	8.641	73.5	-0.2	0.3	◎	
X 012 A	7008	31	35	9.642	130	42	9.594	72.8	0.4	-0.4	◎	
X 013 A	3011	31	35	11.386	130	42	9.820	89.1	0.0	-0.1	◎	
X 014 A	7010	31	35	13.174	130	42	9.013	99.3	0.1	-0.0	◎	
X 015 A	6013	31	35	14.761	130	42	8.626	99.2	-0.0	-0.2	◎	
X 016 A	6011	31	35	16.280	130	42	8.696	90.9	-0.1	0.9	◎	
X 020 A	4027	31	35	25.113	130	42	6.454	88.7	-0.0	-0.1	◎	
X 021 A	4029	31	35	26.012	130	42	3.259	91.1	0.0	0.2	◎	
X 022 A	4030	31	35	27.346	130	42	1.499	92.6	-1.2	0.5	◎	
X 023 A	4031	31	35	28.494	130	42	0.105	93.7	0.1	-0.4	◎	
X 024 A	4025	31	35	30.052	130	41	58.782	94.5	0.2	0.6	◎	
X 025 A	4024	31	35	30.681	130	41	56.153	95.2	0.0	-0.2	◎	
X 026 A	4026	31	35	32.014	130	41	55.027	95.9	-0.1	0.4	◎	
X 027 A	1027	31	35	33.957	130	41	54.661	96.6	-0.3	0.2	◎	
X 028 A	1029	31	35	35.519	130	41	55.062	97.0	-0.4	0.2	◎	
X 029 A	4023	31	35	36.965	130	41	54.455	97.8	0.1	0.5	◎	
X 030 A	1001	31	35	38.168	130	41	53.171	99.1	-0.0	0.1	◎	
X 031 A	1003	31	35	39.118	130	41	52.147	100.1	0.3	0.1	◎	
X 032 A	1004	31	35	39.587	130	41	50.624	98.9	-1.1	-0.7	◎	
X 033 A	1005	31	35	40.502	130	41	48.512	104.5	0.4	0.1	◎	
X 034 A	1006	31	35	41.193	130	41	46.175	105.3	0.2	-0.2	◎	
X 035 A	1007	31	35	41.483	130	41	43.887	106.1	0.5	0.1	◎	
X 036 A	1008	31	35	42.145	130	41	42.525	106.5	0.5	0.4	◎	
X 037 A	1009	31	35	42.952	130	41	41.331	107.0	0.2	0.2	◎	
X 038 A	1015	31	35	43.898	130	41	39.971	107.7	0.4	0.3	◎	
X 039 A	1021	31	35	45.107	130	41	38.203	109.0	0.1	0.3	◎	
X 040 A	1135	31	35	46.285	130	41	36.490	110.2	0.4	0.0	◎	
X 041 A	1138	31	35	47.299	130	41	35.011	111.3	0.3	0.2	◎	
X 042 A	1139	31	35	48.514	130	41	33.258	112.6	0.4	0.5	◎	
X 043 A	1140	31	35	49.984	130	41	30.799	114.2	0.3	0.9	◎	
X 044 A	1081	31	35	51.074	130	41	29.679	115.2	2.4	1.7	◎	
X 045 A	1077	31	35	52.386	130	41	27.601	117.3	-0.1	0.2	◎	
X 046 A	1078	31	35	53.521	130	41	26.060	120.0	-1.8	1.7	◎	
X 047 A	1079	31	35	55.367	130	41	23.997	123.4	-0.2	-0.3	◎	
X 048 A	1080	31	35	57.579	130	41	22.515	125.1	-0.3	0.0	◎	
X 049 A	1073	31	35	59.195	130	41	21.872	125.4	2.3	-0.9	◎	
X 050 A	1074	31	36	1.362	130	41	21.912	124.7	0.4	0.1	◎	
X 051 A	1075	31	36	2.695	130	41	22.517	124.1	-0.0	-0.2	◎	
X 052 A	1076	31	36	5.533	130	41	20.675	124.5	2.2	-2.8	◎	
X 053 A	1082	31	36	6.300	130	41	20.149	124.5	-3.5	0.0	◎	
X 054 A	3020	31	36	9.260	130	41	19.738	130.8	-2.0	0.1	◎	
X 055 A	3019	31	36	10.884	130	41	19.203	134.1	-0.0	-0.5	◎	
X 056 A	3018	31	36	12.920	130	41	19.031	135.0	-1.5	-0.1	◎	
X 057 A	1134	31	36	15.237	130	41	18.320	140.7	4.0	-4.4	◎	

Table A1 (Continued)

Station	Logger	Latitude (WGS84)			Longitude (WGS84)			Alt. (m)	2010-2009		Rank	Note
		Deg,	Min.	Sec.	Deg.	Min.	Sec.		N (m)	E (m)		
X 058 A	3016	31	36	16.357	130	41	17.914	144.6	-0.5	0.1	◎	
X 059 A	3015	31	36	18.242	130	41	17.326	150.4	-1.1	-5.6	◎	
X 060 A	3014	31	36	19.944	130	41	16.523	154.1	-2.3	-5.7	◎	
X 061 A	3013	31	36	21.867	130	41	15.600	159.1	2.0	0.3	◎	
X 062 A	3012	31	36	23.648	130	41	14.911	153.7	0.3	0.1	◎	
X 063 A	3010	31	36	25.201	130	41	14.752	151.0	-1.0	-8.0	◎	
X 064 A	4013	31	36	26.715	130	41	13.496	149.4	-3.5	-7.0	◎	Tcal error
X 065 A	4012	31	36	28.117	130	41	12.620	148.0	-0.3	0.2	◎	
X 066 A	4011	31	36	29.462	130	41	11.456	149.7	-0.4	-2.0	◎	
X 067 A	4010	31	36	32.109	130	41	10.768	147.5	3.0	-4.9	◎	Tcal error
X 068 A	4009	31	36	32.876	130	41	10.063	148.4	-0.1	0.2	◎	
X 069 A	4008	31	36	34.386	130	41	9.246	148.1	-0.1	-0.1	◎	
X 070 A	4004	31	36	35.297	130	41	6.864	148.3	-0.0	0.1	◎	Tcal error
X 071 A	4005	31	36	35.185	130	41	5.116	149.2	0.5	0.3	◎	
X 072 A	4006	31	36	36.688	130	41	3.068	147.3	0.0	-0.2	◎	
X 073 A	4007	31	36	37.344	130	41	1.889	146.5	3.3	-5.5	◎	
X 074 A	6007	31	36	38.189	130	41	0.581	145.2	-0.0	-0.1	◎	
X 075 A	6006	31	36	40.298	130	41	0.425	143.2	0.1	0.1	◎	
X 076 A	5004	31	36	41.368	130	41	0.588	143.5	0.3	0.5	◎	
X 077 A	6008	31	36	43.237	130	41	1.304	140.7	0.0	-0.1	◎	
X 078 A	5002	31	36	45.117	130	41	2.095	139.1	-0.1	-0.2	◎	Tcal error
X 079 A	5005	31	36	46.297	130	41	2.425	138.9	-0.5	-0.4	◎	
X 080 A	6005	31	36	47.913	130	41	2.830	140.6	1.4	-4.1	◎	
X 081 A	1151	31	36	48.823	130	41	2.065	140.5	-0.3	0.3	◎	
X 082 A	1149	31	36	50.821	130	41	0.054	142.8	0.0	0.0	◎	
X 083 A	1185	31	36	52.946	130	40	58.883	145.3	2.2	-1.9	◎	
X 084 A	1153	31	36	53.792	130	40	55.949	153.7	-0.1	0.2	◎	
X 085 A	1150	31	36	52.235	130	40	51.827	163.9	-1.5	0.7	◎	
X 086 A	1170	31	36	53.500	130	40	48.234	162.6	-0.0	-0.0	◎	
X 087 A	1155	31	36	54.314	130	40	46.317	162.1	-0.4	0.9	◎	
X 088 A	1184	31	36	55.016	130	40	44.376	160.4	-0.1	-0.0	◎	
X 089 A	1169	31	36	56.608	130	40	43.821	158.5	0.8	0.5	◎	
X 090 A	1154	31	36	59.122	130	40	43.509	157.2	0.1	-0.4	◎	
X 091 A	1172	31	37	1.242	130	40	44.625	156.0	-0.0	0.7	◎	
X 092 A	1166	31	37	3.667	130	40	44.402	152.7	-0.4	-0.4	◎	
X 093 A	1096	31	37	4.815	130	40	45.181	145.3	-0.1	0.5	◎	
X 094 A	1059	31	37	8.035	130	40	43.957	93.7	-1.1	1.4	◎	
X 095 A	1060	31	37	8.201	130	40	42.171	92.2	0.8	-2.7	◎	
X 096 A	1090	31	37	10.100	130	40	41.729	93.3	0.1	-2.0	◎	
X 097 A	1061	31	37	11.382	130	40	40.125	84.2	1.5	-0.1	◎	
X 098 A	1036	31	37	13.450	130	40	41.470	86.4	0.9	0.4	◎	
X 099 A	1091	31	37	14.708	130	40	42.029	87.9	-1.0	-0.7	◎	
X 100 A	1038	31	37	15.658	130	40	41.305	85.2	2.5	0.7	◎	
X 101 A	1040	31	37	17.343	130	40	40.735	81.5	1.0	0.1	◎	
X 102 A	1086	31	37	17.875	130	40	39.123	80.0	1.0	0.1	◎	
X 103 A	1034	31	37	18.900	130	40	38.914	79.0	-2.1	-2.6	◎	
X 104 A	1033	31	37	21.428	130	40	40.051	73.4	-0.4	0.8	◎	
X 105 A	1041	31	37	22.487	130	40	40.73	68.5	0.2	0.3	◎	
X 106 A	1035	31	37	24.138	130	40	41.112	64.6	-0.5	0.6	◎	
X 107 A	5003	31	37	25.378	130	40	41.387	57.9	0.2	-0.2	◎	
X 108 A	1092	31	37	26.474	130	40	41.634	53.3	-3.1	-0.8	◎	
X 109 A	1171	31	37	27.357	130	40	41.367	53.0	-1.3	-1.3	◎	
X 110 A	1037	31	37	28.592	130	40	41.737	47.4	0.4	-0.9	◎	Fatal error, no data
X 111 A	1054	31	37	29.971	130	40	41.974	43.0	0.6	-0.1	◎	
X 112 A	1084	31	37	31.328	130	40	41.156	42.6	-0.3	-1.2	◎	
X 113 A	1032	31	37	32.239	130	40	40.579	39.6	-0.9	0.3	◎	
X 114 A	1087	31	37	32.980	130	40	39.861	41.7	0.0	-0.4	◎	
X 115 A	1083	31	37	34.071	130	40	38.698	42.9	0.6	-0.1	◎	
X 116 A	1088	31	37	35.004	130	40	37.590	45.0	-0.6	-0.0	◎	
X 117 A	1057	31	37	35.981	130	40	36.286	43.9	0.5	0.1	◎	
X 118 A	1085	31	37	37.809	130	40	36.093	37.6	-0.3	0.1	◎	
X 119 A	1058	31	37	38.882	130	40	36.681	31.7	-0.3	-0.6	◎	
X 120 A	1175	31	37	40.395	130	40	36.985	24.9	0.2	0.3	◎	
X 121 A	1062	31	37	41.549	130	40	38.430	22.3	0.1	-0.4	◎	
X 122 A	1098	31	37	43.142	130	40	39.581	19.4	-2.8	-3.2	◎	
X 123 A	1056	31	37	44.045	130	40	41.414	23.3	-0.0	0.3	◎	
X 124 A	1089	31	37	44.045	130	40	43.089	23.1	-0.3	-0.2	◎	
X 125 A	1099	31	37	43.950	130	40	44.924	22.9	0.2	0.4	◎	

Table A2 The lines EW, B, and D

Station		Logger	Latitude (WGS84)			Longitude (WGS84)			Alt. (m)	2010-2009		Rank	Note
			Deg.	Min.	Sec.	Deg.	Min.	Sec.		N (m)	E (m)		
D 001		1132	31	36	16.565	130	38	18.264	367	-0.4	-4.5	◎	
D 002		1133	31	36	14.626	130	38	17.527	367	-0.7	-4.1	◎	
D 003		3017	31	36	13.160	130	38	17.330	367	-0.4	1.0	◎	
D 004		1125	31	36	11.007	130	38	16.664	364	0.2	4.3	◎	
D 005		1120	31	36	9.366	130	38	17.503	367	-0.9	0.7	◎	
D 006		1130	31	36	7.504	130	38	16.972	362	-0.1	0.1	◎	
D 007		1116	31	36	6.216	130	38	18.842	358	0.4	-0.5	◎	
D 008		1124	31	36	4.092	130	38	17.367	356	-0.4	-0.1	◎	
D 009		1046	31	36	2.094	130	38	17.255	353	-0.4	0.5	◎	
D 010		1050	31	36	0.930	130	38	18.482	350	1.6	1.2	◎	
X 001	B	5014	31	36	18.121	130	38	10.121	354	0.2	-0.5	◎	
X 002	B	5010	31	36	19.142	130	38	12.178	364	2.0	0.4	◎	
X 003	B	5012	31	36	18.001	130	38	13.905	373	-0.9	1.4	◎	
X 004	B	5013	31	36	18.345	130	38	16.736	381	-1.3	-0.0	◎	
X 005	B	5011	31	36	18.406	130	38	19.054	368	0.1	0.1	◎	
X 006	B	1118	31	36	19.462	130	38	21.279	366	1.4	-0.8	◎	
X 007	B	1044	31	36	19.672	130	38	24.324	369	-1.8	1.0	◎	
X 008	B	1052	31	36	20.824	130	38	27.660	362	0.2	-0.3	◎	
X 009	B	1045	31	36	20.394	130	38	30.824	362	-0.7	-0.9	◎	
X 010	B	1131	31	36	19.715	130	38	33.179	356	-0.5	4.5	◎	
X 011	B	1127	31	36	19.384	130	38	35.973	355	-0.3	1.2	◎	
X 012	B	1047	31	36	19.918	130	38	39.436	352	-0.4	0.1	◎	
X 013	B	1114	31	36	20.780	130	38	41.354	346	-1.5	0.8	◎	
X 014	B	1122	31	36	22.545	130	38	44.634	348	-0.0	-0.0	◎	
X 015	B	1121	31	36	23.495	130	38	47.040	343	0.7	8.3	◎	
X 016	B	1117	31	36	23.046	130	38	51.573	346	-0.0	-0.0	◎	
X 017	B	1042	31	36	24.745	130	38	54.311	341	1.8	14.2	◎	
X 018	B	1128	31	36	24.427	130	38	57.693	341	-0.5	-0.3	◎	
X 019	B	1043	31	36	24.884	130	39	1.000	344	0.0	3.6	◎	
X 020	B	1049	31	36	26.359	130	39	3.628	335	-4.6	-3.6	◎	
X 021	B	1048	31	36	26.970	130	39	7.832	330	-0.0	-0.0	◎	
X 022	B	1113	31	36	27.272	130	39	10.125	327	0.0	0.0	◎	
X 023	B	1115	31	36	26.723	130	39	13.884	328	-0.3	1.3	◎	
X 024	B	1112	31	36	25.719	130	39	16.912	324	0.3	0.0	◎	
X 025	B	1111	31	36	24.900	130	39	20.265	328	-0.3	-1.0	◎	
X 026	B	1110	31	36	22.907	130	39	23.021	344	0.3	-0.9	◎	
X 027	B	2027	31	36	21.404	130	39	24.425	353	0.1	-0.4	◎	
X 028	B	1108	31	36	21.780	130	39	27.770	354	-1.3	-2.3	◎	
X 029	B	1107	31	36	23.796	130	39	27.752	342	-0.7	0.2	◎	
X 030	B	1106	31	36	25.378	130	39	29.760	325	0.6	-1.3	◎	
X 031	B	1105	31	36	25.926	130	39	33.382	331	-8.6	-5.1	◎	
X 032	B	1104	31	36	25.047	130	39	35.731	345	17.7	-61.1	N	
X 033	B	1103	31	36	24.456	130	39	38.240	342	-2.1	4.2	◎	
X 034	B	3005	31	36	24.895	130	39	40.845	340	-0.9	-0.1	◎	
X 035	B	3006	31	36	25.507	130	39	43.422	330	3.7	-15.6	N	
X 036	B	3007	31	36	25.821	130	39	47.148	324	5.7	0.8	○	
X 037	B	1195	31	36	24.890	130	39	48.829	325	-0.2	1.1	◎	Failed, no data
X 038	B	1194	31	36	27.032	130	39	50.998	331	-0.5	-0.3	◎	
X 039	B	1193	31	36	29.346	130	39	53.060	328	-0.2	0.5	◎	
X 040	B	1192	31	36	29.953	130	39	56.001	320	1.5	2.3	◎	
X 041	B	1191	31	36	31.406	130	39	58.289	326	1.6	-0.8	◎	
X 042	B	1190	31	36	32.808	130	40	0.241	320	-0.0	-1.9	◎	
X 043	B	1189	31	36	35.614	130	40	2.435	313	-1.1	0.6	◎	
X 044	B	1187	31	36	37.005	130	40	5.040	315	-0.2	0.1	◎	
X 045	B	1186	31	36	39.053	130	40	9.126	318	-3.6	23.9	N	
X 046	B	3008	31	36	38.194	130	40	10.727	318	-0.1	-1.5	◎	
X 047	B	1148	31	36	37.455	130	40	13.890	318	-0.0	0.0	◎	
X 048	B	1174	31	36	37.421	130	40	15.766	316	-0.2	-0.4	◎	
X 049	B	1167	31	36	37.192	130	40	19.181	311	0.0	0.1	◎	
X 050	B	1168	31	36	37.433	130	40	23.194	301	1.4	4.4	◎	
X 051	B	2028	31	36	37.245	130	40	26.813	296	0.3	-0.0	◎	
B 102		1173	31	36	46.846	130	40	31.287	232	-0.8	-0.3	◎	
X 101	B	1152	31	36	43.877	130	40	30.464	257	0.3	0.3	◎	
B 100		1097	31	36	41.294	130	40	30.462	263	0.1	0.2	◎	
B 099		1146	31	36	39.058	130	40	28.688	272	-1.1	-0.3	◎	
B 207		6019	31	36	47.633	130	40	33.874	217	-13.2	18.6	N	

Table A2 (Continued)

Station	Logger	Latitude (WGS84)			Longitude (WGS84)			Alt. (m)	2010-2009		Rank	Note
		Deg.	Min.	Sec.	Deg.	Min.	Sec.		N (m)	E (m)		
B 206	7001	31	36	47.676	130	40	35.962	200	-10.9	3.2	N	
B 205	6017	31	36	47.713	130	40	37.717	189	15.8	-22.0	N	
B 204	7004	31	36	47.747	130	40	39.560	178	32.2	-31.7	N	
B 203	6016	31	36	48.510	130	40	41.405	177	-16.0	-0.8	N	
B 202	7005	31	36	50.016	130	40	42.805	173	-10.0	12.0	N	
B 201	6014	31	36	51.764	130	40	44.351	165	-11.8	-14.2	N	
X 054 B	2029	31	36	48.096	130	40	43.937	160	-7.7	-0.3	◎	
X 055 B	1182	31	36	46.162	130	40	47.242	177	-0.1	-0.1	◎	
X 056 B	1177	31	36	44.705	130	40	48.927	175	0.2	0.2	◎	
X 057 B	1179	31	36	43.269	130	40	51.173	171	0.5	-0.2	◎	
X 058 B	1147	31	36	42.354	130	40	55.023	157	0.6	-0.7	◎	
X 059 B	1176	31	36	43.133	130	40	57.752	156	-0.3	-0.9	◎	
X 060 B	1181	31	36	43.912	130	41	0.346	144	-0.2	0.1	◎	
X 061 B	6002	31	36	43.621	130	41	2.412	138	0.1	-0.1	◎	
X 062 B	5020	31	36	42.588	130	41	4.978	119	-0.2	-0.7	◎	
X 063 B	1100	31	36	40.601	130	41	6.563	115	0.1	0.2	◎	
X 064 B	5017	31	36	40.636	130	41	9.486	110	0.3	0.3	◎	
X 065 B	6003	31	36	39.898	130	41	11.923	106	-0.7	0.4	◎	
X 066 B	1101	31	36	38.491	130	41	14.823	105	0.1	1.6	◎	
X 067 B	5016	31	36	38.123	130	41	17.756	102	0.7	-3.3	◎	
X 068 B	5018	31	36	37.390	130	41	20.922	101	-0.4	-0.6	◎	
X 069 B	5019	31	36	36.639	130	41	23.889	101	-9.1	-40.4	N	
X 070 B	5015	31	36	34.010	130	41	24.120	103	-3.9	12.5	◎	
X 071 B	1102	31	36	31.880	130	41	24.630	105	-5.0	-0.5	◎	
X 072 B	6001	31	36	30.323	130	41	28.489	105	-1.2	2.5	◎	
X 073 B	6020	31	36	28.371	130	41	30.824	105	-2.6	4.7	◎	Failed, no data
X 074 B	7002	31	36	26.255	130	41	31.638	106	7.1	2.1	◎	
X 075 B	6015	31	36	23.041	130	41	32.857	108	-9.5	2.5	◎	
X 076 B	1144	31	36	21.718	130	41	37.869	92	-2.1	1.9	○	
X 077 B	1143	31	36	22.927	130	41	41.226	91	-1.3	-0.3	○	
X 078 B	1141	31	36	24.146	130	41	43.946	91	3.4	-2.0	◎	
X 079 B	1145	31	36	21.660	130	41	46.730	84	-3.4	-3.3	○	
X 080 B	1157	31	36	21.285	130	41	49.944	84	7.4	5.1	◎	
X 081 B	1162	31	36	21.625	130	41	52.100	76	-0.6	2.6	◎	
X 082 B	1159	31	36	21.177	130	41	55.256	76	-0.9	0.0	◎	
X 083 B	1156	31	36	21.047	130	41	58.246	75	-2.1	0.8	◎	
X 084 B	1160	31	36	20.575	130	42	1.969	67	-0.0	0.0	◎	
X 085 B	6012	31	36	18.304	130	42	2.791	53	-0.0	-0.0	◎	Tcal error
X 086 B	1161	31	36	17.478	130	42	4.816	42	-0.8	-2.5	◎	
X 087 B	1165	31	36	16.400	130	42	7.102	42	-0.5	0.5	◎	
X 088 B	1164	31	36	14.862	130	42	8.630	40	-0.2	-0.5	◎	
X 089 B	1163	31	36	15.628	130	42	11.946	34	-0.0	-0.4	◎	
X 090 B	3001	31	36	14.465	130	42	13.832	34	0.2	-0.4	◎	
X 091 B	3002	31	36	14.006	130	42	15.382	41	4.5	-4.3	◎	Tcal error
X 092 B	3003	31	36	12.190	130	42	15.945	43	-0.5	-0.2	◎	
X 093 B	1136	31	36	12.872	130	42	19.704	42	0.5	1.5	◎	
X 094 B	7003	31	36	12.777	130	42	21.770	40	-0.8	-0.8	◎	

The Repeated Seismic Survey 2010 in Sakurajima Volcano, South Kyushu , Japan. The Second Round.

Tomoki TSUTSUI[*], Takeshi TAMEGURI, Masato IGUCHI, Jun OIKAWA[**], Hiromitsu OSHIMA[***], Tokumitsu MAEKAWA[***], Hiroshi AOYAMA[***], Sadato UEKI[****], Satoshi HIRAHARA[****], Kenji NOGAMI[*****], Takao OHMINATO[**], Mie ICHIHARA[**], Hiroshi TSUJI[**], Shinichiro HORIKAWA[******], Takashi OKUDA[******], Hiroshi SHIMIZU [*******], Takeshi MATSUSHIMA[*******], Takahiro OHKURA[********], Shin YOSHIKAWA[********], Tadaomi SONODA, Hiroki MIYAMACHI[*********], Hiroshi YAKIWARA[*********], Shuichiro HIRANO[*********], Koichiro SAITO[**********], Koichi SUEMINE [**********], Susumu GOTO[**********], Takamitsu IKEGAME[**********], Koji KATO[**********], Shinichi MATSUSUE[**********], Taisuke KOHNO[**********], Shingo UTSUNOMIYA[**********], Hirohito GOTO[**********], Ryuichi WATANABE[*], Yuki MAEHARA[**], Izumi SATOH[*****], Ryudo OYABU[******], Hidehiko SHIMIZU[******], Yusuke YAMASHITA[*******].

[*]Faculty of Engineering and Resource Science, Akita University,

[**] Earthquake Research Institute, University of Tokyo,

[***] Graduate School of Science, Hokkaido University,

[****] Graduate School of Science, Tohoku University,

[*****] Volcanic Fluid Research Center,Tokyo Institute of Technology,

[******] Graduate School of Environmental Studies, Nagoya University,

[*******] Faculty of Science, Kyushu University,

[********] Graduate School of Science, Kyoto University,

[*********] Faculty of Science, Kagoshima University,

[**********] Japan Meteorological Agency

Synopsis

The second round of the repetitive seismic experiment was carried out on December 2010 in Sakurajima Volcano after an inflation period in June. The temporary seismic network was reconstructed well within 0.1m northward and 0.2m eastward in the average for the 2009's network. The data acquisition was successful in 245 of the 248 deployed stations. The reproduction of the waveform was also successful. The amplitude variation ranged within 0.8 to 1.5 times of the 2009's data and the travel time differences were less than 8ms. The residual seismograms were made and include variation of the phase appearance with referring to the 2009's seismogram at the corresponding station. Most of the variations are found around 1.5 to 3 seconds of the residual seismograms and their depth points are located in the northeast part of Sakurajima Volcano.

Keywords: Sakurajima Volcano, Artificial explosion experiment, Structure transition monitoring.

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

火山噴火の長期予測
―インドネシア・ケルート火山の場合―

石原和弘・SURONO*・Muhamad HENDRASTO*・Sri HIDAYATI*

＊ インドネシア共和国地質庁・火山地質災害軽減センター

要 旨

インドネシアのケル―ト火山では，約2ヶ月の前駆地震活動を経て2007年11月に，17年ぶりの噴火が発生した。その活動は山頂火口内に溶岩ドームを形成するという意外な結果で終わった。過去の噴火記録，地震活動等の研究調査資料を分析し，今後の噴火の可能性・切迫性を評価するとともに，今後の観測のあり方や予想される噴火形態等を検討した。今回の噴火による噴出物量は過去の噴火活動から予想されるマグマの蓄積量の約半分程度にとどまり，潜在的に噴出する能力を有するマグマが地下に残存している可能性が高い。また，地震の発生頻度は2010年から増加に転じていて，新たなマグマの供給・蓄積が既に始まっていると推察される。これらのことから，10年以内に火山活動が活発化し噴火発生に至る可能性が高い。

キーワード: ケルート火山，噴火予測，噴火ポテンシャル，噴火シナリオ

1. はじめに

山頂カルデラが陥没した 2000 年三宅島の例のように，火山は歴史時代未経験の様式の噴火を発生することがある。ジャワ島東部の Kelud 火山は過去 700 年間，数 10 年毎に火砕流と火山泥流を伴う噴火を山頂火口で繰り返してきたが，2007 年 11 月の噴火は火口内に溶岩ドームが出現するという予想しない事態となった(Photo 1)。次の噴火は溶岩ドームを破壊する爆発的な噴火になるのではないかと危惧されている。本稿では，噴火発生の可能性・切迫性と噴火予測のために必要な観測等について，既存の資料，データ，研究成果をもとに検討した。

2. Kelud火山の概要

Kelud火山はジャワ島東部に位置する標高1731mの安山岩質火山である（Fig.1）。西側山麓は約40km離れたKediri市付近まで，扇状地状の緩やかな傾斜地となっている。直径約600mの山頂火口内には火口湖が存在する（Photo 2）。ジャワ島にあるMerapi火山やSemeru火山とともに歴史時代頻繁に噴火し，噴火泥流による甚大な被害をたびたび引き起こした。そのため，オランダ統治時代から地質調査所により精力的な調査研究がなされた。

14世紀以来の噴火発生間隔は3年から75年，平均26年である。過去100年余は15年から32年の間隔で噴火が発生している (Table 1)。



Photo 1 Lava dome extruded by the 2007 eruption of Kelud volcano in December, 2007 (M. Hendrasto)

2.1 20世紀の噴火と災害の概要

20世紀には，1919年，1951年，1966年及び1990年の4回の大噴火が発生し，1億～2億m^3の火砕物を噴出した。多量の火山灰軽石を噴出し，火砕流の発生も伴ういわゆるプリ二―式噴火であった。山頂火口

には多量の水が貯留していて，噴火と同時に泥流が発生しやすい。1919年の噴火では火山泥流が40km近く流下し，9,000戸の家屋が破壊され，5,110人の犠牲者が出た。この噴火後，火口湖の水位を下げて火山泥流の発生を抑えるため，火口湖から火口外を結ぶ排水トンネルがいくつも掘削された。その効果があって，その後の噴火による泥流被害は大幅に減少したが，1966年の噴火の際は，事前の湖水の排水が不十分であったために火山泥流が発生，30km余流下し被害が出た。1990年2月の噴火では，火山局（現火山地質災害軽減センターCVGHM）は噴火の約半日前から始まった微小地震の群発を手掛かりに直前に避難勧告を発令，噴火予知には成功したが，多量の火山灰・軽石堆積により家屋が倒壊し，32名の犠牲者が出た（Lesage and Surono, 1995）。



Fig.1　Location of Kelud volcano in Java, Indonesia



Photo 2　The crater lake of Kelud volcano in October, 2007（Center for Volcanology and Mitigation of Geological Hazards）

2.2　2007年噴火の概要

2007年の噴火については，火山地質災害軽減センター（CVGHM)が1989年から継続している地震観測や火口湖の調査観測，異変が確認された以降の観測強化により，活動の推移が的確にとらえられ，迅速な火山情報の発表がなされた(Hidayati et al, 2009)。

2007年8月以降火口湖の色の変化，9月に入ってからは火口直下のやや深い部分での地震（A型地震）の発生が確認され，CVGHMは9月10日に警戒レベルⅡ（注意）を発令した。9月下旬には火山性地震（A型地震）の頻発し，9月29日にレベルはⅢ（警戒）に引き上げられた。10月16日に至り，震源の浅いA型地震に加えて, B型地震の群発と火山性微動が観測され同日CVGHMはレベルⅢ（避難勧告）を発令した。

10月31日からは大振幅の火山性地震が群発し，11月2日にいったん静穏化ものの8時間後から連続微動が始まり急速に振幅が増大し，火口湖の水温も急激に上昇した。翌3日は，雨天のため山頂が目視できなかったが，1午後に地震計の記録が大振幅の微動により振り切れ，山麓の河川を熱水が流下した。このときに爆発が発生し，溶岩の出現が始まったと推定されている。11月4日には，火口湖の中央に溶岩ドームが出現していることがCCTVカメラで確認された。CVGHMは，観測データの分析と現地調査をもとに，溶岩ドームの成長は続いているものの大規模な噴火の危険性は低下したと判断して10月8日にレベルをⅢに下げ避難勧告を解除した。熔岩の噴出は翌2008年4月まで緩やかに継続し，溶岩ドームの直径は約500m，高さ216mとなった。

3.　Kelud火山の噴火ポテンシャル評価

2007年噴火によって火口湖を埋めた溶岩ドームの出現はKelud火山の歴史では初めての事態であり，世界的に見てもまれな例である。この溶岩ドームが今後の火山活動にどのような影響を及ぼすかが関心事の一つである。具体的にいえば，次の噴火の発生時期は遅れるのか早まるのか，あるいは長い休止期間に入るのか，また，次の噴火の様式はどのようになるのか等である。ここでは，これまでの観測データ等をもとに噴火ポテンシャル（Ishihara,　2006），具体的にいえば，今後の噴火発生の可能性及びその切迫性を検討する。

3.1　マグマ噴出率からの評価

噴出物量の推定がなされている20世紀以降の噴火から見て今回の噴火はどのようにとらえられるか見てみる。Table 2に示したように，1919，1951，1966及び1990年噴火による噴出物は軽石等火砕物を中心に1億～2億m^3である。これに対して2007年の噴出物は溶岩を主体としている。その体積は1500万～2700万m^3であり，それ以前の噴火に比して，約1桁小さい。1990年以前の火砕物を主体とする噴出物の平均密度を$0.8\times10^3 kg/m^3$，2007年の溶岩を主体とする噴出物の密度を$2.0\times10^3 kg/m^3$と仮定して噴出物の累積

を示したのがFig. 2 である。1919年から1990年の噴火までの累積値を連ねる直線を引くと，5×10^{9}kg/y（5×10^{6}ton/y）となる。マグマの体積に換算すると約200万m^3/年である。第1近似としてこの値は過去100年間のKelud火山の深部からのマグマの平均的供給率を示していると考えられる。わが国の火山と比較すると伊豆大島の約２倍，桜島の約1/5である。この直線の延長と2007年噴火時点での累積値との間には有意なギャップがある。約200万m^3/年でマグマの供給が続いていると仮定すると，2007年の噴火では過去17年間に火山の地下に蓄積されたマグマの約半分しか噴出しなかったことになる。

もし，蓄積したマグマの半分がKelud火山の地下に残っているのであれば，これまでの噴火より短期間のうちに同程度の規模の噴火が発生する可能性がある。あるいは，休止期間が従来のように20年程度，あるいはそれ以上長ければ，より規模の大きな噴火発生の可能性が高くなる。

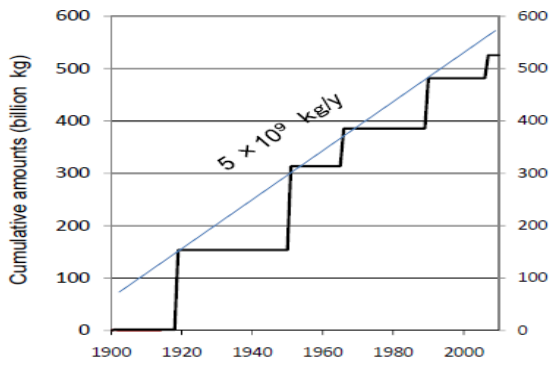


Fig.2　Cumulative amounts of volcanic materials ejected by eruptions.

3.2　地震活動からの評価

前節で述べたように，潜在的に噴出する能力を有するマグマが火山の地下に存在し，更に深部からのマグマ供給が続いているのであれば，地震の発生頻度に何らかの兆候が認められるはずである。逆に，マグマの供給が止まったならば，火山性地震の発生頻度の減少が予想される。前回の噴火が発生した1990年から2011年9月末までのKelud火山の火山性地震の年別発生回数をFig.3に示した。

約1億m^3の火砕物を噴出した1990年噴火の場合は，直後から火山性地震の発生頻度は急減し，1991年からの5年間はまったく発生していない。1996年からは火山性地震が間欠的に発生，2007年噴火の2年前には約50回発生している。2007年噴火後は，1990年噴火ごとは異なり，発生頻度が漸減した。注目すべきことは，2010年には増加に転じて9月末時点で既に50回以上発生していることである。このような地震活動の経緯は，前節で述べたように，2007年噴火では1990年噴火以降に蓄積したマグマがすべて放出されたわけでなく，また深部からのマグマ供給・蓄積が既に始まっていることを強く示唆している。

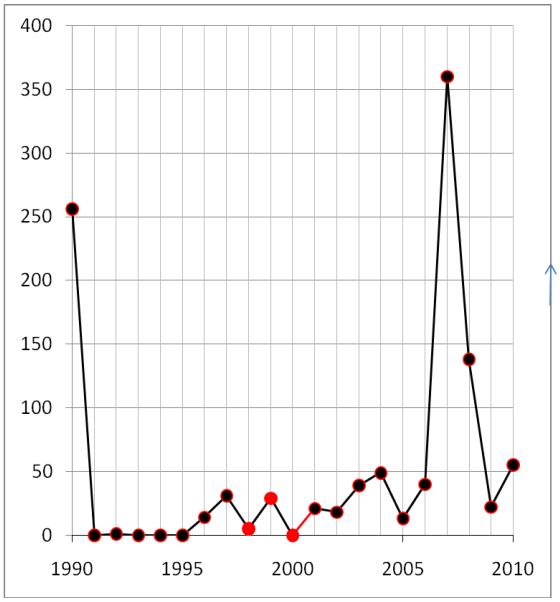


Fig.3 Annual number of volcanic earthquakes observed at Kelud volcano during the period from January 1990 to September 2010. Red circles in 1998, 1999 and 2000 denote the lack of data.

3.3　Kelud火山の噴火ポテンシャル

14世紀以降の噴火の発生間隔，20世紀以降のマグマ噴出率と2007年の噴火による噴出物量の関係，及び火山性地震の発生頻度から考えて，今後もKelud火山の噴火は避けがたいと考えられる。噴火の発生時期の予測は中々に困難であるが，同火山の地下には相当量の潜在的噴火能力を有するマグマが残存し，地震活動が2010年から増加に転じたことから，今後概ね10年間で2007年噴火直前に相当するマグマを蓄積すると推定される。

4.　今後の火山観測について

以上の検討結果を踏まえて，今後のKelud火山の観測のあり方および想定される噴火形態等について述べる。

4.1　マグマ供給率の評価

前節までに，これまでの噴火による噴出物量データおよび1990年以降の火山性地震の発生頻度からマグマ供給・蓄積が既に始まっている可能性を指摘した。Kelud火山について，実際にマグマの蓄積が進行

しているかどうか検証し，定量的に噴火ポテンシャルを評価するための方策のひとつを提案する。

Fig.4に2007年噴火前後のKelud火山の火山性地震の震源分布を示した。震源は，山頂火口直下から鉛直状に約6km延びている。海抜-1kmから－2kmの部分に地震の発生頻度が少ない部分がある。このような震源分布は，桜島やMerapi山などいくつかの活動的安山岩質火山でも認められる。これらの火山では震源分布の下限付近にマグマ溜まりがあり，鉛直状の震源分布の中で地震がほとんど発生しない領域（Seismicity gap)に噴火活動に直接的に係る線部のマグマ溜まりがあると解釈されている（加茂他，1994）。

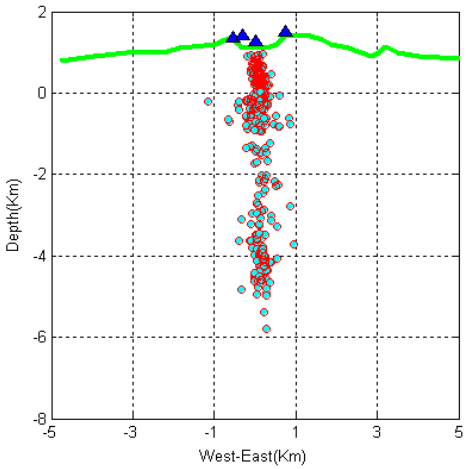


Fig. 4 Location of volcano-tectonic earthquakes associated with the 2007 eruption of Kelud volcano (an Internal report of Center for Volcanology and Volcanic Hazard Mitigation，2007). Triangles denote location of seismometers.

前節でマグマの供給は次の噴火に向けて既に開始されている可能性を指摘した。そうであれば，マグマ蓄積に対応したKelud火山の地盤の隆起膨張が進行していることが予想される。桜島やMerapi山と同様に，Kelud火山の場合も火山性地震の震源分布の下限，6kmにマグマ溜まりが存在し，地下深部から上昇したマグマがそこに蓄積した場合に期待される地盤変動を求めてみた。マグマ溜まりを球状の力源，いわゆる茂木モデルと仮定して，マグマの蓄積率を3.1で述べた年間200万m^3の場合の地表面の変形を計算した。その結果をFig.5 に示した。

この計算結果によれば，火口から約7kmにある観測所に対して山頂付近の地盤が年間約5mm程度隆起し，山頂を挟む測線で年間約8mm程度の伸長が生じることが期待される。これらの変化量は水準測量及びGPSによって十分検出することができる。マグマの蓄積の有無を検証し，次の噴火の規模を定量的に予測するためには，できるだけ速やかに水準測量とGPS観測を開始することが望ましい。

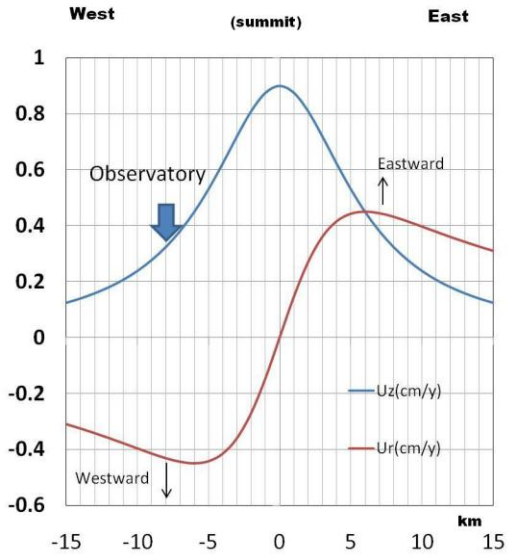


Fig.5 Ground deformation of Kelud volcano expected from magma accumulation with the rate of 2 million cubic meters per year at the depth of 6 km under the summit of the volcano

4.2 噴火様式等について（噴火シナリオ）

2007年噴火により火口内に溶岩ドームが出現して火道を塞いでいること，Kelud火山の地下の状況や溶岩ドームの内部構造に関する知見がないこと等から，次の噴火の発生地点や噴火様式を前もって見定めるのは誠に困難である。

次の噴火に至るプロセスと噴火様式は種々考えられるが，噴火の発生場所を中心に大別すれば，以下のようになるであろう。

（１） 火口内での噴火：溶岩ドームが火道を塞いでいるので，溶岩ドームと火口壁（外輪部）との間からのプリ二―式噴火，あるいは溶岩ドームを破壊する爆発的噴火。前者の場合は溶岩ドームの一部を破壊する可能性が高い。突発的に噴火するのではなく，1990年や2007年の噴火のように，種々の前駆現象や前駆噴火を伴うことが考えられる。噴火の兆候として，これまでのように，溶岩ドーム周辺の湖水の変色や温度上昇も期待できる。また，地下の圧力増加による溶岩ドームの変形や崩落も生じるかもしれない。もちろん，大噴火発生に至らず，顕著な異変を伴わず，少量のマグマを小出しにする小規模な噴火の繰り返し・継続もありうる。

（２） 火口外での噴火：火道のやや深部まで溶岩

等が固化している場合にはマグマが既存の火道を利用して噴出することが難しくなり，火口外での噴火発生の可能性が高くなる。そのような場合には，（１）に比べて地震活動がより顕著になり，火口外を震源とする地震が多発するであろう。また，噴火直前には火口の外を震源とする顕著な地震活動が認められる可能性がある。

（３） 火口壁（外輪山）の崩壊：もし，噴出しようとするマグマ上部の粘性が高い，あるいは固化していて，しかも相当の大きさを有するとすれば，外輪山の一部崩壊を伴う噴火の可能性が出てくる。その場合には噴火直前に顕著な地震や外輪山の顕著な変形を伴うであろう。

次の噴火が，上記３つのシナリオのいずれになるか，あるいはまったく別の様式になるのかは現時点では見当がつかない。

2007年の噴火では，噴火の2ヵ月前の地震は深さ2～5kmで山頂から半径約2kmの範囲で散発的に発生していたが，噴火の直前には，2km以浅の地震を含め山頂直下のより狭い領域で集中的に発生した（Hidayati et al, 2009）。この経験を踏まえて，震源分布をふくめ地震活動の推移に注意を払い，状況に応じた観測項目の追加，観測点の拡充を図ることが的確な噴火予測にとって，また，適切な防災対応を行う上で肝要である。

5. おわりに

2007年のKelud 火山の噴火は，火口湖内に溶岩ドームが出現するという同火山の歴史において特異な活動であった。火山研究者ののみならず一般にとっても誠に興味深く，Kelud火山の溶岩ドームはいまや観光スポットとなっている。

しかしながら，同火山の噴火の歴史と観測データを分析する限りでは，近い将来の噴火，あるいは顕著な火山活動は不可避と推定される。2010年からの火山性地震の発生頻度の増加～推察すると，過去100年間の噴火発生間隔より短い期間で，具体的にいえば，10年以内に有感地震の多発等顕著な地変，あるいは顕著な噴火が発生する可能性も否定できない。

本稿では，噴火発生の可能性を定量的評価するための水準測量やGPSによる地盤変動観測の迅速な開始と，想定される噴火形態と予想される噴火の兆候の概略を述べた。すみやかに，次期噴火への取り組みに着手することを期待したい。

謝　辞

本研究の調査と共同研究者との研究討議の実施に当たっては，JST-JICA 地球規模課題対応国際科学技術協力事業「インドネシアにおける地震火山の総合防災策」（研究代表者：佐竹健治）の経費を用いた。Kelud火山の火山性地震のデータ整理についてはCVGHMのNana氏に協力いただいた。また，1990年噴火については，当時Kelud火山観測所に駐在し，避難勧告発令を行ったSuratman氏，活動評価に係ったSuparto Siswidjojo博士およびWimpy Tjetjep博士からは，当時の切迫した状況について懇切丁寧な説明を受けるとともに，資料の提供を受けた。これらの方々に記して謝意を表します。

参考文献

加茂幸介・石原和弘・井口正人・ウィンピー　W チェチェップ・スバンドリヨ・スハルノ・アントニウス　ラドモプルボ・オニー　K．スガンダ（1994）：インドネシアMerapi火山の噴火機構に関する研究（序報），京大防災研年報，No.37 B-1，pp.　157－170.

Direktorat Vulkanologi (1979）: Data Dasar Gunungapi Indonesia (Catalogue of References on Indonesian Volcanoes with Eruptions in Historical Time). 819p.

Direktorat Vulkanologi (1990）: Report on Eruption of Kelud volcano, 10 February 1990 (in Indonesian).

Hadikusumo. D. (1974) : The rise and drop of Mt. Kelut crater bottom after paroxysmal eruptions, Tectonophysics, Vol.23. pp.341-347.

Hidayati, S.Basaki, A.,Kristianto and Mulyana, I. (2009): Emergence of lava dome from the crater lake of Kelud volcano, east Java, Jurnal Geologi Indonesia, Vol.4, Np.4, pp.229-238.

Ishihara, K. (2006): Evaluation of eruption potential, Ann. Disast. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No.49C, pp.61-68.

Lesage, Ph and Surono (1995): Seismic precursors of February 10, 1990 eruption of Kelut volcano, Java, Jour. Volcanology and Geothermal Research, Vol.65, pp.135-146.

Table 1 Chronology of historical eruptions at Kelud volcano

Year of eruption	Repose time (years)	Year of eruption	Repose time (years)	Year of eruption	Repose time (years)	Year of eruption	Repose time (years)
1311		1462	11	1776	5	1864	13
1334	24	1481	19	1785	9	1901	37
1376	32	1548	67	1811	26	1919-1920	18
1385	9	1641	38	1825-1826	14	1951	31
1395	10	1716	75	1835	9	1966	15
1411	16	1752	36	1848	13	1990	24
1451	40	1771	19	1851	3	2007	17

Based on the catalogue of Indonesian volcanoes (Direktorat Vulkanologi, 1979)

Table 2 Volume and estimated mass of ejected materials by eruptions of Kelud volcano since 1901

Year of eruption	Repose time (years)	Volume (10^6 m^3)	Mass (10^9 kg/10^6 ton)	references
1901	37	2	1.6*	Direktorat Vulkanologi(1990)
1919-1920	18	190	152*	Kemmerling(1921)
1951	31	200	160*	Hadikusmo(1974)
1966	15	90	72*	Hadikusmo(1974)
1990	24	120	96*	Direktorat Vulkanologi(1990)
2007	17	27	54**	Hendrasto

*assumed density (pumice) : 0.8 ton/m^3, ** assumed density (lava): 2.0 ton/m^3

Long-term Forecasting of Volcanic Eruption in Case of Kelud Volcano, Indonesia

Kazuhiro ISHIHARA, SURONO*, Muhamad HENDRASTO* and Sri HIDAYATI*

* Center for Volcanology and Geological Hazard Mitigation, Geology Agency, Indonesia

Synopsis

In November, 2007, Kelud volcano, which had repeated plinian eruptions, unexpectedly extruded lava and formed lava dome in the crater lake. The eruption potential at present are evaluated using geological and seismic data. (1) Magma extruded by the 2007 eruption is estimated approximately a half of magma accumulated after the 1990 eruption. (2) Volcanic earthquakes turned to increase in 2010, which suggests magma accumulation is in progress under the volcano. The volcano has already prepared the next eruption, which will occur probably in 10 years. Eruption scenarios and a method of quantitative evaluation of eruption potential were proposed.

Keywords: Kelud volcano, eruption forecasting, Eruption potential, Eruption scenario

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

ひずみ空間多重せん断モデルによる誘導異方性の表現

井合　進・飛田哲男

要　旨

ひずみ空間多重せん断モデルは，任意方向の仮想単純せん断機構の重ね合わせの機構により粒状体の挙動を表現する。この機構は，粒状体の誘導異方性を反映する内部構造（微視的構造）を表現するもので，２階のファブリックテンソルで表現され，このテンソルにより巨視的ひずみが巨視的応力に関連づけられる。この枠組みでは，ひずみ空間ファブリックは，巨視的ひずみ場の個々の仮想単純せん断機構への投影として定義され，粒子間の相対変位の方向分布を表す。ひずみ空間ファブリックは，２次元では四つ葉のクローバー型をしており，履歴型双曲線関数を通じて応力空間ファブリックに変換される。応力空間ファブリックは，接点間の接点応力による微視的な応力の方向分布を表し，そのテンソル平均により，粒状体の巨視的な応力が与えられる。個別要素シミュレーションによって得られた接点力の方向分布を示すファブリックは，ひずみ空間多重せん断モデルによる結果と整合的であり，同モデルは粒状体の誘導異方性を的確に表現できることが示された。

キーワード：異方性，構成式，ファブリックテンソル，粒状体，微視的力学，応力-ひずみ

1.　はじめに

ひずみ空間多重せん断モデルは，粒状体の力学的挙動を，任意方向の仮想単純せん断機構の重合せに基づいて表現する (Towhata and Ishihara, 1985; Iai et al., 1992a; Iai et al., 1992b; Iai and Ozutsumi, 2005). これらの機構は，誘導異方性を有する粒状体の内部（微視的）構造を表現し，巨視的ひずみを巨視的応力に関連づける２階のファブリックテンソルを構成する。ひずみ空間多重せん断モデルに関する既往の研究は，室内試験結果に基づいて巨視的な応力ひずみ挙動に焦点をあてて，その挙動を研究するものが中心であった。中には，微視的構造に基づいて，主応力軸回転中の粒状体の挙動について解明を試みた研究もあったが (Iai et al., 1994; Iai et al., 2010a)，限られた範囲の検討に留まっていた。

ひずみ空間多重せん断モデルでは，巨視的な応力ひずみに対応する微視的な応力ひずみは，仮想単純せん断応力ひずみとよばれ，これらが主要な役割を演じる。このうち，仮想単純せん断ひずみは，巨視的なひずみ場を個々の仮想単純せん断機構を表現する２階テンソルへの投影として定義される。他方，仮想単純せん断応力は，テンソル平均により巨視的な応力に寄与する基本要素として定義される。仮想単純せん断機構は，仮想単純せん断ひずみと仮想単純せん断応力とを履歴型非線形関数により関連づける。任意方向の仮想単純せん断ひずみの分布（以下，ひずみ空間ファブリックとよぶ），および仮想単純せん断応力の分布（以下，応力空間ファブリック）は，粒状体の巨視的な変形の過程で，粒子間の接点の発生と消失による内部構造の変化をモデル化するものである。仮想単純せん断機構を表現する関数は非線形なので，応力空間ファブリックは，誘導異方性の基本モードのみならず高次のモードも表現できる可能性を有している。

本研究では，粒状体の巨視的な応力ひずみの変化により発生する誘導異方構造，すなわち，誘導ファブリック，の形成過程を明らかにすることを目的とする。ひずみ空間多重せん断モデルについての理解を助けるため，本論文では，Rothenburg and Bathurst (Rothenburg and Bathurst, 1989) により実施された個別要素法(DEM)による誘導異方性の研究の段階にまでさかのぼって，そこから解説を始める。この既往の研究と同様，本研究では，偏差成分に焦点をあて，微視的ならびに巨視的応力ひずみ関係について論じる。

2.　粒子の集合体と巨視的応力

連続体に定義されるような粒状体の巨視的応力は，粒子間の接点力のある種の平均により与えられる。平面内の円形粒子の集合体では，接点力 **P** は，接点垂直（もしくは粒子の中心を結ぶ枝）方向の成分 **n** およびこれに直交する接線方向成分 **t** に分解することができる（Fig. 1)

$$\mathbf{P} = f_{\mathrm{n}}\mathbf{n} + f_{\mathrm{t}}\mathbf{t} \tag{1}$$

ここに，

$$\begin{aligned}\mathbf{n}^{\mathrm{T}} &= \begin{bmatrix} n_1 & n_2 \end{bmatrix} \\ \mathbf{t}^{\mathrm{T}} &= \begin{bmatrix} t_1 & t_2 \end{bmatrix}\end{aligned} \tag{2}$$

また

$$\begin{aligned} n_1 &= \cos\theta \\ n_2 &= \sin\theta \\ t_1 &= n_2 = \sin\theta \\ t_2 &= -n_1 = -\cos\theta \end{aligned} \tag{3}$$

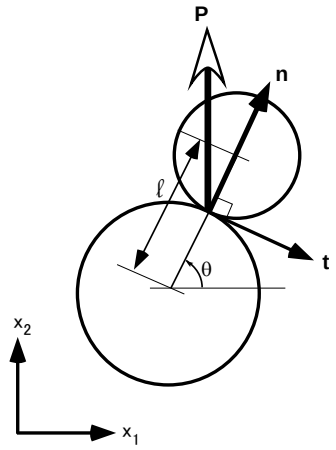


Fig. 1 Contact normal **n**, tangential direction **t**, and contact force **P**

巨視的な応力は体積 V なる代表体積要素における接点力の平均として，以下のとおり与えられる (Christoffersen et al., 1981; Mehrabadi et al., 1982)

$$\boldsymbol{\sigma}' = \frac{1}{V}\sum l\left(f_{\mathrm{n}}\mathbf{n}\otimes\mathbf{n} + f_{\mathrm{t}}\mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\right) \tag{4}$$

ここに l は枝の長さを表す。

Rothenburg and Bathurst (Rothenburg and Bathurst, 1989)に従い，式(4)は，接点密度（単位体積当たりの接点数） m_v，平均枝長さ $\overline{l}_0$，および接点分布関数 $E(\theta)$ により，以下のとおり書ける。

$$\begin{aligned}\boldsymbol{\sigma}' = m_v\overline{l}_0\Big[&\int_0^{2\pi} f_{\mathrm{n}}(\theta)E(\theta)\mathbf{n}\otimes\mathbf{n}\mathrm{d}\theta \\ &+\int_0^{2\pi} f_{\mathrm{t}}(\theta)E(\theta)\mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\mathrm{d}\theta\Big]\end{aligned} \tag{5}$$

ここに

$$\int_0^{2\pi} E(\theta)\mathrm{d}\theta = 1 \tag{6}$$

また，接点力成分を表す f_{n}，f_{t} なる記号は，θ 方向についての平均的な成分として，定義し直している。.

式 (5) は，モーメントの釣合，すなわち，$\int_0^{2\pi} f_{\mathrm{t}}(\theta)E(\theta)\left(\mathbf{t}\otimes\mathbf{n} - \mathbf{n}\otimes\mathbf{t}\right)\mathrm{d}\theta = 0$ を用いて，等方ならびに偏差成分に，以下のとおり分解することができる(Iai, 1993a)

$$\begin{aligned}\boldsymbol{\sigma}' = \frac{1}{2}m_v\overline{l}_0\Big[&\int_0^{2\pi} f_{\mathrm{n}}(\theta)E(\theta)\left|\mathbf{n}\otimes\mathbf{n}\right|\mathrm{d}\theta \\ &+\int_0^{2\pi} f_{\mathrm{n}}(\theta)E(\theta)\left\langle\mathbf{n}\otimes\mathbf{n}\right\rangle\mathrm{d}\theta \\ &+\int_0^{2\pi} f_{\mathrm{t}}(\theta)E(\theta)\left\langle\mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\right\rangle\mathrm{d}\theta\Big]\end{aligned} \tag{7}$$

ここに

$$\begin{aligned}\left|\mathbf{n}\otimes\mathbf{n}\right| &= \mathbf{n}\otimes\mathbf{n} + \mathbf{t}\otimes\mathbf{t} \\ \left\langle\mathbf{n}\otimes\mathbf{n}\right\rangle &= \mathbf{n}\otimes\mathbf{n} - \mathbf{t}\otimes\mathbf{t} \\ \left\langle\mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\right\rangle &= \mathbf{t}\otimes\mathbf{n} + \mathbf{n}\otimes\mathbf{t}\end{aligned} \tag{8}$$

式(8)の成分は，以下のとおりである。

$$\begin{aligned}\left|\mathbf{n}\otimes\mathbf{n}\right| &= \begin{bmatrix} n_1 \\ n_2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} n_1 & n_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} t_1 \\ t_2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} t_1 & t_2 \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} n_1^{\,2} + t_1^{\,2} & n_1n_2 + t_1t_2 \\ n_2n_1 + t_2t_1 & n_2^{\,2} + t_2^{\,2} \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} \cos^2\theta + \sin^2\theta & 0 \\ 0 & \sin^2\theta + \cos^2\theta \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} = \mathbf{I}\end{aligned} \tag{9}$$

$$\begin{aligned}\left\langle\mathbf{n}\otimes\mathbf{n}\right\rangle &= \begin{bmatrix} n_1 \\ n_2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} n_1 & n_2 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} t_1 \\ t_2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} t_1 & t_2 \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} n_1^{\,2} - t_1^{\,2} & n_1n_2 - t_1t_2 \\ n_2n_1 - t_2t_1 & n_2^{\,2} - t_2^{\,2} \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} \cos^2\theta - \sin^2\theta & 2\sin\theta\cos\theta \\ 2\sin\theta\cos\theta & \sin^2\theta - \cos^2\theta \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} \cos 2\theta & \sin 2\theta \\ \sin 2\theta & -\cos 2\theta \end{bmatrix}\end{aligned} \tag{10}$$

$$\begin{aligned}\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\rangle &= \begin{bmatrix} t_1 \\ t_2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} n_1 & n_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} n_1 \\ n_2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} t_1 & t_2 \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} 2t_1n_1 & t_1n_2 + t_2n_1 \\ t_2n_1 + t_1n_2 & 2t_2n_2 \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} 2\sin\theta\cos\theta & \sin^2\theta - \cos^2\theta \\ \sin^2\theta - \cos^2\theta & -2\sin\theta\cos\theta \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} \sin 2\theta & -\cos 2\theta \\ -\cos 2\theta & -\sin 2\theta \end{bmatrix}\end{aligned} \tag{11}$$

式(7)の第２および３項は，２軸せん断 $\langle \mathbf{n}\otimes\mathbf{n}\rangle$ および単純せん断 $\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\rangle$ を表す。しかし，これらの項を２階のテンソルとして表現すると，両者は，角度 $\pi/4$ の相違を除けば，区別できなくなる（Fig. 2）。

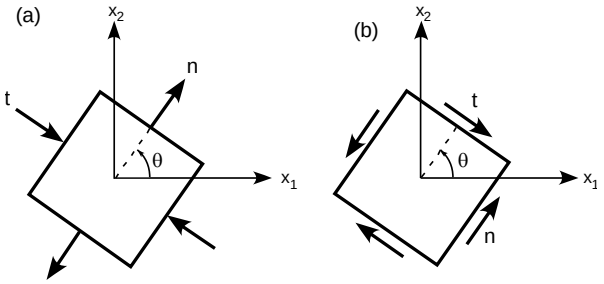


Fig. 2 Stress component in the direction of θ for defining two dimensional mechanisms: (a) biaxial shear $\langle \mathbf{n}\otimes\mathbf{n}\rangle$; (b) simple shear $\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\rangle$

$\theta = \theta^* - \dfrac{\pi}{4}$ を式(10)に代入すると，

$$\langle \mathbf{n}\otimes\mathbf{n}\rangle = \begin{bmatrix} \sin 2\theta^* & -\cos 2\theta^* \\ -\cos 2\theta^* & -\sin 2\theta^* \end{bmatrix} \tag{12}$$

よって，式(7)の第２項は，以下のとおり書ける。

$$\begin{aligned}&\int_0^{2\pi} f_{\mathrm{n}}(\theta)E(\theta)\begin{bmatrix} \sin 2\theta^* & -\cos 2\theta^* \\ -\cos 2\theta^* & -\sin 2\theta^* \end{bmatrix}\mathrm{d}\theta \\ &= \int_{\frac{\pi}{4}}^{\frac{9\pi}{4}} f_{\mathrm{n}}\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right)E\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right)\begin{bmatrix} \sin 2\theta^* & -\cos 2\theta^* \\ -\cos 2\theta^* & -\sin 2\theta^* \end{bmatrix}\mathrm{d}\theta^* \\ &= \int_0^{2\pi} f_{\mathrm{n}}\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right)E\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right)\begin{bmatrix} \sin 2\theta^* & -\cos 2\theta^* \\ -\cos 2\theta^* & -\sin 2\theta^* \end{bmatrix}\mathrm{d}\theta^*\end{aligned} \tag{13}$$

同様に，式(7)の第３項は，以下のとおり書ける。

$$\begin{aligned}&\int_0^{2\pi} f_{\mathrm{t}}(\theta)E(\theta)\begin{bmatrix} \sin 2\theta & -\cos 2\theta \\ -\cos 2\theta & -\sin 2\theta \end{bmatrix}\mathrm{d}\theta \\ &= \int_{-\frac{\pi}{4}}^{\frac{7\pi}{4}} f_{\mathrm{t}}(\theta)E(\theta)\begin{bmatrix} \sin 2\theta & -\cos 2\theta \\ -\cos 2\theta & -\sin 2\theta \end{bmatrix}\mathrm{d}\theta \\ &= \int_0^{2\pi} f_{\mathrm{t}}(\theta^*)E(\theta^*)\begin{bmatrix} \sin 2\theta^* & -\cos 2\theta^* \\ -\cos 2\theta^* & -\sin 2\theta^* \end{bmatrix}\mathrm{d}\theta^*\end{aligned} \tag{14}$$

よって，式(7)は，以下のように単純化される。

$$\begin{aligned}\boldsymbol{\sigma}' &= \frac{1}{2}m_v\bar{l}_0\int_0^{2\pi} f_{\mathrm{n}}(\theta)E(\theta)\begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}\mathrm{d}\theta \\ &\quad + \frac{1}{2}m_v\bar{l}_0\int_0^{2\pi}\left(f_{\mathrm{n}}\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right)E\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right) + f_{\mathrm{t}}(\theta^*)E(\theta^*)\right) \\ &\quad \times\begin{bmatrix} \sin 2\theta^* & -\cos 2\theta^* \\ -\cos 2\theta^* & -\sin 2\theta^* \end{bmatrix}\mathrm{d}\theta^*\end{aligned} \tag{15}$$

これをシンボリックなテンソル形式で書き換えれば，

$$\begin{aligned}\boldsymbol{\sigma}' &= \frac{1}{2}m_v\bar{l}_0\int_0^{2\pi} f_{\mathrm{n}}(\theta)E(\theta)\mathrm{d}\theta\mathbf{I} \\ &\quad + \frac{1}{2}m_v\bar{l}_0\int_0^{2\pi}\left(f_{\mathrm{n}}\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right)E\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right) + f_{\mathrm{t}}(\theta^*)E(\theta^*)\right) \\ &\quad \times\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\rangle^*\,\mathrm{d}\theta^*\end{aligned} \tag{16}$$

ここに，テンソル $\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\rangle^*$ は反時計まわりに $\pi/4$ だけ角度 θ について回転した以下の項である。

$$\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\rangle^* = \begin{bmatrix} \sin 2\theta^* & -\cos 2\theta^* \\ -\cos 2\theta^* & -\sin 2\theta^* \end{bmatrix} \tag{17}$$

$\int_0^{2\pi}\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\rangle^*\,\mathrm{d}\theta^* = \mathbf{0}$ を用いると，式(16)は以下のとおり書き換えられる。

$$\begin{aligned}\boldsymbol{\sigma}' &= \frac{1}{2}m_v\bar{l}_0\bar{f}_0 \\ &\quad + \frac{1}{2}m_v\bar{l}_0\int_0^{2\pi}\left[\left(f_{\mathrm{n}}\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right)E\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right) - \bar{f}_0\bar{E}_0\right)\right. \\ &\quad \left. + f_{\mathrm{t}}(\theta^*)E(\theta^*)\right]\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\rangle^*\,\mathrm{d}\theta^*\end{aligned} \tag{18}$$

ここに，平均垂直成分 $\bar{f}_0$ および平均接点分布 $\bar{E}_0$ は，以下で与えられる。

$$\bar{f}_0 = \int_0^{2\pi} f_{\mathrm{n}}(\theta)E(\theta)\mathrm{d}\theta \tag{19}$$

$$\bar{E}_0 = \frac{1}{2\pi} \tag{20}$$

よって，式(18)の各項を以下のとおり書けば

$$\begin{aligned}p &= -\frac{1}{2}m_v\bar{l}_0\bar{f}_0 \\ q &= m_v\bar{l}_0\left(\left(f_{\mathrm{n}}\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right)E\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right) - \bar{f}_0\bar{E}_0\right) + f_{\mathrm{t}}(\theta^*)E(\theta^*)\right)\end{aligned} \tag{21}$$

式(18)は，以下のとおりとなる。

$$\boldsymbol{\sigma}' = -p\mathbf{I} + \frac{1}{2}\int_0^{2\pi} q\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\rangle^*\,\mathrm{d}\theta^* \tag{22}$$

関数 q およびテンソル $\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\rangle^*$ の各成分は，$2\theta^*$ についての周期関数となるので，$q\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\rangle^*$ なる項は，$4\theta^*$ についての周期性を持つ。よって，式(22)は，以

下のとおり書き換えることができる

$$\boldsymbol{\sigma}' = -p\mathbf{I} + 2\int_0^{\frac{\pi}{2}} q\left\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\right\rangle^{*} \mathrm{d}\theta^{*} \tag{23}$$

積分変数 θ^{*} を $\omega = 2\left(\theta^{*} - \dfrac{\pi}{4}\right) = 2\theta$ なる変数で置き換え，$\left\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\right\rangle^{*}$ から「*」記号を省略して表記すると，式(23)は，以下のとおり書ける。

$$\boldsymbol{\sigma}' = -p\mathbf{I} + \int_0^{\pi} q\left\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\right\rangle \mathrm{d}\omega \tag{24}$$

$$\left\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\right\rangle = \begin{bmatrix} \cos\omega & \sin\omega \\ \sin\omega & -\cos\omega \end{bmatrix} \tag{25}$$

なお，等方成分を微視的成分による寄与として書き直せば，以下のとおり書ける。

$$p = \int_0^{\pi} p^{*} \mathrm{d}\omega \tag{26}$$

ここに

$$p^{*} = \frac{1}{\pi} p \tag{27}$$

よって，式(24)は，微視的な等方および偏差的成分により，以下のとおり書表すことができる。

$$\boldsymbol{\sigma}' = \int_0^{\pi} \left[-p^{*} \left|\mathbf{n}\otimes\mathbf{n}\right| + q\left\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\right\rangle \right] \mathrm{d}\omega \tag{28}$$

式(24)ないし(28)は，ひずみ空間多重せん断モデルの基本式であり，これにより，巨視的な応力を，粒状体の微視的な応力成分（多重せん断機構による）の平均として表している。

3. ひずみ空間多重せん断モデル

積分形の構成式（直接応力ひずみ関係を与える形式）は，式(24)で与えられる構造を通じて巨視的なひずみテンソル $\boldsymbol{\varepsilon}$ を巨視的な有効応力テンソル $\boldsymbol{\sigma}'$ に関連づけることにより与えられる (Iai, 1993a)。この関係を導くための第 1 ステップとして，体積ひずみ ε（伸張を正）および仮想単純せん断ひずみ γ を，巨視的なひずみ場から体積成分および仮想単純せん断成分を表現する 2 階テンソルへの投影として，以下のように与える。

$$\varepsilon = \mathbf{I} : \boldsymbol{\varepsilon} = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} \tag{29}$$

$$\begin{aligned} \gamma(\omega) &= \left\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\right\rangle : \boldsymbol{\varepsilon} \\ &= \left(\varepsilon_{11} - \varepsilon_{22}\right)\cos\omega + \left(\varepsilon_{12} + \varepsilon_{21}\right)\sin\omega \end{aligned} \tag{30}$$

ここに，「:」記号は 2 重縮合を表す。ダイレイタンシーによる体積ひずみ ε_{d} の影響を考慮するため，有効体積ひずみ ε' (Iai, 1993b) を以下により導入する

$$\varepsilon' = \varepsilon - \varepsilon_{\mathrm{d}} \tag{31}$$

式(31)と(30)により巨視的ひずみ場の投影として定義されるスカラー変数により，それぞれ等方的応力 p および式(24)の仮想単純せん断応力 q を以下のように履歴型関数を用いて与える。

$$p = p(\varepsilon') \tag{32}$$

$$q = q\left(\gamma(\omega)\right) \tag{33}$$

ひずみ空間多重せん断モデルでは，仮想単純せん断機構は，履歴型非線形関数で与えられ，その骨格曲線は以下のような双曲線関数により与えられる (Hardin and Drnevich, 1972)。

$$q\left(\gamma(\omega)\right) = \frac{\gamma(\omega)/\gamma_{\mathrm{v}}}{1 + \left|\gamma(\omega)/\gamma_{\mathrm{v}}\right|} q_{\mathrm{v}} \tag{34}$$

双曲線関数におけるパラメタ q_{v} and γ_{v} は，それぞれ仮想単純せん断機構におけるせん断強度および参照ひずみを表し，これらは，巨視的なせん断強度 τ_{m} およびせん断弾性係数 G_{m} により以下のとおり与えられる (Iai et al., 1992a)。

$$q_{\mathrm{v}} = \frac{\tau_{\mathrm{m}}}{\int_0^{\pi} \sin\omega \mathrm{d}\omega} = \frac{\tau_{\mathrm{m}}}{2} \tag{35}$$

$$\gamma_{\mathrm{v}} = \left(\frac{\int_0^{\pi} \sin^2\omega \mathrm{d}\omega}{\int_0^{\pi} \sin\omega \mathrm{d}\omega} \right) \gamma_{\mathrm{m}} = \frac{\pi}{4}\gamma_{\mathrm{m}} \tag{36}$$

巨視的なせん断強度は内部摩擦角 ϕ_{f} により $\tau_{\mathrm{m}} = p\sin\phi_{\mathrm{f}}$ で与えられ，$\gamma_{\mathrm{m}} = \tau_{\mathrm{m}} / G_{\mathrm{m}}$ が動土質力学において用いられることが多い参照ひずみとなる。

定式化を完結するため，ひずみ空間多重せん断モデルにおける微視的ならびに巨視的ひずみエネルギー関係を導いておく。ひずみ空間多重せん断モデルにおけるひずみエネルギー速度 $\dot{W}$ は，式(24), (29)および(30)により，次のように与えられる。

$$\begin{aligned} \dot{W} &= \boldsymbol{\sigma}' : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \left(-p\mathbf{I} + \int_0^{\pi} q\left\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\right\rangle \mathrm{d}\omega \right) : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \\ &= -p\dot{\varepsilon} + \int_0^{\pi} q\dot{\gamma} \mathrm{d}\omega \end{aligned} \tag{37}$$

式(37)は，以下のように書き直せる。

$$\dot{W} = \boldsymbol{\sigma}' : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{W}_p + \int_0^{\pi} \dot{W}_{qv} \mathrm{d}\omega \tag{38}$$

ここに，

$$\dot{W}_p = -p\dot{\varepsilon} \tag{39}$$

$$\dot{W}_{qv} = q\dot{\gamma} \tag{40}$$

式(38)は，巨視的ひずみエエンルギー速度 $\dot{W} = \boldsymbol{\sigma}' : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$ を，ひずみ空間多重せん断モデルを構成する仮想単純せん断機構による微視的ひずみエネルギー速度 $\dot{W}_{qv} = q\dot{\gamma}$ により表す基本式となる。

式(32)および(33)により表現されるひずみ空間多重せん断モデルは，巨視的なひずみ場を，ひずみ誘導異方性を有する２階のファブリックテンソルを通じて巨視的な有効応力に関連づける最も単純なものである。更なる詳細は参考文献(Iai et al., 2010b)を参照されたい。この文献では，ダイレイタンシーの定式化および定式化の３次元への拡張を示している。

ひずみ空間多重せん断モデルは，Calladine (Batdorf and Budiansky, 1949; Calladine, 1971)や Pande and Sharma (Pande and Sharma, 1983)により提案されている多重すべり・多重ラミネート構造モデルとは根本的に異なる。 Fig. 3 に示すとおり，ひずみ空間多重せん断モデルでは，粒状体の粒子が，平均的には，巨視的なひずみ場と整合的な挙動を示すと考えている。この仮定により，微視的なひずみが式(29)および(30)による巨視的なひずみの投影として与えられる。他方，多重すべり・多重ラミネート構造モデルでは，局所的ひずみが多重すべりにより発生すると考えており，これらの居所的ひずみは，巨視的なひずみ場とは著しく異なる可能性がある。これら２つのモデルは，線形弾性関係を微視的（局所的）機構に仮定する場合には，相互に一致するが，一般には，非線形関係ないし破壊基準を微視的（局所的）機構に仮定するので，両モデルは根本的に異なることとなる。この点については，さらに第５章において，誘導応力ファブリックの解析との関連で，さらに具体的な議論へと進める。

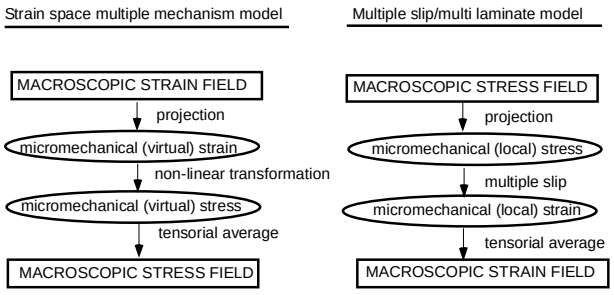


Fig. 3 Conceptual background to the two families of multiple mechanism models

4. 誘導異方性に寄与する要因

ひずみ空間多重せん断モデルを通じて誘導ファブリックの検討を行うに先立って，巨視的な等方および偏差応力成分に寄与する微視的な要因について，さらに詳しく検討してみる。式(28)の等方応力成分に対する微視的な成分の寄与は，式(18)右辺の第１項より，以下のとおりとなる。

$$p^* = -m_v \bar{l}_0 \bar{f}_0 \bar{E}_0 \tag{41}$$

式(18)における偏差成分への微視的な成分の寄与は，$f_n(\theta^*)$, $E(\theta^*)$ の平均 (すなわち $\bar{f}_0$，$\bar{E}_0$) を用いて，以下のとおり書ける。

$$\begin{aligned}
&\frac{1}{2} m_v \bar{l}_0 \int_0^{2\pi} \left(f_n\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right) E\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right) - \bar{f}_0 \bar{E}_0 \right) \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle \mathrm{d}\theta^* \\
&= \frac{1}{2} m_v \bar{l}_0 \int_0^{2\pi} \left[\left\{ \bar{f}_0 + \left(f_n\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right) - \bar{f}_0 \right) \right\} \right. \\
&\quad \left. \times \left\{ \bar{E}_0 + \left(E\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right) - \bar{E}_0 \right) \right\} - \bar{f}_0 \bar{E}_0 \right] \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle \mathrm{d}\theta^* \\
&\approx \frac{1}{2} m_v \bar{l}_0 \int_0^{2\pi} \bar{f}_0 \left(E\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right) - \bar{E}_0 \right) \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle \mathrm{d}\theta^* \\
&\quad + \frac{1}{2} m_v \bar{l}_0 \int_0^{2\pi} \left(f_n\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right) - \bar{f}_0 \right) \bar{E}_0 \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle \mathrm{d}\theta^*
\end{aligned} \tag{42}$$

$$\begin{aligned}
&\frac{1}{2} m_v \bar{l}_0 \int_0^{2\pi} f_t(\theta^*) E(\theta^*) \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle \mathrm{d}\theta^* \\
&= \frac{1}{2} m_v \bar{l}_0 \int_0^{2\pi} f_t(\theta^*) \left[\bar{E}_0 + \left(E(\theta^*) - \bar{E}_0 \right) \right] \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle \mathrm{d}\theta^* \\
&\approx \frac{1}{2} m_v \bar{l}_0 \int_0^{2\pi} f_t(\theta^*) \bar{E}_0 \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle \mathrm{d}\theta^*
\end{aligned} \tag{43}$$

ここに，異方性に寄与する成分の２次の項は無視できるとしている (Rothenburg and Bathurst, 1989)。
すると，式(21)における偏差成分に寄与する主要な微視的要因は以下で書きあらわされる。

$$q \approx q_n^E + q_n^f + q_t \tag{44}$$

ここに

$$\begin{aligned}
q_n^E &= m_v \bar{l}_0 \bar{f}_0 \left(E\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right) - \bar{E}_0 \right) \\
q_n^f &= m_v \bar{l}_0 \left(f_n\left(\theta^* - \frac{\pi}{4}\right) - \bar{f}_0 \right) \bar{E}_0 \\
q_t &= m_v \bar{l}_0 f_t(\theta^*) \bar{E}_0
\end{aligned} \tag{45}$$

変数 θ^* を $\omega = 2\left(\theta^* - \pi/4\right) = 2\theta$ で置き換えると，式(45)は，以下のように書き換えられる。

$$
\begin{aligned}
q_{\mathrm{n}}^{E} &= m_{\mathrm{v}}\bar{l}_0\bar{f}_0\left(E\left(\frac{\omega}{2}\right)-\bar{E}_0\right)\\
q_{\mathrm{n}}^{f} &= m_{\mathrm{v}}\bar{l}_0\left(f_{\mathrm{n}}\left(\frac{\omega}{2}\right)-\bar{f}_0\right)\bar{E}_0\\
q_{\mathrm{t}} &= m_{\mathrm{v}}\bar{l}_0 f_{\mathrm{t}}\left(\frac{\omega}{2}+\frac{\pi}{4}\right)\bar{E}_0
\end{aligned}
\tag{46}
$$

Rothenburg and Bathurst が実施した 1000 個の個別要素を用いた DEM シミュレーション結果によれば, ピークせん断応力時には，以下のとおりである (Rothenburg and Bathurst, 1989)。

$$
\begin{aligned}
&\max\left|q_{\mathrm{n}}^{E}\right| = am_{\mathrm{v}}\bar{l}_0\bar{f}_0\bar{E}_0\\
&\max\left|q_{\mathrm{n}}^{f}\right| = a_{\mathrm{n}}m_{\mathrm{v}}\bar{l}_0\bar{f}_0\bar{E}_0\\
&\max\left|q_{\mathrm{t}}\right| = a_{\mathrm{t}}m_{\mathrm{v}}\bar{l}_0\bar{f}_0\bar{E}_0
\end{aligned}
\tag{47}
$$

ここに

$$
\begin{aligned}
a &= 0.22\\
a_{\mathrm{n}} &= 0.53\\
a_{\mathrm{t}} &= 0.17
\end{aligned}
\tag{48}
$$

式(46)におけるすべての関数が ω について位相差がないものとすると，

$$
\max\left|q\right| = (a+a_{\mathrm{n}}+a_{\mathrm{t}})m_{\mathrm{v}}\bar{l}_0\bar{f}_0\bar{E}_0 \tag{49}
$$

式(44)における接点力の垂直および接線成分により生成される巨視的応力の割合を，それぞれ r_{n} および r_{t} として，

$$
\begin{aligned}
q_{\mathrm{n}}^{f} &= r_{\mathrm{n}}q\left(\gamma(\omega)\right)\\
q_{\mathrm{t}} &= r_{\mathrm{t}}q\left(\gamma(\omega)\right)
\end{aligned}
\tag{50}
$$

と書けば，これらの割合は，以下で与えられる。

$$
\begin{aligned}
r_{\mathrm{n}} &= \frac{a_{\mathrm{n}}}{a+a_{\mathrm{n}}+a_{\mathrm{t}}}\\
r_{\mathrm{t}} &= \frac{a_{\mathrm{t}}}{a+a_{\mathrm{n}}+a_{\mathrm{t}}}
\end{aligned}
\tag{51}
$$

式(41)および式(46)の第２項より，

$$
q_{\mathrm{n}}^{f} = m_{\mathrm{v}}\bar{l}_0 f_{\mathrm{n}}\left(\frac{\omega}{2}\right)\bar{E}_0 + p^{*} \tag{52}
$$

これに式(50)を代入すると，

$$
m_{\mathrm{v}}\bar{l}_0 f_{\mathrm{n}}\left(\frac{\omega}{2}\right)\bar{E}_0 = -p^{*} + r_{\mathrm{n}}q\left(\gamma(\omega)\right) \tag{53}
$$

よって，平均接点力に対する接点力の垂直成分の比は，以下で与えられる。

$$
\begin{aligned}
\frac{f_{\mathrm{n}}\left(\frac{\omega}{2}\right)}{\bar{f}_0} &= \frac{-p^{*}+r_{\mathrm{n}}q\left(\gamma(\omega)\right)}{-p^{*}}\\
&= 1-r_{\mathrm{n}}\frac{q\left(\gamma(\omega)\right)}{p^{*}}
\end{aligned}
\tag{54}
$$

式(27)および(35)により，

$$
q_{\mathrm{v}} = \frac{\pi\sin\phi_{\mathrm{f}}}{2}p^{*} \tag{55}
$$

以上により，式(54)は，仮想単純せん断強度および内部摩擦角により，以下のとおり書くことができる。

$$
\frac{f_{\mathrm{n}}\left(\frac{\omega}{2}\right)}{\bar{f}_0} = 1-r_{\mathrm{n}}\frac{\pi\sin\phi_{\mathrm{f}}}{2}\frac{q\left(\gamma(\omega)\right)}{q_{\mathrm{v}}} \tag{56}
$$

ここに，$q\left(\gamma(\omega)\right)/q_{\mathrm{v}}$ なる項は，式(34)から計算できる。

同様に，平均接点力に対する接点力の接線成分の比は，以下で与えられる。

$$
\begin{aligned}
\frac{f_{\mathrm{t}}\left(\frac{\omega}{2}+\frac{\pi}{4}\right)}{\bar{f}_0} &= -r_{\mathrm{t}}\frac{q\left(\gamma(\omega)\right)}{p^{*}}\\
&= -r_{\mathrm{t}}\frac{\pi\sin\phi_{\mathrm{f}}}{2}\frac{q\left(\gamma(\omega)\right)}{q_{\mathrm{v}}}
\end{aligned}
\tag{57}
$$

5. 誘導ファブリックの生成過程

式(25) (29)および(30)により定義されるひずみ空間多重せん断モデルにおいて， 巨視的ひずみテンソルは, 仮想単純せん断ひずみ $\gamma(\omega)$ のテンソル平均として，以下のとおり与えることができる。

$$
\boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{2}\varepsilon\mathbf{I} + \frac{1}{\pi}\int_0^{\pi}\gamma(\omega)\left\langle\mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\right\rangle\mathrm{d}\omega \tag{58}
$$

このように，ひずみ空間ファブリックは，微視的なひずみの動員分布を表現するもので，式(30)により $\gamma(\omega)$ であらわされる。応力空間ファブリックは，接点力の動員分布を表現するもので，式(24)により $q\left(\gamma(\omega)\right)$ であらわされ，式(33)に示すように，ひずみ空間ファブリックから履歴型非線形関数による変換で表される。

粒状体における微視的なひずみの動員についてのより厳密な検討は，粒子間の相対変位のテンソル平均として行うことができる(Satake, 2004)。巨視的応力を接点での粒子間力のテンソル平均として与える式(4)とは異なり，巨視的ひずみの定義には，直接接触していない接点間の相対変位の寄与を考慮する必

要がある。したがって，巨視的ひずみの定義を与える際に解決すべき本質的問題は，接触していない接点のペアのうちで，巨視的ひずみに貢献するもの（比較的距離が近いもの）と，貢献しないもの（あまりに離れすぎていてひずみの定義には無関係のもの）とをどのようにして区別するかという問題に帰着する。Satake (Satake, 2004)は，この問題を，粒状体の Dirichlet 分割(Dirichlet, 1850)を通じて解決し，巨視的ひずみに貢献する接触していない接点のペアを Dirichlet 分割の双対グラフにより定義される仮想枝で連結されるペアとして定義した。式(58)における仮想せん断ひずみテンソル $\gamma(\omega)\langle \mathbf{t}\otimes\mathbf{n}\rangle$ は，Satake(Satake, 2004)により定義された巨視的ひずみに寄与する接点間相対変位の方向別のテンソル平均分布の基本モード近似に相当するものと解釈できる。

Fig. 4 に，ひずみ空間多重せん断モデルによる計算された巨視的二軸せん断時の 2 次元的ファブリックを示す。式(30)において，巨視的二軸せん断時には $\varepsilon_{12}=\varepsilon_{21}=0$ となるので，ひずみ空間ファブリック（Fig. 4(a)）は，以下の式で計算される。

$$\gamma(\omega)=(\varepsilon_{11}-\varepsilon_{22})\cos\omega \tag{59}$$

応力空間ファブリック（Fig. 4(b)）は，ひずみ空間ファブリックから，式(34)により計算される。巨視的な軸差せん断ひずみ $\varepsilon_{11}-\varepsilon_{22}$ は，$\omega=0$ 方向への仮想せん断ひずみ γ と一致することから，巨視的ひずみの動員の度合いを正規化した $\gamma(0)/\gamma_{\mathrm{v}}$ により表現することとした。Fig. 4 におけるプラス(+)およびマイナス(−)の符号は，$\gamma(\omega)$ and $q(\gamma(\omega))$ の正負を表す。Fig. 4(a)に示すとおり，ひずみ空間ファブリックは巨視的軸差ひずみ $\varepsilon_{11}-\varepsilon_{22}$ の増大に比例して，分布形状を変化させずに成長する。Fig. 4(b)に示すとおり，応力空間ファブリックは，スリムな四つ葉のクローバー型から，次第に葉が肥った形状に変化していき，最終的には，仮想せん断強度 q_{v} を半径とする円を覆うようになる。円全体が隙間なく覆われた時，ひずみ空間多重せん断モデルにより表現される粒状体は巨視的せん断破壊に至る。

Fig. 5 は，仮想単純せん断応力とひずみが，個々の仮想せん断機構において，成長する様子を示している。なお，同図には，$\omega/2=\pi/4$ の場合の結果を省略しているが，これは，この方向には，微視的せん断応力ひずみの動員が常にゼロとなるためである。仮想単純せん断応力は $\omega=0$ の方向で最も早く成長し，この方向で最も早く仮想単純せん断強度で規定される上限値に到達する。これ以外の方向への仮想単純せん断応力の成長は遅いが，最終的には，同じ上限値に到達し，その到達が最終的には $\omega=\pi/4$ の方向に向けて，順次完成していく。このような機構が，四つ葉で表現される応力空間はブリックの葉の幅が次第に幅を広げ肥っていく結果をもたらしている（Fig. 4(b)）。

多重すべり/多重ラミネート構造モデル(Batdorf and Budiansky, 1949; Calladine, 1971; Pande and Sharma, 1983)では，局所的応力の方向分布は，巨視的応力場と整合するものと仮定し，局所的応力を巨視的応力場の投影として与えている（Fig. 3）。このモデルでは，局所での微視的機構としてすべり機構を仮定しているため，局所的ひずみは，すべりが最初に発生したすべり面に集中する傾向を示す。参考文献に，その分布系の例が見られる。このように，ひずみ空間多重せん断モデルは，多重すべり/多重ラミネート構造モデルとは，根本的に異なる。

Fig. 4 および 5 に示すファブリックは，ひずみ空間多重せん断モデルに即して表示したものである。し

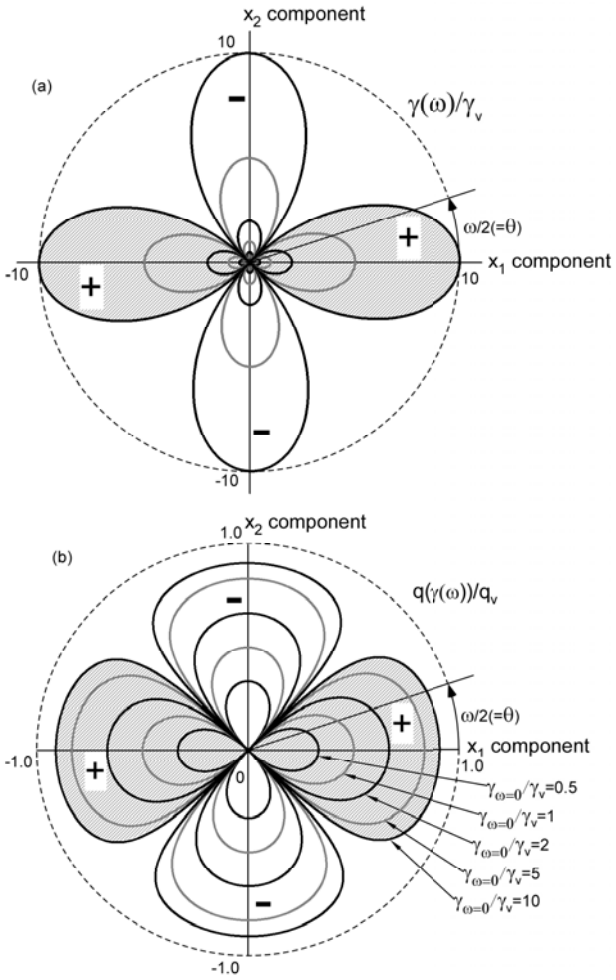


Fig. 4 Evolution of fabric during biaxial shear; (a) strain space fabric, (b) stress space fabric

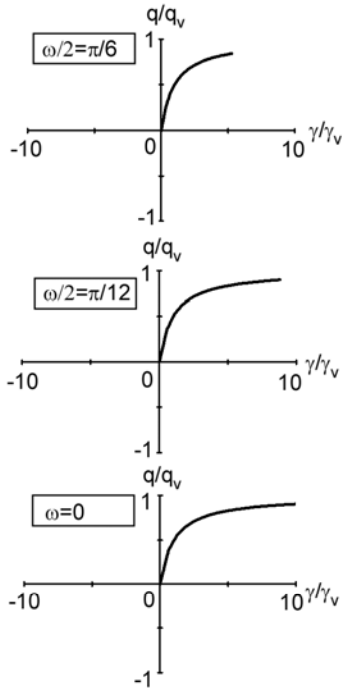


Fig. 5 Evolution of virtual simple shear strain and stress during biaxial shear

かし，既往の研究による誘導ファブリックは，粒子挙動を比較的直接的に表現したものとなっている(Oda et al., 1985; Rothenburg and Bathurst, 1989)。これらの既往の研究では，接点力の垂直成分の方向分布については，等方成分および偏差成分への区別なしに，合体した形で示している。

比較のため，Fig. 4(b)に示す応力空間ファブリック $q\left(\gamma\left(\omega\right)\right)$ に，式(54)（ないし式(56)）による等方的応力空間ファブリック p^* を合体させた。Rothenburg and Bathurst (Rothenburg and Bathurst, 1989)による個別要素シミュレーションでは，ピークせん断応力比は $\sin\phi_{\mathrm{f}}=0.43$ （内部摩擦角 $\phi_{\mathrm{f}}=25^{\circ}$ に相当）と与えられ，接点力垂直成分の寄与度は $r_{\mathrm{n}}=0.53/\left(0.22+0.53+0.17\right)=0.58$ となるので，これらを用いて，合体した応力空間ファブリックを式(56)により求めた。Fig. 6(a)に示す応力空間ファブリックは，基本的には個別要素シミュレーション結果と整合する。ここで，貢献度の度合い r_{n} がファブリックにどのような影響を与えるかについて検討するため，Fig. 6(b)に，$r_{\mathrm{n}}=1.0$ として場合の応力空間ファブリックを示す。この場合には，ファブリックの形状は鉛直方向に長細くなり中央のくびれが強調される傾向を示す。Fig. 6(c)は，標準的な中程度の密度の砂を念頭に，$\sin\phi_{\mathrm{f}}=0.64$ （$\phi_{\mathrm{f}}=40^{\circ}$）および $r_{\mathrm{n}}=1.0$ の条件で計算したファブリックである。鉛直

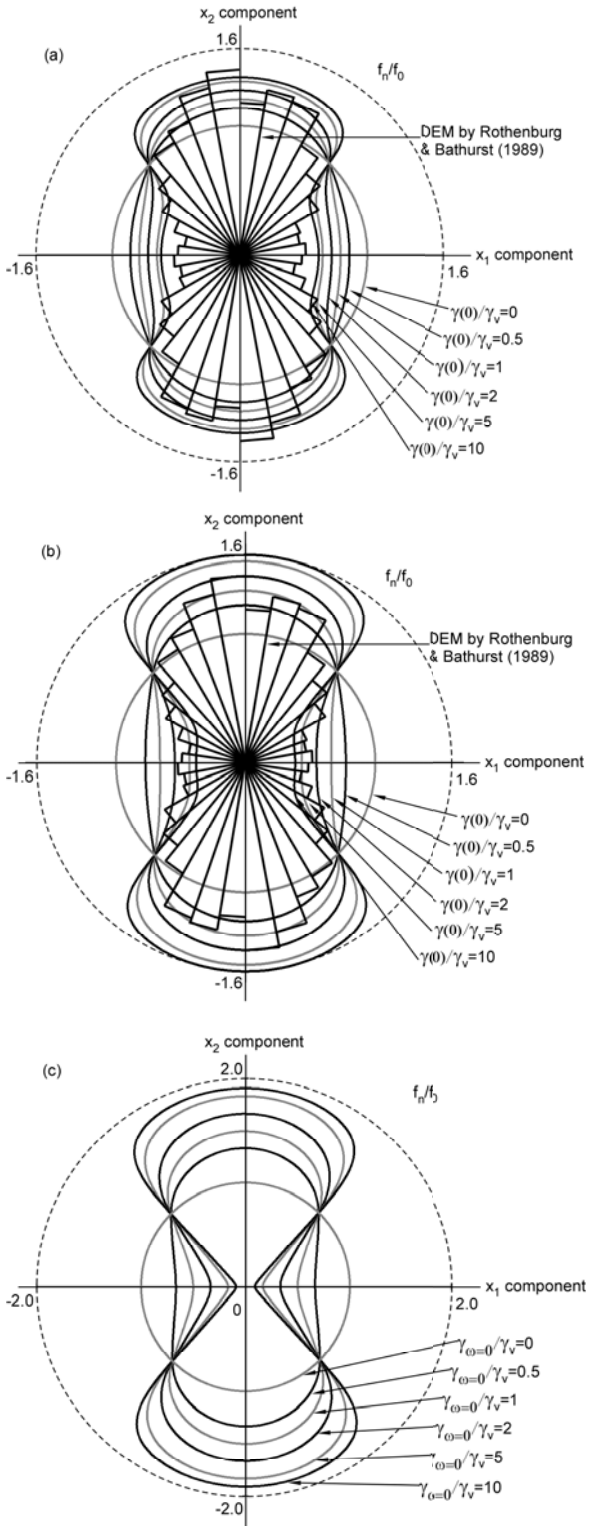


Fig. 6 Evolution of stress space fabric combined with isotropic fabric during biaxial shear; $f_{\mathrm{n}}/\overline{f}_0\left(=1-r_{\mathrm{n}}q/p^*\right)$ representing normal component of contact forces (DEM simulation by Rothenburg & Bathurst (Rothenburg and Bathurst, 1989) with modification); (a) $r_{\mathrm{n}}=0.58$ and $\sin\phi_{\mathrm{f}}$ =0.43, (b) $r_{\mathrm{n}}=1.0$ and $\sin\phi_{\mathrm{f}}$ =0.43, (c) $r_{\mathrm{n}}=1.0$ and $\sin\phi_{\mathrm{f}}$ =0.64

方向に長細くなり中央のくびれがさらに強調される。

同様に，Fig. 7 は，式(57)により接点力の接線成分の方向分布を計算したものである。いずれのケースにおいても，ひずみ空間多重せん断モデルによるファブリックと個別要素シミュレーションによるファブリックが完全に一致することはないが，ファブリックの全体的な形状としては，個別要素シミュレーションによって解析された形状の特徴を，ひずみ空間多重せん断モデルにより適切に表現していることがわかる。

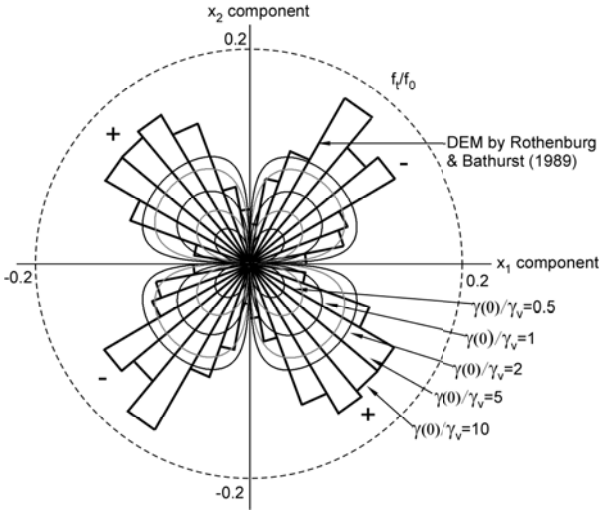


Fig. 7 Evolution of stress space fabric during biaxial shear; $f_t / \overline{f}_0 \left(= -r_t q / p^*\right)$ ($r_t = 0.18$) representing tangential component of contact forces (DEM simulation by Rothenburg & Bathurst [7] with modification)

6. 結論

本研究では，ひずみ空間多重せん断モデルを用いて，粒状体の誘導ファブリックを議論した。ひずみ空間多重せん断モデルは，任意方向の仮想単純せん断機構の重ね合わせにより粒状体の挙動を表現しようとするものである。この機構は，粒状体の誘導異方性を反映する内部構造（微視的構造）を表現するもので，２階のファブリックテンソルで表現され，このテンソルにより巨視的ひずみが巨視的応力に関連づけられる。二軸せん断の条件下では，ひずみ空間ファブリックは四つ葉のクローバー形状を示し，巨視的な軸差せん断ひずみに比例して，形状を変化させずに成長する。これに対して，応力空間ファブリックは次第に肥っていく四つ葉の形状を示し，最終的には仮想せん断強度により規定される半径を持つ円を覆っていく。円全体が完全に覆われた時，粒状体には巨視的なせん断破壊の状態が訪れる。等方的な応力空間ファブリックの寄与分を合成した複合応力空間ファブリックは，個別要素シミュレーションによって得られた接点力の垂直成分の方向分布を示すファブリックと整合的であった。また，背接点力の接線成分の方向分布を示すファブリックも，ひずみ空間多重せん断モデルによる結果と整合的であった。これらのことから，ひずみ空間多重せん断モデルは，粒状体の誘導異方性を的確に表現することができると考えられる。

参考文献

Batdorf, S.B. & Budiansky, B. (1949). "A mathematical theory of plasticity based on the concept of slip," *National Advisory Committee for Aeronautics*, TN 1871.

Calladine, C.R. (1971). "A microstructural view of the mechanical properties of saturated clay," *Geotechnique,* 21(4), 391-415.

Christoffersen, J., Mehrabadi, M.M. & Nemat-Nasser, S. (1981). "A micromechanical description of granular material behavior," *Journal of Applied Mechanics,* 48, 339-344.

Dirichlet, G.L. (1850). "Uber die reduction der positiven quadratischen formen mit drei unbestimmten ganzen zahlen," *J. Reine Angew. Math.,* 40, 209-227.

Hardin, B.O. & Drnevich, V.P. (1972). "Shear modulus and damping in soils: design equation and curves," *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,* 98(SM7), 667-692.

Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T. (1992a). "Strain space plasticity model for cyclic mobility," *Soils and Foundations,* 32(2), 1-15.

Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T. (1992b). "Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation," *Soils and Foundations,* 32(2), 16-20.

Iai, S. (1993a). "Micromechanical background to a strain space multiple mechanism model for sand," *Soils and Foundations,* 33(1), 102-117.

Iai, S. (1993b). "Concept of effective strain in constitutive modeling of granular materials," *Soils and Foundations,* 33(2), 171-180.

Iai, S., Kameoka, T. & Towhata, I. (1994). "Analysis of non-coaxiality by multi-mechanism model," *Proc. 8th International Conference on Computer Methods and Advances in*

Geomechanics, Morgantown, 599-604.

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*, 29(4), 417-442.

Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O. & Ueda, K. (2010a). "Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model," *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34, (in print).

Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O. & Ueda, K. (2010b). "Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model," *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34, (in print) published online nag.899.

Mehrabadi, M.M., Nemat-Nasser, S. & Oda, M. (1982). "On statistical description of stress and fabric in granular materials," *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 6(1), 95-108.

Oda, M., Nemat-Nasser, S. & Konishi, J. (1985). "Stress-induced anisotropy in granular masses," *Soils and Foundations*, 25(3), 85-97.

Pande, G.N. & Sharma, K.G. (1983). "Mutilaminate model of clays - a numerical evaluation of the influence of rotation of principal stress axes," *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 7(4), 397-418.

Rothenburg, L. & Bathurst, R.J. (1989). "Analytical study of induced anisotropy in idealized granular materials," *Geotechnique*, 39(4), 601-614.

Satake, M. (2004). "Tensorial form definitions of discrete-mechanical quantities for granular assemblies," *International Journal of Solids and Structures*, 41, 5775-5791.

Towhata, I. & Ishihara, K. (1985). "Modelling soil behaviour under principal stress axes rotation," *Proc. 5th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, Nagoya, Balkema, 523-530.

Evolution of Induced Fabric in a Strain Space Multiple Mechanism Model for Granular Materials

Susumu IAI and Tetsuo TOBITA

Synopsis

The strain space multiple mechanism model idealizes the behavior of granular materials based on a multitude of virtual simple shear mechanisms oriented in arbitrary directions. These mechanisms idealize the internal (or micromechanical) structure of granular materials with induced anisotropy and form a second order fabric tensor, which relates macroscopic strain to macroscopic stress. Within this framework, the strain space fabric is defined as a projection of the macroscopic strain field onto an individual virtual simple shear mechanism oriented in arbitrary directions and represents the measure of mobilization of micromechanical strain due to the relative displacements between the particles. The strain space fabric, which is shaped like a four leaf clover in two dimensions, induces another fabric in stress space through a hyperbolic function, which governs the virtual simple shear mechanisms. Comparison with Discrete Element Method (DEM) simulation suggests that the strain space multiple mechanism model has the potential to capture the essential features in the evolution of an induced fabric in granular materials.

Keywords: anisotropy, constitutive equation, fabric tensor, granular material, micromechanics, stress-strain

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Application of the Generalized Scaling Law to Liquefiable Model Ground

Tetsuo TOBITA, and Susumu IAI

Synopsis

A series of centrifuge model tests are conducted under the scheme of the modeling of models technique to find issues on the generalized scaling law for dynamic centrifuge tests (Iai et al., 2005). In a series of dynamic tests on a flat, saturated sand layer of 1/100 scale, four different centrifugal accelerations from 5 g to 70 g are employed on the scaled models for which the prototype is uniquely given. The models are exposed to sinusoidal input accelerations with 0.65 Hz and amplitudes of 2.5 m/s^2 and 3.1 m/s^2 in prototype scale. For response during shaking, nearly identical accelerations and excess pore-water pressure buildups are recorded for all the cases in the prototype scale. Discrepancies are found on surface settlements and duration time for dissipation of excess pore-water pressure. The major causes of the discrepancy may be (1) the duration time for the initial consolidation, (2) small value of the shear modulus due to low confining stress in model ground under low centrifugal acceleration, and (3) reduced permeability due to adsorption of viscous fluids on sand particles.

1. Introduction

Application of the geotechnical centrifuge modeling to design practice was considered in the past (e.g., Craig, 1984); however, with increasing demands on performance-based design of large structures, physical model testing seems to be facing limitations due to modeling techniques and equipment. This is where the breakthrough for physical modeling can be addressed as to directly apply test results of large prototypes to performance-based design practice. This may be one of the challenging topics for the geotechnical centrifuge community to be linked with industry (Terashi et al., 2004; Gaudin et al., 2010).

One of the great advantages of numerical analyses is that response of full-scale structures can be readily simulated, and parametric studies can be conducted just by changing numbers in input files. However, numerical methods are solely validated through results of physical model tests or real-scale behavior of geotechnical structures. Despite the fact that results of numerical analyses are merely an approximation, they have often been used for quantitative evaluation of structural behaviors without comparing results of computation with other numerical or physical models.

Use of a geotechnical centrifuge has an advantage in accurately simulating real-scale behavior in a scaled model by applying the same confining stresses to the model ground as prototypes. In the centrifuge model testing, although structural models have to be small and simplified, the prototype behavior is approximated in accordance with scaling laws (e.g., Garnier et al., 2007), and it qualitatively represents prototype behavior. One of the major obstacles for application of physical modeling results to performance-based design practice is that a specific prototype cannot be tested due to restrictions associated with experimental conditions, such as the size of the model container and scaling effects on materials. For 1-g model testing, to overcome these restrictions, the size of the experimental facility has become larger and larger so that real-scale models can be tested [e.g., E-defense (Tokimatsu et al., 2007), U.C. San Diego (Einde et al., 2004)]. However, for geotechnical structures, development of a larger research facility may still have limitations because, even with such a large facility, physical

modeling with foundations and surrounding ground has to be reduced due to factors inherent in a large facility, such as the capacity of the shake table, budget, etc.

Demands for the testing of large prototypes are increasing under the restrictions mentioned above. To resolve such demands and restrictions, Iai et al. (2005) proposed 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 modeling. The objective of the present study is to investigate and point out issues on the applicability of the scaling law through the technique of "modeling of models" for dynamic behavior of flat, saturated sand deposits.

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 analyzed system. These primitive forms of scaling factors are listed in row (4) in Table 1. 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 $\lambda=\mu\eta$ [row (1) of Table 1].

Table 1. Scaling factors (= Prototype/Model) in physical model tests

	(1) scaling factor for 1g test	(2) scaling factor for centrifuge test	(3) partitioned scaling factor	(4) generalized scaling factors
Length	μ	η	$\mu\eta$	λ
Density	1	1	1	1
Time	$\mu^{0.75}$	η	$\mu^{0.75}\eta$	$(\lambda\lambda_\varepsilon/\lambda_g)^{0.5}$
Frequency	$\mu^{-0.75}$	$1/\eta$	$\mu^{-0.75}/\eta$	$(\lambda\lambda_\varepsilon/\lambda_g)^{-0.5}$
Acceleration	1	$1/\eta$	$1/\eta$	λ_g
Velocity	$\mu^{0.75}$	1	$\mu^{0.75}$	$(\lambda\lambda_\varepsilon\lambda_g)^{0.5}$
Displacement	$\mu^{1.5}$	η	$\mu^{1.5}\eta$	$\lambda\lambda_\varepsilon$
Stress	μ	1	μ	$\lambda\lambda_g$
Strain	$\mu^{0.5}$	1	$\mu^{0.5}$	λ_ε
Stiffness	$\mu^{0.5}$	1	$\mu^{0.5}$	$\lambda\lambda_g/\lambda_\varepsilon$
Permeability	$\mu^{0.75}$	η	$\mu^{0.75}\eta$	$(\lambda\lambda_\varepsilon/\lambda_g)^{0.5}$
Pore pressure	μ	1	μ	$\lambda\lambda_g$
Fluid Pressure	μ	1	μ	$\lambda\lambda_g$

Table 2. Generalized scaling factors implemented in the present study

	Scaling factor (Prototype/Model)			
1 G: μ	20	10	2	1.43
Centrifuge: η	5	10	50	70
Length	100	100	100	100
Density	1.00	1.00	1.00	1.00
Time	47.3	56.2	84.1	91.5
Frequency	0.0211	0.0178	0.0119	0.0109
Acceleration	0.200	0.100	0.0200	0.0143
Velocity	9.46	5.62	1.68	1.31
Displacement	447	316	141	120
Stress	20.0	10.0	2.00	1.43
Strain	4.47	3.16	1.41	1.20
Stiffness	4.47	3.16	1.41	1.20
Permeability	47.3	56.2	84.1	91.5
Pore pressure	20.0	10.0	2.00	1.43

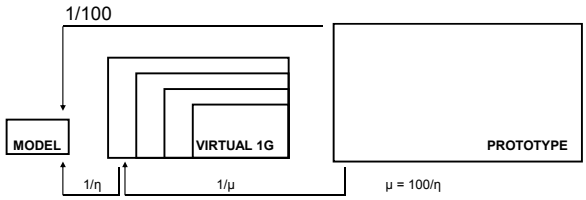


Figure 1. Concept of "modeling of models" applied to the generalized scaling.

2. Dynamic centrifuge tests on flat loose, saturated sand deposit

To investigate the applicability of the generalized scaling relations described above, a

Table 3. Test cases with scaling factors, properties of input motion, measured relative density and time for consolidation before shaking

Case	Scaling factors			Target input motion		Initial relative density	Time for consolidation
	1g test	Centrifuge test	Overall	Acceleration	Frequency		
	μ	η	λ=μη	(m/s^2)	(Hz)	(%)	
Prototype	-	-	-	2.5	0.65		
5A50	20	5	100	12.5	30.7	29.5	5.0
10A50	10	10	100	20.85	36.6	24.3	5.0
50A50	2	50	100	104.3	54.7	29.1	5.0
70A50	1.43	70	100	175.1	59.5	32.7	5.0
70A50-2	1.43	70	100	175.1	59.5	32.6	5.0
Prototype	-	-	-	3.1	0.65		
5B50	20	5	100	15.1	30.7	44.3	5.0
5B89	20	5	100	15.1	30.7	43.7	8.9
10B50	10	10	100	31.1	36.6	44.3	5.0
10B75	10	10	100	31.1	36.6	46.9	7.5
50B50	2	50	100	155	54.7	45.7	5.0

series of dynamic tests was conducted following the principle of "modeling of models." This technique was introduced by Schofield (1980) to assess the behavior 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 ($\lambda=\mu\eta$) 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 geometric scaling factors as well as frequencies and amplitudes of the input motions employed in the study. In what follows, units are in prototype unless otherwise specified.

2.1 Test cases

Test cases are summarized in Table 3. In the test series referred to Case A, centrifuge tests under 5, 10, 50, and 70 g were employed with the target amplitude of the input acceleration of 2.5 m/s^2. In the tests referred to Case B, centrifugal accelerations of 5, 10, and 50 g are carried out with the target amplitude of the input acceleration of 3.1 m/s^2.

Input waves are sinusoidal, and their frequency is fixed at 0.65 Hz, and duration is 35 s. Note, for example, that a case specified by "50B89" in Table 3 indicates that the centrifuge test was conducted in 50 g with 8.9 min of consolidation time in model scale in Case B. Here, the time for consolidation is the duration time given to the model to have a normally consolidated condition under specified centrifugal acceleration before shaking.

2.2 Test setup and experimental facilities

The tests were conducted in the geotechnical centrifuge of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Japan, which has an arm length of 2.5 m and is equipped with a shaking table that allows us to expose the models to dynamic excitation in the tangential direction of flight. The instrumentation of the model is shown in Fig. 2. The strong box with inner dimensions of 45 cm by 15 cm (model scale) in width was filled up to an intended height of 25 cm (model scale) corresponding to a 25-m-deep sand deposit in prototype scale.

Acceleration was measured at six different depths of the model (Fig. 2). Also, with depth, five excess pore-water pressure transducers and two earth pressure transducers were installed at the locations specified in Fig. 2. Surface settlements were continuously measured with three laser-displacement transducers attached above the ground surface (Fig. 2). Reflection plates as targets of the laser-displacement transducers were hand-made with the density of the plate adjusted to slightly heavier than that of the mixture of viscous fluid so that it followed the surface settlements (Fig. 2). The height of the ground surface was also manually measured at 18 points before and after shaking.

The temperature of the model ground was monitored by digital thermometers to have the specific viscosity of the pore fluid [Metolose (Shin-Etsu Chemical Co., 1997)], which is known to be highly temperature-dependent.

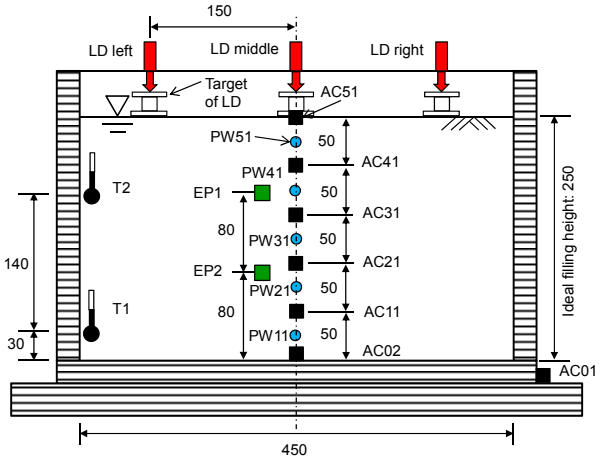


Figure 2. Test setup. LD: Laser displacement transducers. AC: Accelerometers. PW: Pore-water pressure transducers. EP: Earth pressure transducers. T: Thermometers.

2.3 Material of the model ground

The model ground was prepared with the method of water pluviation. Dry silica sand No. 7 was sprinkled slowly into high viscous water from approximately 10 cm (model scale) above water level. The relative density in the models varied between 24% and 33% in Case A, and 44% and 47% in Case B. Although the total weight of sand in the box was kept constant, a slight difference in achieved height of the model ground caused variation of the relative density.

According to the scaling factors in Table 1, the viscosity of the pore fluid has to be scaled with a factor, $\mu^{0.75}\eta$, relative to water. This leads to the use of higher viscous water in all tests than that of usual centrifuge model tests. To produce water with the specific viscosity for each test, the methylcellulose solution (Metolose, SM-100) is employed. The usability of the Metolose to produce high viscous water without changing other significant fluid parameters such as density or surface tension was tested and verified up to 100 mPa s (Dewoolkar et al., 1999; Stewart et al., 1998). As the viscosity of the Metolose solution is highly dependent on the water temperature, it was measured and adjusted by adding water or denser solution before pouring it into the strong box.

3. Response of the model ground

3.1 Input and ground acceleration

To fulfill the purpose of the experiments, it is important to give the identical input motions in prototype scale for all of the test cases. Following the scaling relations of acceleration and frequency shown in Table 2, the input amplitude and time scale of acceleration for each test in model scale are determined (Table 3).

At the bottom row of Fig. 3(a), plotted are time histories of input accelerations in model scale. By applying the generalized scaling factors of acceleration and time to those time histories, they are converted into the ones shown in the bottom row of Figure 3(b). As shown in these figures, although amplitudes and durations of shaking of the input acceleration in model scale are different, in prototype scale fairly similar input accelerations are obtained for all of the tests in both cases. This guarantees that nearly identical input acceleration was given to each model. Note that in the test 10A50 by mistake the frequency of the input motion was a little smaller than the aimed value (34.57 Hz instead of 36.55 Hz). Judging from the figures, the influence should be minor.

In the same way as the input motion mentioned above, time histories of accelerations in the model ground are plotted in Fig. 3 for Cases A. In both cases, accelerations near the ground surface in prototype scale [Figs. 3(b)] show reduction of the amplitude due to liquefaction. The envelope of the time histories in prototype scale are satisfactorily similar to one another, despite the small variation in the relative density of the model ground (Table 3).

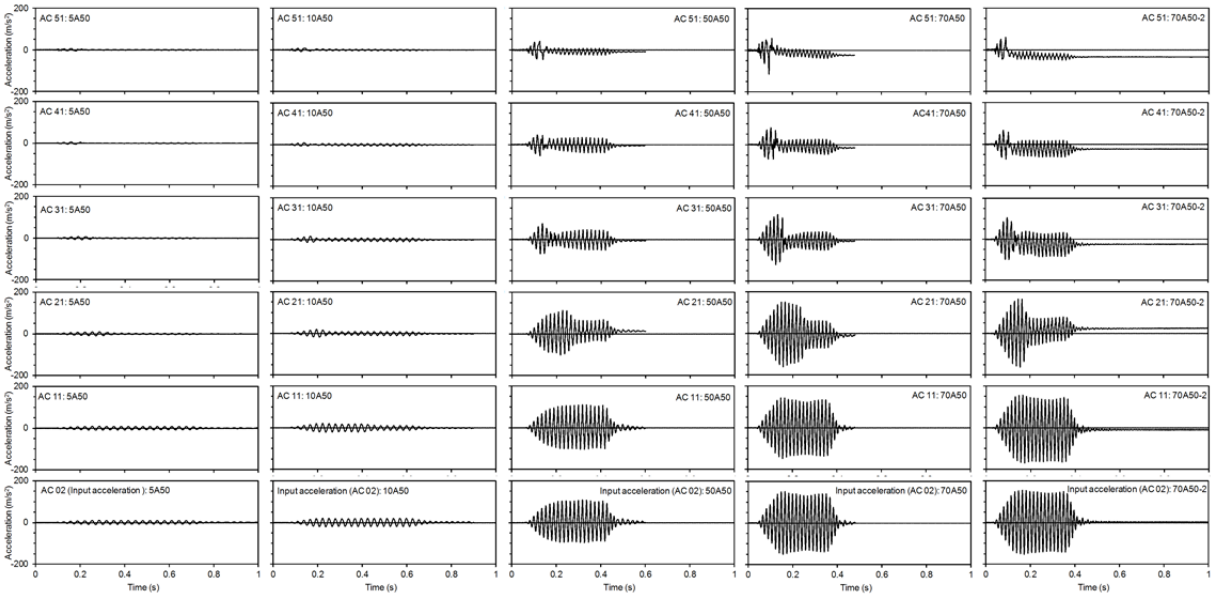


Figure 3(a). Measured time histories of acceleration in model scale for Case A.

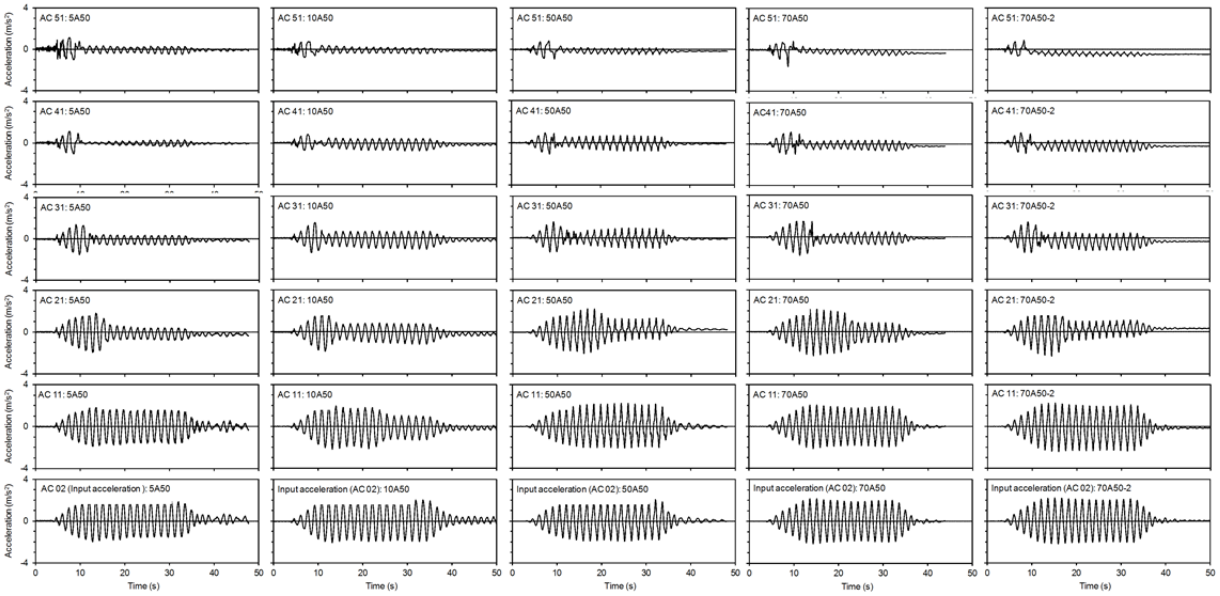


Figure 3(b). Measured time histories of acceleration in prototype scale for Case A.

3.2 Excess pore-water pressure

Time histories of excess pore-water pressures are compared in Figs. 4 and 5 for Cases A and B, respectively. Figures 4(a) to 4(e) show excess pore-water pressure buildup during shaking, and Figs. 4(f) to 4(j) show those until full dissipation. As shown in Figs. 4(a) to 4(e), agreements are significant for all of the cases, except for case 70A50. In 70A50, by considering that the input and ground accelerations are very similar to the others [Fig. 3(b)], pore-water pressure transducers might be malfunctioning, and possibly they were not perfectly saturated. For Case B in Figs. 5(a) to 5(e), agreements are significant, except for the tests 5B50 and 10B50, in which ceramic filters (5.0 mm thick) whose opening is much smaller than metal mesh (55-μm opening) was attached on the pore-water pressure transducers. Therefore, sensitivity was lost.

As shown in Figs. 4(f) and 4(g) for tests 5A50 and 10A50, the time required for full dissipation is much longer than in the other cases. The same may be said for test 5B50 and 10B50 in Case B, shown in Figs. 5(f) to 5(j), compared with the one shown in Fig. 5(j) for test 50B50. The cause of this will be investigated later.

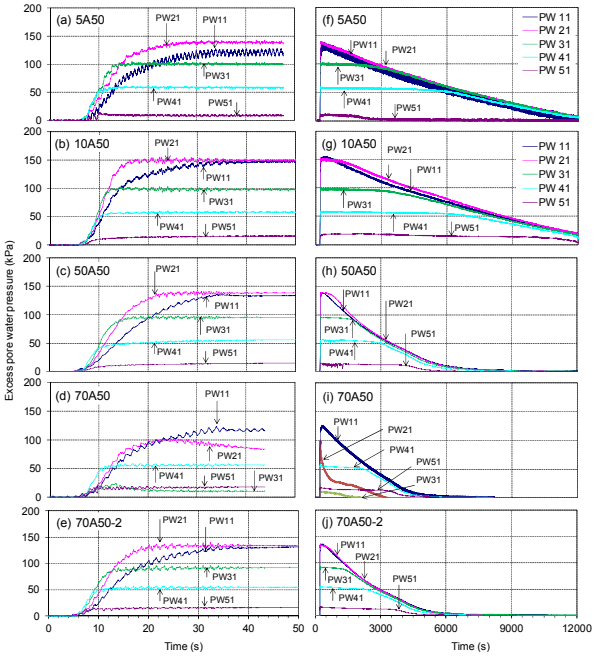


Figure 4. Measured time histories of excess pore-water pressure in prototype scale for Case A: (a) to (e) in the phase of pressure buildup (0–50 s), and (f) to (j) in the phase of dissipation (entire record).

3.3 Ground settlements

For the time range in dynamic excitation, the generalized scaling law can be verified for all reported aspects of soil behavior except for the ground settlements measured with laser displacement transducers which showed a big scatter among the models. Figure 6 shows those for Case A. In these figures, (a) to (c) are the ground settlements during shaking, and figures (d) to (f) are those until nearly complete dissipation of the excess pore-water pressure. The variations seem to be completely random. The variation observed in the ground settlements may be attributed to the device used in the tests and/or large scaling factors for displacement. The target plate of the laser displacement transducer might be influenced by the shaking because of its height, which is 3 cm in model scale (Fig. 2). Another cause may be that the scaling factor of displacement in the generalized scaling law is much larger, i.e., sensitive, compared with other scaling factors (Table 2). Therefore, special care had to be taken in the measurements of ground settlements [e.g., particle image velocimetry (PIV) (White et al., 2003)]. As shown in Fig. 6, the duration of settlements after shaking for tests 5A50 and 10A50 in Case A is much longer than the other cases with higher centrifugal accelerations. A similar trend can be seen in tests 5B50 and 10B50 in Case B—i.e., saturating the model ground with lower centrifugal acceleration tends to take more time for full settlements and give larger residual settlements.

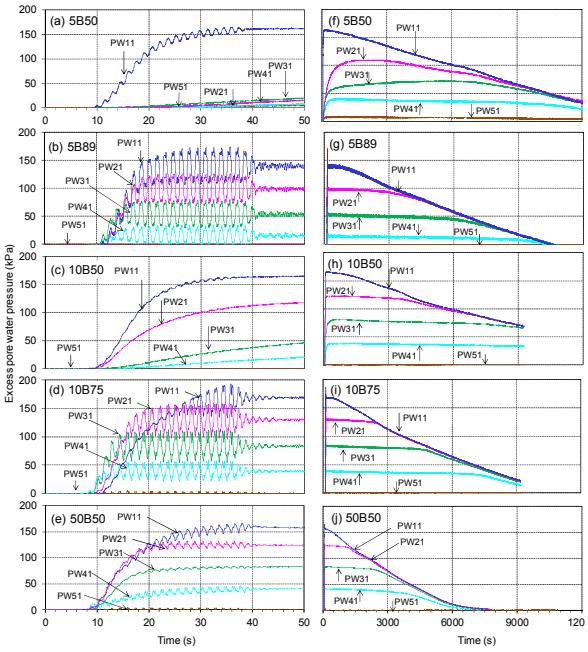


Figure 5. Measured time histories of excess pore-water pressure in prototype scale for Case B: (a) to (e) in the phase of pressure buildup (0–50 s), and (f) to (j) in the phase of dissipation (entire record).

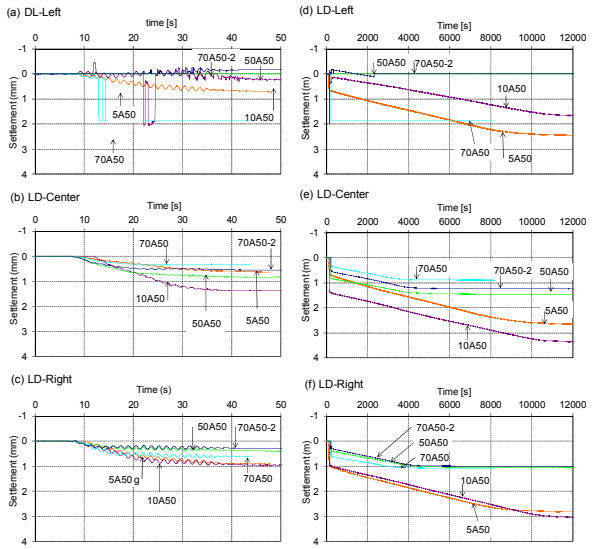


Figure 6. Measured time histories of ground settlements in prototype scale for Case A: (a) to (c) in the phase of shaking (0–50 s), and (d) to (f) in the phase of dissipation (entire record).

4. Causes of discrepancy at low centrifugal acceleration

The two cases that were run at 5 g and 10 g showed much larger settlements and a longer duration time for pore-water dissipation in prototype scale than the others with higher centrifugal accelerations. In what follows, investigations are carried out to seek causes of the low rate of dissipation of excess pore-water pressure. Here, the following causes are assumed and examined in detail: (1) effects of duration time for consolidation before shaking, (2) effect of low effective confining stress on the scaling law, and (3) possible change of permeability of the model ground due to adsorption of the Metolose polymers on sand particles.

4.1 Effects of duration time for consolidation before shaking

In the centrifuge experiments, to have a normally consolidated ground under the given centrifugal acceleration, the model ground is consolidated about 5 min before shaking. This 5 min is arbitrarily taken because consolidation of sandy ground is assumed to be quickly achieved. However, with viscous fluid, this assumption may be a mistake. In tests 5B50 and 10B50, fluid viscosities are, respectively, 47.3 mPa s and 56.2 mPa s, and the duration times of consolidation are converted, respectively, to 281 min and 237 min in prototype scale, which is much shorter than that of 50B50—421 min.

In Case B, tests 5B89 and 10B75 are the cases in which the duration time of consolidation is adjusted so that the same duration time with test 50B50 is applied in prototype scale. In tests 5B89 and 10B75, duration times for consolidation were, respectively, 8.9 min and 7.5 min in model scale. As shown in Fig. 5(g) for 5B89 and Fig. 5(i) for 10B75, dissipation of excess pore-water pressure becomes quicker than in the cases of 5B50 and 10B50 and approaches the ones of 50 g's [Fig. 5(j)]. Although the duration time of consolidation is adjusted, a perfect match is not achieved, indicating the existence of other causes on the discrepancy.

4.2 Effect of low effective confining stress on the scaling law

The curves in Figs. 4(f) to 4(j) and Figs. 5(f) to 5(j) indicate that time required for excess pore-water dissipation becomes systematically shorter as the centrifugal acceleration increases. Model behavior in dissipation phase can be explained by the consolidation theory from which the following formula for time for consolidation is derived:

$$t = \frac{T_v d^2 m_v \gamma_w}{k} = \frac{T_v d^2 \gamma_w}{Mk} \tag{1}$$

where T_v: time factor, d: length of longest drainage pass, m_v: volume compressibility (= $1/M$), M: constrained modulus of elasticity ($=2G(1-\nu)/(1-2\nu)$), G: shear modulus, ν: Poisson ratio, γ_w: unit weight of water, and k: permeability. In the experiments under low centrifugal accelerations, the effective confining stress in model scale is low in the dissipation phase, and this may lead to a smaller stiffness of the model ground. From Eq. (1), small elastic stiffness leads to a long period of time for consolidation. Thus, scaling of stiffness might have an influence on the time of the pore-water dissipation.

In what follows, to investigate the scaling of stiffness under low effective confining stress, a scaling factor of strain in the 1-g model test is derived by fitting with experimental results.

The scaling relation of time in general form is expressed from row (4) in Table 1:

$$\lambda_t = \left(\lambda \lambda_\varepsilon / \lambda_g\right)^{0.5} \tag{2}$$

where λ, λ_ε, and λ_g are, respectively, the scaling factor of length, strain, and acceleration. In 1-g model tests, $\lambda_g = 1$, and if the scaling factor of strain is assumed to be $\lambda_\varepsilon = \lambda^{0.5}$ (Iai, 1989), then the scaling factor of time is derived from Eq. (2) as

$$\lambda_t = \lambda^{0.75} \tag{3}$$

For the scaling of centrifuge tests, $\lambda_g = 1/\lambda$, and $\lambda_\varepsilon = 1$, and therefore the scaling of time is

derived again from Eq. (2) to be

$$\lambda_t = \lambda \tag{4}$$

When the scaling factor of a 1-g test is μ, and that of a centrifuge test is η, the generalized scaling factor of time is given as a combination of the above two factors (Iai et al., 2005):

$$\lambda_t = \mu^{0.75}\eta \tag{5}$$

In addition to the assumption made for the scaling factor of strains, Iai (1989) showed that when the shear-wave velocity is known, λ_ε can be determined more accurately with the following form:

$$\lambda_\varepsilon = \frac{\lambda}{\left[(V_s)_p / (V_s)_m\right]^2} \tag{6}$$

where $(V_s)_p$ and $(V_s)_m$ are, respectively, the shear-wave velocity of the prototype and the model. From Eq. (6), it is evident that the scaling of stain is closely related to shear-wave velocity, which can be readily converted to the shear modulus of the ground.

Now, let us assume that the scaling factor of strain can be expressed with α as

$$\lambda_\varepsilon = \lambda^\alpha \tag{7}$$

Then, from Eq. (2), scaling of time becomes

$$\lambda_t = \lambda^{0.5(1+\alpha)} \tag{8}$$

Scaling of time for the generalized scaling relation is expressed as

$$t_p = \mu^{0.5(1+\alpha)}\eta t_m \tag{9}$$

where t_p and t_m are, respectively, time in the prototype and the model.

Next, parameter α is fitted with experimental results. Here, the duration time for the excess pore-water dissipation measured at PW31 of test 70A50-2, Δt_p^{70}, in prototype scale, is taken as a reference value to be fitted. Then, by assuming that the duration times for dissipation at PW31 of other tests, Δt_p, in prototype scale, are equal to Δt_p^{70}:

$$\Delta t_p = \Delta t_p^{70} \tag{10}$$

Rewriting Eq. (10) with the generalized scaling factors given in Eq. (9), with time in model scale, Δt_m and Δt_m^{70},

$$\mu^{0.5(1+\alpha)} \times \eta \times \Delta t_m = \mu_{70}^{0.5(1+\alpha)} \times \eta_{70} \times \Delta t_m^{70} \tag{11}$$

where $\mu_{70} = 1.4$ and $\eta_{70} = 70$ are scaling factors, respectively, in the virtual 1-g and 70-g centrifuge model tests. Here, the duration time for dissipation in model scale is defined as,

$$\Delta t_m = t_2 - t_1 \tag{12}$$

where t_1 corresponds to the time when the excess pore-water pressure at PW31 starts to decrease [Figs. 7(a)–(d)] and t_2 is defined at the time when the excess pore-water pressure becomes 5% of the one at time t_1. Solving Eq. (11) for α yields

$$\alpha = 2\left(\log\frac{\eta_{70}\Delta t_m^{70}}{\eta \Delta t_m}\right)\left(\log\frac{\mu}{\mu_{70}}\right)^{-1} - 1 \tag{13}$$

Table 4 shows the computed value of α by substituting Δt_m and Δt_m^{70} into Eq. (13).

In Table 4, the shear-wave ratio is computed by

$$(V_s)_p / (V_s)_m = \mu^{(1-\alpha)/2} \tag{14}$$

and the ratio of shear modulus G_p/G_m is computed by taking the square root of Eq. (14), where G_p and G_m are, respectively, the shear modulus in prototype and model scale.

Figures 7 (a) to 7 (d) show time histories of excess pore-water pressure in model scale. In these figures, duration time for dissipation is indicated by dotted vertical lines. Figures 7(e) to 7(h) are the converted time histories in prototype scale with fitted scaling factors of time listed in Table 4. Here, the scaling for stress—i.e., the magnitude of excess pore-water pressure—is not affected by the fitting procedure.

Ratios of the shear modulus computed with the fitted parameter α in Table 4 show that if the 1-g scaling factor of strain is given as $\lambda_\varepsilon = \mu^{0.5}$ —i.e., α = 0.5, then the ratio is assumed to be G_p/G_m = 0.96. In this case (70A50-2), it is recognized that the stiffness of the model and the prototype are nearly equal.

For tests with low centrifugal accelerations, 5A50 and 10A50, the values of α are negative, and the ratios are computed to be G_p/G_m(5 g) =

2.24 and G_p/G_m(10 g) = 2.23, which is about two times the one obtained from test 70A50-2, G_p/G_m(70 g) = 1.05 (Table 4). From this computation, if we demand that the shear modulus in prototype scale is constant regardless of the level of centrifugal acceleration, then the shear modulus under low centrifugal acceleration has to be about half of that under high centrifugal acceleration [e.g., G_m(70 g) = 2.1G_m(5 g)]. Thus, in the experiments conducted under low centrifugal acceleration, shear modulus or elastic modulus of the model ground in model scale has to be adjusted smaller than that in high centrifugal accelerations so that an identical duration time of excess pore-water pressure dissipation is achieved in prototype scale.

The fitting for Case B is done by the same procedure by taking the same value of the test 70A50-2 as a reference. In Table 4, the values of parameter α for tests 5B89 and 10B75 are, respectively, 0.43 and 0.20, and the shear modulus ratios are, respectively, G_p/G_m(5 g) = 1.53 and G_p/G_m(10 g) = 1.59, which are smaller than those obtained from tests 5A50 and 10A50 and close to the one in 70A50-2 [G_p/G_m(70 g) = 1.05]. Again, if we demand that shear modulus in prototype scale is identical, we obtain G_m(70 g) = 1.4G_m(5 g) and G_m(70 g) = 1.5G_m(10 g). Thus, to achieve identical duration time for dissipation of excess pore-water pressure with the one under high centrifugal acceleration, the shear modulus in model scale under low centrifugal acceleration has to be larger than that in prototype scale. The discrepancy investigated in this section may be due to the small value of the shear modulus caused by the low confining stress in the model ground under low centrifugal acceleration.

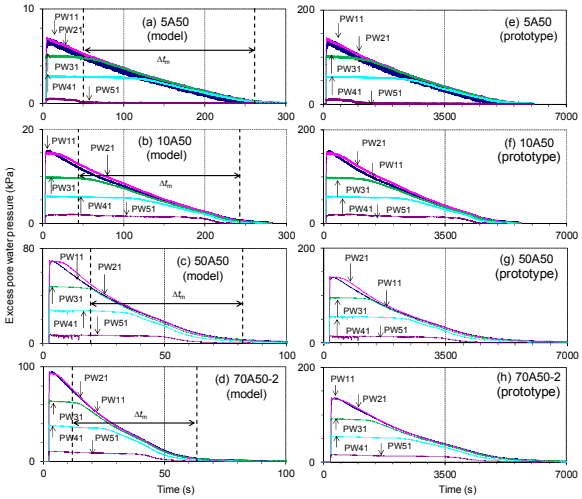


Figure 7. Time histories of excess pore-water pressure build-up for Case A: (a) to (d) model scale, (e) to (h) fitted curves in prototype scale. (h) is shown in Fig. 5(j).

Table 4. Parameters for correction of time scaling in the phase of excess pore-pressure dissipation

	Sacling factor of length						Scaling factors			
	1 G	Centrifuge					Time	Displacement		
	μ	η	t_1	t_2	Δt_m	α	$\mu^{\alpha}\eta$	$\mu^{\alpha+1}\eta$	$(V_s)_p/(V_s)_m$	G_p/G_m
5A50	20	5.0	50.0	261.6	211.6	-0.08	20.0	79.8	5.00	2.24
10A50	10	10	44.7	242.8	198.2	-0.39	20.2	40.7	4.96	2.23
50A50	2.0	50	19.5	81.8	62.3	-0.16	66.8	89.2	1.50	1.22
70A50-2	1.4	70	12.1	63.3	51.2	0.50	91.5	119.5	1.09	1.05
5B50	20	5.0	151.5	402.2	250.8	-0.20	16.5	54.3	6.07	2.46
5B89	20	5.0	107.7	216.5	108.7	0.43	42.5	362.0	2.35	1.53
10B50	10	10	139.0	302.8	163.8	-0.19	25.3	63.9	3.96	1.99
10B75	10	10	82.4	194.4	112.0	0.20	39.6	157.1	2.52	1.59
50B50	2.0	50	30.6	82.5	51.9	0.92	97.2	188.8	1.01	1.01

4.3 Possible change of permeability of the model ground due to absorption of the Metolose on sand particles

In the experiment, the Metolose (methylcellulose) was used as a substitute for pore fluid so that scaling for excess pore-water pressure dissipation is satisfied with dynamic conditions (Ko, 1994; Stewart et al., 1998; Dewoolkar et al., 1999). It is known that the viscosity of the methylcellulose is exerted by long chains of micro-fibers (polymers) constituted of cellulose (Stewart et al., 1998). Because of the form of micro-fibers, absorption of the Metolose on sand particles might occur. To investigate the

possibility, falling head permeability tests for silica sand No. 7 with a relative density of 40% with water, Metolose solution, and silicone oil were conducted. To conduct the tests, the procedure specified by JIS A 1218:2009 was followed. A metal-mesh net with a 75-μm opening was used as a filter instead of using filter paper in order to prevent clogging of molecular cellulose. Metolose of 2% solution was prepared and adjusted to specific viscosity by adding water. Details of tests can be found elsewhere (Tobita and Iai, 2010, under preparation).

Test results are summarized in Fig. 8. As shown in Fig. 8(a), the permeability of water is kept constant at about 1.0×10^{-2} cm/s. The reduction of permeability after the 11th measurements with water is -4.7%, which can be regarded as no reduction. Meanwhile, as shown in Figs. 8(b) and 8(c), the permeability with the Metolose is consistently decreasing with the number of measurements. For example, the permeability of viscous fluid of 15 mPa s is decreased 44% from 1.46×10^{-3} cm/s to 8.13×10^{-4} cm/s after the 11th measurements. In Fig. 8(d), although the permeability of silicone oil is fluctuating, the permeability is nearly constant for each viscosity.

The reduction in permeability that may be achieved with an increase in pore-fluid viscosity is mostly smaller than the expected values. For example, a reduction in permeability by a factor of 2.4 was recorded for an increase in viscosity of 5 times. This trend has been reported in other research papers (Stewart et al., 1998; Dewoolkar et al., 1999). Stewart et al. (1998) gave possible explanation for this discrepancy that both the Metolose solution and silicone oil may exhibit non-Newtonian behavior, where viscosity is not constant with varying velocity gradients. If this is the case, the reduction ratio of permeability would be different than that of the inverse viscosity ratio.

Based on the permeability test data, the permeability of the model ground during the centrifuge experiments might be slightly decreasing as excess pore-water pressure dissipates with the flow of the viscous fluid. However, no clear trend is found on the permeability change with the magnitude of viscosity. Further investigation is necessary to identify the effect of the absorption on the reduction of permeability.

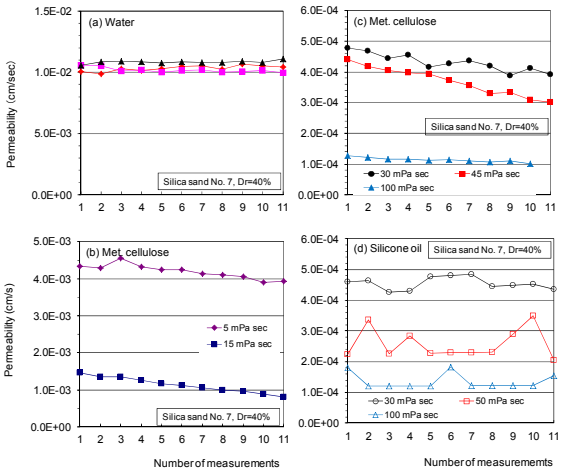


Figure 8. Variation of permeability with the number of measurements: (a) water, (b) methylcellulose of 5 and 15 mPa s, and (c) methylcellulose of 30, 45, and 100 mPa s, and silicone oil of 30, 50, 100 mPa s.

5. Conclusions

To investigate the applicability of the generalized scaling law in dynamic centrifuge tests on a flat, saturated sand deposit, the modeling-of-models technique was implemented in centrifugal accelerations ranging from 5 to 70 g, and the results were compared in prototype scale. In the tested range of an overall scaling factor of 1/100, the applicability of the generalized scaling law was confirmed for the time range during dynamic excitation. Only the ground settlement in this time range varied among the cases with different centrifugal accelerations. One of the causes might be the target device for the laser displacement transducers, which might not be stable under shaking conditions. Additional care has to be given to measurements of displacement because in the generalized scaling law the scaling factor of displacement tends to be very large, and in turn very sensitive to the measurements.

In the time histories of pore-water dissipation and surface settlements, two cases below 10 g showed much larger duration time for

excess pore-water pressure dissipation. Investigations are carried out for (1) the effect of duration time for consolidation before shaking, (2) the effect of low effective confining stress on the scaling law, and (3) possible change of permeability of the model ground due to absorption of methylcellulose polymer on sand particles. A major cause of the discrepancy might be the small value of elastic stiffness due to low confining stress in the model ground under low centrifugal experiments. From results of the permeability tests, use of the Metolose to simulated dissipation behavior is questioned because of the possibility of the absorption on sand particles.

Acknowledgements

The authors acknowledge that experimental works reported in the present paper are mainly conducted by Ms. Loretta von der Tann (former graduate student at ETH Zurich, Switzerland, visiting research student at Kyoto University, Japan) and Mr. Yuji Yaoi (current graduate student at Kyoto University, Japan.) as part of their graduation thesis.

References

Craig, W. H. (1984), "Centrifuge modelling for site-specific prototypes. *Proc. Symp. Application of Centrifuge Modelling to Geotechnical Design*," University of Manchester, Balkema, Rotterdam, 473–489.

Dewoolkar, M. M., Ko, H.-Y., Stadler, A. T. and Astaneh, S. M. F. (1999), "A substitute pore fluid for seismic centrifuge modeling. *Geotechnical Testing Journal*," ASTM **22**(3), 196–210.

Einde, V. D., Restrepo, L., Conte, J. P., Luco, E., Seible, F., Filiatrault, A., Clark, A., Johnson, A., Gram, M., Kusner, D. and Thoen, B. (2004), "Development of the George E. Brown Jr. network for earthquake engineering simulation (NEES) large high performance outdoor shake table at the University of California, San Diego." *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, BC, Canada, 1-6 August, Paper No. 3281.

Garnier, J., Gaudin, C., Springman, S. M., Culligan, P. J., Goodings, D., Konig, D., Kutter, B., L., Phillips, R., Randolph, M. F. and Thorel, L. (2007), "Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling." *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 7, No. 3, 1–23.

Gaudin, C., White, D. J., Bezuijen, A., Schaminee, P. E. L. and Garnier, J. (2010), "Physical modelling with industry — overview of practices and benefits," *Physical Modelling in Geotechnics*, Springman, Laue & Seward (eds.). Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-59288-8.

Iai, S. (1989), "Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field," *Soils and Foundations*, **29**(1), 105–118.

Iai, S., Tobita, T. and Nakahara, T. (2005), "Generalized scaling relations for dynamic centrifuge tests," *Géotechnique*, **55**(5), 355–362.

Ko, H.-Y. (1994), "Modeling seismic problems in centrifuges," *Centrifuge 94*, Leung, Lee & Tan (eds.), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 352 3 No. 3-12.

Schofield, A. N. (1980), "Cambridge geotechnical centrifuge operations," *Géotechnique*, **30**(3), 227–268.

Shin-Etsu Chemical Co., L. (1997), "Metolose Brochure," Cellulose Dept., 6-1, Ohtemachi 2-chome, Chiyoda-ku, Tokyo, Japan.

Stewart, D. P., Chen, Y.-R. and Kutter, B. L. (1998), "Experience with the use of Methylcellulose as a viscous pore fluid in centrifuge models," *Geotechnical Testing Journal*, **21**(4), 365–369.

Tann, L. v. d., Tobita, T., and Iai, S. (2010). "Applicability of two stage scaling in dynamic centrifuge tests on saturated sand deposits." *7th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics (ICPMG 2010)*, Springman, Laue & Seward (eds), 191-196.

Terashi, M., Katagiri, M. and Ohishi, K. (2004), "Ten years centrifuge operation at a consulting firm," *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, **4**(1), 1–10.

Tobita, T., Iai, S., and Noda, S. (2009). "Study on generalized scaling law in centrifuge modeling with flat layered media." *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (17th ICSMGE)*, M. Hamza et al. (Eds.), 664-667.

Tobita, T., Iai, S., and Tann, L. v. d. (2010). "Application of the generalized scaling law to saturated ground." Submitted to the *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*.

Tobita, T. and Iai, S. (2010), "Limitation of methylcellulose as a viscous pore fluid in physical model testing," (Under preparation for publication.)

Tokimatsu, K., Suzuki, H., Tabata, K. and Sato, M. (2007), "Three dimensional shaking table tests on soil-pile-structure models using E-Defense facility," *4th International Conference on Earthquake Engineering*, June 25–28, Thessaloniki, Greece.

White, D. J., Take, W. A. and Bolton, M. D. (2003), "Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry," *Géotechnique*, **53**(7), 619–63

飽和地盤に対する拡張型相似則の適用性

飛田哲男・井合進

要　旨

"Modeling of models"の手法を用い，動的遠心模型実験に用いられる拡張型相似則（Iai, et al. 2005）の適用性を検討する。実物の100分の1の飽和砂質水平成層地盤を対象に，遠心加速度を5gから70gに変化させ実験を行う。模型地盤に対し，プロトタイプスケールで最大入力加速度振幅2.5m/s^{2}と3.1m/s^2，振動数0.65Hzの正弦波を与えた。いずれの実験ケースにおいても，振動中の応答加速度，水圧の挙動については，プロトタイプ換算値でほぼ一致した。しかし，振動後の過剰間隙水圧の消散過程において，10g以下の低い遠心加速度を用いた場合に，50g以上の高い遠心場の場合と比較して，消散時間が4倍以上長くなる現象が見られた。低い遠心場では，有効拘束圧が小さいため地盤の弾性係数が小さく，圧密理論から予測されるように，圧密時間（＝水圧消散時間）が長くなるものと推察される。

キーワード:　遠心模型実験，相似則，液状化

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Centrifuge Analysis of Coupled Soil-pile-structure Interaction

Mahmoud N. HUSSIEN*, Tetsuo TOBITA and Susumu IAI

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

A series of systematic centrifuge tests is conducted in order to study the seismic response of end bearing single piles embedded in a dry dense sand layer and supporting single or double degree of freedom structures. The model is excited with and without structures using 12 sinusoidal waves as input base accelerations with constant amplitudes of about 1.5 m/s^2 and varying frequencies ranging from 1 to 12 Hz. All the tests are conducted with the centrifugal acceleration of 40G. The obtained results provide a clear insight as to the distinct role of inertial and kinematic interactions as well as the combined effect of these two interactions on the motion of the pile head by identifying the fundamental frequencies that dominate the response not only for single degree of freedom structure but for double degree of freedom as well. The role of the frequency content of the input motion on the development of kinematic and inertial dynamic pile bending is also investigated.

Keywords: Soil-pile-structure interaction, centrifuge, frequency domain, dynamic bending moment

1. Introduction

Knowledge of the main parameters that affect the seismic soil-pile-structure interaction (SSPSI) is of utmost importance to evaluate the performance of pile foundations during earthquakes leading to a safe design. The shortage of well-documented and well-instrumented full-scale case history data and post-earthquake investigations of pile failures motivates researchers to perform physical modeling through centrifuge and shaking table model tests as an alternative technique to augment the field case histories with laboratory data obtained under controlled conditions. The advantage of this modeling lies in the ability of the centrifuge to reproduce prototype stress-strain conditions in a reduced scale model as well as the ability to provide a relatively rapid method for performing parametric studies. In this article, a series of systematic centrifuge tests is conducted in the frequency domain in order to study the seismic response of end bearing single piles embedded in a dense dry sand layer and supporting single or double degree of freedom structures. A schematic view of the end bearing single pile supporting double degree of freedom structures is shown in Fig. 1. The scope of this study is threefold: (a) to examine the kinematic soil-pile interaction, (b) to investigate the combined effect of kinematic and inertial interaction on the motion of the pile head, by identifying the fundamental frequencies that dominate the response for both single and double degree of freedom structures, and (c) to study the role of the frequency content of the input motion on the development of pile bending. The test results of centrifuge are presented in terms of prototype unless otherwise stated.

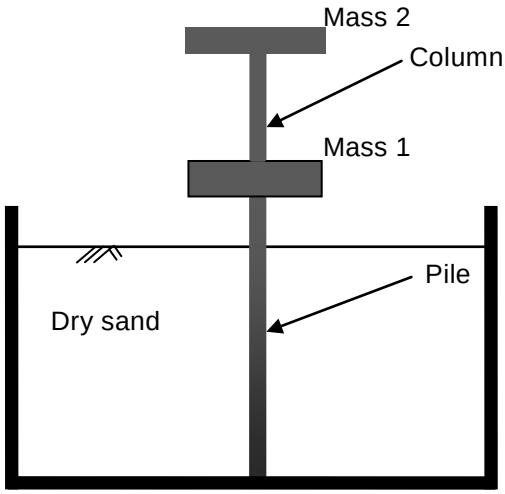


Fig. 1 A schematic view of end bearing single pile supporting double degree of freedom structure

2. Centrifuge facility at Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University

The author carried out all the centrifuge experiments described in this paper, at the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University (DPRI-KU). The model is scaled down to 1/40. Thus, all model tests were carried out in the centrifugal acceleration field of 40 g. A functional scheme of the centrifuge facility is given in Fig. 2. The centrifuge has an effective radius of 2.5 m. The rated experimental capacity is 24 g-tons with a maximum attainable centrifugal acceleration of 200 g, and the maximum model mass of 200 kg. The centrifuge model is normally prepared outside the centrifuge pit, and then transferred to the swinging platform (numbered 2 in Fig. 2) and mounted on the centrifuge using a crane.

A motor (7) drives the rotating arm (1) through the shaft and bevel gear (8). The swinging platforms swing outwards and upwards as the centrifuge arm gains speed, so that the direction of the resultant acceleration field passes through the pivot and the centroid of the package. To compensate the unbalance emerging from the weight of the model placed on the platform, an equivalent platform swings on the opposite arm which can be loaded with an equivalent weight (3). A shake table driven unidirectionally by a servo hydraulic actuator is attached to a platform and it is controlled through a personal computer (PC) (6) on the centrifuge arm. It is fixed near to the axis to minimize the centrifugal force acting on the computer. All the equipment necessary for shake table control is put together on the arm. The PC is accessible during flight from a PC (12) in the control room through wireless LAN and "Remote Desktop Environment". A second wireless LAN system connects the data loggers (5) with another PC (11) in the control room so the time response of the installed sensors can be monitored during flight. The shake table has the capacity of 15 kN, 10 g and ± 2.5 mm in maximum force, acceleration and displacement, respectively.

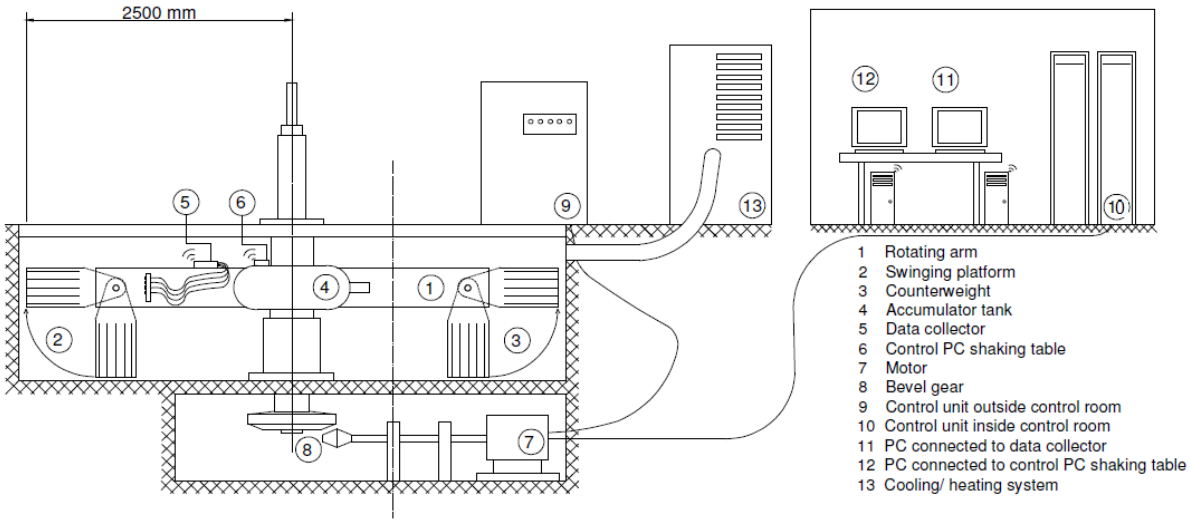


Fig. 2 Schematic view for centrifuge facility at the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University (DPRI-Ku)

3. Material properties

All tests were carried out using a rigid soil container with inner dimensions of 0.45 m (L) × 0.15 m (W) × 0.29 m (H).

The model ground in this study was made of Silica sand No. 7 having the physical and mechanical properties shown in Table 1 and the particle size distribution curve shown in Fig. 3. The soil is classified as "poorly graded sand (SP)". This sand is an industrial material so that consistency of the material properties throughout all models can be assured. A dry sand deposit was prepared by air pluvation. After fixing the pile in a bottom plate in the soil container base, silica sand was rained in 1 g field using a hopper fixed at the specified height until the sand deposit formed 10 m thick deposit (250 mm in model scale). The sand deposit was then consolidated in 40 g centrifugal acceleration field for 5 min. By measuring the heights of the ground surface after the consolidation, relative density was obtained as 90%. The soil was instrumented with accelerometers at different depths.

Table 1 Physical properties of Silica sand No. 7

e_{max}	e_{min}	D_{50}(mm)	Uc	Gs
1.19	0.710	0.13	1.875	2.66

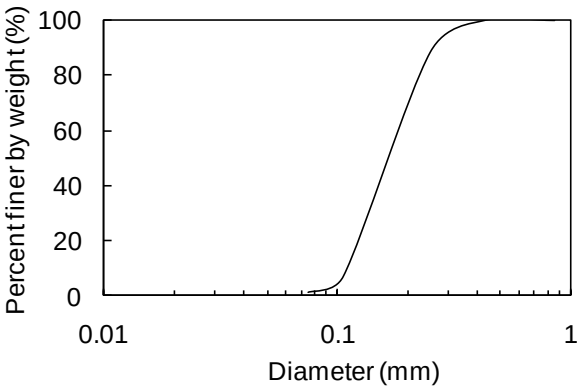


Fig. 3 Particle size distribution curve for Silica sand No.7

The pile and column model used in this study were made of steel tubes with the properties shown in Tables 2 and 3, respectively. Steel masses (mass 1 and mass 2) with the properties shown in Tables 4 and 5 fixed to the pile head and at the top of column, respectively were used.

Table 2 Properties of pile modeling

	Steel tube		
	Model	Prototype	Units
Length	0.29	11.6	m
Outer diameter	10	400	mm
Wall thickness	0.75	30	mm
Young's modulus	206	206	GPa
Moment of inertia	2.35×10^{2}	6.00×10^{8}	mm^4
Bending stiffness	48.41	1.24×10^{8}	MN-mm^2

Table 3 Properties of column modeling

	Steel tube		
	Model	Prototype	Units
Length	0.075	3.0	m
Outer diameter	10	400	mm
Wall thickness	0.75	30	mm
Young's modulus	206	206	GPa
Moment of inertia	2.35×10^{2}	6.00×10^{8}	mm^4
Bending stiffness	48.41	1.24×10^{8}	MN-mm^2

Table 4 Properties of mass 1 modeling

	Model	Prototype	Units
Mass	0.3792	24231	kg
Moment of inertia	9.0×10^{4}	2.33×10^{11}	mm^4
Bending stiffness	1.85×10^{4}	4.75×10^{10}	MN-mm^2

Table 5 Properties of mass 2 modeling

	Model	Prototype	Units
Mass	0.297	19008	kg
Moment of inertia	1.41×10^{4}	3.61×10^{10}	mm^4
Bending stiffness	2.90×10^{3}	7.42×10^{9}	MN-mm^2

The pile was placed in the model before the soil was pluviated, attempting to simulate a pile installed with minimal disturbance to the surrounding soil, as may be the case when a pile inserted into a pre-augered hole.

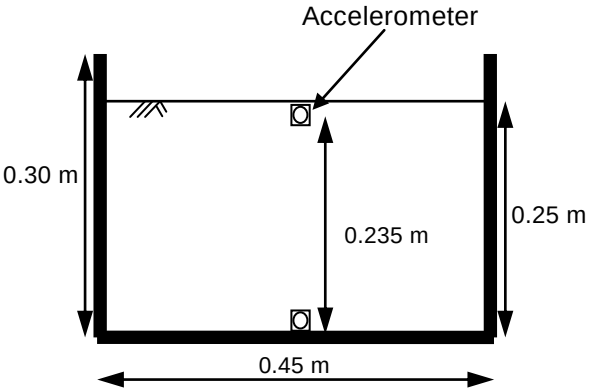
4. Test program

A total of 4 tests were performed and these tests are listed in Table 6. Typical cross sections of

free-field and single pile model tests are shown in Figs. 4, 5, 6, and 7.

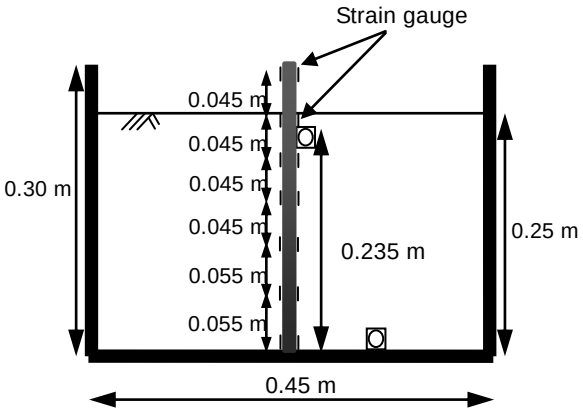
Table 6 Tested cases

Test No	Test setup	Relative density (%)	
		Before the test	After the test
1	Free field	77	81
2	Single pile	78	80
3	Single pile +single degree of freedom	80	82
4	Single pile+ double degree of freedom	80	82



Test 1

Fig. 4 Illustration of free-field test setup (test 1)

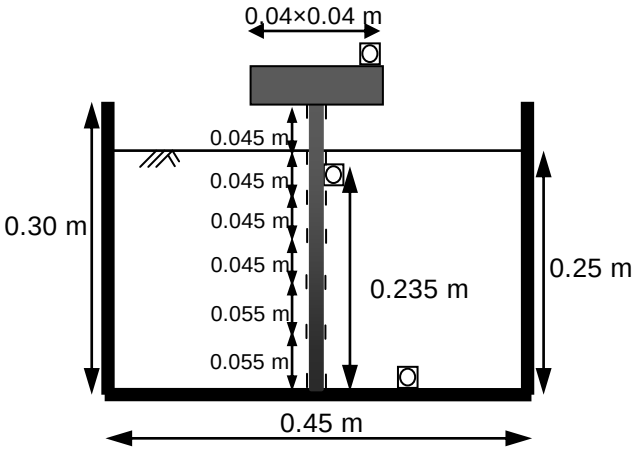


Test 2

Fig. 5 Illustration of single pile test setup (test 2)

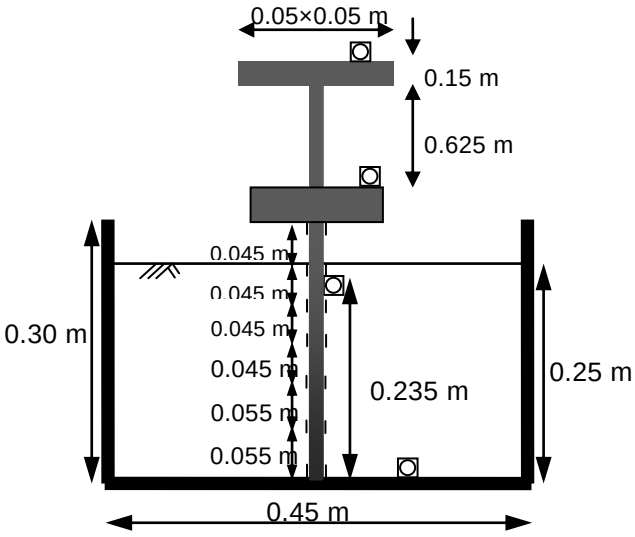
5. Instrumentation

In a series of model tests in the present study, electronic instruments were used to measure bending moments of piles, accelerations of ground, piles heads, and superstructure masses. These instruments can be listed as:.



Test 3

Fig. 6 Illustration of single pile supporting single degree of freedom structure test setup (test 3)



Test 4

Fig. 7 Illustration of single pile supporting double degree of freedom structure test setup (test 4)

1) Accelerometers (SSK, A6H-50), to record dynamic motions of ground, pile, and masses.
2) Seven strain gauges were placed at different locations along the piles to measure pile

bending moments.

The general locations of instruments are shown in Figs. 4, 5, 6 and 7.

6. Test procedures

After confirming that all equipments and sensors are well functioning without any abnormality, centrifugal acceleration was increased gradually up to 40 g. The sand deposit was then consolidated in 40 g centrifugal acceleration field for 5 min. By measuring the heights of the ground surface after the consolidation by a ruler, the actual relative density before shaking was obtained. The centrifugal acceleration is again increased up to 40 g to apply the dynamic motion to the model. Each model was subjected to 12 sinusoidal waves as input base accelerations. These waves have constant amplitude of about 1.5 m/s^2 and varying frequencies ranging from 1 to 12 Hz. After shaking the ground surface settlement was measured again to determine the actual relative density after shaking. The actual relative densities of each tested case before and after shaking are given in Table 6.

7. Centrifuge test results

The comparative results presented in this section are given in terms of different spectral ratio moduli, corresponding to the ratio between displacements at different points in frequency domain. In determining a time history of displacement, measured acceleration was numerically integrated twice. Displacement values shown in this study were all calculated in the same way. Twelve key control points were defined in this study:

- A point located at the base of soil container, input motion, (**o**, in all tests).
- A point on the free-field (i.e. soil ground surface response without soil-structure interaction) (**ff**, in test 1).
- A point located at the single pile head (at the same elevation with the free-field point) (**p**, in tests 2, 3, and 4).
- A point located at the top of M1 (m1, in tests 3 and 4).
- A point located at the top of M2 (m2, in test 4).

8. Free-field response

The first step in any soil-structure seismic analysis is the evaluation of the free-field response of the site, that is, the spatial and temporal variation of motion before excavating or rigging the soil and superimposing the structure. Test 1 was used as a benchmark test and performed to monitor the free-field dynamic response of the dry sand deposit to be as a reference in the subsequent discussions of both kinematic and inertial effect on pile behaviour. It is now a well-established fact of geotechnical earthquake engineering that soil deposits can amplify the seismic rock motion through the soil column toward the surface. In this study, time histories of the free-field displacements were obtained at different frequencies of excitations (1-12 Hz). From these time histories, the amplitude of steady-state displacement (U_{ff}) is noted and normalized with respect to the amplitude of the base displacement (U_o). Thus amplification of free-field response is derived at different frequencies and plotted as shown in Fig. 8. As shown in Fig. 9, the fundamental period of the ground (T_g is the period corresponds to the local maxima of the free-field response) equals to 0.14 sec and the corresponding fundamental frequency of the ground ($f_g \approx 7.0$ Hz).

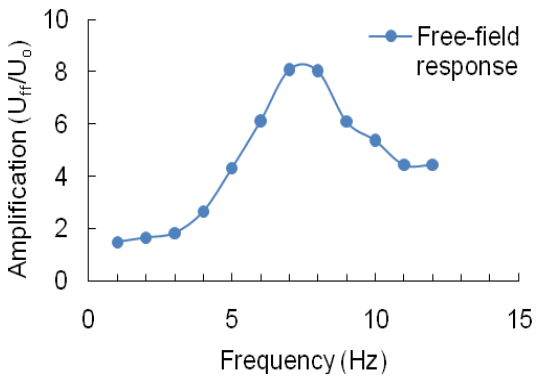


Fig. 8 Free-field amplification versus frequency

9. kinematic interaction

In the absence of the superstructure, the motion of the pile head may be different from the free-field motion. This difference is due to the kinematic interaction mechanism. Kinematic effects are described by frequency dependent transfer functions. The transfer function (kinematic interaction factor, I_u) is defined by the ratio of the pile-head displacement (U_p) to the free-field displacement (U_{ff}) in the absence of a structure. In order to study kinematic soil-pile interaction, Test 2 was performed. Time histories of pile-head displacements were obtained at different frequencies of excitations (1-12 Hz). From these time histories, the amplitude of steady-state pile-head displacement is noted and normalized with respect to the amplitude of the free-field displacement. Normalized pile-head displacements (kinematic interaction factor) versus base excitation frequencies are shown in Fig. 9. It is worth to note from Fig. 9 that

- As expected and at a low-frequency region (f $\leq$ 4 Hz), the pile-head displacement may be same as or very close to the dynamic response at the free-field surface.
- At a relatively high-frequency region (f $\geq$ 4 Hz), the pile produces strong filtering effects of the base excitation. This difference between pile and free-field response in high frequency region is the result of the difference in pile and soil stiffness ($E_{pile}/E_{soil} \approx 1300$).

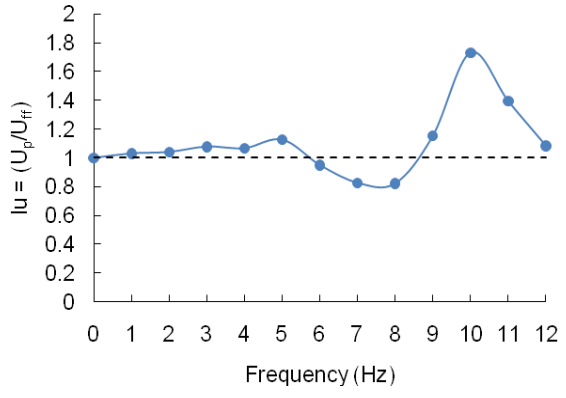


Fig. 9 Kinematic interaction factor versus base excitation frequencies

10. Coupled soil-pile-structure: combined kinematic and inertial action

Tests 3 and 4 were performed to investigate the coupled soil-pile-structure interaction by fixing a single and double degree of freedom structures on the single pile head, respectively. Figures 10 and 11 show the calculated amplification of the single (U_{m1}) and double (U_{m1} and U_{m2}) degree of freedom structures displacement with respect to the base displacement (U_o), respectively. Figures 10 and 11 were obtained using the results of 2D finite element analyses using the 2D FE program FLIP (Iai et al. 1992). In these analyses, structures were considered as fixed base. From Fig. 10, it is easy to realize that the fundamental period of the single degree of freedom structure (T_{s0}) equals to 0.2, and from Fig. 11, it can be realize that the first and the second fundamental periods of the double degree of freedom structures (T_{s1} and T_{s2}) are 0.5 and 0.09 sec, respectively.

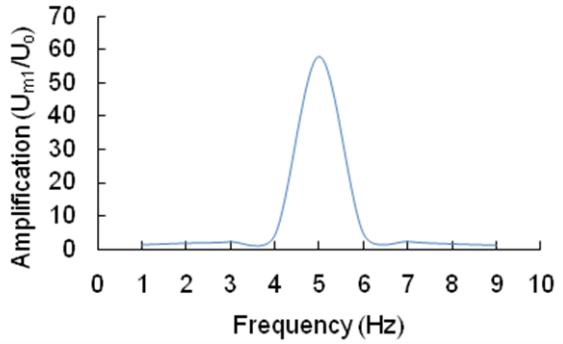


Fig. 10 Fixed base structure amplification versus frequency (test 3): Single degree of freedom

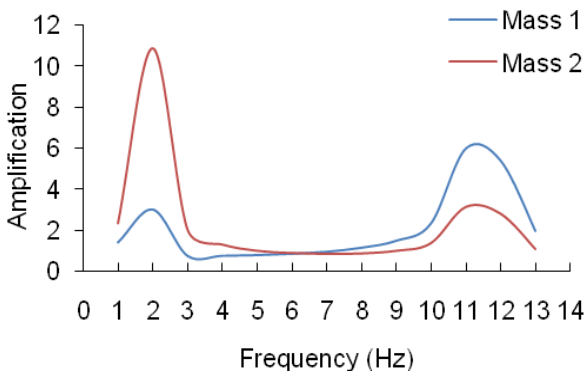


Fig. 11 Fixed base structure amplification versus frequency (test 4): Double degree of freedom

The ratios of the pile-head to free-field horizontal displacements (U_p/U_{ff}) are examined in

Fig. 12. These ratio incorporates the combined effect of inertial and kinematic interaction-as opposed to the kinematic interaction factor (I_u = U_{sp}/U_{ff}) which expresses solely kinematic effects. The frequency variation of the ratio (U_p/U_{ff}) is dominated by two discrete frequencies: a lower frequency (the effective natural frequency (f_{SSI})) where the pile-head motion is amplified and a higher one (the pseudo-natural frequency (f_{pSSI}) of the system) where the response is suddenly de-amplified with respect to the free-field motion. The centrifuge results shown in Fig. 12 depict this distinctive behavior of pile supporting structures. It is worth noting that this variation pattern was found to exist in transient response analyses using real earthquake motions of a pile-supported structure (Ohata et al. 1980) as well as analytical studies of soil-pile-structure systems based on the principle of superposition (Mylonakis et al. 1997).

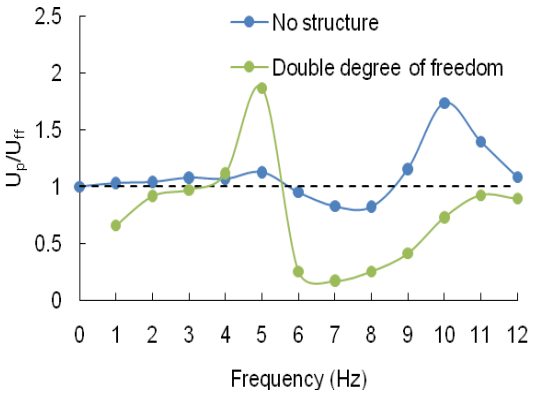


Fig. 12 Pile-head to free-field displacement ratio versus frequency

The frequency at which the ratio of structural mass to free-field horizontal displacement is maximized was computed for each examined case, to determine the effective natural frequency of the soil-structure system (SSI). The effective frequency of the system was then compared to the natural frequency of the structure under fixed-base conditions, thus quantifying soil-structure interaction in terms of fundamental dynamics considerations.

Figure 13 shows amplification ratios obtained from Test 3 that corresponds to single pile supporting a single degree of freedom structure. In this test the fundamental period of the structure, T_{s0} = 0.2, is greater than the fundamental period of the ground, T_g = 0.14. Figure 13 shows that the effective natural frequency f_{ssi}, the frequency where both structural mass and pile-head motions are maximized relative to the free-field soil surface motion, coincides with the pseudo-natural frequency (f_{pSSI}) of the system, the frequency where the pile-head motion is minimized relative to the free field soil surface motion. In this case, f_{ssi} and f_{PSSI} are found to be equal to 2 Hz as shown in Fig 13. As a result of SSI, a significant reduction of the effective natural frequency f_{SSI} with respect to the natural frequency of the structure under fixed-base conditions (f_s) is observed.

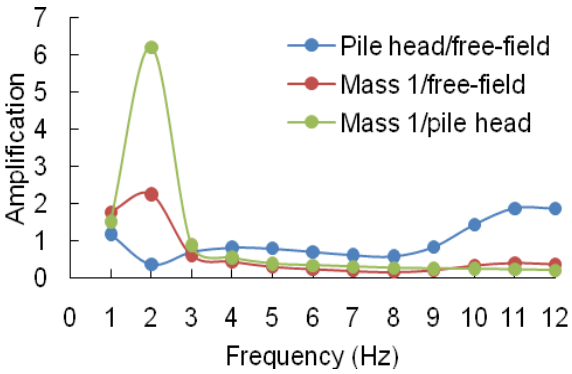


Fig. 13 Amplification ratios: single degree of freedom structure

Figure 14 shows amplification ratios obtained from Test 4 that corresponds to a single pile supporting a double degree of freedom structure. In this test, the relation between the first and second fundamental periods of the structure (T_{s1} and T_{s2}) and that of the ground (T_g) can be given as the following inequality:

$$T_{s2} < T_g < T_{s1} \quad (1)$$

or in term of frequency as:

$$f_{s1} < f_g < f_{s2} \quad (2)$$

Evidently, the response of the system is amplified at the effective natural frequency f_{ssi} of 5.0 Hz while the significant de-amplification of the pile-head motion with respect to the free-field motion takes place at the pseudo-natural frequency

f_{pSSI} of 6.0 Hz. This means that there is a clear evident of the existence of effective and pseudo-natural frequencies not only in the single degree of freedom structures but for double degree of freedom structures also.

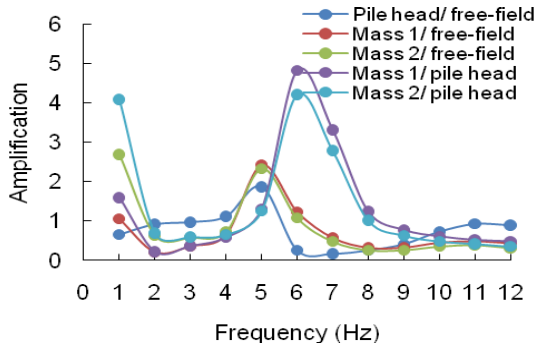


Fig. 14 Amplification ratios: double degree of freedom structure

11. Dynamic pile bending

The response of the coupled soil-pile-structure system is furthered examined in terms of pile bending as a function of frequency content of base excitation. The pile bending moments were normalized to the amplitude of bedrock acceleration following Kavvadas and Gazetas (1993) and Rovithis et al. (2009):

$$M_{nor} = \frac{M}{\rho_p D_p^4 \ddot{U}_g} \tag{3}$$

where $\ddot{U}_g = w^2 U_g$ is the amplitude of the harmonic input motion introduced at the base of the soil profile.

To investigate the role of the frequency content of the input motion as well as the relative contributions of kinematic and inertial interactions on dynamic pile bending, pile bending moments profiles calculated at frequencies content of input motions closed to the natural frequency of the soil stratum and effective natural frequencies of coupled soil-pile-structure systems (for both single and double degree of freedom structures) are plotted and compared to the corresponding kinematic moments for free-head pile as shown in Fig. 15. Figures 15 (a), (b), (c), and (d) present dynamic pile bending obtained at 1.5 m/s^2 input acceleration and 2, 5, 6, and 7.0 Hz, respectively.

When the frequency content of the base excitation is closed to 2 Hz as shown in Fig. 15(a), the maximum pile bending moment occurs near the ground surface (pile head) and it corresponds to the case of pile supporting single degree of freedom structure. In this case, soil-structure interaction has a major effect on the dynamic characteristics of the structure, resulting in an effective natural frequency f_{SSI} of 2 Hz significantly lower than the fixed base frequency of the single degree of freedom structure (5 Hz). This case reveals the dominant role of inertial interaction in the development of bending moments on or near the pile head when the superstructure is close to resonance.

When the frequency content of the base excitation is closed to 5 Hz as shown in Fig. 15(b), the maximum pile bending moment occurs near the ground surface (pile head) and it corresponds to the case of pile supporting double degree of freedom structure. In this case, soil-structure interaction has also a major effect on the dynamic characteristics of the structure, resulting in an effective natural frequency f_{SSI} of 5 Hz significantly lower than the second fixed base frequency of the double degree of freedom structure (11.4 Hz). This case reveals also the dominant role of inertial interaction in the development of bending moments on or near the pile head when the superstructure is close to resonance.

For the double degree of freedom structure, Fig. 15(c) shows a substantial reduction in pile bending under the combined action of kinematic and inertial interaction when the frequency content of the input motion is closed to f_{pSSI} = 6.0 Hz. This reduction in pile bending may be important in pile design. It is worth to note that, although this significant reduction, the maximum pile bending still corresponds to the single pile supporting double degree of freedom structure but it occurs at a depth of 2 m below ground surface.

When the frequency content of the base excitation is closed to 7.0 Hz as shown in Fig. 15(d), the pile bending moment corresponding to the free-head pile case significantly increases indicating a clear kinematic effect.

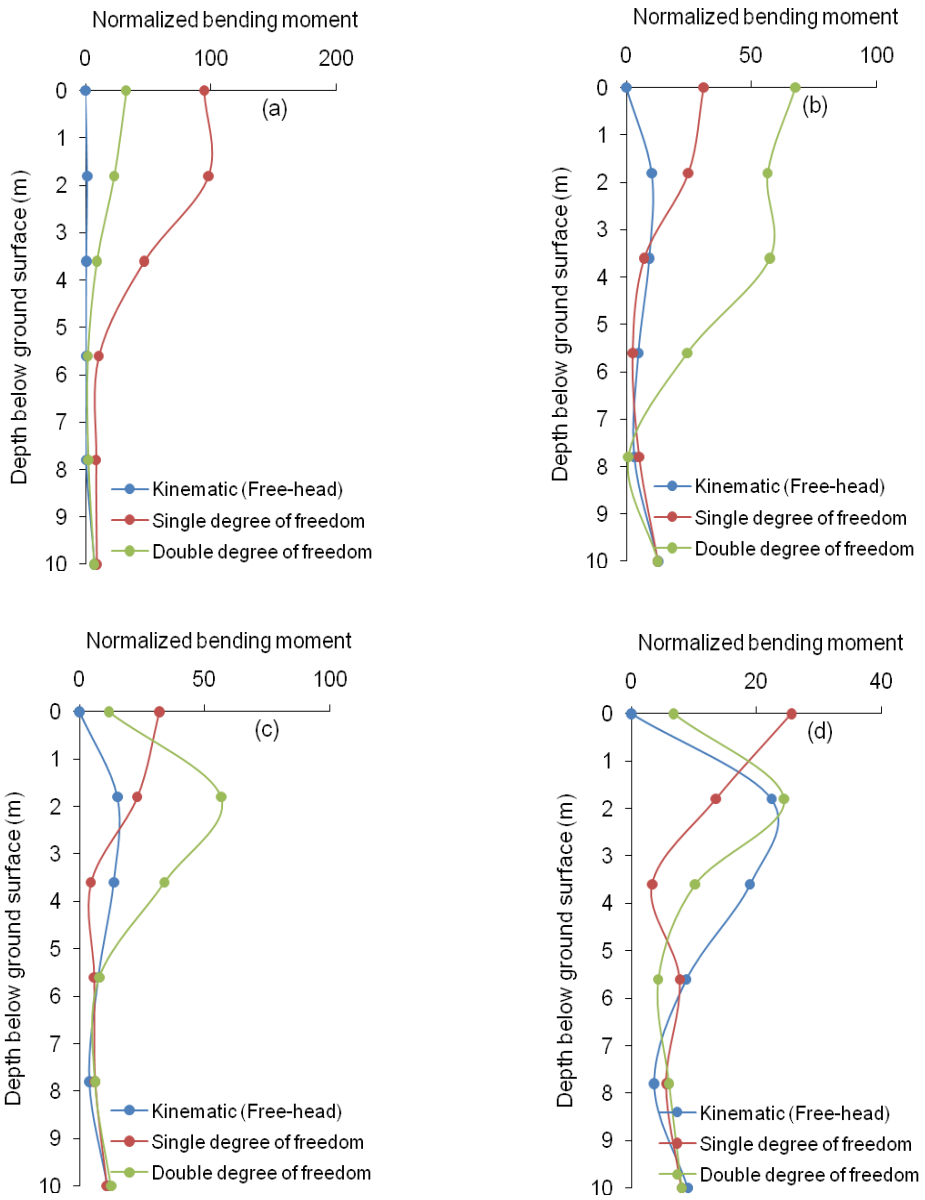


Fig. 15 Distributions of amplitudes of normalized steady state bending moments at: (a) 2.0 Hz, (b) 5.0 Hz, (c) 6.0 Hz, and (d) 7.0 Hz

12. Conclusions

A series of systematic centrifuge tests is conducted in order to study the seismic response of end bearing single piles embedded in dry sand layer and supporting single and double degree of freedom structures. All tests are conducted with the centrifugal acceleration of 40 g. Air pluviation method was used to place the dry sand in the soil container. A total of 4 tests including free-field and single pile cases were performed. Each model was subjected to 12 sinusoidal waves as input base accelerations. These waves have constant amplitude of about 1.5 m/s^2 and varying frequencies ranging from 1 to 12 Hz. Of the findings of this study, the following conclusions can be drawn:

- The pile-head motion is found to be dominated by two discrete frequencies: a lower frequency (the effective natural frequency (f_{SSI})) where the pile-head motion is amplified and a higher one (the pseudo-natural frequency (f_{pSSI}) of the system) where the response is suddenly de-amplified with respect to the free-field motion. These results confirm the numerical results found in the literature and generalize the finding to include higher degree of freedom structures.
- As the frequency content of base excitation

approaches the effective natural frequency of the coupled soil-pile-structure system, the bending moment of the pile dramatically increases. On the contrary, when the input motion is close to the fundamental frequency of the ground, strong kinematic effects are mobilized and generate significant pile bending.

References

Iai, S., Matsunaga, Y., and Kameoka, T. 1992. Strain space plasticity model for cyclic mobility. Soils and Foundations, 32(2): 1–15.

Kavvadas, M., Gazetas, G. 1993, Kinematic seismic response and bending of free-head piles in layered soil. Geotechnique, 43(2), 207-22.

Mylonakis, G., Nikolaou, A. and Gazetas, G. 1997, Soil-pile-bridge seismic interaction: kinematic and inertial effects. PartI : Soft soil. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 26: 337 – 59.

Ohata, T., Uchiyama, S., Niwa, M. and Ueno, K. 1980, Earthquake response characteristics of structure with pile foundation on soft subsoil layer and its simulation analysis. In: Proceedings of the 7th world conference on earthquake engineering. Vol. 3. Istanbul, Turkey.

Rovithis, E.N., Pitilakis, K.D., Mylonakis, G.E. 2009, “Seismic analysis of coupled soil-pile-structure systems leading to the definition of a pseudo-natural SSI frequency,” Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 29(6), 1005-1015.

杭—地盤—構造物の動的相互作用問題に関する遠心模型実験

Mahmoud N. HUSSIEN*・飛田哲男・井合進

*京都大学大学院 工学研究科

要 旨

乾燥砂地盤中の単杭の地震時挙動について調べるため，遠心模型実験を行う。模型短杭は先端支持杭であり，１または２自由度の上部工を杭頭に取り付 ける。動的挙動を調べるため，４０ｇの遠心場で，一定の振幅約1.5m/s^2，１Hzから１２Hzの振動数で正弦波加振する。実験結果に基づい て，慣性の相互作用と幾何的相互作用，および自由度の違いが全体系の応答に与える影響について考察したところ，入力加速度の振動数が相互作用に与 える影響について興味深い結果が得られたので報告する。

キーワード：杭，遠心模型実験，曲げモーメント

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Interactive Behavior of the Pleistocene Reclaimed Foundations due to the Construction of the Adjacent Reclamation

Byung-Gon JEON* and Mamoru MIMURA

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

A series of elasto-viscoplastic finite element analyses is performed to assess the interactive behavior of the Pleistocene foundations due to the construction of the adjacent two reclaimed islands of Kansai International airport in Osaka Bay. The concept of "mass permeability" is introduced to model the actual process of dissipation of excess pore water pressure in the field. The mechanism for the propagation of excess pore water pressure due to the construction of the adjacent reclamation is also discussed through the numerical analyses. The modeling of compressibility for the quasi-overconsolidated Pleistocene clays is adopted because high compressibility induced by the highly developed structure of the Pleistocene clays causes the large and long-term settlement. The present numerical analyses are found to describe the large and long-term settlement together with the insufficient dissipation and the propagation of excess pore water pressure due to the construction of the adjacent reclamation in the Pleistocene clay and sand gravel layers that actually has taken place in the field. The calculated performance is validated by comparing with the measured results.

Keywords: elasto-viscoplastic finite element analysis, mass permeability, quasi-overconsolidated, interactive behavior

1. Introduction

The outstanding development of coastal areas has recently been accomplished in Japan. 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. The 1st phase island was constructed 5km offshore from the coastal line and the adjacent 2nd phase island was constructed after completion of the 1st reclamation. A large-scale offshore reclamation in Osaka Bay is accompanied with large and rapid settlement of deep Pleistocene clay deposits (Mimura et al., 2003). The seabed deposits of Osaka Bay have been formed due to the soil supply from the rivers on the sinking base (Kobayashi et al., 2001). Although it is common that the clay deposits formed under this environment should be normally consolidated, the Pleistocene clays in Osaka Bay exhibit slight overconsolidation with OCR of 1.2 to 1.6 in average. This seeming overconsolidation is thought not to arise from the mechanical reason but to be subjected to the effect of diagenesis, such as aging effect and/or development of cementation among clay particles. In the sense, the Pleistocene clays deposited in Osaka Bay is so-called "quasi-overconsolidated clays" without definite mechanical overconsolidation history and can also be regarded as "normally consolidated aged clays" with seeming overconsolidation. Akai and Sano

(1981) called those clays as "quasi-overconsolidated clays" by distinguishing them from the mechanical overconsolidated clays. On the basis of these findings, Mimura and Jang (2004) proposed a new concept of compression in which viscoplastic behavior is assumed to occur even in the quasi-overconsolidated region less than pc for the Pleistocene clays in Osaka Bay.

On the basis of the data from elastic wave exploration and in-site boring logs, Ito et al. (2001) summarized that the Pleistocene sand gravel deposits are not always distributed uniformly in thickness, continuously and that not a small amount of fine contents is included in them. The most serious problem originating from these sand gravel deposits is "permeability" that controls the rate of consolidation of sandwiched Pleistocene clays because it does not necessarily follow that the net values of the coefficient of permeability based on laboratory experiments function as representatives for such non-uniform sand gravel layers with occasional horizontal discontinuity and/or variation of thickness. Therefore, the concept of "mass permeability" for the Pleistocene sand gravel layers is also introduced in this paper. The authors considered this practical permeability as "mass permeability" that effectively controls the process of excess pore water dissipation in the field.

In the present paper, the interactive behavior of the Pleistocene reclaimed foundations due to the construction of the adjacent reclamation of KIX is investigated based on the elasto-viscoplastic finite element analyses. Here, the mechanism for the propagation of excess pore water pressure in the Pleistocene deposits due to the adjacent construction is highlighted. The mass permeability of the Pleistocene sand gravel deposits is selected as one of the parameters controlling the deformation of the foundation ground. From those findings on the performance of excess pore water pressure, the mode of advance in settlement of the Pleistocene deposits is also discussed. The calculated performance is validated by comparing with the measured results. Based on the trial calculation, the authors show how to assess the actual behavior of the foundation ground that is taking place in the case of large-scale offshore reclamation such as KIX.

2. Framework of numerical assessment

2.1 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:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{p} = \Lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}^{'}} \tag{1}$$

in which F is the viscoplastic potential and Λ is the proportional constant. Viscoplastic potential F is defined as follows:

$$F = \alpha \cdot \ln\left[1 + \frac{\dot{v}_0 \cdot t}{\alpha} \exp\left(\frac{f}{\alpha}\right)\right] = v^{p} \tag{2}$$

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 vp 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:

$$\{\Delta\sigma^{'}\} = [C^{ep}]\{\Delta\varepsilon\} - \{\Delta\sigma^{R}\} \tag{3}$$

Where $\{\Delta\sigma^{'}\}$ and $\{\Delta\varepsilon\}$ are the associated sets of the effective stress increments and the strain increments respectively, and $[C^{ep}]$ stands for the elasto-viscoplastic coefficient matrix. The term $\{\sigma^{R}\}$ 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:

$$k = k_0 \cdot \exp\left(\frac{e - e_0}{\lambda_k}\right) \tag{4}$$

in which k_0 is the initial value of k at $e=e_0$ 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.

2.2 Foundation model and hydraulic boundary

A series of elasto-viscoplastic finite element analyses is performed to assess the long-term settlement and the generation/dissipation/ propagation process of excess pore water pressure for the Pleistocene foundation of the 1st phase island due to the construction of the adjacent 2nd phase island of KIX. Figure 1 shows the plan view of the 1st and 2nd phase islands of KIX together with the location of monitoring point 1, where the differential settlement of the individual Pleistocene clay layers as well as the excess pore water pressure at various depth both in the clay and the sand gravel layers have been measured. A series of elasto-viscoplastic finite element analyses is carried out along the section shown by A-A' in Fig. 1. The model foundation used is schematically shown in Fig. 2 and the construction sequence is shown in

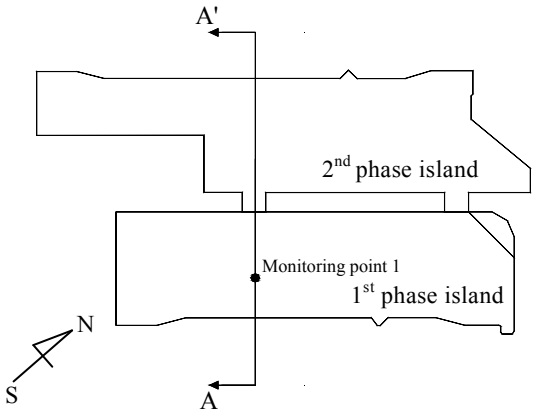


Fig. 1 Plan view of KIX (1st and 2nd phase) and the location of the monitoring point

Fig. 3 with the increasing process of the applied stress due to reclamation for two airport fills. It is necessary that the construction sequence for the airport fill is precisely modeled to better simulate the field. Figure 4 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 phase reclamation is started after about 13years from the 1st reclamation. In Fig. 2, the model foundation used is assumed to be horizontally even layer having a constant thickness and continuous layer based on the boring data at the monitoring point 1. Here, Ma and Ds denote marine clay and Pleistocene sand gravel layer respectively, and the

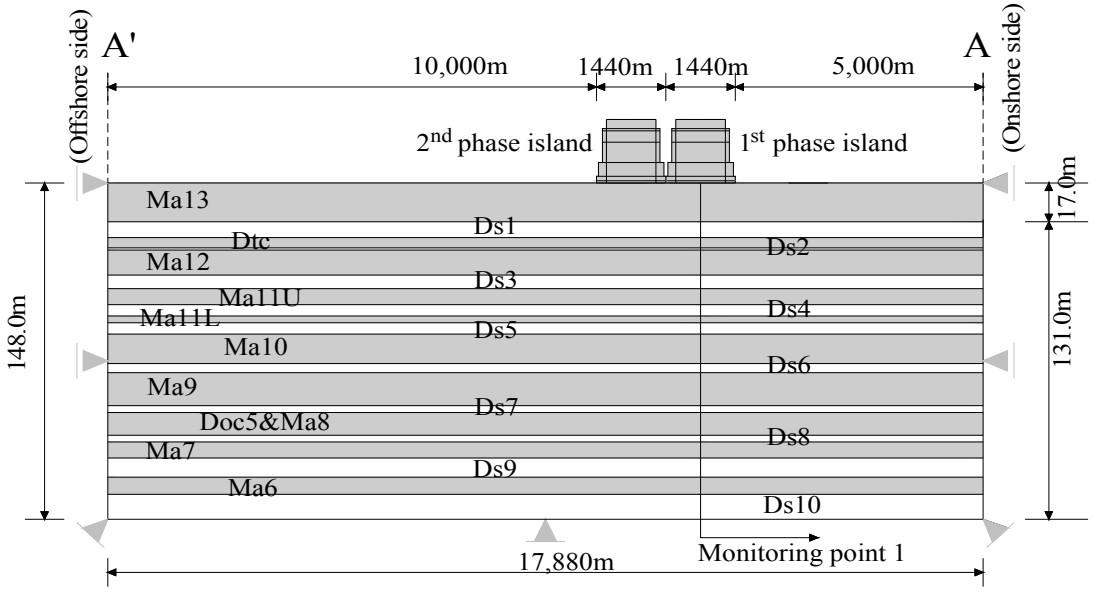


Fig. 2 Schematic cross-section of the foundation ground of KIX for finite element analysis

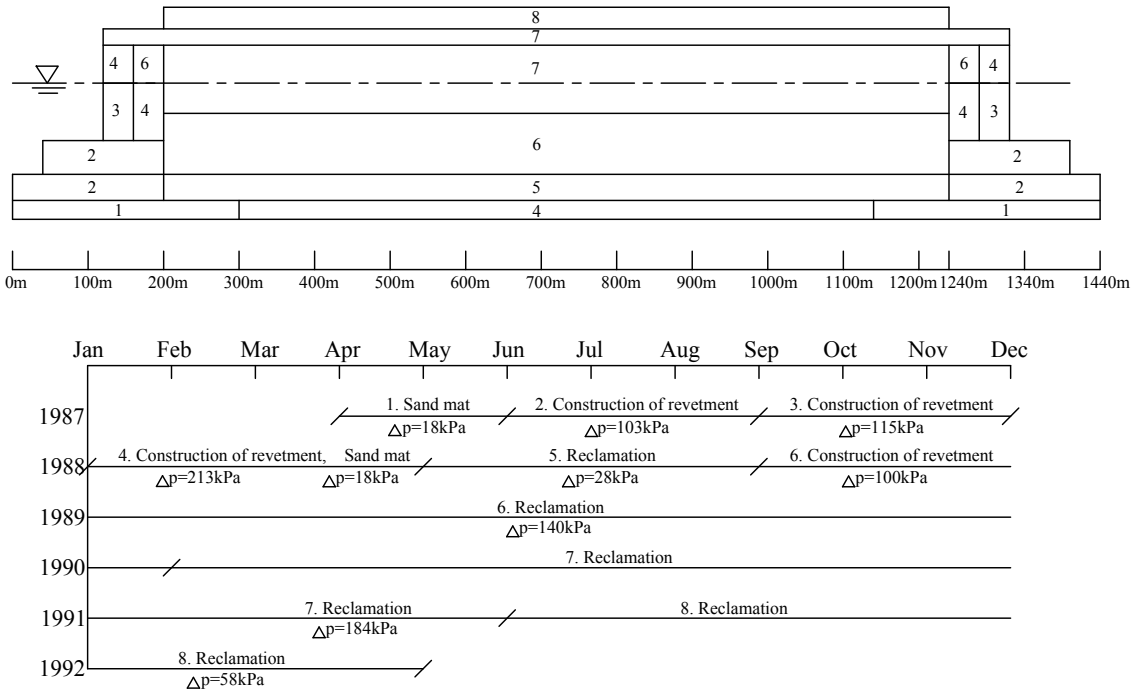


Fig. 3(a) Schematic cross-section of the airport fill and the construction sequence for the 1st phase island

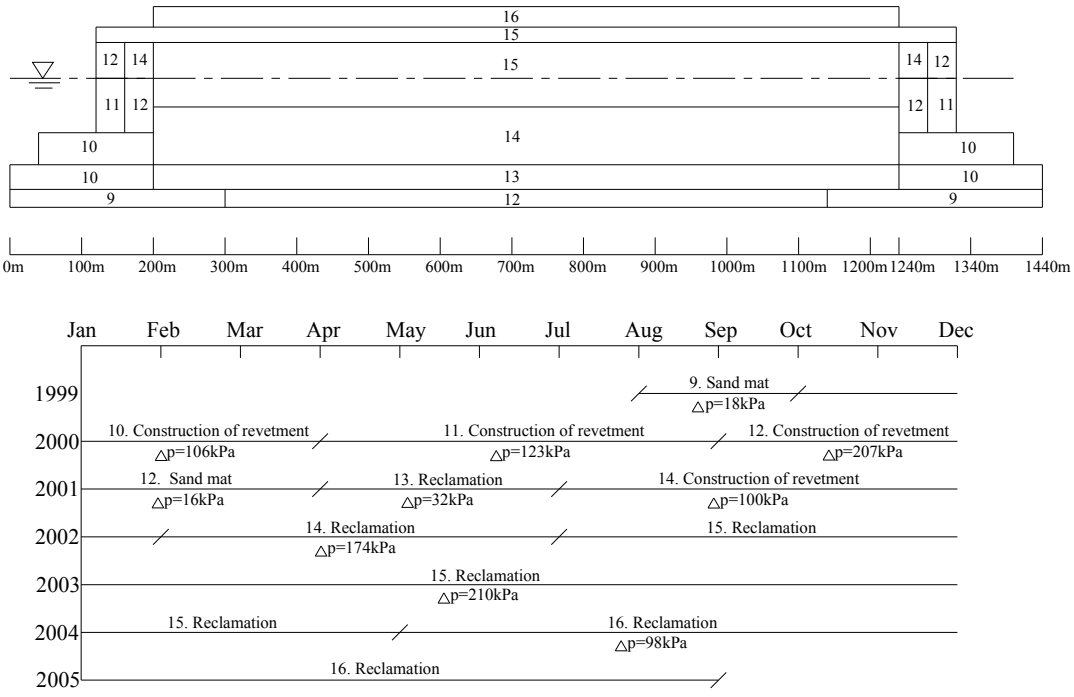


Fig. 3(b) Schematic cross-section of the airport fill and the construction sequence for the 2nd phase island

individual names of the Pleistocene clay layers have been updated to the present ones based on the geological findings from the boring KIX18-1 (Kitada et al., 2009). Ma13 is the Holocene marine clay whereas others are the Pleistocene origin. The original foundation is set from the elevation of -18m to -166m. For the normally consolidated Holocene clay deposit, Ma13, sand drains are driven in a rectangular configuration with a pitch of 2.0 to 2.5 meters to promote the consolidation. The

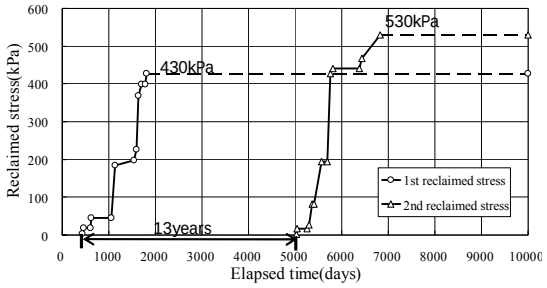


Fig. 4 Reclaimed stress with time for the 1st and 2nd phase reclamations

modeling of sand drains is simulated by the macro-element method (Sekiguchi et al., 1986). The lateral boundary of the clay layers (A-A' lines) in Fig. 2 is assumed to be undrained while that of the sand gravel layers is assumed to be fully drained. The bottom boundary is hence assumed to be undrained because Ds10 is underlain by Ma3 whose permeability is low enough to be impermeable. The hydraulic boundary condition on the sea side is influential for the subsequent deformation. In particular, the permeable sand gravel layers play a significant role to control the rate of consolidation (Mimura and Sumikura, 2000). It is natural that the calculated results are seriously influenced by the setting of boundary conditions. In the case of KIX, as there are alternating permeable sand gravel layers sandwiched by the Pleistocene clay layers, the propagation of excess pore water pressure through those permeable sand gravel layers should be of concern. Then, the effect of the mesh size in terms of the distance to the seaside boundary merits a due consideration on the subsequent deformation.

Mimura and Jang (2005) 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 FE mesh used in the present study is shown in Fig. 2. As shown in Fig. 2, while the loading area by reclamation of the 1st and 2nd phase island is 1,440m respectively, the distance to the right boundary is set to be 5,000m that is a distance from land in practice. For the opposite offshore side boundary, it is set to be 10,000m to make the numerical results be free from the effect of the hydraulic boundary.

2.3 Soil parameters

The Pleistocene clays in Osaka Bay exhibit slight overconsolidation due to the effect of diagenesis such as aging effect and/or development of cementation among clay particles. In this present analysis, the Pleistocene clay layers are assumed to be lightly overconsolidated, and the values of OCR are assumed to about 1.2 to 1.6 based on the result derived from conventional step loading

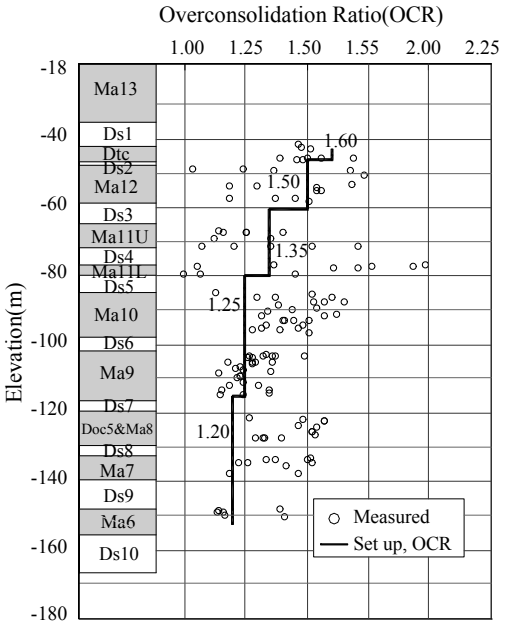


Fig. 5 Set up Overconsolidation Raito (OCR) for the Pleistocene clays

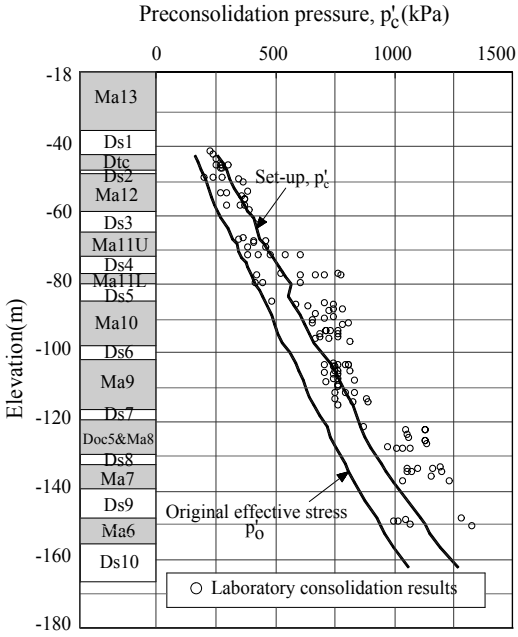


Fig. 6 Distribution of preconsolidation pressure (pc) with depth

consolidation test. Figure 5 shows the distribution of OCR with depth at the 1st phase island. The values of Pc below the Pleistocene clay Dtc layer is shown in Fig. 6. The Pleistocene sand gravel layers, which are expressed by Ds, are also assumed to be linear elastic material.

The model foundation for finite element analysis shown in Fig.2 is assumed to be horizontally continuous for the sand gravel layers sandwiched by the Pleistocene clay layers. But it was not definitely confirmed how the sand gravel layers under the Pleistocene marine foundation are distributed in practice. A due attention should be paid to the fact that the thickness, the horizontal continuity and the fine contents for the sand gravel layers are the influential factors to control the process of generation and dissipation of excess pore water pressure in the Pleistocene deposits. In present study, the concept of "mass permeability" is introduced. It is true that the values of the coefficient of permeability, *k* were derived based on the experiments but for such a large scale reclamation, those experimental values are meaningful as far as the distributed structure of the sand gravel layers are rationally modeled over a wide range. At present, the detailed distribution model for them cannot be established. Furthermore, the permeability controlling the advance in consolidation is not the one derived in the laboratory but the one that actually functions in the field. The authors consider this practical permeability as "mass permeability" that effectively controls the process of excess pore water dissipation in the field. The "equivalent coefficient of permeability" is hence introduced as a representative of "mass permeability" by considering the horizontal continuity, the change of thickness horizontally and the degree of fine contents for the Pleistocene sand gravel deposits. For convenience, the sand gravel layers are assumed to be level and continuous and the equivalent coefficients of permeability are provided for the individual sand gravel layers following the above-mentioned judgment. On the basis of the findings by Ito et al. (2001), the relatively high equivalent coefficients of permeability 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 equivalent coefficients of permeability are assumed for Ds 6 and 7 that have been evaluated to have insufficient thickness with high degree of fine contents and poorly continuous. The net values of the coefficient of permeability are applied to the rest sand gravel layers as "equivalent coefficient of permeability" because they have been evaluated as the ordinary permeable layers. The other soil parameters for the constitutive model are rationally determined based on the prescribed determination methods (Mimura et al., 1990, Mimura and Jang, 2004). The values of the principal soil parameters both for the Pleistocene clays and sand gravel layers are summarized in Table 1.

3. Results and discussions

3.1 Performance of excess pore water pressure

The calculated distribution of excess pore water pressure is shown in Fig. 7. As shown in Fig. 7(a), at the completion of the 1st reclamation (1800 days from the start of reclamation), little amount of excess pore water pressure remains in the Holocene clay layer because of the effect of sand drains. In contrast, a large amount of excess pore water pressure remains not only in the clay layers but also in the permeable sand gravel layers in the Pleistocene deposits. In particular, more than 200 kPa of excess pore water pressure is kept in the middle Pleistocene clay layers, Ma10 and Ma9 as well as sand gravel layers, Ds6 and Ds7. It should also be noted that excess pore water pressure propagates through the sand gravel layers outward from the loaded area even at the completion of reclamation. Remarkable decrease in effective stress hence takes place in the foundation where there is no reclamation load at the time. Here, a due attention should be paid to the fact that a slight propagation of excess pore water pressure takes place in Ds6 and Ds7 because the very low permeability of these sand gravel layers functions to obstruct sufficient propagation of excess pore water pressure. On the contrary, in the upper and lower Pleistocene deposits where the permeability of sand gravel layers is better than Ds6 and Ds7, serious propagation of excess pore water pressure can be seen. Propagation of excess pore water

Table.1 Principle soil parameters for the foundation of Kansai International Airport

MTYP	Quasi-OC region				NC region				M	ν'	K_0	p_0 (kPa)	p_c (kPa)	e_0	k_0 (m/day)	λ_k	Name of layers
	λ_{QOC}	κ_{QOC}	α_{QOC}	$\dot{v}_{0\,QOC}$ (day^{-1})	λ	κ	α_{NC}	$\dot{v}_{0\,NC}$ (day^{-1})									
1	0.0509	0.0051	6.06E-04	6.06E-07	0.5093	0.0509	6.06E-03	6.06E-06	1.40	0.35	0.540	4.0	19.1	3.20	8.64E-04	0.509	Ma13U-1
2	0.0532	0.0053	6.65E-04	6.65E-07	0.5321	0.0532	6.65E-03	6.65E-06	1.40	0.35	0.540	12.3	25.3	3.00	8.64E-04	0.532	Ma13U-2
3	0.0532	0.0053	6.99E-04	6.99E-07	0.5316	0.0532	6.99E-03	6.99E-06	1.40	0.35	0.540	20.8	31.6	2.80	8.64E-04	0.532	Ma13U-3
4	0.0518	0.0052	7.09E-04	7.09E-07	0.5178	0.0518	7.09E-03	7.09E-06	1.40	0.35	0.540	29.6	39.2	2.65	8.64E-04	0.518	Ma13U-4
5	0.0493	0.0049	7.14E-04	7.14E-07	0.4927	0.0493	7.14E-03	7.14E-06	1.40	0.35	0.540	38.9	47.9	2.45	8.64E-04	0.493	Ma13U-5
6	0.0510	0.0051	7.61E-04	7.61E-07	0.5097	0.0510	7.61E-03	7.61E-06	1.40	0.35	0.540	48.7	57.6	2.35	8.64E-04	0.510	Ma13U-6
7	0.0418	0.0042	6.86E-04	6.86E-07	0.4184	0.0418	6.86E-03	6.86E-06	1.40	0.35	0.540	57.7	66.9	2.05	8.64E-04	0.418	Ma13L-1
8	0.0489	0.0049	8.02E-04	8.02E-07	0.4889	0.0489	8.02E-03	8.02E-06	1.40	0.35	0.540	65.9	80.5	2.05	8.64E-04	0.489	Ma13L-2
9	0.0405	0.0040	6.98E-04	6.98E-07	0.4046	0.0405	6.98E-03	6.98E-06	1.40	0.35	0.540	76.2	91.7	1.90	8.64E-04	0.405	Ma13L-3
10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.33	0.540	99.6	-	-	2.16E+01	-	Dsl -1
11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.33	0.500	133.9	-	-	2.16E+01	-	Dsl -2
12	0.0239	0.0024	5.53E-04	4.12E-07	0.2392	0.0239	5.53E-03	4.12E-06	1.10	0.38	0.607	156.8	250.9	1.16	1.73E-04	0.239	Dtc-1
13	0.0218	0.0022	5.04E-04	3.76E-07	0.2182	0.0218	5.04E-03	3.76E-06	1.10	0.38	0.607	167.9	268.7	1.16	2.07E-04	0.218	Dtc-2
14	0.0341	0.0034	6.69E-04	4.99E-07	0.3406	0.0341	6.69E-03	4.99E-06	1.10	0.38	0.607	178.4	285.5	1.55	1.81E-04	0.341	Dtc-3
15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.33	0.500	188.5	-	-	1.30E+00	-	Ds2
16	0.0684	0.0068	1.07E-03	1.75E-07	0.6840	0.0684	1.07E-02	1.75E-06	1.30	0.36	0.561	198.3	297.5	2.21	1.90E-04	0.684	Ma12U-1
17	0.0691	0.0069	1.11E-03	1.83E-07	0.6907	0.0691	1.11E-02	1.83E-06	1.30	0.36	0.561	208.3	312.5	2.10	1.47E-04	0.691	Ma12U-2
18	0.0600	0.0060	1.02E-03	1.68E-07	0.5997	0.0600	1.02E-02	1.68E-06	1.30	0.36	0.561	218.9	328.4	1.94	9.07E-05	0.600	Ma12U-3
19	0.0613	0.0061	1.11E-03	1.83E-07	0.6129	0.0613	1.11E-02	1.83E-06	1.30	0.36	0.561	230.3	345.4	1.76	9.50E-05	0.613	Ma12U-4
20	0.0499	0.0050	9.63E-04	1.58E-07	0.4985	0.0499	9.63E-03	1.58E-06	1.25	0.36	0.572	239.8	359.6	1.59	5.62E-05	0.499	Ma12L-1
21	0.0511	0.0051	9.87E-04	1.62E-07	0.5106	0.0511	9.87E-03	1.62E-06	1.25	0.36	0.572	246.9	370.4	1.59	5.62E-05	0.511	Ma12L-2
22	0.0523	0.0052	1.01E-03	1.66E-07	0.5227	0.0523	1.01E-02	1.66E-06	1.25	0.36	0.572	254.1	381.1	1.59	5.62E-05	0.523	Ma12L-3
23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.33	0.500	284.1	-	-	1.08E+01	-	Ds3
24	0.0438	0.0044	8.90E-04	9.51E-07	0.4376	0.0438	8.90E-03	9.51E-06	1.20	0.37	0.583	315.4	425.8	1.46	9.50E-05	0.438	Ma11U-1
25	0.0460	0.0046	9.16E-04	9.79E-07	0.4605	0.0460	9.16E-03	9.79E-06	1.20	0.37	0.583	326.6	440.9	1.51	9.07E-05	0.460	Ma11U-2
26	0.0306	0.0031	6.80E-04	7.27E-07	0.3063	0.0306	6.80E-03	7.27E-06	1.20	0.37	0.583	340.0	459.0	1.25	7.08E-05	0.306	Ma11U-3
27	0.0102	0.0010	2.57E-04	2.75E-07	0.1024	0.0102	2.57E-03	2.75E-06	1.20	0.37	0.583	353.6	477.3	0.99	5.27E-05	0.102	Ma11U-4
28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.33	0.500	384.6	-	-	3.89E+00	-	Ds4
29	0.0610	0.0061	1.20E-03	5.65E-06	0.6095	0.0610	1.20E-02	5.65E-05	1.25	0.36	0.572	412.3	556.6	1.54	5.88E-05	0.610	Ma11L-1
30	0.0311	0.0031	6.67E-04	3.15E-06	0.3105	0.0311	6.67E-03	3.15E-05	1.25	0.36	0.572	418.8	565.4	1.33	6.05E-05	0.311	Ma11L-2
31	0.0451	0.0045	9.83E-04	4.64E-06	0.4507	0.0451	9.83E-03	4.64E-05	1.25	0.36	0.572	425.8	574.8	1.29	6.48E-05	0.451	Ma11L-3
32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.33	0.500	453.9	-	-	3.89E+00	-	Ds5
33	0.0393	0.0039	9.14E-04	2.55E-07	0.3935	0.0393	9.14E-03	2.55E-06	1.25	0.36	0.572	489.9	612.4	1.15	3.80E-05	0.393	Ma10-1
34	0.0518	0.0052	1.06E-03	2.97E-07	0.5177	0.0518	1.06E-02	2.97E-06	1.25	0.36	0.572	508.3	635.3	1.44	4.49E-05	0.518	Ma10-2
35	0.0578	0.0058	1.14E-03	3.17E-07	0.5779	0.0578	1.14E-02	3.17E-06	1.25	0.36	0.572	521.3	651.6	1.54	7.60E-05	0.578	Ma10-3
36	0.0754	0.0075	1.35E-03	3.76E-07	0.7538	0.0754	1.35E-02	3.76E-06	1.25	0.36	0.572	533.1	666.3	1.80	6.13E-05	0.754	Ma10-4
37	0.0786	0.0079	1.42E-03	3.97E-07	0.7859	0.0786	1.42E-02	3.97E-06	1.25	0.36	0.572	544.6	680.7	1.76	5.23E-05	0.786	Ma10-5
38	0.0562	0.0056	1.17E-03	3.27E-07	0.5621	0.0562	1.17E-02	3.27E-06	1.25	0.36	0.572	557.1	696.4	1.40	5.18E-05	0.562	Ma10-6
39	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.33	0.500	583.4	-	-	2.59E-01	-	Ds6
40	0.0563	0.0056	1.17E-03	3.18E-07	0.5625	0.0563	1.17E-02	3.18E-06	1.25	0.36	0.572	611.4	764.2	1.40	9.50E-05	0.563	Ma9-1
41	0.0638	0.0064	1.28E-03	3.48E-07	0.6383	0.0638	1.28E-02	3.48E-06	1.25	0.36	0.572	627.7	784.6	1.49	9.07E-05	0.638	Ma9-2
42	0.0722	0.0072	1.40E-03	3.79E-07	0.7216	0.0722	1.40E-02	3.79E-06	1.25	0.36	0.572	643.4	804.2	1.58	9.50E-05	0.722	Ma9-3
43	0.0765	0.0076	1.48E-03	4.02E-07	0.7646	0.0765	1.48E-02	4.02E-06	1.25	0.36	0.572	658.9	823.7	1.58	9.07E-05	0.765	Ma9-4
44	0.0659	0.0066	1.37E-03	3.71E-07	0.6591	0.0659	1.37E-02	3.71E-06	1.25	0.36	0.572	675.1	843.9	1.41	7.34E-05	0.659	Ma9-5
45	0.0512	0.0051	1.13E-03	3.07E-07	0.5125	0.0512	1.13E-02	3.07E-06	1.25	0.36	0.572	690.5	863.2	1.27	6.91E-05	0.512	Ma9-6
46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.33	0.500	712.3	-	-	8.64E-02	-	Ds7
47	0.1590	0.0159	2.24E-03	1.58E-06	1.5904	0.1590	2.24E-02	1.58E-05	1.25	0.36	0.572	733.6	880.4	2.55	2.85E-05	1.590	Doc5&Ma8-1
48	0.0541	0.0054	1.11E-03	7.86E-07	0.5407	0.0541	1.11E-02	7.86E-06	1.25	0.36	0.572	750.3	900.3	1.43	7.78E-05	0.541	Doc5&Ma8-2
49	0.0368	0.0037	8.81E-04	6.23E-07	0.3678	0.0368	8.81E-03	6.23E-06	1.25	0.36	0.572	775.0	930.0	1.09	1.30E-05	0.368	Doc5&Ma8-3
50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.33	0.500	804.4	-	-	2.16E+00	-	Ds8
51	0.0408	0.0041	9.41E-04	1.36E-06	0.4077	0.0408	9.41E-03	1.36E-05	1.25	0.36	0.572	828.3	994.0	1.17	1.30E-05	0.408	Ma7-1
52	0.0584	0.0058	1.16E-03	1.67E-06	0.5840	0.0584	1.16E-02	1.67E-05	1.25	0.36	0.572	845.5	1014.6	1.52	2.42E-05	0.584	Ma7-2
53	0.0343	0.0034	8.42E-04	1.22E-06	0.3430	0.0343	8.42E-03	1.22E-05	1.25	0.36	0.572	861.3	1033.6	1.04	3.02E-05	0.343	Ma7-3
54	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.33	0.500	910.9	-	-	2.16E+00	-	Ds9
55	0.0442	0.0044	9.91E-04	1.25E-06	0.4415	0.0442	9.91E-03	1.25E-05	1.25	0.36	0.572	961.4	1153.7	1.23	3.54E-05	0.442	Ma6-1
56	0.0387	0.0039	8.99E-04	1.13E-06	0.3869	0.0387	8.99E-03	1.13E-05	1.25	0.36	0.572	979.4	1175.3	1.15	4.49E-05	0.387	Ma6-2
57	0.0663	0.0066	1.49E-03	1.87E-06	0.6633	0.0663	1.49E-02	1.87E-05	1.25	0.36	0.572	997.4	1196.9	1.23	2.59E-05	0.663	Ma6-3
58	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.33	0.500	1035.9	-	-	6.92E+00	-	Ds10-1
59	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.33	0.500	1095.3	-	-	6.92E+00	-	Ds10-2

pressure in the Pleistocene sand gravel layers of the KIX foundations is associated with the insufficient dissipation of excess pore water pressure in them.

The phenomenon is caused by the insufficient capability of permeability of the Pleistocene sand gravel layers whose thickness is not enough for full dissipation of excess pore water pressure due to such huge reclamation load. In fact, almost full dissipation is achieved without significant propagation of excess pore water pressure both in Ds1 and Ds10 that have sufficient thickness and permeability. With the elapse of time, the excess pore water pressure in the upper Pleistocene clay layers such as Ma 12 and 11 monotonically dissipates whereas the one in the middle Pleistocene layers keeps unchanged (see Fig. 7 (b)). As is explained in the previous section, the low values of the coefficient of permeability are set for Ds6 and Ds7 because they are thin, poorly continuous and rich in fine contents. This low permeability of Ds6 and Ds7 causes the remarkable undissipated excess pore water pressure in those layers.

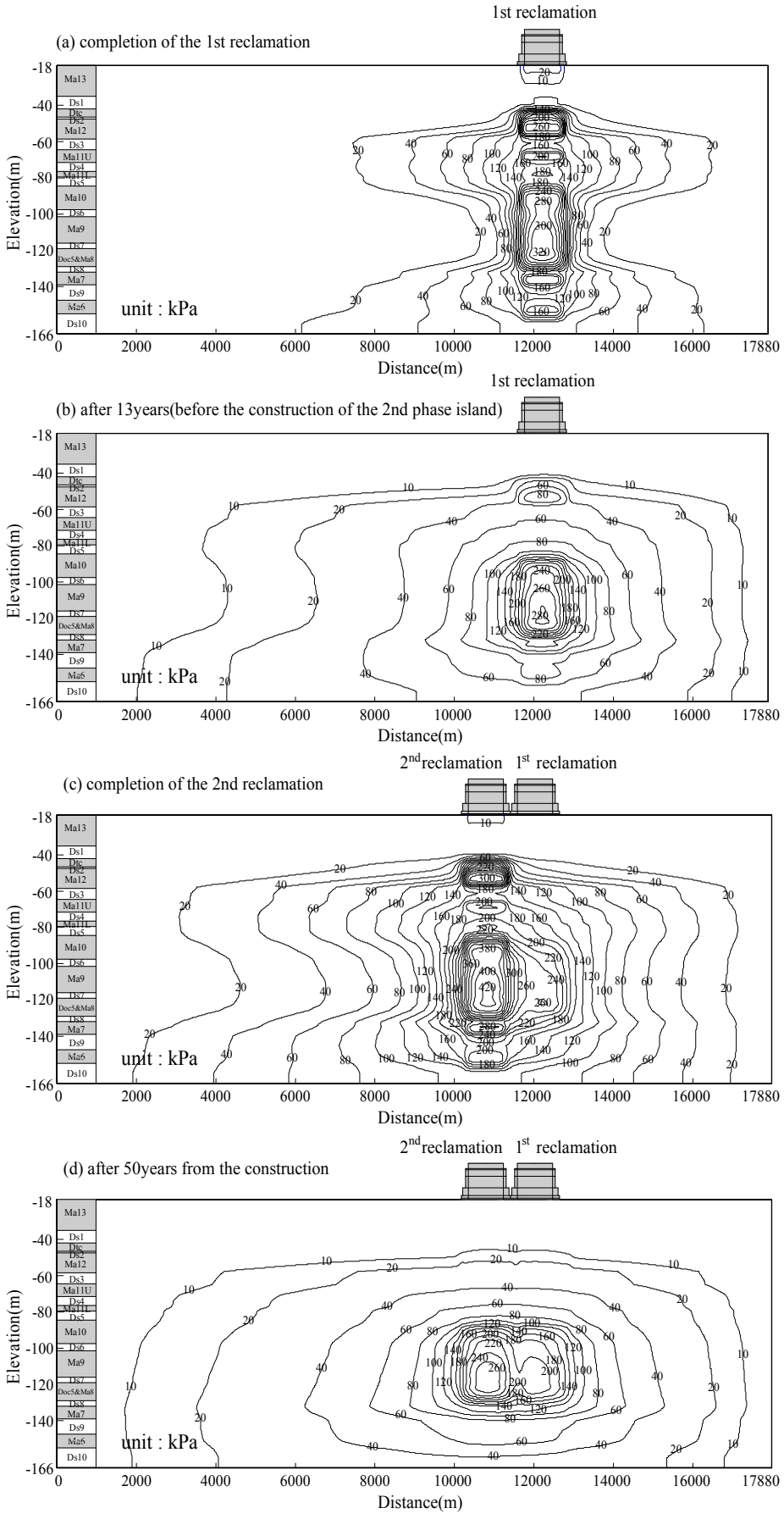


Fig. 7 Contours of the calculated distribution of excess pore water pressure

It is noteworthy in Fig. 7(b) that the excess pore water pressure in those layers is found not to dissipate even before the construction of the 2nd phase island (after 13 years since the start of reclamation). It clearly means that the primary consolidation in terms of the process of excess pore water pressure dissipation is not completed in the Pleistocene deposits before the construction of the 2nd phase island. Figure 7(c) shows the distribution of excess pore water pressure at the completion of the 2nd reclamation (after 19years since the start of the 1st reclamation). A large amount of excess pore water pressure also remains in the upper and middle Pleistocene clay layers, Ma12, 10, 9, and Doc5&Ma8 as well as sand gravel layers, Ds2, 6, and 7 below 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 blow the foundation of the 2nd phase island is propagated to the one of the 1st phase island. As is explained above, the propagation of excess pore water pressure could be explained by the permeability of the Pleistocene sand gravel layers. Since the permeability of the upper and lower Pleistocene sand gravel layer is higher than the one of the middle layer, a larger amount of excess pore water pressure in the upper and lower Pleistocene layers is well propagated compared to the one of the middle layer in the foundation of the 1st phase island. As shown in Fig. 7 (b) and (c), it is found that more than 50kpa of excess pore water pressure in the upper and lower Pleistocene layer below foundation of the 1st phase island increases due to the construction of the 2nd phase island while the one in the middle Pleistocene layer is almost stable or slightly decreases. The low rate of excess pore water pressure propagation and dissipation is attributed to the poor permeability of sand gravel layers, Ds 6, 7. It is noteworthy that more than 200kPa of excess pore water pressure in those layers still remains undissipated even after 50years from the start of the reclamation (Fig. 7(d)). It clearly means that the primary consolidation in terms of the process of excess pore water pressure dissipation is not completed in the Pleistocene deposits for a very long time.

The distribution of the excess pore water pressure with depth at the monitoring point 1 that is located at the center of the 1st phase island (see Fig. 1,2) is shown in Fig. 8. The calculated values are compared with the measured one at three different times. Here, the solid line and ■, the chain dotted line and ◇, thin solid line and △ are the calculated and measured results at the completion of the reclamation of the 1st phase island , before the construction of the 2nd phase island and at the completion of the reclamation of the 2nd phase island respectively. Because the upper Pleistocene clays such as Ma12 and Ma11 have undergone plastic yielding due to reclaimed load, a large amount of excess pore water pressure generates at the completion of reclamation of the 1st phase island. Then it dissipates steadily because of the high permeability of the sand gravel layers, Ds1and Ds3 above and below Ma12. On the other hand, the mode of excess pore water pressure in the middle Pleistocene layers is different. Because of the poor quality of mass permeability of the sand gravel layers (Ds6, 7), Ma10, 9 and Doc5&Ma8 behave as if they were one continuous clay layer. Here, Ds6 and 7 does not seem to function as permeable layers at all. The rate of excess pore water pressure dissipation is very low in those layers, which results in that a large amount of undissipated excess pore water pressure remains in the middle Pleistocene

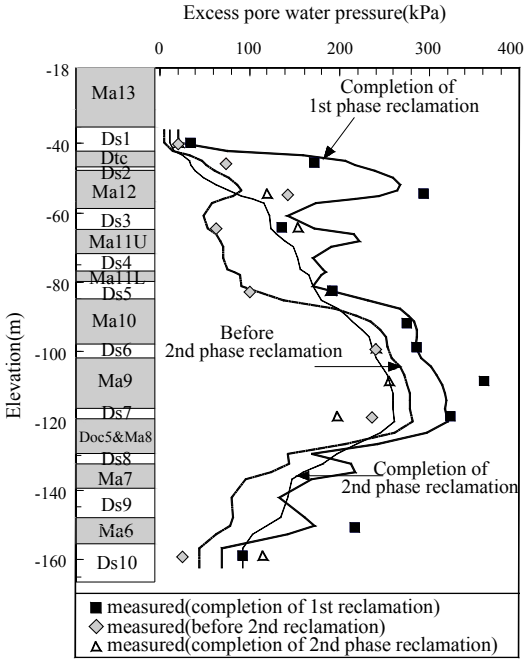


Fig. 8 Calculated and measured excess pore water pressure with depth at the monitoring point 1

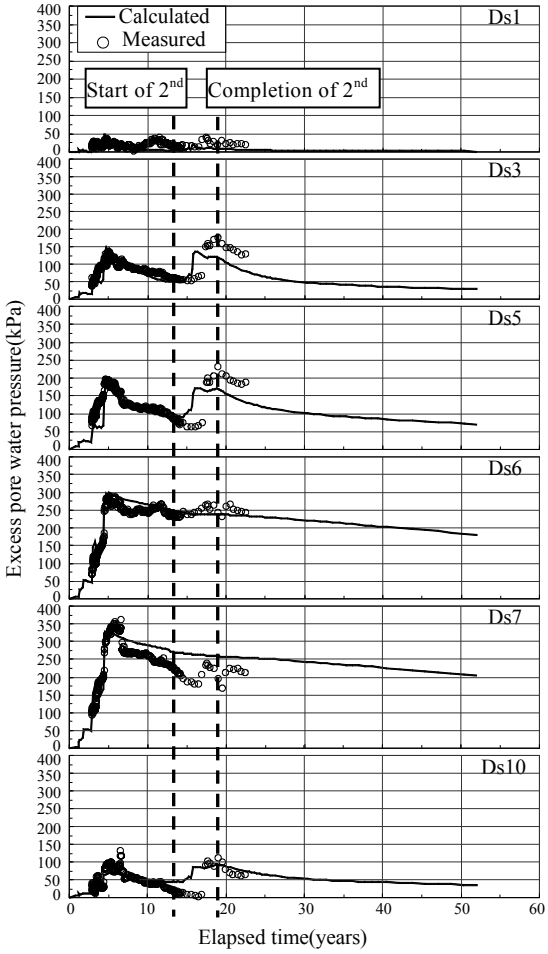


Fig. 9(a) Comparison of calculated and measured excess pore water pressure with time for the Pleistocene sand gravel layers

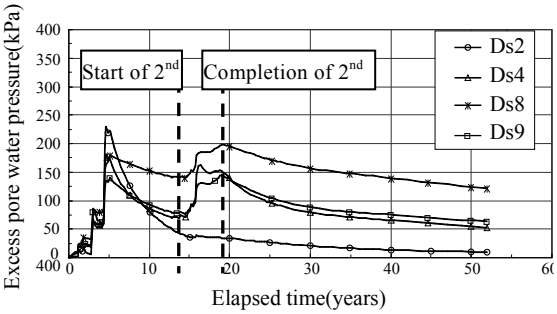


Fig. 9(b) Calculated performance of excess pore water pressure with time for the Pleistocene sand gravel layers

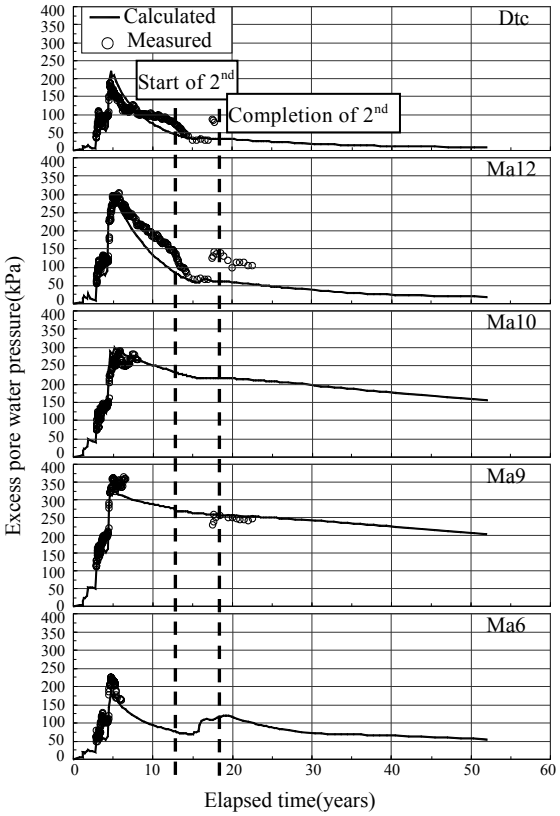


Fig. 9(c) Comparison of calculated and measured excess pore water pressure with time for the Pleistocene clay layers

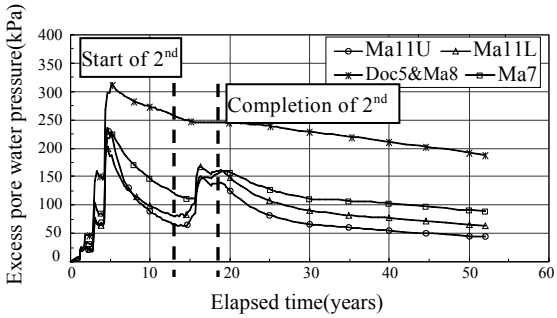


Fig. 9(d) Calculated performance of excess pore water pressure with time for the Pleistocene clay layers

layers for a long time. The calculated performance provides that even before the construction of the 2nd phase island, more than 200kPa of excess pore water pressure remains. In the lower Pleistocene layers such as Ma7, Ma6, the generated excess pore water pressure is not so large compared to the other layers and dissipates faster with time because of the high permeability of the thick sand gravel layer, Ds10 situated below Ma6. At the completion of the reclamation of the 2nd phase island, it is quantitatively found that the excess pore water pressure is propagated to the foundation of the 1st phase island due to the construction of the 2nd phase island. The excess pore water pressure increased remarkably due to the adjacent construction of the 2nd phase island in the upper and lower Pleistocene

layers because the sand gravel of those layers has an appropriate permeability as permeable layer. On the other hand, the one does not increase in middle Pleistocene layer such as Ma10, 9, Doc5&Ma8 and Ds6, 7 because the sand gravel layers, Ds6 and 7 does not function as well permeable.

Although the calculated performance at the completion of the reclamation of the 1st phase island slightly underestimates the measured excess pore water pressure at the layers such as Ma12, 9 and 6, the overall mode of distribution can be well described. In particular, the propagation of excess pore water pressure at the completion of the reclamation of the 2nd phase island can be well described. Therefore, long-term and interactive behavior of the excess pore water pressure in the Pleistocene deposits is found to be simulated with the present analyses.

Calculated excess pore water pressure - time relations are shown in Fig. 9(a) together with the measured results for the individual Pleistocene sand gravel layers. Note that the comparison is shown for the Pleistocene layers where the pore pressure cells have survived. It is clear that little excess pore water pressure is generated in Ds1 and Ds10 whereas large amount of excess pore water pressure is generated and kept undissipated in the middle Pleistocene sand gravel layers such as Ds6 and Ds7. The increase in excess pore water pressure due to the construction of the 2nd phase island is found in the upper and lower Pleistocene layers such as Ds 3, 5, 10. On the other hand, the excess pore water pressure is not well propagated in the middle of Pleistocene layers such as Ds 6, 7. Calculated performance can well predict the actual behavior of excess pore water pressure in the all Pleistocene sand gravel layers. Figure 9(b) shows the calculated performance of the excess pore water pressure of the Pleistocene sand gravel layers where they do not have the measured information due to damage of the pressure cells. The propagation of excess pore water pressure due to the construction of the 2nd phase island is shown in the Ds4, 8, 9. In Ds 2 layer, the excess pore water pressure is well dissipated without propagation because of high permeable layer, Ds 1 and the Holocene clay layer, Ma13 with sand drains. This difference remarkably reflects the mass permeability of the Pleistocene sand gravel layers. These behaviors of excess pore water pressure in the Pleistocene sand gravel layers are associated with the one in the Pleistocene clay layers. Calculated excess pore water pressure - time relations are shown in Fig. 9(c) together with the measured results for the individual Pleistocene clay layers. For the selected clay layers, the process of generation and dissipation of excess pore water pressure is well described by the present numerical procedure. Figure 9(d) shows the calculated performance of the excess pore water pressure of the Pleistocene clay layers where they do not have the measured information due to damage of the pressure cells. The process of excess pore water pressure propagation is similar to that of the Pleistocene sand gravel layers. It is also found that a rate of excess pore water pressure dissipation is very slow and the one is not propagated in the middle Pleistocene clay layers such as Ma10, 9. The phenomenon of undissipation in Ds6 and Ds7 causes the delay of consolidation for Ma10 and Ma9 associated with undissipation of excess pore water pressure. As seen from Figs. 9, the behavior of excess water pressure can be well predicted by the proposed procedure. It is hence confirmed that the adopted procedure in terms of elasto -viscoplastic finite element analysis associated with a new compression modeling and a concept of "mass permeability" works well to assess the stress condition of the reclaimed Pleistocene deposits at KIX.

3.2 Performance of effective stress

The consolidation behavior in the Pleistocene clay layer of KIX is dominated by change of the effective stress that is taken place by mechanism of generation/dissipation and propagation of excess pore water pressure due to the construction of the adjacent two islands. The stress condition with depth at the monitoring point 1 is shown in Fig. 10. Figure 10 also shows the stress condition at (a) the completion of the 1st phase reclamation, (b) before the 2nd phase reclamation, (c) the completion of the 2nd phase reclamation and (d) after 50years from construction respectively. Here, p_0 denotes the initial vertical effective stress, p_c is the consolidation yield stress, p_f means the final total vertical stress and p' denotes the effective vertical

stress due to the reclamation. The hatched area exhibits the undissipated excess pore water pressure. In Fig. 10(a), the effective stresses already surpass p_c for the Pleistocene clay layers above Ma10, while those still remain below p_c for the middle to lower Pleistocene clay layers such as Ma10, 9 and Doc5&Ma8. Then, the upper Pleistocene clay layers behave as normally consolidated and the middle to lower Pleistocene clay layers behave as overconsolidated at the completion of the reclamation of the 1st phase island. It is interesting that the stress condition of the airport foundations is not so different even before the start of the reclamation of the 2nd phase island as shown in Fig. 10(b). It is true that the excess pore water pressure at the upper Pleistocene layers is almost dissipated before the construction of the 2nd phase island, but the one at the middle Pleistocene clay layers scarcely dissipates during the period. A due attention should be also paid to the fact that the effective stress decreases in the upper and lower Pleistocene layers due to the construction of the adjacent 2nd phase island as shown in Fig. 10(c). On the other hand, in the middle Pleistocene layers, the effective stress does not decrease but rather increases slightly. The stress condition in the

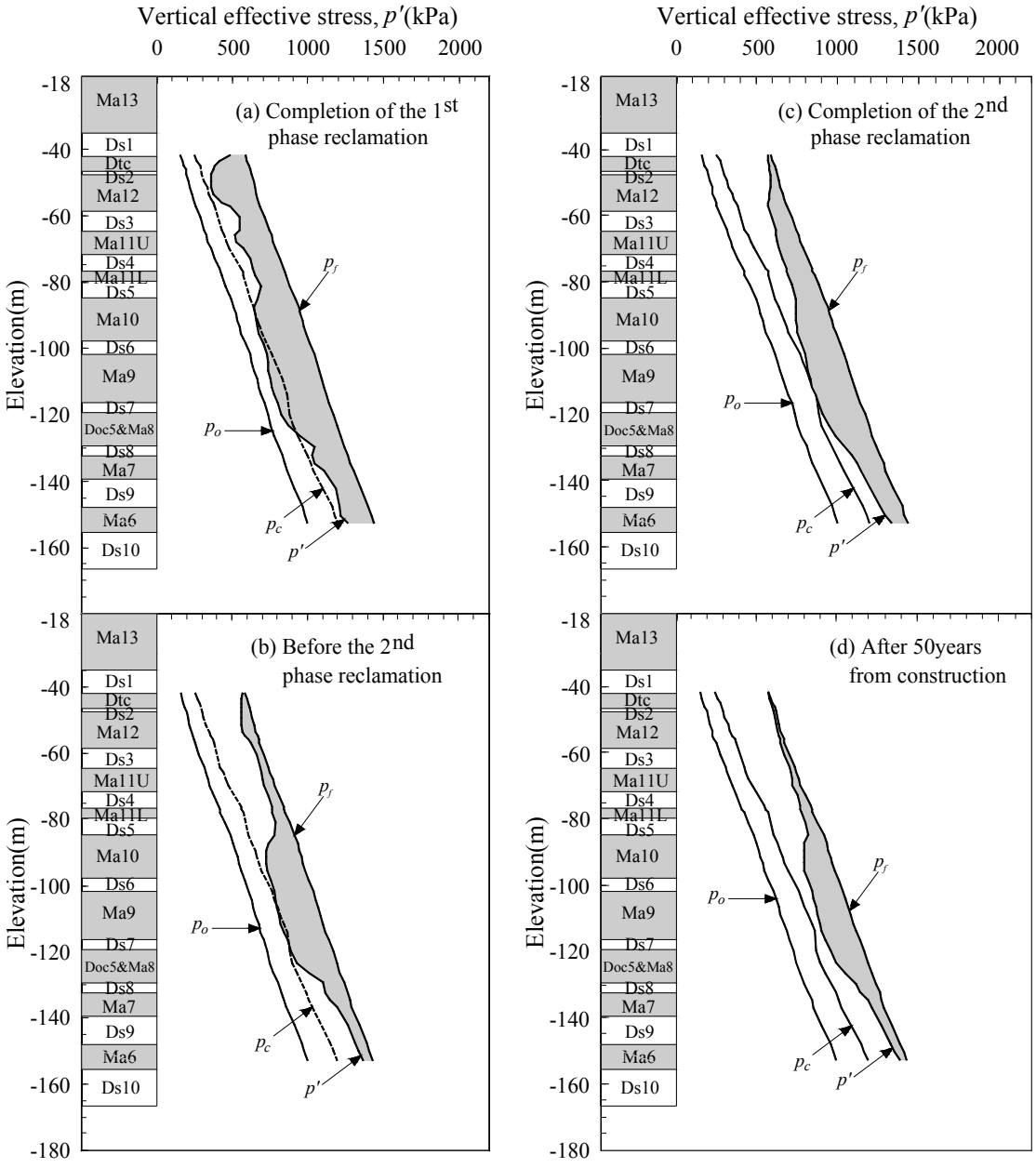


Fig. 10 Stress condition with depth at the monitoring point 1

middle Pleistocene layers is also not so different even at 50years from start of the project as shown in Fig. 10(d). One reason of this behavior is that the mass permeability of permeable sand gravel layers, such as Ds6 and 7 is insufficient to promote dissipation of excess pore water pressure and another is that the rate of consolidation for those layers becomes lower because the consolidation coefficients, c_v for Ma10 become much lower due to plastic yielding. From the results shown in Figs. 10, the advance in settlement due to consolidation for the middle Pleistocene clay layers is not greatly expected in this period.

3.3 Settlement

The calculated and measured settlement - time relations for the individual Pleistocene clay layers are shown in Fig. 11. As seen from Fig. 8, the excess pore water pressure in the upper and lower Pleistocene layers from Dtc to Ds5 and from Ma7 to Ds10 has steadily dissipated with time until before the construction of the 2nd phase island. This steady dissipation causes the remarkable advance in compression of those clay layers such as Dtc, Ma12, 11, 7 and 6. The compression of those clay layers is retarded or even slight expansion can be seen for some layers during the construction of the 2nd phase island because excess pore water pressure in the foundation of the 1st phase island increases due to propagation of excess pore water pressure from the foundation beneath the 2nd phase island. In the upper Pleistocene clay layers such as Dtc, Ma12 and 11, since after the completion of the 2nd phase reclamation, the primary consolidation with steady dissipation of excess pore water pressure is almost completed because of high permeability of sand gravel layers, Ds 1, 3 and 10. On the other hand, in the middle Pleistocene layers such as Ma10 to Ds7, the rate of dissipation of excess pore water pressure is much lower compared to the upper Pleistocene layers and excess pore water pressure does not increase during the construction of the 2nd phase island (see Fig. 9) because of the poor permeability of the sand gravel layers in this region. Although a rate of compression in those clay layers such as Ma10, 9 and Doc5&Ma8 is getting retarded due to the construction of the 2nd phase island, the process of compression is continues without remarkable

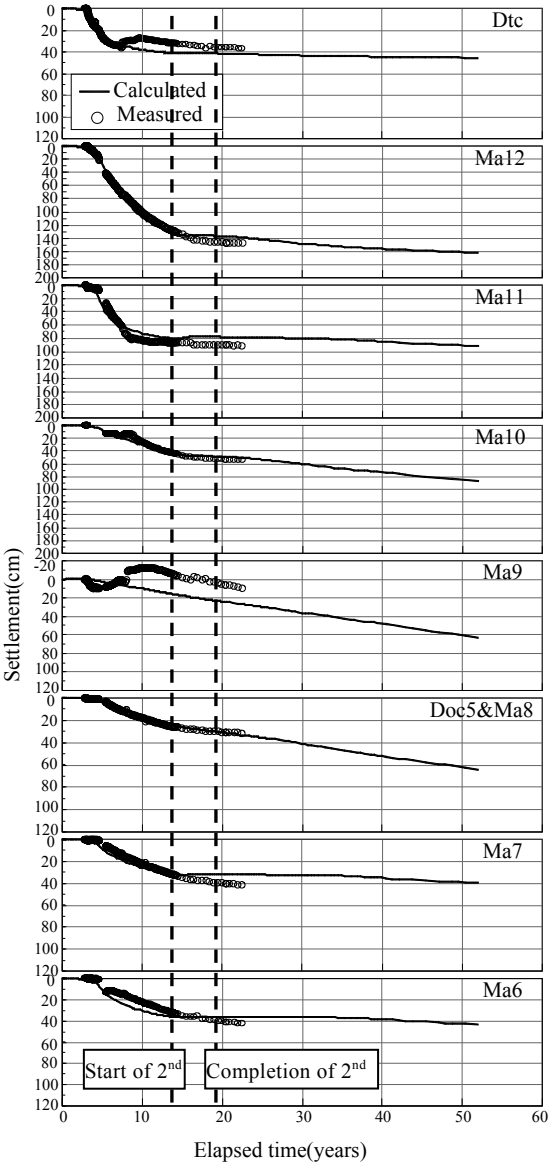


Fig. 11 Comparison of calculated and measured settlement with time for the Pleistocene clay layers at monitoring point 1

dissipation of excess pore water pressure. It means that the primary consolidation associated with dissipation of excess pore water pressure is not predominant in the middle Pleistocene clay layers. But the delayed compression including creep and secondary consolidation occurs during the process of excess pore water pressure dissipation under the condition of insufficient advance in primary consolidation. In all Pleistocene clay layers of KIX foundation ground, remarkable time dependent compression has hence continued without remarkable dissipation of excess pore water pressure. The comparison between the calculated

and measured settlement is also shown to confirm the validity of the proposed procedure in Fig. 11. In the upper Pleistocene clay layers such as Dtc, Ma12 and 11, the clays undergo plastic yielding due to reclamation load in a short time because of their relatively small initial stresses, p_o. Because the stress surpasses p_c so rapidly by the reclamation load, the time dependent behavior in the overconsolidated region can be ruled out and then as a typical behavior for normally consolidated clay, the hyperbolic shape for settlement – time relations is exhibited for Dtc, Ma12 and 11. The calculated performance can well describe the whole process of compression. On the contrary, in the middle Pleistocene clay layers such as Ma10, 9 and Doc5&Ma8, the stress remains within p_c at the completion of the reclamation of the 1st phase island. However, as shown in Fig 10, it takes a long time for these layers to become gradually normally consolidated by undergoing plastic yielding due to the dissipation of excess pore water pressure. During this process, the time dependent compression takes place with insufficient dissipation of excess pore water pressure. The calculated performance can also well describe the whole process of deformation.

In the lower Pleistocene clay layers such as Ma7 and 6, the mode of settlement with time is hyperbolic because of the sufficient permeability of Ds10. Different from the case for the middle Pleistocene clay layers, the dissipation of excess pore water pressure has advanced steadily with time. The calculated performance can well describe the measured settlement of Ma7 and 6.

4. Conclusions

The interactive behavior of the Pleistocene reclaimed foundations of the Kansai International Airport (KIX) due to the adjacent reclamation was numerically investigated. The elasto-viscoplastic finite element procedure is adopted by introducing the new assumption of non-elastic behavior in the quasi-overconsolidated region for the Pleistocene clays and the concept of mass permeability for the Pleistocene sand gravel layers. The original marine foundation was modeled with the assumption that the individual layers are horizontally even and continuous. The 1st phase island was constructed with 430 kPa of the reclaimed load followed by the construction of the 2nd phase island after 13 years with 530 kPa of the reclaimed load at 200m offshore of the 1st phase island.

It is natural that a large excess pore water pressure generated in the Pleistocene clay layers but the emphasis should be focused on the fact that even in the permeable Pleistocene sand gravel layers a large amount of excess pore water pressure was kept undissipated for a long time. Although the upper Pleistocene clay layers underwent the plastic yielding due to reclamation load in a short time, the excess pore water pressure dissipated steadily in these layers because of the existence of highly permeable sand gravel layers (Ds1and 3) in the vicinity. In contrast, the state of stresses of the middle Pleistocene clays remains in the quasi -overconsolidated region at the completion of the construction of the 1st phase island. Due to the insufficient dissipation of excess pore water pressure caused by the poor permeability of sand gravel layers in this region, it takes a long time for middle Pleistocene clays to become normally consolidated with dissipation of excess pore water pressure. The foundations of the 1st phase island were seriously affected by the reclamation of the 2nd phase island at 200m offshore from the 1st phase island. The most characteristic and influential phenomenon is “propagation of excess pore water pressure through the permeable sand gravel layers” in this particular case. Here, it should be noted that the Pleistocene sand gravel layers with poor permeability such as Ds 6 and 7 have been found not to function to propagate the excess pore water pressure generated due to the construction of the 2nd phase island to the foundation of the 1st phase island well because of their little permeability. On the contrary, the propagation of the excess pore water pressure is remarkable through the Pleistocene sand gravel layers with ordinary permeability such as Ds 3and 5. It is also found that excess pore water pressure could not propagate well through the Pleistocene sand gravel layers with very high permeability such as Ds 1 and 10 because of immediate dissipation in them as has been confirmed in the reclaimed foundations in Osaka Port. The calculated performance is found to well

describe the generation and dissipation process of the excess pore water pressure subjected to reclamation in the individual Pleistocene sand gravel layers of KIX.

Long-term compression of the Pleistocene clay layers have also been investigated with the present numerical procedure. Retardation and/or slight expansion were calculated for the Pleistocene clay layers due to the decrease in effective stress induced by the excess pore water pressure returned from the foundation beneath the 2nd phase island. Although the calculated performance slightly overestimates the heaving, it is found to describe the overall settlement over 20 years for the individual Pleistocene clay layers measured at monitoring point 1 in the 1st phase island.

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 Sano, I. (1981): Long-term consolidation of Osaka upper diluvial clay, Tsuchi-To-Kiso, **29**(3), 43-47 (in Japanese).

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.

Kitada, N., Takemura. K., Inoue, N., Ito, H., Masuda, F., Hayashida, A., Emura, T. and Fukuda, K. (2009): Stratigraphy of the drilling cores in Kansai International Airport (KIX18-1), Programme and Abstract, 39 Japan Association for Quaternary Research Meeting pp. 104-105 (in Japanese).

Kobayashi, G., Mitamura, M. and Yoshikawa, S. (2001): Lithofacies and sedimentation rate of Quaternary sediments from deep drilling cores in the Kobe area, Southwest Japan, *Earth Science*, **55**, 131-143 (in Japanese).

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. (2005): 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 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., Shibata, T., Nozu, M. and Kitazawa, M. (1990): Deformation analysis of a reclaimed marine foundation subjected to land construction. Soils and Foundations, 30(4), pp. 119-133.

Mimura, M. and Sumikura, Y. (2000): Deformation and Excess Pore Water Pressure of the Pleistocene Marine Deposits due to Offshore Reclamation, Proc. Int. Symp. on Coastal Geotechnical Engineering in Practice, 1, pp.339-344.

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).

Sekiguchi, H., Shibata, T., Fujimoto, A. and Yamaguchi, H. (1986): A Macro-element Approach to Analyzing the Plane-strain Behaviour of Soft Foundation with Vertical Drains. Proc. 31th Symp., JSSMFE, pp. 111-120 (in Japanese).

隣接海上埋立による更新統地盤挙動の相互作用に関する数値解析

田　炳坤*・三村　衛

*京都大学大学院工学研究科

要　旨

大阪湾泉州沖に海上埋立空港として建設された関西国際空港の基礎地盤は，更新統粘性土と砂礫層の互層構造を有しており，一期，二期空港島の建設によって大きな長期沈下を引き起こしている。各層ごとに測定されている過剰間隙水圧と圧縮量のデータから，透水層となるべき砂礫層内にも非常に大きな過剰間隙水圧が長期にわたって停留し，その一方で時間とともに沈下が続いていくという挙動を示している。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，層別の過剰間隙水圧と圧縮量の測定値と比較することにより，適用した解析手法の妥当性を検証する。その際，更新統粘土の擬似過圧密特性と砂礫層の“mass permeability”の概念を導入することが必要であることを明らかにする。これにより，一期，二期空港島の隣接埋立による関西国際空港基礎地盤の挙動を包括的に議論する。

キーワード:弾粘塑性有限要素解析，疑似過圧密，mass permeability，相互作用

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Tertiary Creep Reproduction in Back-Pressure-Controlled Test to Understand the Mechanism and Final Failure Time of Rainfall–Induced Landslides

Atitkagna DOK*, Hiroshi FUKUOKA, Takeshi KATSUMI* and Toru INUI*

*Graduate School of Global Environmental Studies, Kyoto University

Synopsis

Fukuzono (1985) developed a method for predicting final failure time of a slope based on the findings from large scale flume test series that log of acceleration and velocity of surface displacement immediately before failure are proportional, $d^2x/dt^2=A(dx/dt)^{\alpha}$. He proposed a simple method for predicting failure time by plotting the inverse velocity of surface displacement *(1/v)*. Yet, its mechanism is still unknown. To investigate the Tertiary creep mechanism in soils, a series of back-pressure controlled test on saturated sands were undertaken in ring shear apparatus. The tests were conducted under particular normal stress and shear stress with pore-water pressure changes to simulate the potential sliding surface condition in heavy rainfall. Sand and its mixture with clay material were used for specimen. Consequently, these tests could reproduce Tertiary creep to failure, in which similar log *v*-log *α* relationship and α value range was found. While, linear relationship of *α* and *A* values was found.

Keywords: Tertiary Creep, ring shear apparatus, back-pressure-controlled test, rainfall–induced landslides.

1. Introduction

Landslides are complex geo-disasters frequently triggered by earthquake and/or intense heavy rainfall or other related natural/ anthropogenic impacts. Such catastrophic disasters have not only claimed residents' lives, but also resulted in property damages and other socio-economic consequences, which significantly interrupts the development of the communities and nations. Since the social resources for preventing those threatening potential landslides is limited in every country, the best solution recently met is safe evacuation immediately before the final catastrophic failure of the landslide. To realize an effective evacuation, reliable prediction methodology must be established.

Accordingly, in landslide fields, failure-time prediction methods of landslide have been widely developed by many researchers including Saito and Uezawa (1960, 1966) as an initiation, Kawamura (1984), Fukuzono (1978, 1982, 1985), Voight (1988, 1989), Azimi (1988), Hayashi, et al. (1980). However, only two methods developed by Saito and Uezawa (1960, 1966) and Fukuzono (1985) were accepted world-wide. Based on Tertiary creep deformation theory through the findings getting from large scale flume tests for landslide studies, Fukuzono (1985) found logarithm of acceleration is proportional to the logarithm of velocity of surface displacement immediately before the failure, expressed as $d^2x/dt^2=A(dx/dt)^{\alpha}$, where x is surface displacement, t is time, and A and α are constant. Besides, he proposed a simple method for predicting the time of failure by the inverse velocity (*1/v*) mean. The curve of inverse velocity is

concave at $1< \alpha<2$, linear at $\alpha=2$, and convex at $\alpha>2$. In spite of such exceptional achievements as well as great ability in estimating the failure time of a slope, these methods still need to be improved for higher accuracy, and the mechanism of creep deformation is not yet well-understood up to now.

Lately, to understand the story behind the empirical relationship discovered by Fukozono, Minamitani (2007) has accomplished further research on tertiary creep deformation by increasing shear-stress development in ring shear apparatus. He got consistent α value distribution (1.95–2.46) as declared by Fukuzono (1985) and a strong relationship between A and α values, $\alpha = 0.1781A+ 1.814$. He concluded that α value is not always constant throughout a test with proof of quite different variation trends of α value of dry and saturated samples in normal stress and Bentonite content test series, and even in OCR test series. Throughout his research findings on tertiary creep corresponding to the period of forming a sliding surface, Minamitani (2007) named α progressive acceleration parameter which alters depending on type of material and its condition in the initial and final stages of tertiary creep.

2. Objective of study

This study aims at figuring out the mechanism of landslides in tropical soils with respect to tertiary creep deformation theory by stress-controlled ring shear apparatus in help issue warning of rainfall–induced landslides in Southeast Asia countries through back-pressure-controlled test series under combined conditions of particular normal stress and shear stress with pore-water pressure changes to simulate the potential sliding surface condition in heavy rainfall.

3. Concept of creep in soils

In most landslide cases, failures are preceded by accelerated trend of displacement, which is associated with crack growth, soil particles rearrangement and shear surface evolution, often called progressive failure. Creep rupture theory was originated from material science, termed a time-dependent deformation. Creep generally consists of three phases as indicated in Figure 1.

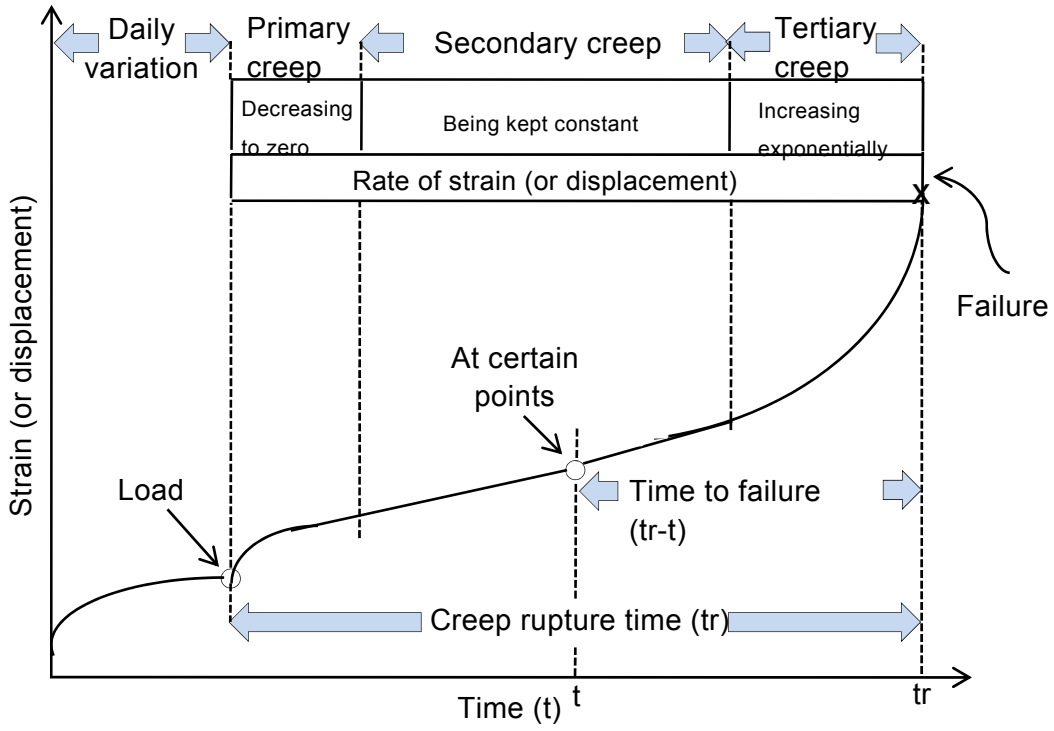


Figure 1: General relationship of strain and time of a series of creep deformation (Saito, 1965)

Primary creep is the initial stage of deformation when the strain rate is relatively high, but with minimum displacement. The strain rate eventually reaches a minimum and becomes nearly constant in secondary or steady-state creep, meaning that the mass is continuously deforming at constant volume, normal effective stress and velocity. It is archived only after all the particle orientation has reached a steady state condition and after all the particle breakage, if any, is complete, so that the shear stress needs to continue deformation and the velocity of deformation remains constant (Poulos, 1981). In tertiary creep, the strain rate exponentially increases through time, and finally failure occurs afterward.

4. Ring shear apparatus

The un-drained and stress-controlled ring shear apparatuses are unique and most advanced geotechnical simulation apparatus invented by Sassa, Fukuoka and their colleagues at the Disaster Prevention Research Institute (DPRI), Kyoto University. The latest device in the DPRI ring shear series, DPRI-7, is employed to reproduce tertiary creep deformation in this study. It was designed with special ability to simulate quantitatively the entire process of failure of a soil sample from initial static or dynamic loading through shear failure, pore pressure changes and possible liquefaction to large displacement, steady-state shear movement. The DPRI-7 were developed to simulate the formation of the shear zone and the post failure mobility of high speed landslides and to observe the consequence of mobilized shear resistance, as well as the post failure shear displacement and generated pore-water pressure as simplified Figure 2.

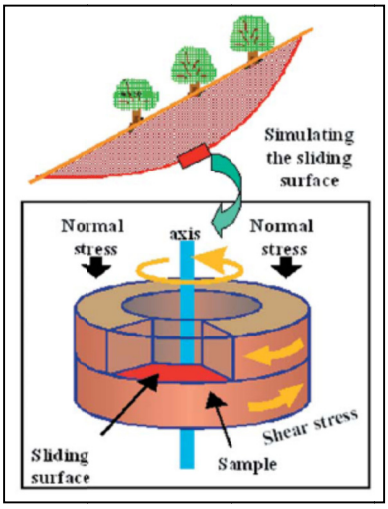


Figure 2: Design concept of the ring shear apparatus (Sassa, Fukuoka, et al., 2004)

Typical designed features of the DPRI-7, which allow the reproduction of shear zone formation and the resulting motion along the shear zone, are obviously diescribed as follows:

- Shear box: inner and outer diameters: 27cm and 35cm.
- Unlimited shearing
- Un-drained testing under rapid shearing and pore pressure monitoring.
- Shear speed: 33–300cm/sec.
- Rapid loading and high-speed data acquisition 12–1,000 readings/sec.
- Transparent shear box made of acrylic basin enables observation of shear zone during the initiation and post-failure motions of landslide.
- Cyclic shear-displacement control, torque control, and shear speed control tests are possible.

5. Back-pressure-controlled test

5.1 Sample Characteristics

Commercial fine grained silica sand No.8 (SS8), Bentonite as well as natural soil samples taken from sliding surfaces of actual landslide sites were utilized in back-pressure control test series of this study. There are four types of specimen: (I) SS8, (II) SS8 with 10% Bentonite, (III) SS8 with 20% Bentonite, and (IV) volcanic and silty soils taking from El Salvador, Shobara and Tandikat cities.

5.2 Test Conditions

25 back-pressure controlled tests were

performed in this study under different over consolidation ratios (OCR) and pore-water pressure increase rate in drained condition that the sample can change its volume, with slope inclination θ= 30°. Table 1 outlines initial conditions of each test depending on sample type.

5.3 Test Procedures

(1) Sample Setting

The ready-mixed dry sample was freely placed into the shear box layer by layer with the insertion of filter papers on the top and bottom of the sample.

(2) Sample Saturation

The sample was saturated with help of carbon dioxide (CO_2) and de-aired water. After the sample was completely packed, the CO_2 gas was gradually percolated through the sample to expel the air in the sample pores for about 30 minutes to 2 hour(s) until all air was replaced by CO_2. De-aired water was then infiltrated from the lower part of sample box and kept circulating into the sample to drive out the CO_2 from the sample pores. This injection process has to be at a very low rate, which takes at least one overnight to finish. Small amount of the remaining gas will be easily dissolved when normal stress is applied.

(3) Checking Degree of Saturation

Saturation degree was checked by B_D value. As proposed by Sassa (1988), B_D is a pore pressure parameter which is related to the degree of saturation in the direct-shear state, formulated as $B_D=\Delta u/\Delta\sigma$, where Δu and $\Delta\sigma$ are increments of pore pressure and normal stress respectively in un-drained condition. While checking, the sample was initially consolidated under normal stress of 50kPa in drained condition. Next, the normal stress increment of $\Delta\sigma$=50kPa was successively applied under un-drained condition, and the resultant increment of excess pore pressure (Δu) was accordingly measured. Hence, the saturation degree was determined indirectly by the ratio of excess pore pressure and normal stress increments ($\Delta u/\Delta\sigma$), which is preferably to be ≥0.95 due to necessity in acquiring correct monitoring data. The B_D value acquired in this test series varies from 0.95 to 0.99.

(4) Sample Consolidation

In this test series, all the samples were consolidated with respect to the targeted value of OCR as denoted in Table 1. After checking the B_D value, the normal stress was decreased to a value where the excess pore pressure is reaching zero, then switch on the upper drainage valve. Afterward, slowly load the normal stress to a decided value, and then subsequently reduced applied normal stress to the predefined normal stress (σ=100kPa) in case the OCR>1.0. A particular shear stress τ=50kPa was applied soon after some time of consolidation process. It takes longer time for sticky material while consolidating. This is due to the fact that in most cases the soil layers, in which sliding surfaces were formed, were weathered or fully softened (Sassa, Fukuoka, et al., 2004). The sample taken from the landslide sites were therefore normally consolidated before the test.

(5) Pore-Water-Pressure Increase to Failure

Pore water pressure inside the shear box was progressively increased up to 95kPa with various increase rates as written in Table 1 with constant normal stress and shear stress. It is to formulate the potential sliding surface condition corresponding to rain storms in naturally drained condition. The pore pressure is monitored from the controlled computer to water tank connected to the nearby air tank with a servo-controlled air regulator (see Figure 3). The water pressure was provided through the soil sample via the tube linked between the water tank and the sample box of the ring shear apparatus. Failure may occur at any time while stress condition is attaining the failure criteria. Maximum shear displacement was limited to 200cm to stop shearing automatically after failure.



Figure 3: Frontal view of the employed ring shear apparatus DPRI-7

6. Test results and Discussions

6.1 Ring Shear Test Results

In each test, the investigation is principally focused on the curve of inverse velocity and shear displacement in several seconds immediately before failure, and the increment of acceleration and velocity observed in a few thousand seconds before failure to quantify Tertiary creep deformation analysis. Failure point is the point at which shear resistance is reaching its peak and after which shear displacement starts to increase cumulatively through constant time interval.

The examined outputs of this test series are initial shear displacement, A and α values getting before failure of every test as summarized in table 1. Figures 4–7 show a selected test results–test No.3. Figure 4 views the overall test record that appears the accelerating displacement curve of typical Tertiary creep, while **F**igure 5 indicates relatioonaship between shear stress and effective normal stress before and after reaching failure line. Figure 6 exaggerates inverse velocity and shear displacement at the final stage of Tertiary creep from 1625–1765 seconds. The inverse velocity displays almost linear decreasing trend, which is also observed in Fukuzono's flume tests. Figure 7 illustrates the logarithm of acceleration and velocity. Linear relationship appeared 0.00008–0.07cm/s and the α value was calculated to be 2.107 in this range.

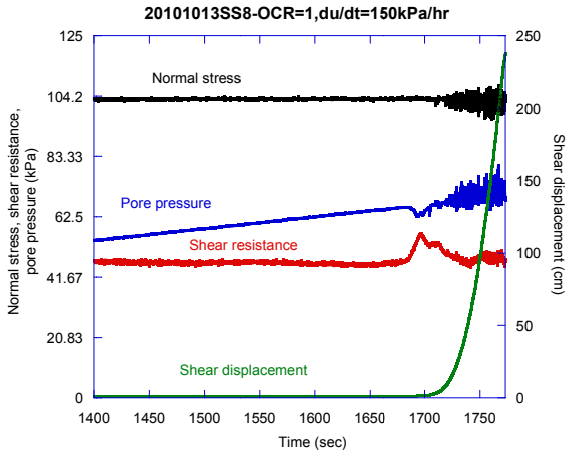


Figure 4: Temporal change of shear displacement

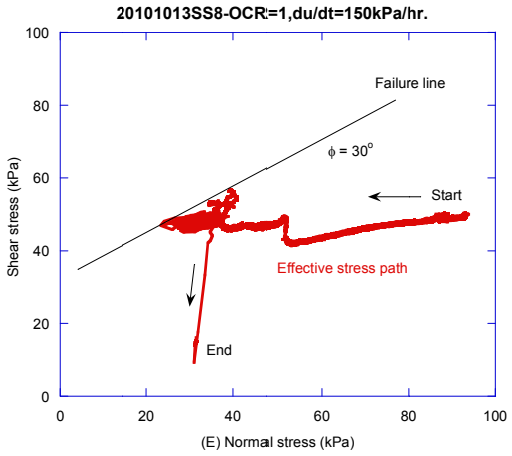


Figure 5: Stress path propagation

Table 1: Back-pressure-controlled test conditions and results

Test no.	Samples	OCR	Pore pressure increase rate (du/dt, kPa/hr.)	Initial shear displacement (cm)	A value	A value
1	SS8	1.0	100	717	2	189.09
2	SS8	1.0	100	967	2.019	1,310.345
3	SS8	1.0	150	1	2.107	146.875
4	SS8	1.0	150	239	2.124	245
5	SS8	1.0	150	473	2	183.333
6	SS8	2.0	100	1,028	1.977	140
7	SS8	2.0	100	1,285	1.983	172.727
8	SS8	2.0	100	0	2.159	200
9	SS8	2.0	150	255	2.077	220.833
10	SS8	2.0	150	510	2.009	166.667
11	SS8	2.0	150	767	2	164.286
12	SS8	4.0	150	513	2.059	253.333
13	SS8	4.0	150	0	2.017	80
14	SS8	4.0	150	258	1.99	143.636
15	SS8+Ben10%	1.0	150	0	2.59	600
16	SS8+Ben10%	1.0	150	135	1.77	8.333
17	SS8+Ben10%	1.0	150	250	1.63	1
18	SS8+Ben10%	5.0	150	668	2.32	540
19	SS8+Ben20%	1.0	75	146	2.517	1,000
20	El Salvador	1.0	25	23	2.38	289.286
21	Shobara	1.0	150	0	2.317	400
22	Tandikat 1	1.0	100	256	2.095	200
23	Tandikat 1	1.0	150	0	2.41	462.5
24	Tandikat 2	1.0	100	260	1.963	100
25	Tandikat 2	1.0	150	0	2.459	600

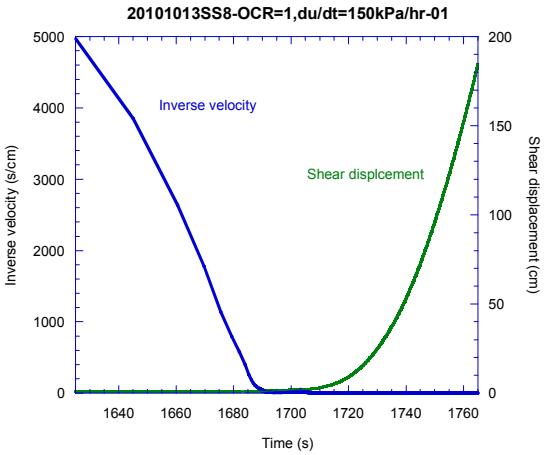


Figure 6: Inverse velocity and shear displacement at final stage of Tertiary creep

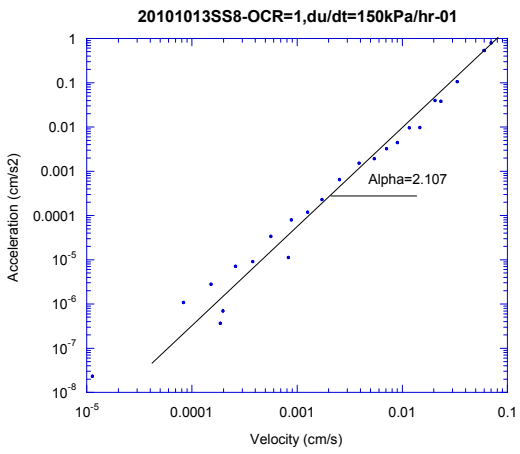


Figure 7: Relationship between acceleration and velocity in log scale

6.2 Velocity-Acceleration Analysis

The values of A and α produced in back-pressure control tests of this study are in range of 1–1310.345 and 1.63–2.59, chronologically. The inverse velocity curve and the relationship between velocity and acceleration in doubled-log scale are almost linear in all tests. Variation of alpha value v.s. initial shear displacement showed big scatter (Figure 8), including repeated creep tests of same specimens. When longer shear displacement, less variation was observed. Value of A and α obtained in the test series showed obvious relationship, and they are no longer independent. Their values follow nearly identical trend with that revealed in the shear-stress development test by Minamitani (2007) and with those found by previous researchers in spite of variation of A value (Figure 9). Figure 10 interprets the effect of OCR on α value that greater OCR results in smaller α value. However, the variations of α value corresponding to OCR effect inspected in various sample types draw very wide range, which is commonly correlated with soil sample density.

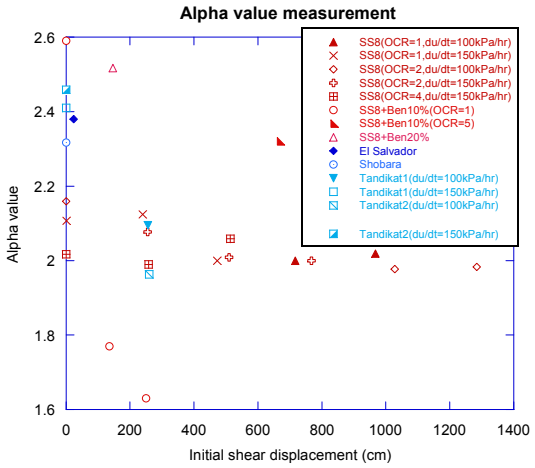


Figure 8: Summary of α value measurement

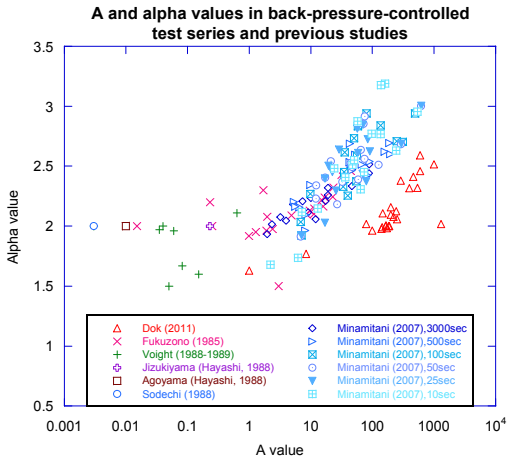


Figure 9: Relationship between A and α values of this test series and previous studies.

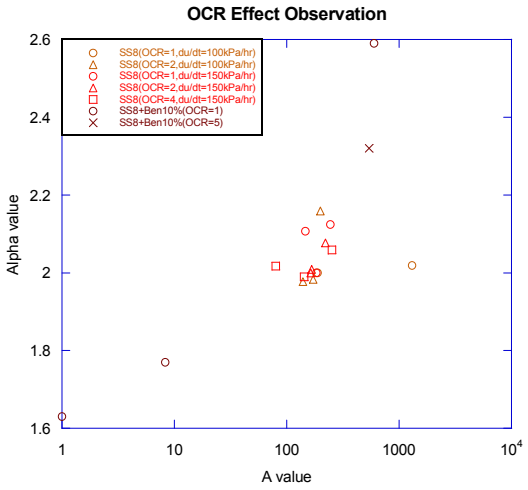


Figure 10: Examination of OCR effect on α value

7. Conclusions

The primary attempt in reproducing the Tertiary creep behaviour of sands similar to previous flume tests with artificial rainfall and previous progressive failure tests under shear stress development conditions was succeseded by raising back pressure in ring shear apparatus. The power-law relationship of velocity and acceleration was found to be similar to Fukuzono's law in spite of certain variation of A value. The reason of A value variation could be attributed by: (a) finer grain portion, (b) slightly higher rubber edge friction of the shear box compared to previous ring shear tests, (c) increase rate of pore water generation due to time. In addition, the repeated test revealed that A and α values are not much dependent to displacement after large

shear displacement. More, obvious relationship of A and α values point out that they are no longer constant and independent. Alpha value does parralelly alters depending on OCR as confirmed in Minamitani's shear stress development test.

References

Dok, A. and Fukuoka, H. (May, 2011): Study of Rainfall–Induced Landslide Mechanism and Its Final Failure Time Prediction through Tertiary Creep Reproduction in Back-Pressure-Controlled Ring Shear Test, Proc. Annual conference of the JLS, Okinawa.

Dok, A. and Fukuoka, H. (April, 2011): Study of Tertiary Creep Mechanism by Back Pressure Control Test in Ring Shear Apparatus for Predicting Initiation Time of Rainfall-Induced Landslides. Poster of EGU General Assembly 2011, Vienna, Austria, NH3.1/HS8.1.6.

Dok, A., Fukuoka, H., Katsumi, T. and Inui, T. (2010): Tertiary creep test by ring shear apparatus in predicting initiation time of rainfall–induced shallow landslides, Abst. 2010 AGU Fall Meeting, San Francisco, California, USA.

Dok, A. and Fukuoka, H. (2010): Tertiary Creep Test by Ring Shear Apparatus in Predicting Initiation Time of Rainfall–Induced Shallow Landslides. Proc. International Symposium on Earth Science and Technology 2010, Kyushu University, Fukuoka.

Fukuzono, T. (1985): A new method for predicting the failure time of a slope, Proc. IV Int. Conf. and Field Workshop on Landslides, Tokyo, pp.145-150.

Hayashi, S., Park, B., Komamura, F. and Yamamori, T. (1988): On the forecast of time to failure of slope (II)-approximate forecast in the rearly period of the Tertiary creep, Journal of Landslide Society, Vol. 23, No. 3, pp. 11-16.

Minamitani, T. (2007): An experimental study on the parameter affecting tertiary creep deformation of soils, Master thesis.

Saito, M. (1965): Forecasting the time of occurrence of a slope failure, Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 2, pp. 537-541.

Saito, M. and Uezawa, H. (1960): An experimental study on creep rupture of soil, Railway Technical Res. Rep., No. 128, pp. 1-9.

Sassa, K., Fukuoka, H., Wang, G. and Ishikawa, N. (2004): Undrained dynamic-loading ring-shear apparatus and its application to landslide dynamics, Landslide J. of Springer-Verlag, No.1, pp.7-19.

Voight, B. (1988): A method for prediction of volcanic eruptions, Nature, 332: 243-273.

Voight, B. (1989a): A method for diescribe rate-dependent material failure, Science, 243: 200-203.

背圧制御リングせん断試験による三次クリープの再現と豪雨時地すべり発生時刻の予知

アティカーニャ・ドク*・福岡浩・勝見武*・乾徹*

*京都大学地球環境学堂

要 旨

人工降雨による室内地すべり実験によって福囿が1985年に発見した速度と加速度の間にべき関係があることがわかり，速度の逆数を用いた地すべり崩壊時刻 の予知方法が開発され，広く用いられている。しかしその発現機構は未解明であり，土の三次クリープの発現機構を調べるため，背圧制御リングせん断試験を行い，豪雨時の地すべり発生時のすべり面の状態を再現した。試料には砂と砂・シルト混合試料を用いた。実験結果より，福囿の実験と同様の速度・加速度関係が 得られ，べきの値の範囲も同程度ということがわかった。一方べき値と線形係数の対数の間に線形関係があることもわかった。

キーワード：三次クリープ，リングせん断試験機，背圧制御試験，豪雨時地すべり

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

夏季北西太平洋域の循環偏差が中高緯度大気循環の予測に及ぼす影響について

田中智之*・向川均

＊ 京都大学大学院理学研究科

要 旨

気象庁1ヶ月アンサンブル予報実験データを用いて，夏季の北西太平洋域における対流活動が中高緯度域大気循環の予測可能性に及ぼす影響について解析を行った。特に，日本の気候に影響を及ぼす循環パターンとして知られるPJ（Pacific-Japan）パターンと中高緯度域の大気循環の予測精度との関連に注目した。その結果，PJパターンに伴う高気圧性（低気圧性）循環偏差が大気下層の北西太平洋域で卓越するとき，予報6日目から8日目における北太平洋域での対流圏下層の大気循環の予測誤差が有意に小さく（大きく）なることが示された。この北西太平洋域における循環偏差と中高緯度域の予測精度との関係は，PJパターンに伴うロスビー波列の伝播特性がPJパターンの極性に依存することと密接に関連している。

キーワード: PJパターン，予測可能性，アンサンブル予報

1. はじめに

PJ（Pacific-Japan）パターンは夏季の日本域の気候，特に気温に大きな影響を与える大気循環変動パターンの一つであり，Nitta（1986, 1987）により，フィリピン周辺の対流活動と有意に関連する日本付近の対流圏の高度場偏差パターンとして定義されている。また，PJパターンは，ロスビー波によるエネルギー伝播に伴って，特に対流圏下層では日本域からさらに下流域である太平洋北部や北米付近まで連なる波列構造が形成される。しかし，PJパターンの数日の時間スケールでの予測可能性に関する研究はほとんど存在していない。また，PJパターンが夏季の中高緯度域の大気循環の予測精度に及ぼす影響も未解明である。そこで，本研究では夏季（6月～8 月）について，気象庁で実施された1ヶ月アンサンブル予報実験の結果を用いて，PJパターンの予測可能性について解析を行った。特に，北東太平洋域の予測可能性とPJパターンの極性との関係に注目する。

2. 使用データと解析手法

2.1 使用データ

1979 年から 2008 年までの JRA25 再解析/JCDAS データ（水平格子間隔は 1.25°，鉛直層数は 1000 hPa から 0.4 hPa までの全 23 層: 以下, 解析値と呼ぶ），および，1982 年から 2001 年までの 20 年間について気象庁気候情報課で実施されたアンサンブル予報実験結果（以下，予測値と呼ぶ）を用いた。この予報実験は毎月 3 回，ほぼ 10 日間隔で実施されており，積分期間は 40 日である。本研究では，夏季と定義した 6 月から 8 月を初期日とする全 180 個の予報について解析を行った。各予報のアンサンブルメンバー数は 5 個で，モデル解像度は TL159（水平格子間隔は 1.125°）鉛直層数は全 40 層であるが，提供されたデータの水平格子間隔は 2.5°，鉛直層数は全 8 層である。

本研究では，気候値を 1979～2008 年で平均した日々の平均値に，60 日の low-pass filter （Duchon, 1979）を施した値で定義した。さらに，PJ パターンに相当する低周波変動を取り出すため，解析値と予測値に 5 日移動平均を施したデータを解析した。

2.2　予測精度の定義

大気循環の予測精度の評価にはアンサンブル平均予測値の根二乗平均誤差（以下，RMSE と記す）を用いた。ある格子点(i, j)における RMSE は，次のように，アンサンブル平均値（全アンサンブルメンバーの平均値） $X_m(i, j)$の予測誤差を M 個の予報事例で平均した値として定義した。

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{M}\sum_{m=1}^{M}(X_m(i,j) - a_m(i,j))^2} \qquad (1)$$

ここで，$a_m(i, j)$は解析値を表す。

2.3　事例抽出

PJ パターンの極性に着目するため，Fig. 1 で青色を施したフィリピン沖の北西太平洋域（10°N～20°N, 110°E～140°E）を基準領域と定義し，この基準領域の対流圏下層（850 hPa）で予報初期に持続的な高気圧性あるいは低気圧性の循環偏差が存在している予報を，それぞれ高気圧事例（12 事例），低気圧事例（23 事例）として別々に取り出し，各事例について合成図解析を行った。この合成図解析により，ロスビー波の伝播の仕方や中高緯度域の大気循環の予測精度が，PJ パターンの極性にどのように依存するのかについて調べた。なお，各事例で合成した基準領域における 850 hPa 高度場（Z850）解析値の時間発展を調べたところ（Fig. 2），高気圧事例（青線），低気圧事例（赤線）ともに予報初期日で循環偏差の大きさがピークとなっていることがわかった。従って，抽出された事例はPJパターンの成熟期～衰退期に相当していると考えられる。

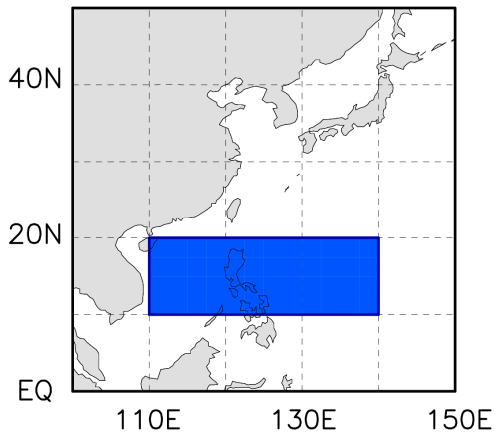


Fig. 1 Definition of the reference area in the northwestern Pacific (blue-colored region).

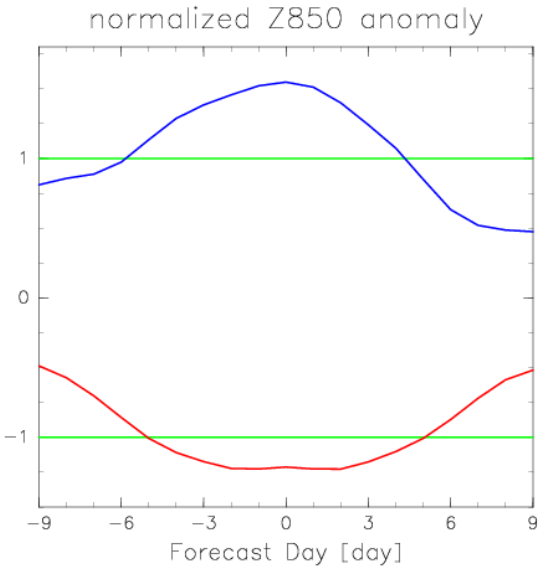


Fig. 2 Time series of normalized observed Z850 anomaly averaged over the reference area for the High-case (blue line) and the Low-case (red line). A horizontal green line shows the standard deviation.

3.　解析結果

3.1　伝播特性

まず，解析値を用いた解析から，高気圧事例では大気下層（850 hPa）でフィリピン付近から北米西岸へと連なる明瞭な波列構造と，低緯度域から高緯度域へと向けたロスビー波のエネルギー伝播が存在していることがわかった。このことは，基準領域における対流圏下層の高気圧性循環が，北東太平洋域や北米西岸域の中高緯度域の大気循環に影響を及ぼしていることが示される（Fig. 3a)。

一方，低気圧事例では北東太平洋域に連なる明瞭な波列構造や，ロスビー波のエネルギー伝播は確認できない（Fig. 3b）。一方，北太平洋域から北東太平洋域へのエネルギー伝播が見られる。従って，北東太平洋域の循環偏差は，中高緯度大気循環の影響を受けて形成されていることが示唆される。

このようにPJパターンの極性に依存して，波列の伝播特性に違いが生じた原因について，ロスビー波の伝播可能領域及び，ロスビー波源の2つの観点から比較検討を行った。まず，Sardeshmukh and Hoskins（1988）によって示されたロスビー波源について調べた。 その結果，ロスビー波源は両事例ともに北西太平洋域に存在し，符号を除くと，その分布は両事例で良く似ていた（図略）。一方，ロスビー波の伝播可能領域を調べるため，Hoskins and Ambrizzi（1993）が定式化した全定常波数Ksについて解析を行った。Ks は定在性ロスビー波の分散関係式より，

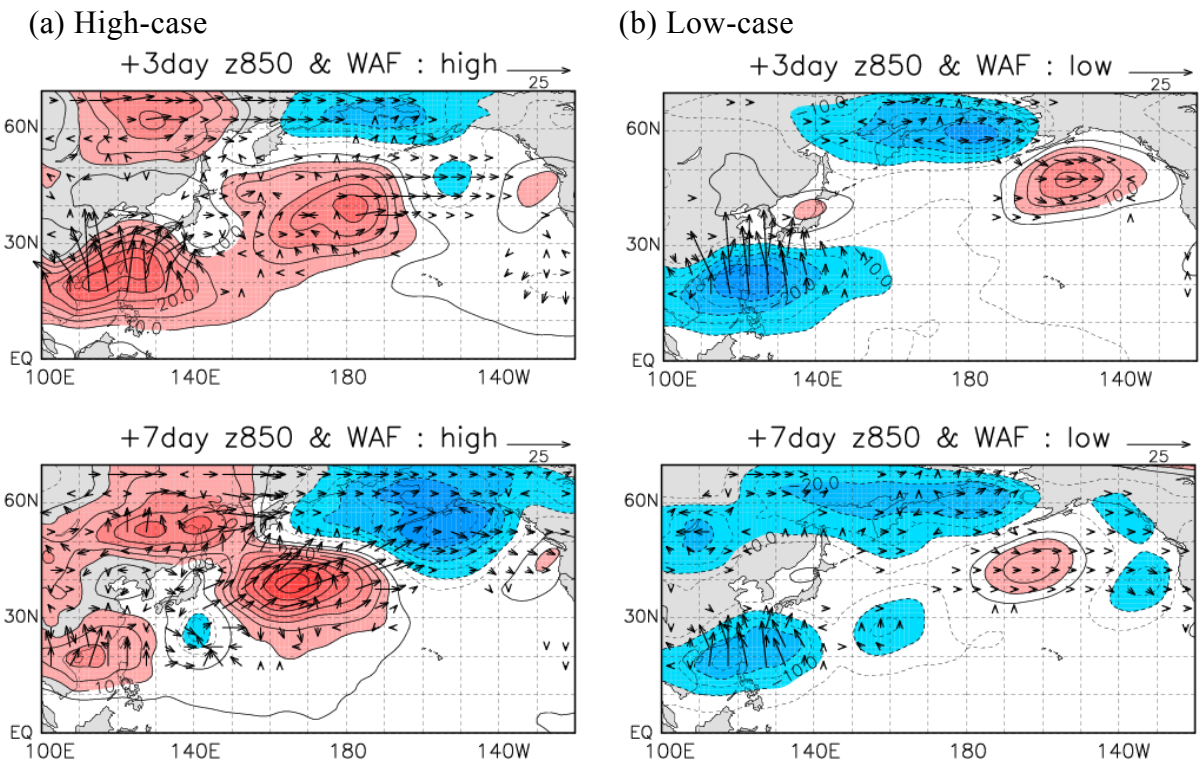


Fig. 3 Composited distribution of 5-day-mean observed Z850 anomaly fields (contour interval is 5.0 m) and the associated wave activity density flux (arrows: the magnitude of the orientation arrow is 25 m^2/s^2) defined by Takaya and Nakamura (2001) for High-case (a) and Low-case (b). Upper (Lower) panels show the anomaly observed at 3 (7) days after the initial time of the forecast.

$$K_S = \sqrt{\frac{\beta_*}{\overline{U}}} \tag{2}$$

$$\beta_* = \beta - \frac{\partial^2 \overline{U}}{\partial y^2} \tag{3}$$

と表すことができる。ここで，βはベータ項，$\overline{U}$は基本場の東西風を表す。従って，Ks は基本場の東西風の分布に依存する。また，全定常波数Ksの値が存在する西風領域はロスビー波が伝播可能な領域と対応する。本研究では，各事例における基本場の東西風分布を，PJパターンのスケールより大きい波数0～3成分で定義した。

両事例について，予報初期日から3日目における解析値での850 hPa面におけるKsと東西風分布を，それぞれFig. 4とFig. 5に示す。北西太平洋域に着目すると，高気圧事例では，ロスビー波源が存在する北西太平洋域から，北太平洋域などの中高緯度域までKsが正となる伝播可能領域が続いている（Fig. 4a）。一方，低気圧事例では伝播可能領域は低緯度域と中高緯度域とで分離している（Fig. 4b）。また，基本場の東西風分布を見ると，低気圧事例ではアジアモンスーントラフの東方への張り出しが明瞭に見られるのに対し（Fig. 5b），高気圧事例ではモンスーントラフは東方に張り出していない（Fig. 5b）。このように両事例で，低緯度域でのモンスーントラフの張り出しに違いが生じており，これが伝播可能領域の違いを形成していると考えられる。以上より，両事例での定在性ロスビー波の伝播特性が異なるのは，基本場の東西風の構造，すなわちロスビー波の伝播可能領域の分布が異なるためであると考えられる。

3.2　予測精度評価

次に，気象庁1ヶ月アンサンブル予報実験データのアンサンブル平均予測値を用いて，高･低気圧事例それぞれでZ850の予測精度について調べた。まず，北太平洋，特に北東太平洋域（40°N～60°N，180°～160°W）で，低気圧事例に比べ，高気圧事例のRMSEが小さいことが明らかになった。そこで，北東太平洋域で平均したRMSEの時系列（Fig. 6）に着目して解析を行った。その結果，予報6～8日目で，高気圧性事例のRMSE（青一点鎖線） は，低気圧事例（赤破線）に比べ有意に小さいことがわかった。この時期は，ロスビー波のエネルギーが，北西太平洋の基準領域から北東太平洋域まで伝播するのに要する時間とほぼ一致する。さらに，予測値を用いてKsを調べたところ，解析値とほぼ同様に，高･低気圧事例間で伝播可能領域に違いがあることが見出された。このことから，高気圧事例ではPJパターンに伴うフィ

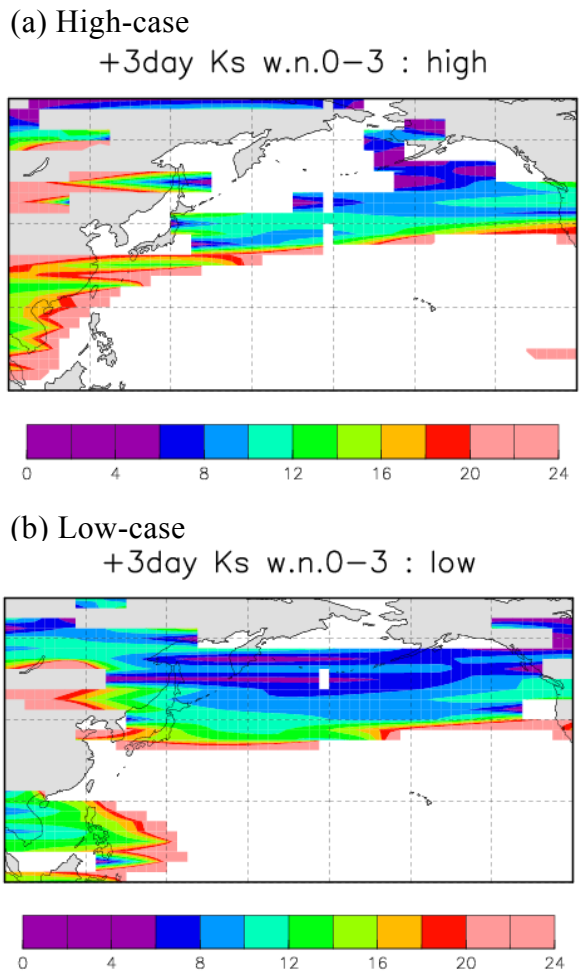


Fig. 4 Stationary wave number Ks for the observed basic wind fields at 850 hPa at 3 days after the initial time of the forecast. The basic wind field is composed of zonal wavenumber 0-3 components. (a) High-case, (b) Low-case.

リピン沖の北西太平洋域から北東太平洋域へと繋がるロスビー波のエネルギー伝播をうまく予測できたため，高気圧事例のRMSE が小さくなったと考えられる。よって，PJパターンに伴う明瞭なロスビー波列が存在するときは，北東太平洋域のZ850予測精度は良くなることが示唆される。

4. まとめ

本研究では，再解析データ及び予報データを用いて，PJ パターンの伝播特性や PJ パターンが中高緯度の予測精度に及ぼす影響について調べた。

その結果，高気圧事例では，大気下層においてフィリピン沖の北西太平洋域から中高緯度域へのロスビー波伝播が見られたのに対し，低気圧事例ではロスビー波伝播は明瞭ではなかった。この伝播特性の違いは，基本場の東西風の分布の違いに起因してい

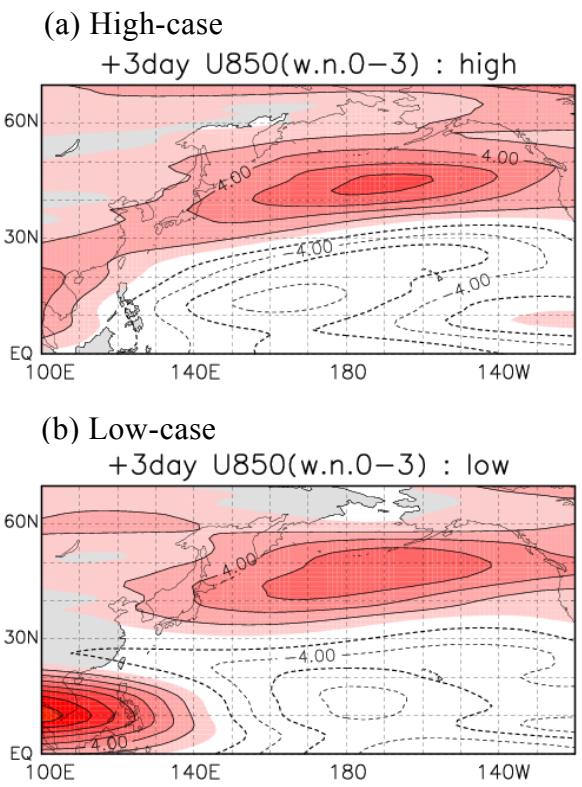


Fig. 5 Basic zonal wind field composed of zonal wavenumber 0-3 components (contour interval is 2 m/s) observed at 3 days after the initial time of the forecast. (a) High-case, (b) Low-case.

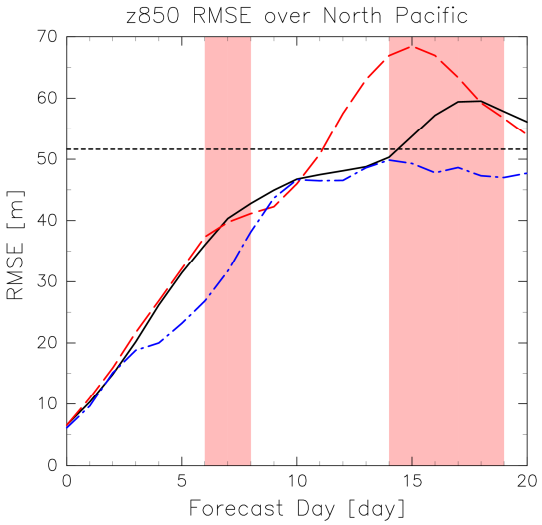


Fig. 6 Time evolution of Z850 RMSE averaged over the northeastern Pacific region (40°N〜60°N, 180°〜160°W). The red broken (blue dash-dotted) line shows High (Low)-case, and the black solid line corresponds to the other case. The horizontal dotted line shows the standard deviation of Z850. Pink-colored regions correspond to time intervals when the difference of the RMSE between the High and Low case has 95% statistical significance.

ることが示された。一方，北東太平洋域での大気下層の高度場の予測精度を調べたところ，ロスビー波伝播が明瞭に見られた高気圧事例の予測精度は，他の事例に比べて有意に小さいことがわかった。

以上より，PJ パターンの伝播特性や，北東太平洋域などの中高緯度域の大気下層高度場の予測精度が PJ パターンの極性に依存していることが明らかになった。

謝　辞

本研究では，JRA25再解析/JCDASデータセットを用いた。このデータセットは，気象庁，および電力中央研究所による，JRA25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ヵ月アンサンブル予報実験データは，気象庁気候情報課より提供された。図の作成には，地球流体電脳ライブラリを用いた。開発者の方々に深く感謝する。

参考文献

Duchon, C. E. (1979): Lanczos filtering in one and two dimensions, J. Applied Met., Vol. 18, pp. 1016-1022.

Hoskins, B.J. and Ambrizzi, T. (1993): Rossby wave propagation on a realistic longitudinally varying flow, J. Atmos. Sci., Vol. 47, pp. 2177-2199.

Nitta, T. (1986): Long-term variation of cloud amount in the western Pacific region, J. Meteor. Soc. Japan, Vol. 64, pp. 895-911.

Nitta, T. (1987): Convective activities in the tropical western Pacific and their impact on the Northern Hemisphere summer circulation, J. Meteor. Soc. Japan, Vol. 65, pp. 373-390.

Sardeshmukh, P.D. and Hoskins, B.J. (1988): The generation of global rotational flow by steady idealized tropical divergence, J. Atmos. Sci., Vol. 45, pp. 1228-1251.

Takaya, K., and Nakamura, H. (2001): A formulation of a phase-independent wave-activity flux for stationary and migratory quasigeostrophic eddies on a zonally varying basic flow, J. Atmos. Sci., Vol. 58, pp. 608-62.

Influence of the Summertime Convective Activity over the Northwest Pacific to the Forecast Skill of the Extratropical Circulation

Tomoyuki TANAKA* and Hitoshi MUKOUGAWA

* Graduate School of Science, Kyoto University

Synopsis

Influence of the summertime convective activity over the Northwest Pacific to the forecast skill of the extratropicalcirculation is investigated by using JMA (Japan Meteorological Agency) 1-month ensemble forecast experiment dataset. In particular, we focus on the relationship between the polarity of the PJ (Pacific-Japan) pattern and the forecast skill of extratropical circulation. It is found that when an anticyclonic (cyclonic) circulation prevails over the Northwest Pacific associated with the PJ pattern, the forecast skill of the lower tropospheric circulation over the North Pacific region is significantly improved (degraded) for 6-8 day forecast. This relationship is intimately related to the dependence of the propagating property of Rossby wave train on the polarity of the PJ pattern.

Keywords: PJ-pattern, predictability, ensemble forecast

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

成層圏突然昇温が北半球環状モードに与える影響
―2009年・2010年冬季の比較解析―

長田翔*・向川均・黒田友二**

＊ 京都大学大学院理学研究科
** 気象研究所

要 旨

2009年，2010年冬季における北半球環状モード（Northern hemisphere Annular Mode: NAM）の予測可能性変動を，気象庁1ヶ月アンサンブル予報データ，および6時間毎のハインドキャストデータを用いて調べた。特に，NAMの極性と振幅を表すNAM指数の予測可能性変動と，成層圏突然昇温（Stratospheric Sudden Warming: SSW）との関連に着目して解析を行った。その結果，成層圏におけるNAM指数の予測可能性はSSWの発生と密接に関連していることがわかった。さらに，アンサンブル予報における対流圏NAM指数の予測スプレッドは，SSW発生前に比べ発生後で小さくなる傾向にあることが示された。これらの事実は，SSWがNAM指数の予測可能性に影響を与えていることを示唆している。

キーワード: 北半球環状モード，予測可能性，アンサンブル予報

1. はじめに

北半球冬季の中高緯度大気循環変動での卓越変動モードである北半球環状モード（Northern hemisphere Annular Mode: NAM）は，中高緯度における異常気象の主要因であり，そのメカニズムや予測可能性を解明することは重要な課題である。

Baldwin and Dunkerton（1999，2001）は，NAMの極性と振幅を表すNAM指数が，成層圏突然昇温（Stratospheric Sudden Warming: SSW）に伴い成層圏で大きな負の値となり，その後10日から60日程度の時間スケールで，負のNAM指数が成層圏から対流圏へと下方伝播する傾向にあることを示している。このため，対流圏NAM指数の予測可能性もSSWの影響を受けることが考えられる。実際，Mukougawa et al.（2009）は，成層圏に負のNAM偏差（東風偏差）が存在するときは，正のNAM偏差（西風偏差）が存在するときと比べ，上部対流圏NAM指数の予測精度が有意に改善されることを明らかにした。しかしながら，SSW前後におけるNAM指数の予測精度の違いについて解析された事例は少なく，さらに，対流圏NAM指数の予測可能性が，SSWの振舞いにどのように依存しているのかは明らかではない。そこで本研究では，SSWが異なる振舞いを示した2009年と2010年に着目し，気象庁１ヶ月アンサンブル予報結果と，気象研究所/気象庁統一大気大循環モデル（AGCM）による予報実験（以下，MRI/JMA予報実験）結果を用いて，両SSW前後でのNAM指数の予測可能性変動について詳しい解析を行った。

2. データと解析手法

2.1 データ

再解析データとして，1979年1月から2010年5月までのJRA-25/JCDASデータ（水平格子間隔は1.25度，鉛直層は1000 hPaから0.4 hPaまでの23層）を用いた。気候値は，1979年1月から2008年12月までの日々の平均値に，60日低周波フィルター（Duchon，1979）を施した値で定義した。また，予報データとして，2009年と2010年の冬季（1月から2月）を初期値とする気象庁１ヶ月アンサンブル予報データを用いた。この予報は毎週水曜と木曜に実施され，アンサンブルメンバー数は25（1個のコントロールラン，24個の摂動ラン）である。初期摂動はBGM（Breeding of Growing Mode）法によって作成されている。この１ヶ月予報は週に2回しか実施されないため，これを補完するた

めに，MRI/JMA予報実験結果を利用した。この予報実験では，積分初期時刻を6時間毎に与え，それぞれ摂動を含まない初期値から積分を行った。また，LAF（Lagged Average Forecast）法に基づき，毎日18UTCから直近の5日間を初期時刻とする20個の予報実験結果を用いてアンサンブルメンバーを毎日構成した。なお，気象庁1ヶ月アンサンブル予報およびMRI/JMA予報実験では，海面水温偏差をその初期値偏差で固定して与えている。

2.2 NAM指数

本研究では，1979年11月から2008年4月までのJRA-25/JCDASデータセットを用いて，以下のようにしてNAMパターンを定義した。まず，11月から4月までの北緯20度以北の各気圧高度面における月平均高度偏差場に対してEOF解析を行った。その結果得られるEOF第1主成分に対して回帰した各気圧面での高度偏差をNAMパターンと定義した。このようにして定義したNAMパターンに日々の高度偏差場を以下のように射影し，各気圧面lにおけるNAM指数（$NAM_l(t)$）を求めた。

$$NAM_l(t) = \frac{(\boldsymbol{ZA}_l(t)\cdot\psi_l)}{(\psi_l\cdot\psi_l)} \qquad (1)$$

ここで，$\boldsymbol{ZA}_l(t)$ は高度lにおける日々の高度偏差場，ϕ_1 は気圧面lでのEOF第1主成分に対する月平均高度偏差場の回帰場，また，$(\boldsymbol{a}\cdot\boldsymbol{b})$ はベクトル$\boldsymbol{a}$と$\boldsymbol{b}$との内積を示す。NAM指数の値が正（負）のとき，極渦が強い（弱い），つまり北緯60度付近の帯状風が西（東）風偏差となるように，その符号を決めた。本研究ではNAM指数の低周波変動成分に着目するため，NAM指数に7日移動平均を施した値を用いて解析を行った。ただし，予報2日目までは，予測値のみでは予測値の7日移動平均が計算できないため，初期値より前の期間について解析値を用いて移動平均値を求めた。

2.3 2乗平均スプレッドと2乗平均誤差

NAM指数の予測スキルの評価には，以下の式で定義される2乗平均スプレッド（Mean Square Spread: MSS）と2乗平均誤差（Mean Square Error: MSE）を用いた。

$$MSS \equiv \frac{1}{NM}\sum_{i=1}^{N}\sum_{j=1}^{M}(e_i^j(t)-\overline{e_i(t)})^2 \qquad (2)$$

$$MSE \equiv \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}(\overline{e_i(t)})^2 \qquad (3)$$

ここで，$e_i^j(t)$ はi番目のアンサンブル予報におけるj番目のメンバーの予測誤差，$\overline{e_i(t)}$ はi番目の予報におけるアンサンブル平均の予測誤差，Mは各アンサンブル予報のメンバー数（気象庁1ヶ月アンサンブル予報データでは$M=25$, MRI/JMA予報実験データでは$M=20$），Nはアンサンブル予報の数をあらわす。一般に，スプレッドが大きければ予測の信頼度が低く，小さければ高い。また，誤差が大きければ予測の精度が低く，小さければ高いことをあらわしている。MSS及びMSEは，2000年から2010年までの各冬季（11月から4月）におけるNAM指数の標準偏差の2乗で規格化した。

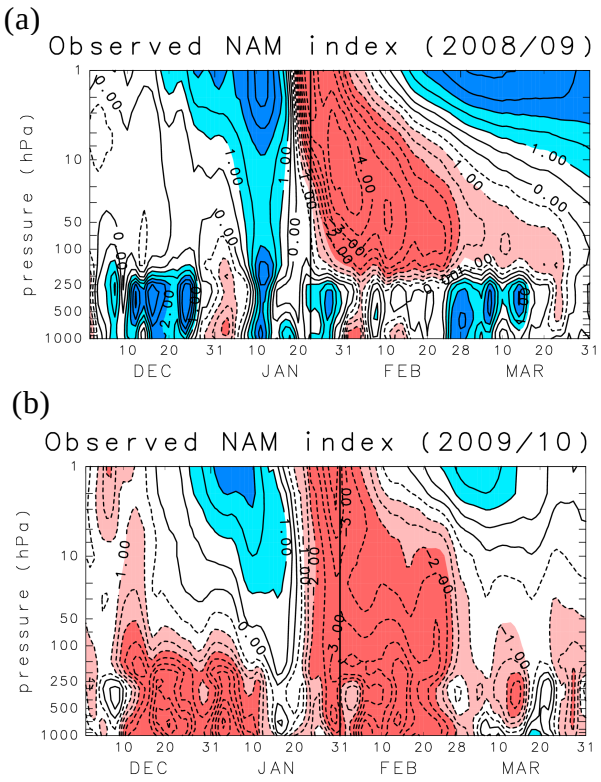


Fig. 1 Time-height cross section of NAM index during Dec. 2008 - Mar. 2009 (a) and Dec. 2009 - Mar. 2010 (b). Contour interval is 0.5. Regions where the absolute value of the NAM index is larger than 2.0 (1.0) is heavily (lightly) shaded. The vertical solid lines indicate the date when each SSW becomes mature phase.

3. 解析結果

まず，2009年と2010年の各冬季における成層圏突然昇温（SSW），と，NAM指数変動について調べた。2009年では1月下旬に波数2型のSSWが発生した。Fig. 1a は，2008年12月から2009年3月の期間における

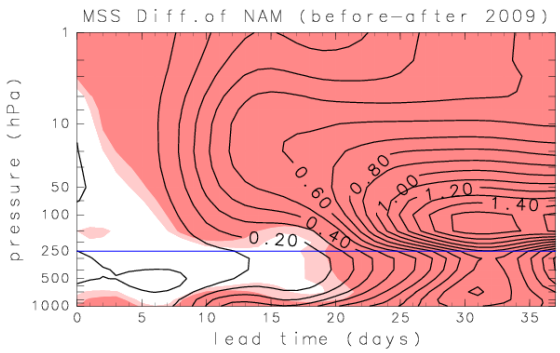


Fig. 2 Lead time-height cross section for the difference between MSS of the NAM index for forecasts starting before the mature phase of the SSW and that for forecasts staring after the mature phase of the SSW occurring in 2009. Contour interval is 0.1. Regions where the difference is statistically significant at 99 (95)% by Student's t-test are shaded heavily (lightly).

NAM指数（解析値）の時間高度断面図を示している。SSWに伴い，成層圏では顕著な負のNAM指数を観測したが，負の値は対流圏にまでは下方伝播しなかった。一方，2010年の1月下旬には波数1型のSSWが発生し，SSWの後，成層圏と対流圏でNAM指数は大きな負の値となった（Fig. 1b）。以上より，2009年と2010年とでSSWは異なる振舞いを示していたことがわかる。

次に，これら冬季におけるNAM指数変動の予測可能性について解析を行った。本研究では2つの予報データを用いて解析を行ったが，これらの予報データではモデル及び初期摂動の作成手法が異なるため，得られた結果は必ずしも両者で一致しなかった。よって，以下では2つのデータで共通して得られた特徴についてのみ示す。また，以下の図では，MRI/JMA予報実験結果から得られた解析結果を示す。

はじめに，2009年と2010年とで同様に見られた特徴を示す。Fig. 2 は，2009年のSSWの最盛期より前の日を初期日とする予報で平均したMSSから，SSW最盛期後を初期日とする予報で平均したMSSを引いた値の時間高度断面図である。正の値は，SSW前の予報に比べ，SSW後の予報でNAM指数予測スプレッドが小さいことを示している。また両者の差が統計的に有意な領域に陰影を施した。有意性は*t*-検定に基づく。このFig. 2 より，SSW前の予報に比べて，SSW後の予報は成層圏及び対流圏でNAM指数の予測スプレッドが有意に小さいことがわかる。これと同様の結果が2010年でも得られた。つまり，SSW後の予報は，SSW前の予報に比べ，成層圏及び対流圏で予測信頼度が有意に高いことが示された。

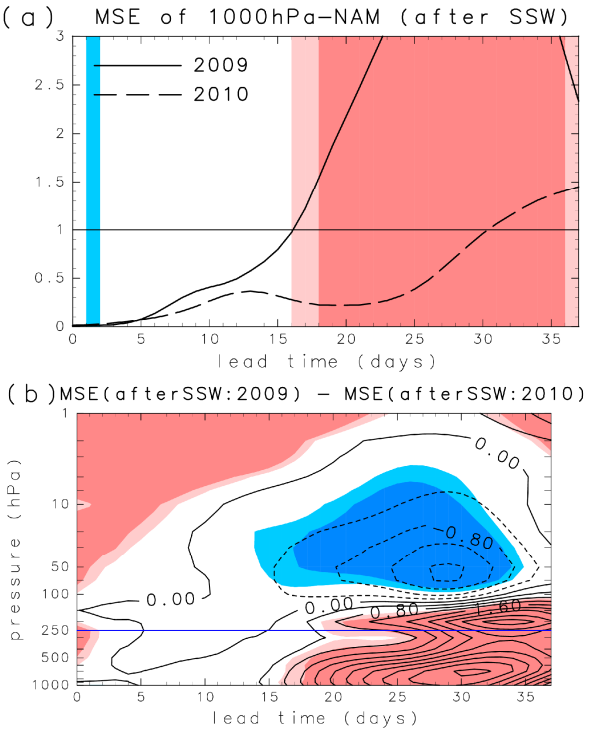


Fig. 3 Time evolution of MSE of 1000-hPa NAM index averaged for forecasts starting after the mature phase of the SSW. The solid (broken) line denotes that for 2009 (2010) winter. The time intervals when the difference between the two MSEs is statistaically significant at 99 (95)% are heavily (lightly) shaded. (b) Lead time-height cross section for the difference between MSE of the NAM index averaged for forecasts after the mature phase of the SSW in 2009 and that in 2010. Contour interval is 0.4, and statistically significant regions are shaded in the same format as in (a).

このことは，SSW後は対流圏から成層圏への惑星規模波の上方伝播が弱まることが原因であると考えられる。すなわち，惑星規模波の上方伝播が弱まると成層圏では放射過程が支配的となり，帯状風の時間変動も小さくなるため，NAM指数の時間変動も小さくなる。従って，NAM指数の予測スプレッドもSSW最盛期以降は小さくなると考えられる。

次に，2009年と2010年とで有意に異なる特徴について示す。Fig. 3a は，各冬季におけるSSW後の予報で平均した1000 hPaでのNAM指数のMSEの時間発展を示している。実線が2009年，破線が2010年である。この図から，2009年ではリードタイム16日でMSEが1.0（NAM指数の気候学的分散）を上回るのに対し，2010年ではリードタイム30日付近でMSEが1.0を上回っている。従って，2010年は2009年に比べて，1000 hPa NAM指数の予測可能な期間が約2週間程度長か

ったことがわかる。さらに，リードタイム16日目以降における両者の差は統計的に有意である。一方，Fig. 3b に，この両者の差の時間高度断面図を示す。この図から，リードタイム16日以降では，2010年は2009年に比べ，1000 hPaから対流圏上層におけるNAM指数のMSEが有意に小さいことがわかる。つまり，SSWの後の期間で，成層圏のみが負のNAM偏差となった2009年に比べ，対流圏まで負のNAM偏差となった2010年における対流圏NAM指数の予測精度が有意に高かったことがわかる。

4. まとめ

成層圏突然昇温（SSW）が北半球環状モード（NAM）の予測可能性に与える影響を調べるため，2009年と2010年冬季の気象庁1ヶ月アンサンブル予報結果，及び気象研究所/気象庁統一AGCMを用いた予報実験結果を用いて解析を行った。特に，SSW前後でのNAM指数の予測可能性変動について詳しい解析を行った。

まず，JRA-25/JCDASデータセットを用いた解析の結果，2009年では1月下旬に波数2型のSSWが発生し，おもに成層圏のみで顕著な負のNAM偏差となったことがわかった。一方，2010年では1月下旬に波数1型のSSWが発生し，負のNAM偏差は対流圏にまで拡がった。

次に，予報データを用いて各冬季におけるNAM指数の予測可能性について解析を行った。まず，SSW後を初期値とする予報は，SSW前を初期値とする予報に比べてNAM指数の予測スプレッドが有意に小さいことがわかった。この結果は Mukougawa et al.（2009）の結果と整合的である。

また，SSW後の予報における対流圏NAM指数の予測誤差は，2009年に比べ2010年で有意に小さいことがわかった。このことから，SSWの振舞いが異なる2009年と2010年とで，SSWが対流圏NAM指数の予測可能性に異なる影響を与えている可能性が示唆される。

対流圏NAM指数変動は，成層圏循環以外に，全球の海面水温分布や，海氷･積雪分布などの陸面状態等の要因にも影響される。従って，今後は，これらを気候値で与えた予報実験，あるいは，成層圏を解像しないモデルでの予報実験を行い，SSWが対流圏NAM指数の予測可能性に与える影響についてさらに解析を進めていく必要がある。

謝　辞

本研究ではJRA-25/JCDASデータセットを用いた。このデータセットは，気象庁，およ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，地球流体電脳ライブラリを用いた。開発者の方々に深く感謝する。

参考文献

Baldwin, M.P. and Dunkerton, T.J. (1999): Propagation of the Arctic Oscillation from the stratosphere to the troposphere, J. Geophys. Res., Vol. 104, pp. 30937-30946.

Baldwin, M.P. and Dunkerton, T.J. (2001): Stratospheric harbingers of anomalous weather regimes, Science, Vol. 294, pp. 581-584.

Duchon, C.E. (1979): Lanczos filtering in one and two dimensions, J. Applied Meteor., Vol. 18, pp. 1016-1022.

Mukougawa, H., Hirooka, T. and Kuroda, Y. (2009): Influence of stratospheric circulation on the predictability of the tropospheric Northern Annular Mode, Geophys. Res. Lett., Vol. 36, L08814, doi:10.1029/2008GL037127, pp. 861-870.

Predictability of Stratospheric Sudden Warmings and Northern Annular Mode
--Intercomparison between 2009 and 2010 Winters--

Sho NAGATA*, Hitoshi MUKOUGAWA and Yuhji KURODA**

* Graduate School of Science, Kyoto University
** Meteorological Research Institute

Synopsis

Predictability of the Northern hemisphere Annular Mode (NAM) during 2009 and 2010 winters is examined using JMA (Japan Meteorological Agency) 1-month ensemble forecast dataset and a series of hindcast experiment conducted every 6 h. In particular, we focus on the dependence of the variation of the NAM index predictability on the Stratosphere Sudden Warming (SSW). It is found that the predictability of the stratospheric NAM index is intimately related to the occurrence of the SSW. Moreover, the ensemble spread of the tropospheric NAM index after the SSW becomes smaller than that before the SSW. These facts indicate the influence of the SSW to the predictability of the NAM index.

Keywords: Northern hemisphere Annular Mode, predictability, ensemble forecast

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

推定された全球および領域別CO_2フラックスの10年規模トレンド

井口敬雄

要 旨

TransComの逆転法により1988-2008年における地表面からのCO_2フラックスの分布とその年々変動を推定し，その結果について全期間および1988-1998年と1998-2008年におけるフラックスの長期トレンドを調べた。その結果，全球規模で見ると，過去20年間では海洋起源フラックスの増加率が陸上生態系起源フラックスの増加率を上回っていたが，有意なトレンドは見られなかった。陸上領域別では有意な正または負のトレンドが見られ，化石燃料消費や植生量の増加等が原因として考えられる。海洋領域別では，北半球高緯度におけるフラックスの増加率が高かった。火災によるフラックスについては，放出量そのものは寄与が大きい事が分かったが，長期トレンドや年々変動についてはそれほど大きな影響を与えるものではなかった。

キーワード: CO_2，二酸化炭素，逆転法，生態系，海洋，火災

1. はじめに

代表的な温室効果気体であるCO_2は今後の大気中濃度の動向が注目されているが，その予測をより正確に行うには，大気中の収支の詳細な実態とメカニズムを明らかにしていく必要がある。

大気中のCO_2濃度分布から地表面フラックスを逆算する逆転法は，大気中CO_2収支解明の重要なアプローチの一つである。Bousquet at al. (2000) は陸上を11，海洋を8の領域に分割し，1980年から1998年までの各領域のCO_2フラックスの年々変動を求めた。一方，TransComプロジェクト(Baker et al. 2004, Gurney et al. 2004) は陸上と海洋をそれぞれ11の領域に分割し，複数の輸送モデルを用いて1988年から2001年までの領域別フラックスの変動を推定し，モデル間の誤差も含めたフラックスの解析を行った。

一方，大気中CO_2の収支そのものも時間と共に変化していく。まず，人間が化石燃料を燃焼させることによるCO_2放出量は増加の一途である(Conway and Tans 2009)(Fig. 1)。これは，新興国の経済発展による消費量の増加が原因である(Marland et al. 2009)。また，大気中CO_2の主たる吸収源として考えられてきた海洋については，これまでの吸収量の推定が低く修正されたり(Quere et al. 2007)，将来的な飽和による吸収量の低下の可能性が指摘されたりしている。さらに，もう一つの主要な吸収源である陸上生態系についても，温暖化による呼吸活動の活発化が光合成の活発化を上回り，全体としての吸収量の低下や放出源への転化の可能性が指摘されている。その他，世界各地で多発する大規模な森林火災からのCO_2放出の重要性も指摘されるようになった(Werf et al. 2004)。今後はこうしたフラックスの変動や新しい知見も考慮に入れて大気中CO_2の収支の解明を行っていかなければならない。

本研究では，TransCom 3の逆転法を用いて1998年から2008年までの領域別CO_2フラックスの推定を行い，その結果から1998-2008年，1988-1998年および1998-2008年の長期トレンドを求め，フラックスの長期変動について検討を行った。また，ORNL DAACデータを用いて火災起源CO_2フラックの大気中CO_2収支に対する寄与についても調べた。

2. TransCom逆転法

逆転法とは，①予め別の方法で推定されたフラックスデータおよび②各領域からの単位フラックスを用いて大気輸送モデルによるシミュレーションを行い，その結果から，観測点におけるモデル値が観測値に尤も近くなるようなフラックス分布を逆算で求める手法である。ここでは，フラックスが作る濃度分布について重ね合わせの原理が成り立つものと仮定している。

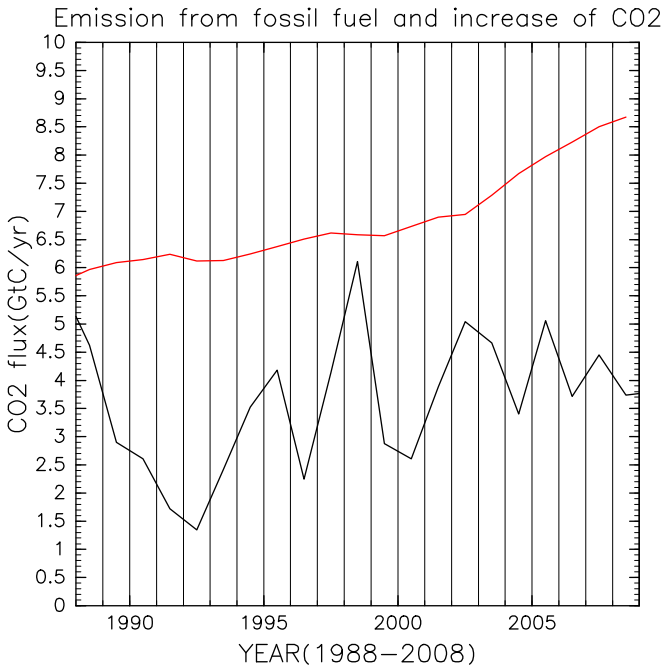


Fig. 1 CDIAC (Carbon Dioxide Information Analysis Center, Oak Ridge National Laboratory, Department of Energy) data of annual CO_2 emission from fossil fuel consumption (Marland et al. 2009) (the red line) and NOAA/ESRL (National Oceanic & Atmosphere Administration / Earth System Research Laboratory) data of annual increase of atmospheric CO_2 (Conway and Tans 2009) (the black line). As for NOAA/ESRL data, CO_2 concentration data was converted by the rate of 1ppm=2.1GtC.

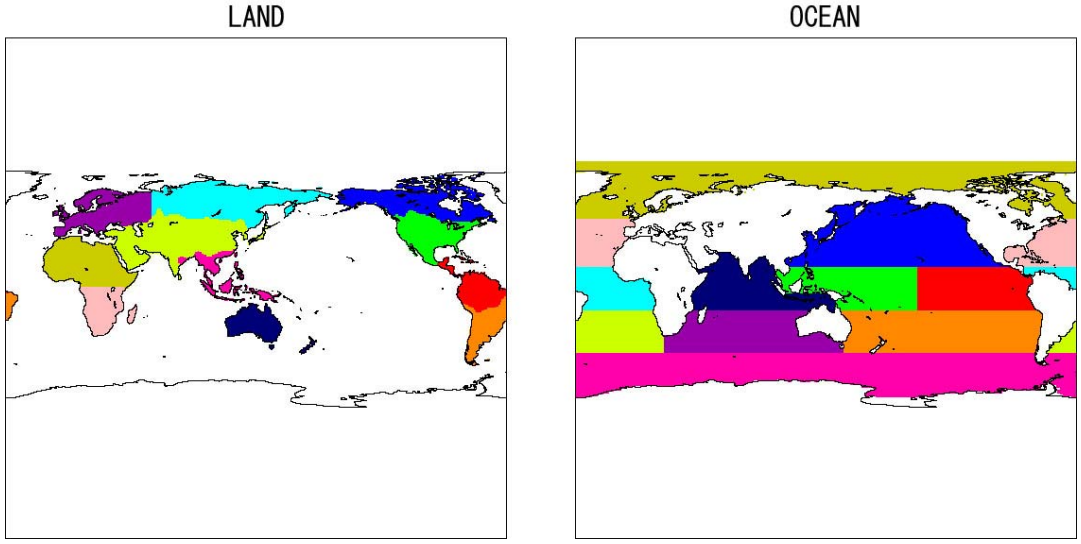


Fig. 2 TransCom3 Layer2 region map of land (left) and ocean (right).

TransComは，逆転法において輸送モデルの違いに起因する誤差の大きさを調べるため，フラックスデータや輸送実験方法など出来るだけ同じ条件の下で異なる複数の輸送モデルでフラックスの推定を行うというプロジェクトである。TransCom3 Layer2では，陸上と海洋をそれぞれ11の領域に分割し，各領域からのCO_2フラックスを求めた。Fig. 2に，領域の分割を示す。

TransComで用いられたフラックスデータや実験手順，逆算プログラムはホームページで公開されている(TransCom, 2007)。本研究では, TransCom3 Layer2の手法により，井口・木田(1999)が開発した3次元大気輸送モデルを用いて輸送実験を行い，フラックスの推定を行った。ただし，2002年以降は，化石燃料フラックスの増加分の影響を確認するため，事前推定フラックスにおける化石燃料フラックスは2001年のままである。したがって，2002年以降のフラックス推定値は化石燃料燃焼によるフラックスの増加量を含んでいる。

3. GLOBALVIEW CO_2データ

2 章で述べた通り，逆転法においては観測データが不可欠である。TransCom のホームページで配布されているデータは 2001 年までしかないため, 新たに NOAA/ESRL (National Oceanic & Atmosphere Administration / Earth System Research Laboratory) (2009) の GLOBALVIEW データを用いて作成した。

GLOBALVIEW データは，世界各地の定点観測値および航空機や船舶による定期観測値が集められているが，モデル研究を用途としたデータセットであり，実際の観測値ではなく時間的・空間的に平滑化された値となっている。

本データを使用するに当たっては, TransCom ホームページで提供されているデータになるべく近くなるように観測点（183 地点）を選別し，それらの観測点におけるデータから月平均値を求め，逆算プログラムに用いる入力データファイルを作成した。

4. GFED 火災起源CO_2フラックスデータ

森林火災からの CO_2 フラックスのデータとして，Oak Ridge National Laboratory (ORNL) Distributed Active Archive Center (DAAC) の Global Fire Emissions Database (GFED) Ver. 2.1 データセットを用いた。このデータは，衛星データから判別した火災面積と生態系モデル(CASA)から焼失したバイオマス量を推定し，さらに CO_2 フラックス量を求めたものである（Van der Werf et al., 2006）。解像度は 1°×1°，月間値で期間は 1997-2005 年である。

5. 結果

以下に，逆転法によるフラックスの推定値とその解析の結果を示す。

5.1 全球規模フラックス

Fig. 3に，陸上合計，海洋合計および全球合計フラックスのアノマリを示す。この結果について，1988-2008年，1988-1998年および1998-2008年のトレンドとその有意性のt検定値を求めた(Table 1)。

Table 1によると，1988-2008年の全期間では海洋からのフラックスの方が増加率が高かった。また1988-1998年の期間では陸上はやや減少傾向で海洋は高い増加率，1998-2008年の期間では一転して陸上が高い増加率, 海洋が低い増加率という結果が出た。しかしt検定による有意性は低く，海洋からのフラックスが増加傾向にあるという事が最も確からしいがそれすら統計的に有意とは言い難い。また，2章で述べたように，2002年以降の陸上からのフラックスに化石燃料起源フラックスの増加分が含まれていることを考えると，生態系からのフラックスが明確に増加傾向であるとは言えず，むしろ吸収を強めている可能性すらある。

5.2 陸上領域別フラックス

Fig. 4に，陸上領域別フラックスのアノマリを，Table 2にTable 1と同様の長期トレンドを示す。

Table 2によると，陸上領域別フラックスの長期トレンドは全球フラックスに比べ，有意性の高いものが多い。特に高いのが，1998-2008年のアジア中部からのフラックスのトレンドである。この領域は中国やインドといった新興国が含まれており，こうした国々からの化石燃料起源のフラックスの増加がこの結果に表れているとも考えられる。また，南米熱帯と東南アジアでは増加傾向であるが，土地利用による森林伐採の影響が考えられる。ただしどちらも1998-2008年の期間では増加率が低くなっている。

また, 北米寒帯では1988-1998年は減少で1998-2008年は増加，北米温帯はちょうどその逆，アジア北部は1988-2008年で減少, アフリカ北部は1998-2008年で減少といったトレンドが見られる。これらについては気候変動に伴う植生活動の長期的な変動や，森林の再生，温暖化による植生面積の増加などが考えられる。

5.3 海洋領域別フラックス

陸上と同様に，海洋領域別CO_2フラックスについ

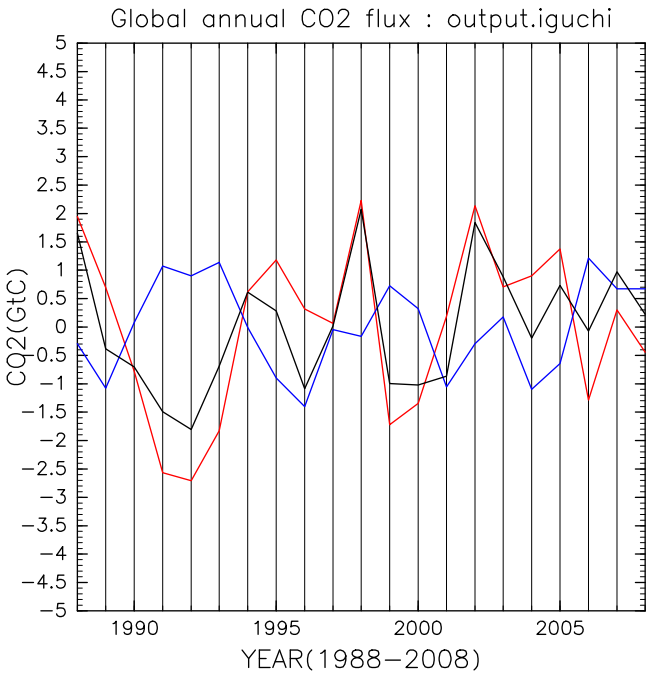


Fig. 3 Interannual variation of annual CO_2 flux from land (the red line), ocean (the blue line) and total globe (the black line) estimated by TransCom synthesis inversion method.

Table 1 Long term trends of global CO_2 fluxes shown in Fig. 3. Unit of the trends is GtC/yr. Lower values in round brackets are t-value. A trend is significant if $|t| \geqq 2.09$ (for 10-year trend, $|t| \geqq 2.26$).

	1988-2008	**1988-1998**	**1998-2008**
Total Globe	**0.037 (0.68)**	**0.118 (0.71)**	**-0.036 (-0.26)**
Total Land	**0.011 (0.37)**	**-0.041 (-0.48)**	**0.060 (0.82)**
Total Ocean	**0.048 (1.23)**	**0.077 (0.64)**	**0.024 (0.23)**

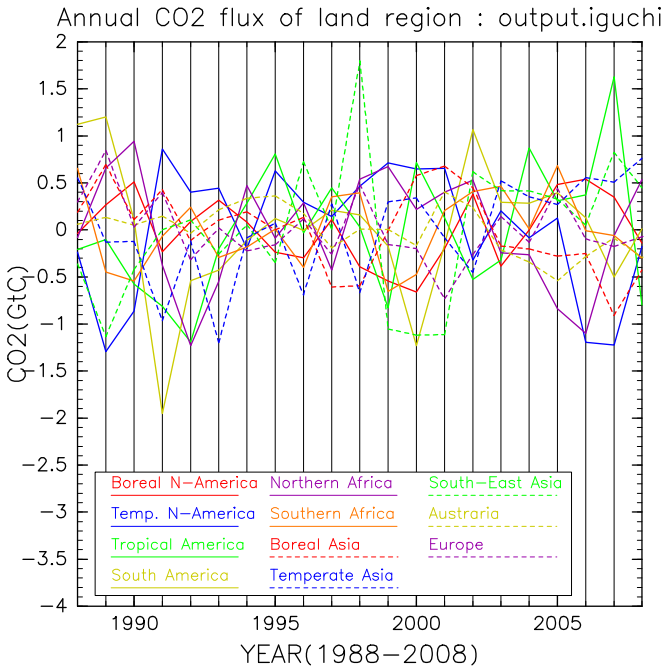


Fig. 4 Interannual variation of annual regional land CO_2 flux estimated by TransCom synthesis inversion method.

Table 2 Long term trend of regional land CO_2 fluxes shown in Fig. 4. Unit of the trends is GtC/yr. Lower values in round brackets are t-value. A trend is significant if $|t| \geqq 2.09$ (for 10-year trend, $|t| \geqq 2.26$).

Region	1988 - 2008	1988 - 1998	1998 - 2008	Region	1988 - 2008	1988 - 1998	1998 - 2008
Boreal North America	0.001 (0.08)	-0.044 (-1.79)	0.085 (2.63)	Boreal Asia	-0.033 (-2.39)	-0.087 (-3.40)	-0.071 (-1.63)
Temperate North America	-0.013 (-0.53)	0.106 (1.90)	-0.157 (-3.53)	Temperate Asia	0.043 (2.53)	-0.037 (3.21)	0.092 (2.88)
Tropical America	0.041 (1.77)	0.089 (1.82)	0.058 (0.80)	South East Asia	0.042 (1.64)	0.164 (3.21)	0.063 (0.71)
Temperate South America	0.000 (-0.01)	-0.041 (-0.49)	0.021 (0.37)	Australia	-0.023 (-2.98)	-0.003 (-0.21)	-0.042 (-1.84)
North Africa	-0.013 (-0.58)	-0.008 (-0.13)	-0.092 (-1.80)	Europe	-0.019 (-1.54)	-0.039 (-1.13)	-0.001 (-0.02)
South Africa	0.010 (0.68)	0.019 (0.48)	0.008 (0.19)				

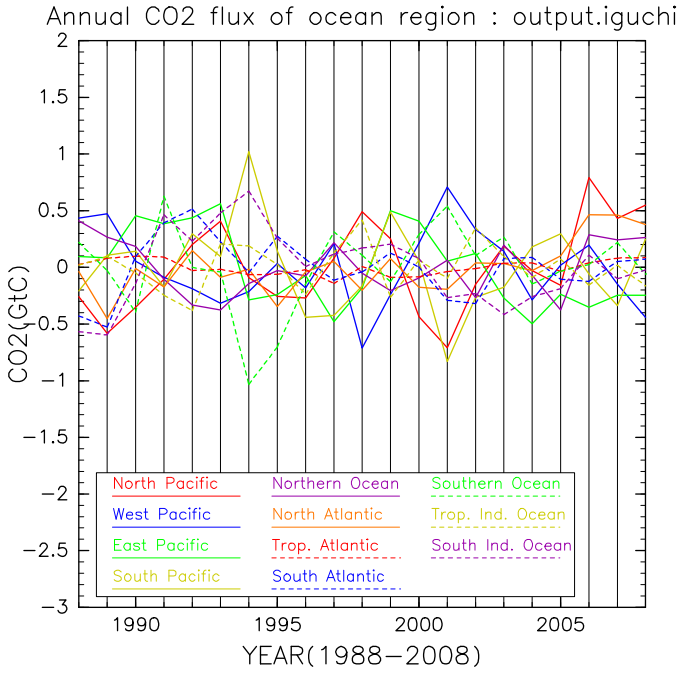


Fig. 5 Interannual variation of annual regional ocean CO_2 flux estimated by TransCom synthesis inversion method.

Table 3 Long term trend of regional ocean CO_2 fluxes shown in Fig. 5. Unit of the trends is GtC/yr. Lower values in round brackets are t-value. A trend is significant if $|t| \geqq 2.09$ (for 10-year trend, $|t| \geqq 2.26$).

Region	1988 - 2008	1988 - 1998	1998 - 2008	Region	1988 - 2008	1988 - 1998	1998 - 2008
Northern Pacific	0.028 (2.17)	0.055 (1.99)	0.054 (1.28)	Tropical Atlantic	0.000 (0.08)	-0.015 (-2.83)	0.014 (3.46)
Western Tropical Pacific	-0.008 (-0.66)	-0.066 (-2.51)	-0.003 (-0.08)	Southern Atlantic	-0.001 (-0.14)	0.025 (0.80)	0.006 (0.39)
Eastern Tropical Pacific	-0.029 (-2.73)	-0.065 (-2.35)	-0.062 (-2.53)	Southern Ocean	0.010 (0.71)	-0.020 (-0.42)	-0.015 (-0.73)
Southern Pacific	-0.008 (-0.54)	-0.021 (-0.52)	0.010 (0.28)	Tropical Indian Ocean	0.001 (0.09)	0.024 (1.10)	-0.023 (-1.16)
Arctic Ocean	0.001 (0.16)	-0.027 (-1.14)	0.035 (1.76)	Southern Indian Ocean	-0.007 (-0.53)	0.064 (1.83)	-0.018 (-0.91)
Northern Atlantic	0.024 (3.49)	0.005 (0.31)	0.063 (4.57)				

てもFig. 5に年間フラックスのアノマリを，Table 3に長期トレンドを示す。

海洋は全球的にもフラックスの増加傾向が見られたが，領域別には北太平洋，北大西洋および北極海の北半球中高緯度で1998-2008年の期間の増加率が高い。これは北極海における海氷の減少と関係があるのかもしれない。

次に特徴的なのは，熱帯東部太平洋におけるフラックスの有意な減少傾向である。この領域はペルー沖の湧昇流を含む海域であり，エルニーニョ現象の頻度が高まる事によって湧昇流が減ってCO_2放出量が減少しているのではないかという見方が出来る。

その他，南インド洋では1988-1998年にフラックスの増加傾向が見られたが，1998-2008年ではそれが無くなっている。これについては海面水温のアノマリ等を確認する必要がある。また，Quere et al. (2007)の研究で飽和の可能性が議論された南大洋については，1988-2008年の期間で正のトレンドが計算されたものの，有意性は認められなかった。

5.4 火災起源CO_2フラックスの寄与について

GFED火災起源CO_2フラックスデータについて，領域別に年間フラックス量を集計した。フラックスの年々変動をFig. 6に，そのアノマリをFig. 7に示す。

全球合計したフラックスの大きさは大部分の年で2~4GtC/yrにもおよび，大気中CO_2の収支を考える上で欠かすことのできない要因であることが明らかになった(Fig. 6)。領域別に見ると，アフリカ，熱帯アメリカ，東南アジア，北方アジアにおける放出量が大きい。1997年には東南アジア，1998年は世界的に大規模な火災が発生して全球合計でも突出しており，大気中CO_2残留量の急増の(Fig. 1)の要因であることが示唆される。

その一方で，火災起源フラックスの年々変動量は大気中CO_2残留量や逆転法で求められたフラックスの年々変動量に比べれば非常に小さく，年々変動成分に関して言えばほとんど寄与はしていないと言える。また，1997-1998年の突出したフラックス量の多さを除けばフラックスのトレンドは小さく，有意性は無かった。

6. まとめ

逆転法によって陸上および海洋を分割した領域毎にCO_2フラックスを推定し，その年間値について長期トレンドとトレンドの有意性を調べた。

全球規模のフラックスについては，海洋からのフラックスに増加傾向が認められたが，十分な有意性は示されなかった。陸上生態系からのフラックスについても有意なトレンドは認められなかった。

領域別に見ると，陸上では，化石燃料燃焼や土地利用など，人間活動が原因と見られるフラックスの増加や，気候変動に対する生態系の反応としてのフラックスの増減と思われるトレンドが見られた。また海洋については，北半球高緯度におけるフラックスの高い増加傾向や，エルニーニョの関与が考えられる熱帯太平洋東部でのフラックスの減少傾向が見られた。ただしこれらの結果については，生態系や海洋のモデルや観測に基づく研究結果とも比較してみる必要がある。

また，火災起源のCO_2フラックスについては，フラックス量そのものは大気CO_2収支に重要な役割を果たしていたが，年々変動成分や長期トレンドに関する寄与は殆ど無かった。

謝　辞

本研究で用いたTransCom3 Layer2の逆転法のプロトコル，使用されるデータおよび逆解析プログラムはTransComホームページより取得しました。逆転法での逆解析に用いられたGLOBALVIEW CO_2観測値データはNOAA/ESRLホームページより取得しました。本論文のFig. 1で用いた化石燃料起源CO_2フラックスのデータはCDIACホームページより，大気中CO_2の年間残留量データはNOAA/ESRS Global Monitoring Divisionホームページより取得しました。逆転法における大気輸送モデルを用いたCO_2輸送実験は京都大学学術情報メディアセンター（全国共同利用）のスーパーコンピューターを使用して行いました。火災起源CO_2フラックスのデータはORNL DAACのホームページより取得しました。本論文の図は地球流体電脳倶楽部の電脳ライブラリを用いて作成しました。以上の機関に謝意を表します。

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，防災研究所年報，第42号B-1, pp. 385-396.

Baker, D. F., Law, R. M., Gurney, K. R., Rayner, P., Peylin, P., Denning, A. S., Bousquet, P., Bruhwiler, L., Chen, Y.-H., Ciais, P., Fung, I. Y., Heimann, M., John, J., Maki, T., Maksyutov, S., Masarie, K., Prather, M., Pak, B., Taguchi, S. and Zhu, Z. (2006): TransCom 3 inversion intercomparison: Impact of transport model errors on the interannual variability of regional CO_2 fluxes, 1998-2003, Global Biogeochemical Cycles, Vol. 20, GB1002, doi:1029/2004GB002439.

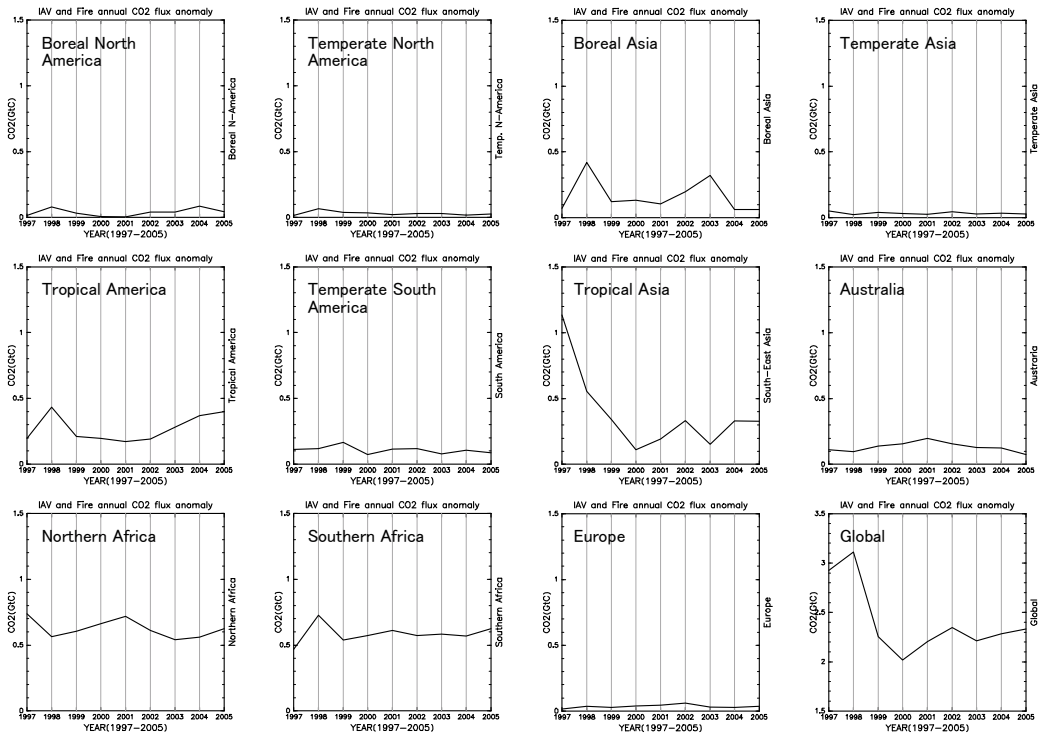


Fig. 6 Interannual variation of regional fire CO_2 emission for 1997-2005. Data is ORNL DAAC Global Fire Emission Database Ver. 2.1.

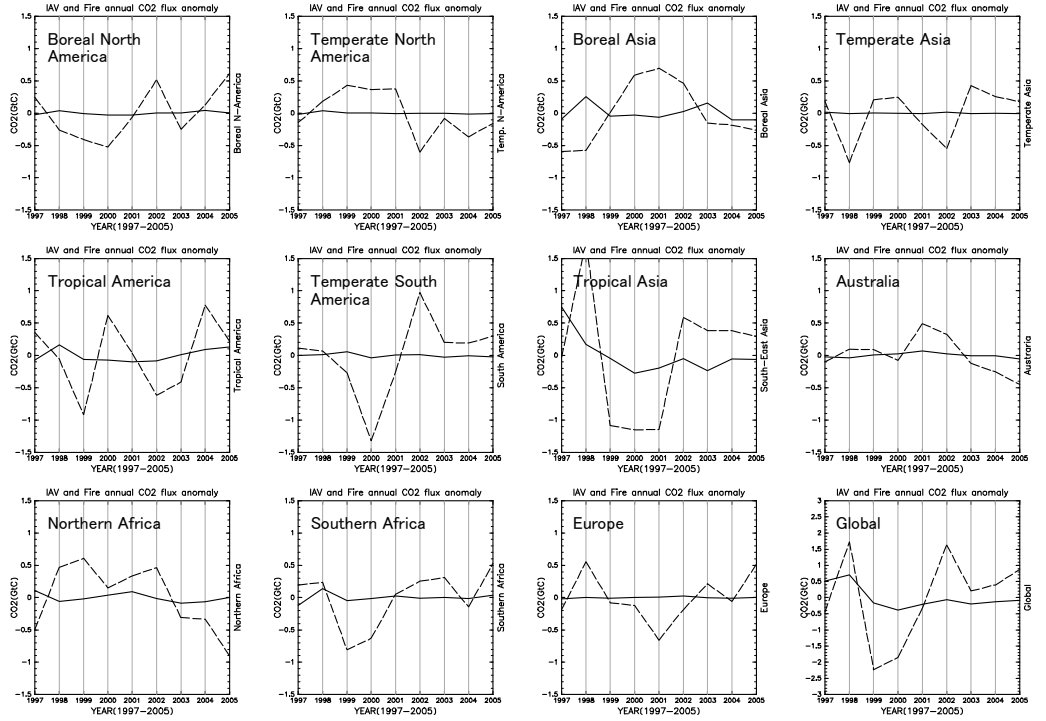


Fig. 7 Anomaly of fire CO_2 emission shown in Fig. 6. The broken line is anomaly of regional CO_2 flux estimate by synthesis inversion method.

Bousquet P., Peylin, P., Ciais, P., Quéré, C. L., Friedlingstein, P. and Tans, P. P. (2000), Regional changes in carbon dioxide fluxes of land and oceans since 1980. Science. 290, pp. 1342-1346.

Conway, T. and P. Tans (2009): Trends in Atmospheric Carbon Dioxide – Global, www.esrl.noaa.gov/gmd/ccgg/trends.

Gurney, K. R., Law, R. M., Denning, A. S., Rayner, P. J., Pak, B. C., Baker, D. F., Bousquet, P., Bruhwiler, L., Chen, Y.-H., Ciais, P., Fung, I. Y., Heimann, M., John, J., Maki, T., Maksyutov, S., Peylin, P., Prather, M. and Taguchi, S. (2004): TransCom3 inversion inter-comparison: Model mean results for the estimation of seasonal carbon sources and sinks, Global Biogeochemical Cycles, Vol. 18, GB1010, doi:10.1029/2003GB002111.

Marland, G., Boden, T. A. and Andres, R. J. (2009): Global, Regional, and National Fossil Fuel CO_2 Emissions, in Trends: A Compendium of Data on Global Change. Carbon Dioxide Information Analysis Center, Oak Ridge National Laboratory, U.S. Department of Energy, Oak Ridge, Tenn.

NOAA/ESRL (2009): GLOBALVIEW, http://www.esrl.noaa.gov/gmd/ccgg/globalview/index.html

Quéré, C. L., Rödenbeck, C., Buitenhuis, E. T., Conway, T. J., Langenfelds, R., Gomez, A., Labuschagne, C., Ramonet, M., Nakazawa, T., Metzl, N., Gillett, N. and Heimann, M. (2007): Saturation of the Southern Ocean CO_2 sink due to recent climate change, Science, Vol. 316, DOI: 10.1126/science.1136188, pp. 1735-1738.

TransCom (2007): The TransCom Experiment, http://www.purdue.edu/transcom/index.php

Van der Werf, G. R., Randerson, J., Collatz, G. J., Giglio, L., Kasibhatla, P. S., Arellano Jr, A. F., Olsen, S. C. and Kasischke, E. S. (2004): Continental-scale partitioning of fire emissions during the 1997 to 2001 El Niño/La Niña period, Science, 303, pp. 73-76.

Van der Werf, G. R, Randerson, J. T., Giglio, L., Collatz, G. J. and Kasibhatla, P. S. (2006): Interannual variability in global biomass burning emission from 1997 to 2004, Atmospheric Chemistry and Physics, 6, pp. 3423-3441.

Decadal Trends of Estimated Global and Regional CO_2 fluxes

Takao IGUCHI

Synopsis

Using synthesis inversion method of Transcom, interannual variations of regional surface CO_2 fluxes were estimated for the period of 1988-2008. Then for the estimated fluxes, long-term trends were calculated. The result shows that the annual global flux from ocean seems to be increasing, but the global flux from biosphere doesn't have a significant trend. As for regional fluxes, some land regions show significant trends. The positive trends of Temperate Asia, Tropical Asia, and Tropical America correspond with combustion of fossil fuel and land use change in these regions. Other significance trends of land regions are thought to be due to responds of terrestrial ecosystems to climate change. Also some ocean regions show significant trends. Regions of mid-high latitude of Northern Hemisphere show high positive trends. Flux from east tropical Pacific region shows negative trend. CO_2 emission from fire does not contribute to the long-term trend of annual increase of atmospheric CO_2.

Keywords: CO_2, carbon dioxide, synthesis inversion method, terrestrial ecosystems, ocean, fire

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

境界層・雲微物理過程のモデル化に対する局地豪雨の感度実験

竹見哲也

要　旨

領域気象モデルWRFを用いて水平解像度500 mで局地豪雨の再現実験を行った。特に，局地豪雨の再現に重要な物理過程である境界層乱流および雲微物理過程のモデル化(パラメタリゼーション）に対する感度に注目して再現性を検討した。対象とした事例は，2009年8月に佐用町で生じた局地豪雨である。本事例は，台風9号に発達した熱帯低気圧の接近に伴って発生したものである。ある特定の組み合わせのパラメタリゼーションを選択することで，佐用町付近に降水が集中化する様子を気象モデルで再現することに成功した。ただし，パラメタリゼーションの選択によって降水の局地性の表現は大きく異なり，局地豪雨の再現においてはパラメタリゼーション依存性が極めて大きいことを示している。このことは，決定論的な降水予測の困難さを示唆するものである。また，気象モデル計算の初期値・境界値に用いたメソスケールの客観解析値の妥当性についても検討した。

キーワード: 局地豪雨，佐用町豪雨，熱帯低気圧，台風，WRFモデル

1. はじめに

局地的な短時間強雨は，梅雨期や台風期を含む暖候期に集中して発生する。局地的な強雨の発生には，低気圧・前線・台風といった大規模場による力学的な強制や鉛直成層の不安定化が主要な原因となる。局地豪雨の発生の予測について考えるとき，力学的な強制の影響と成層の不安定化の影響との両者が関与しており，両者の影響を比較すると，成層の不安定化が顕著な原因となって発生する場合のほうが予測はより困難であると言える。成層の不安定性の空間スケールと強雨をもたらす積乱雲の空間スケールとを比較すると積乱雲のスケールがずっと小さく，このような状況では不安定な状況にある地域ではいつどこでも積乱雲が発生する可能性が高く，積乱雲の発生自体がランダムに起こるためである。

例えば，2008年7月に兵庫県南部で発生した都賀川増水事故をもたらした局地豪雨，2009年8月に兵庫県佐用町での洪水災害を引き起こした局地豪雨の事例では，日本の南海上に台風（熱帯低気圧）が位置しており，対象地域には南からの暖湿流が流入して不安定な大気場が形成されていた。災害の防止・軽減という立場からはこれら局地豪雨の発生の予測精度を向上することが極めて重要であるが，しかしこのような現象の予測は極めて難しいのが実情である。ここで挙げた二つの事例においては，それぞれ神戸市や佐用町以外の場所でも同時多発的に局地豪雨が発生していたことからも，不安定大気場での積乱雲の発現のランダム性を理解することができる。

しかしこのような困難がある中でも，例えば予報計算の適中が良好ではなかった事例を考察することで予測精度の向上に資するための何らかの情報を手に入れることができると期待される。カオス性の高い現象であるにもかかわらず，必然的に生起するプロセスがあれば，予報のアプローチを改善することも可能であろう。

一般に，気象予報モデルによる局地豪雨の再現の困難さは，初期値依存性，解像度依存性，気象モデル依存性，素過程のモデル化の依存性など多岐におよぶ要素に起因している。さらに素過程にモデル化は，境界層乱流，雲微物理，放射，地空相互作用など多様な過程に対して必要なものである。

本研究では気象モデルによる局地豪雨の再現計算における物理過程のモデリングの違いに対する感度を調べる。局地豪雨の再現において特に重要だと考えられる物理過程，すなわち境界層乱流および雲微物理の二つの過程に注目する。解析対象の実現象として，2009年8月に佐用町で発生した豪雨を選んだ。この事例は，台風9号に発達した熱帯低気圧の接近に伴い生じた局地豪雨であり，佐用町において時間最

Table 1 Boundary-layer schemes examined in the sensitivity experiments.

略称	詳細
YSU	Yonsei University ノン・ローカル
MYJ	Mellor-Yamada-Janjic (Mellor-Yamada Level 2.5)
MYNN25	Mellor-Yamada Nakanishi-Niino Level 2.5
MYNN3	Mellor-Yamada Nakanishi-Niino Level 3
QNSE	Quasi-Normal Scale Elimination

Table 2 Cloud microphysics schemes examined in the sensitivity experiments.

略称	詳細
Thompson	水・氷 6 種の混合比＋雲氷・雨水の数濃度 (Thompson)
Morrison	水・氷 6 種の混合比＋雲氷・雪・雨水・霰の数濃度(Morrison)
Goddard/Graupel	水・氷 6 種(あられ)の混合比 (Tao et al.)
Goddard/Hail	水・氷 6 種(ひょう)の混合比 (Tao et al.)
WSM6	水・氷 6 種(あられ)の混合比 (Hong et al.)
Lin	水・氷 6 種(あられ)の混合比 (Lin et al.)

大雨量89 mm，8月9日の日雨量326.5 mmを記録した。本事例については以前の研究（竹見，2010）において高解像度化によるアプローチで調べ，再現精度はあまりよくない結果であった。本研究では，再度その局地豪雨の再現実験を行い，局地的に降水が集中化する様子を再現することに成功した。

2. 気象モデルによる数値実験の設定

本研究における数値シミュレーションに用いた領域気象モデルはWeather Research and Forecasting (WRF) モデルのAdvanced Research WRF (ARW) Version 3.1.1（Skamarock et al. 2008）である。2段階ネストにより計算領域を入れ子状に二つ設定した。外側領域は1665 km^{2}を水平格子間隔2.5 kmで解像し，内側領域は200 km^{2}を水平格子間隔500 mで解像した。鉛直格子点数は両領域においてともに40である。第2領域をFig. 1に示す。

初期値・境界値に用いる格子点気象データとして，気象庁によるメソスケールの客観解析値を用いた。メソ客観解析値は5 kmの水平分解能を持つ。なお，地表面過程に係るパラメータの入力のために，米国NCEPの最終解析値を用いた。標高・土地利用分布のデータとして，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メッシュ値を利用した。計算の初期時刻は2009年8月9日6時である。

対象事例の再現するために試行錯誤で様々な設定

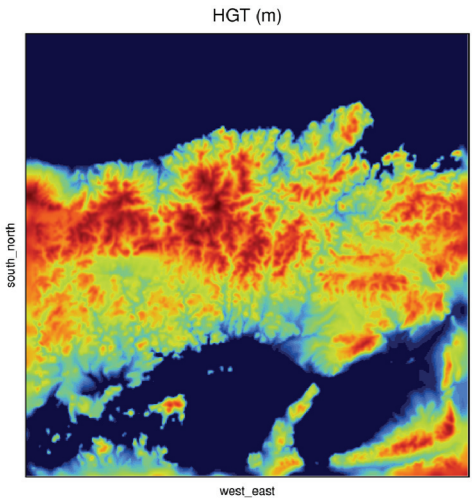


Fig. 1 Inner computational domain and surface topography. The horizontal resolution is 500 m.

で数値シミュレーションを行った。その結果，本事例の再現にはスペクトルナッジングを外側領域に課すことが有効であることが分かった。したがって，本研究でのすべての数値実験において，スペクトルナッジングを適用することとした。

次に，境界層乱流および雲微物理過程のパラメタリゼーションを様々な組み合わせで試みた。その結果，コントロール実験として，境界層乱流にはYonsei University (YSU)ノンローカル・スキーム，雲微物理過程には水・氷6種の水物質（雨水・雲氷のみ2モー

メント）を表現するThompsonスキームを用いることとした。この設定をコントロールとして，雲微物理過程にThompsonスキームを用いて境界層乱流スキーム（Table 1）を変化させた感度実験，境界層乱流にYSUスキームを用いて雲微物理スキーム（Table 2）を変化させた感度実験を行った。

3. 感度実験の結果

8月9日における佐用町観測地点での降水強度（10分値），境界層スキームに対する感度実験による佐用町観測地点に対応する格子点での降水強度（10分間隔の計算出力より算出），雲微物理スキームに対する感度実験による降水強度の時系列をそれぞれFig. 2およびFig. 3に示す。観測によると（Fig. 2），強い降水が8月9日の18時から22時にかけて継続し，20時から21時にかけて特に降水強度が強まっていることが分かる。このように4時間弱の期間に降水が集中している様子が分かる。

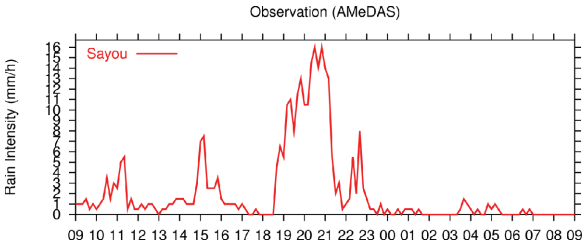


Fig. 2 Time series of the observed rain intensity (10-min interval) at the Sayo AMeDAS point on August 9-10. The horizontal axis indicates the hours on the two days.

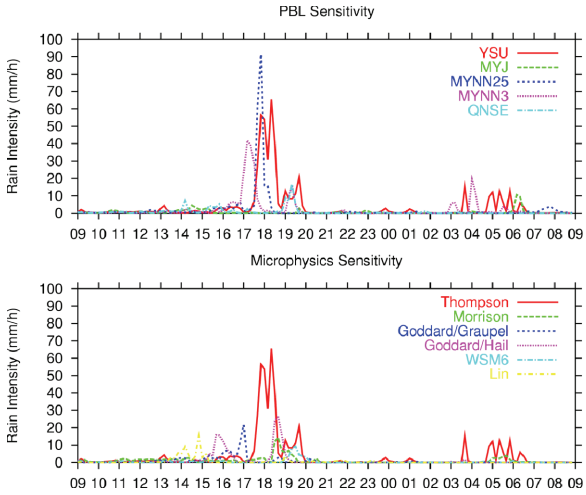


Fig. 3 The same as Fig. 2, except for those obtained by the PBL sensitivity experiments (upper panel) and the microphysics sensitivity experiments (lower panel).

一方，Fig. 3の感度実験の結果を見ると，コントロール（境界層にYSUかつ雲微物理にThompson）の場合に特に強い降水を再現していた。しかし，降水を再現した時間帯が17時から19時と，実際よりも早くて短期間であった。このような差異にもかかわらず，コントロール実験の再現性は相対的に良かった。他のパラメタリゼーションの組み合わせを見ると，雲物理にThompsonを使った際の境界層スキームがMYNN25やMYNN3の場合に短期間ながら降水の集中を表現している場合があった。しかしながら，コントロール実験以外の感度実験では，再現性は決して良好であるとは言えない結果であった。

Fig. 4に感度実験による佐用町格子点での積算降水量を示す。積算降水量で見ると，スキーム間の違いが顕著に現れる。コントロール実験で最も多くの降水量を表現しているものの，しかし他の組み合わせではコントロールの半分以下の総降水量しか表現できていなかった。ただし，最も多くの降水量を表現したコントロール実験でも，実際に生じた300 mを超える雨量には定量的にはほど遠い再現性であった。コントロール実験で積算雨量が実際と比べて大きく過小評価になったのは，Fig. 3からも分かるとおり，強い降水の継続時間が実際よりも短くしかモデルで表現できなかったことによるものである。短時間に集中化する様子はコントロール実験である程度再現することに成功したと言えるものの，一方でその持続時間の再現にはまだモデルに検討の余地があることを示している。

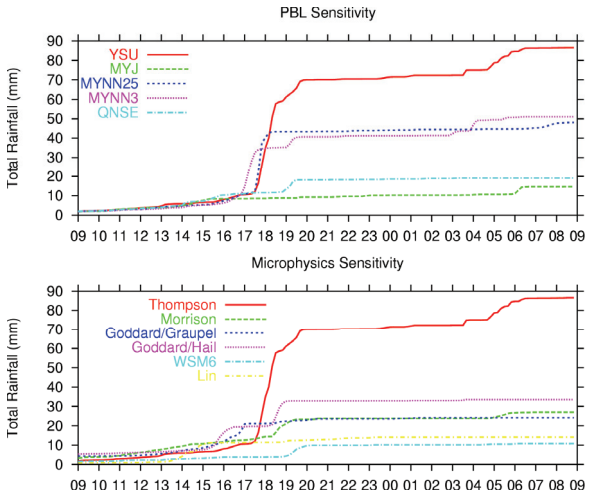


Fig. 4 Accumulated rainfall at the Sayo grid point obtained from the control and all the sensitivity experiments. The upper (lower) panel indicates the sensitivity to PBL (microphysics) schemes.

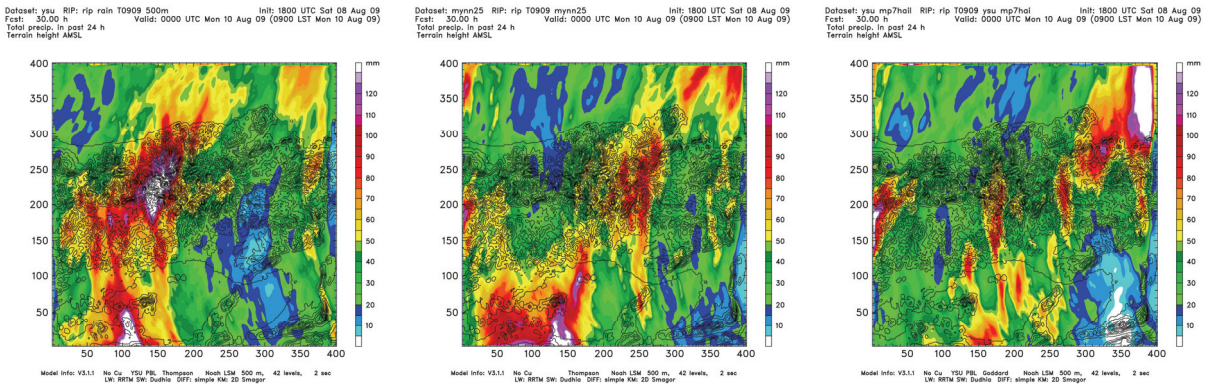


Fig. 5 The accumulated rainfall during 0900 JST 9 August to 0900 JST 10 August for the control (left panel), the MYNN25 scheme with the control microphysics scheme (middle panel), and the Goddard/Graupel scheme with the control PBL scheme (right panel).

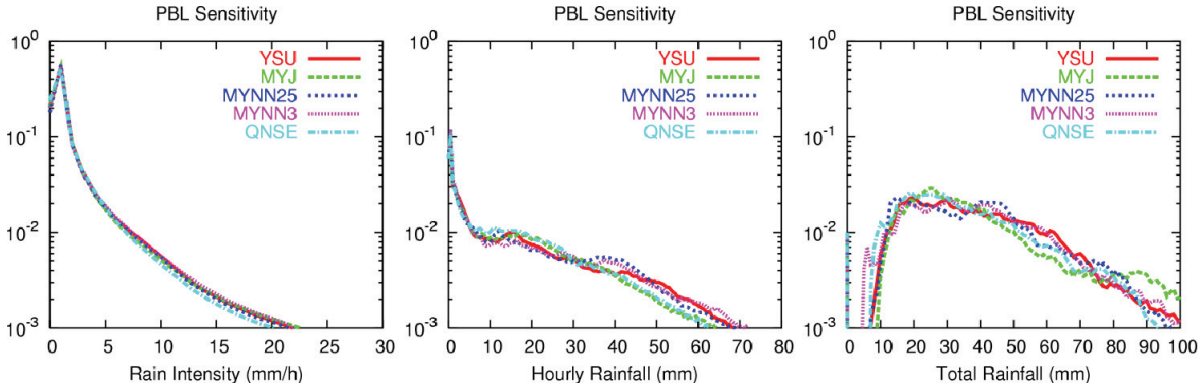


Fig. 6 Frequency distribution of instantaneous rain intensity (left panel), hourly rainfall (middle panel), and total rainfall (right panel) during 0900 JST 9 August to 0900 JST 10 August for the control (YSU) and the PBL sensitivity experiments. The frequencies are normalized by the total number of frequencies.

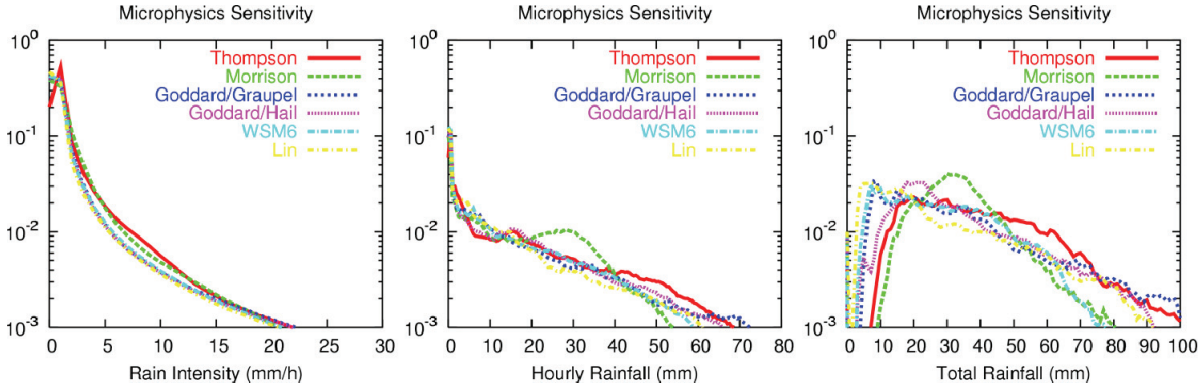


Fig. 7 The same as Fig. 6, except for the control (Thompson) and the microphysics sensitivity experiments.

次に，感度実験による24時間積算雨量の空間分布を見てみる。Fig. 5は，コントロール実験，コントロールの雲微物理スキームとMYNN25境界層スキームの組み合わせの実験，コントロールの境界層スキームとGoddard/Graupel雲微物理スキームの組み合わせの実験により得られた8月9日9時から10日9時までの24時間積算雨量の空間分布を示す。コントロール実験では，兵庫県西部の山間部に局地的に集中化している降水分布を表現している。実際の降水分布と比べると，定量的には過小評価にはなっているものの，空間分布のパターンの類似性は極めて良好であると言える。一方，MYNN25スキームの場合には，兵庫県の中央部に降水が集中している様子を表現しているものの，コントロール実験に比べると位置は東にずれており，コントロール実験の降水量よりも少ない。Goddard/Graupelの場合には，ある特定の地域に降水が集中化する様子は表現できておらず，降水量の多い地域が兵庫県から岡山県にかけて散在してい

ることが分かる。このように，空間分布で見ても，コントロール実験での雲微物理・境界層スキームの選択が最も再現性が良かったと言える。

数値実験での降水強度の表現性を調べるために，8月9日9時から10日9時までの1日間の計算結果から，内側領域での各格子点における降水強度の頻度分布を感度実験毎に求めた。Fig. 6および7は，10分間隔の出力値による降水強度，1時間での降水量，24時間での降水量の場合について境界層スキームに対する感度実験および雲微物理スキームに対する感度実験のそれぞれにおける頻度分布を示している。10分単位での降水強度の再現性には顕著な違いは認められない。しかし，1時間雨量での頻度分布を見ると，スキーム別の表現性は大きく異なることが分かる。スキーム間の違いは，24時間の積算雨量になるとより顕著に現れる。特に，降水量の多い場合の再現性に違いがより明瞭に現れている。24時間積算雨量の頻度分布について境界層スキームおよび雲微物理スキームに対する感度実験の場合を比べると，雲微物理スキームに違いによる頻度分布のばらつきがより大きい。このことは，今回対象とした局地豪雨の再現においては雲微物理スキームが鍵となることを示唆している。

4. メソ客観解析値の有用性

局地豪雨をもたらす積乱雲（群）は10数kmから数10 kmの空間規模しか持たない中小規模の現象であり，その発達は不安定な大気条件であればいつどこでも起こりうる。すなわち，積乱雲の発生じたいがランダム性の高いカオス的な現象であり，その特性自身が発生の予測を困難なものにしているのである。一方，積乱雲が発達する不安定な大気場は数100 km規模で広がっているため，積乱雲の発生環境場を把握することは積乱雲の発生に比べて容易であると言える。積乱雲の発生しやすい状況と発生しにくい状況の違いを判別することができれば，積乱雲の発生のポテンシャルを定量的に評価することが可能となるであろう。

このようなことから，積乱雲（群）の発生前の環境条件についてはラジオゾンデ観測のデータにより世界各地の局地豪雨などシビアストームについて研究が行われてきた。日本における局地豪雨の環境場の解析は，関東平野での夏期の事例について研究が行われてきた（Yonetani 1975; Taguchi et al. 2002; Kawano et al. 2004）。関東平野は平坦な陸地が100 km規模で広がっており，かつ茨城県つくば（舘野）においてラジオゾンデ観測が行われているため，局地豪雨をもたらす積乱雲の発生環境場を調べる上では取り組みやすいという利点がある。また，関東平野に地域を絞ることは，背景場としての大気環境場じたいが日本国内であっても東西・南北で大きく変化しているという事実（Chuda and Niino 2005）からも妥当な選択であると言える。

近年の観測データの気象予報モデルへの同化技術の発展により，予報計算のための初期値である解析値の表現精度がますます向上しているものと考えられる。特に気象庁のメソスケール数値予報モデルは空間分解能が5 kmであるため，その予報計算初期値（メソ客観解析値）は積乱雲の発生環境場を，モデルの有効分解能（格子間隔の6倍～10倍程度）を考慮しても，十分に表現しているものと考えられる。メソ現象の環境場の解析においてメソ客観解析値を使った研究には，宮崎県における台風時の竜巻環境場を調べたSakurai and Mukougawa (2009)や関東平野での夏期の局地降水の環境場を調べたNomura and Takemi (2011，以後NT11)がある。

ここでは，NT11でなされた関東平野での夏期局地降水の環境場の解析に基づき，局地豪雨の環境場の解析におけるメソ客観解析値の有用性を検討する。

4.1 データ

用いたデータは，2002年から2010年の7月および8月におけるメソ客観解析値である。解析対象としたのは，関東平野の南部を中心にした100 km四方の領域である（NT11のFig. 1）。局地豪雨に注目するため，総観規模の擾乱の影響の小さい状況を抽出する。局地豪雨の環境場を調べるために，様々な安定度指数やパラメータを用いた。ここで用いた指数は，対流有効位置エネルギー(CAPE)，対流抑制(CIN)，持ち上げ凝結高度(LCL)，自由対流高度(LFC)，浮力中立高度(LNB)，ショワルター指数(SSI)，リフティッド指数(LI)，K指数(KI)，トータル・トータル指数(TT)，950 hPaと500 hPa間の気温減率(TLR)，可降水量(PW)の11種類である。

解析領域における標高100 m未満のアメダス地点の降水データを用いて，降水の有無および降水量を判別した。また，気象庁発表の梅雨期間の情報，台風経路のベストトラック，地上天気図を用いて，総観規模擾乱の影響の弱い状況の抽出を行った。さらに，メソ客観解析値による鉛直プロファイルや安定度指数の表現の妥当性を調べるために舘野におけるラジオゾンデ観測データを用いた。これらの観測データの時刻は，メソ客観解析値とともに，9時（日本標準時，以下同じ）である。

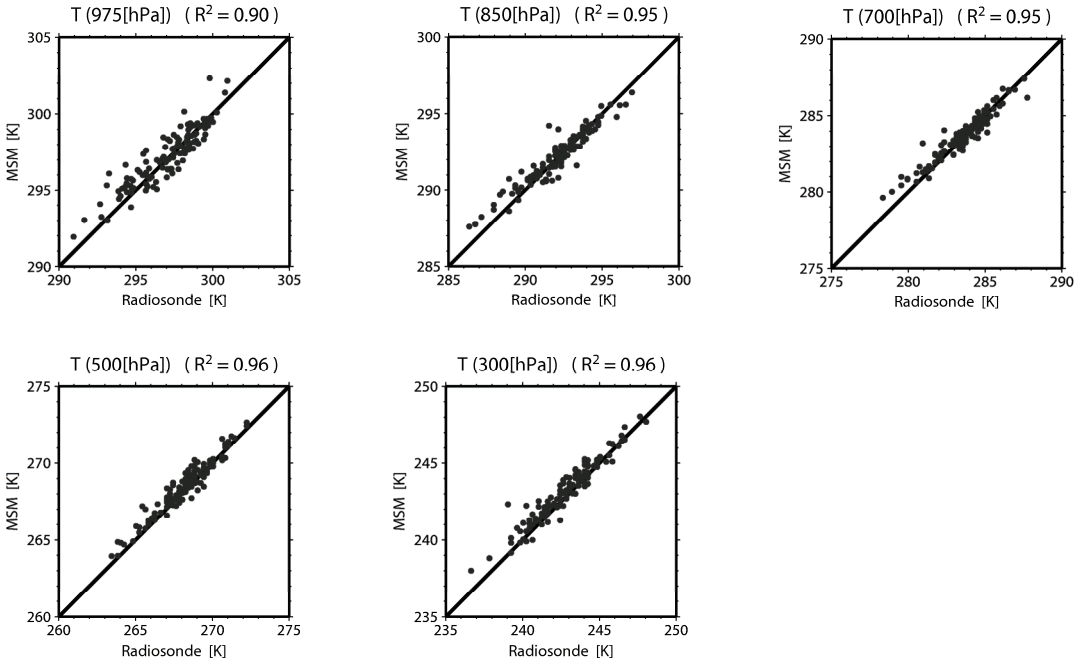


Fig. 8 The temperatures at the 975- hPa, 850-hPa, 700-hPa, 500-hPa, and 300-hPa levels from the radiosonde observations at the Tateno site (horizontal axis) and the mesoscale analyses at the corresponding grid (vertical axis).

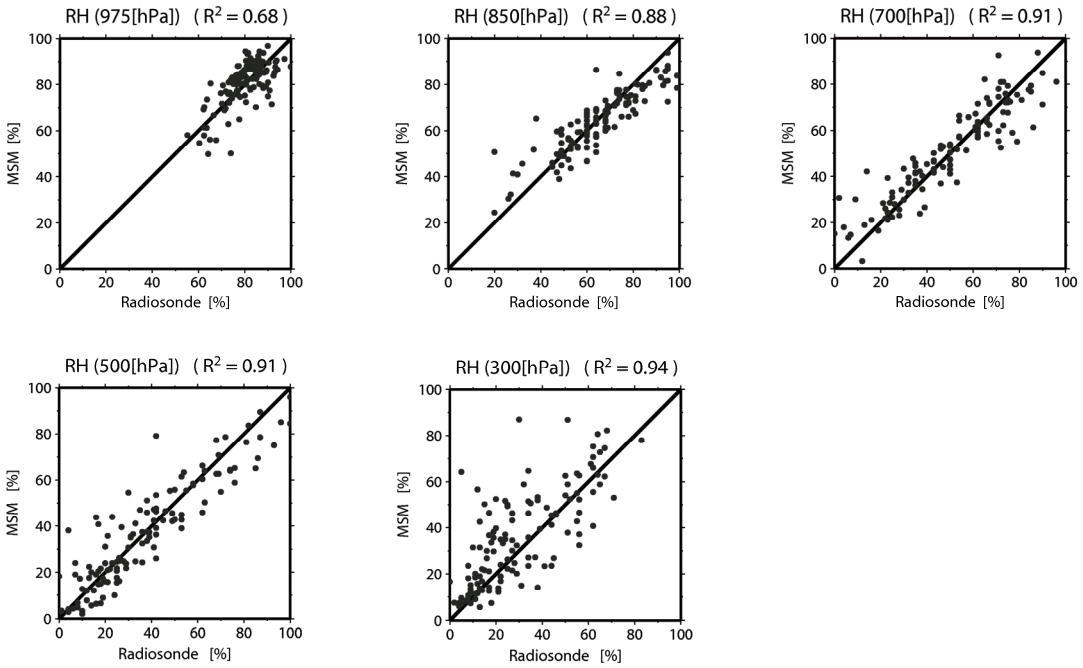


Fig. 9 The same as Fig. 8, except for relative humidity.

総観規模擾乱の影響の弱い状況の抽出方法はNT11に詳細に述べられている。ここでは抽出の手順を簡単に説明する。まず，解析領域の任意のひとつ以上のアメダス地点において日最高気温が30℃以上を記録した日を選択する。次に，解析領域内の全アメダス地点において，午前中の降水量がゼロの場合を抽出する。さらに，天気図・台風ベストトラック・梅雨期間情報を利用して，台風や前線など総観規模擾乱の影響がある日を除外する。最後に，午後の降水の有無がメソスケール数値予報モデルで正確に予報された場合のみを抽出する。この手順によって抽出された日数は124日となった。

さらに，124日を午後の降水の有無や降水の強度によって次のように3通りにカテゴリー分類をした。すなわち，1) 非降水日N（午後に全AMeDAS地点で降水なし，84日），2) 降水日R（午後に任意のAMeDAS

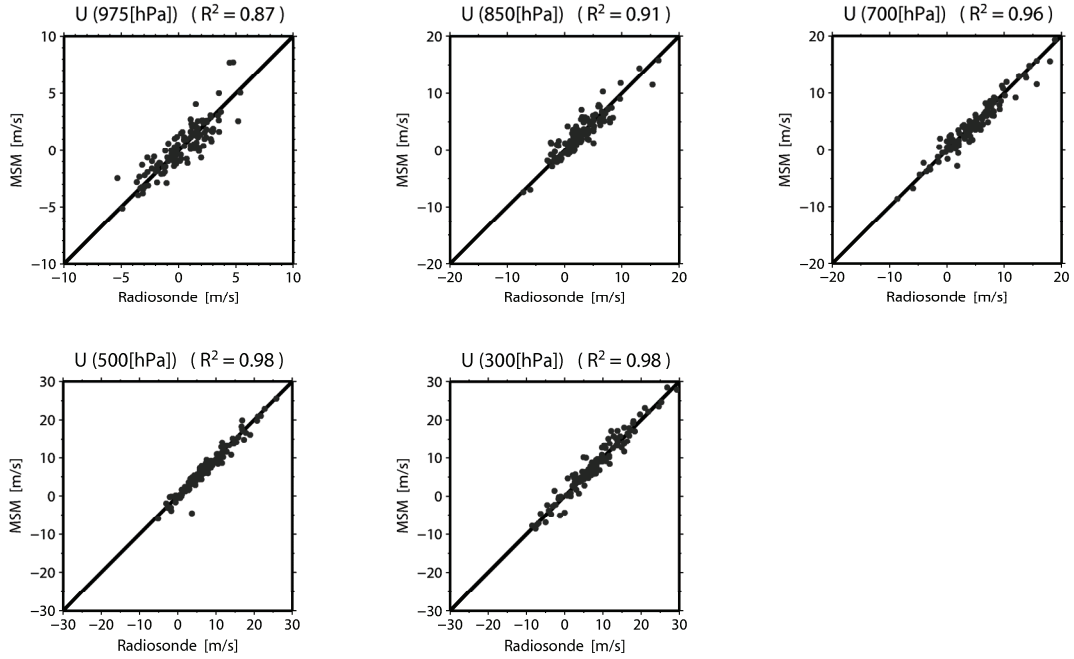


Fig. 10 The same as Fig. 8, except for the east-west component of horizontal winds.

地点で降水あり，40日），3) 強雨日S（午後のいずれかの時間帯で任意のAMeDAS地点で10 mm/h以上の降水あり，22日）である。

メソ客観解析値とラジオゾンデ観測値との比較にはメソ解析値の舘野に相当する格子点の鉛直プロファイルを用いた。非降水日と降水日の差など異なる分類での平均値の差の有意性を統計的に検定するためt検定を用いた。この解析の詳細についてもNT11で述べられているので，参照されたい。以下の解析ではすべて，総観規模擾乱の影響の弱い状況での統計を示す。

4.2 結果

メソ解析値による気温・相対湿度・風速の表現の妥当性を確かめるため，舘野に対応する格子点でのメソ解析値を舘野でのラジオゾンデ観測値と比較した。いずれも9時のデータを比較している。975 hPa, 850 hPa, 700 hPa, 500 hPa, 300 hPaのそれぞれの高度における気温・相対湿度・東西風速の両データの対応をそれぞれFig. 8，Fig. 9，Fig. 10に示す。気温についての両データ間の相関係数は975 hPaでは0.90，それより上空では0.95-0.96に達していた。相対湿度の相関はそれほどよくはなく，特に975 hPaでは0.68にとどまるものの，それより上空では0.88-0.94である。風速の東西成分についても上空ほど相関係数は向上し，500 hPaおよび300 hPaでは0.98にも達する。概して，メソ解析値は観測値をよく表現しているものと言える。

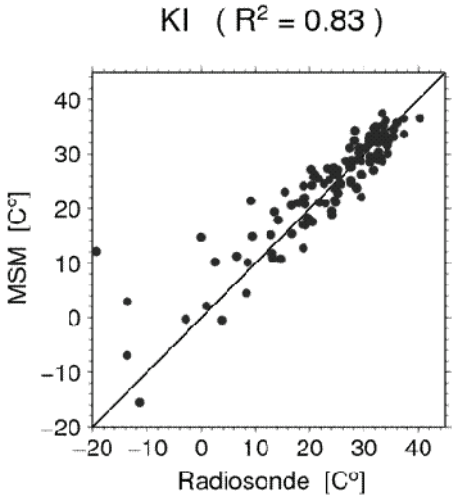


Fig. 11 K index obtained from the radiosonde observations (horizontal axis) and the mesoscale analyses (vertical axis). The correlation coefficient between the observations and analyses is is 0.83.

さらに安定度指数についてラジオゾンデ観測値から求めたものとメソ解析値から求めたものとを比較した。Fig. 11はKIについて両者の対応を示しており，特に大きなKIの数値についてはよく一致しているように見える．相関係数は0.83と良好である。

メソスケール予報モデルは，2004年9月に静力学モデルから非静力学モデルに移行した．非静力学モデルに移行したため，対流に伴う上昇下降運動が陽に表現されることとなり，積乱雲運動の表現も非静力学モデルにより向上したと考えられる。一方，積乱

雲の環境場の表現は静力学モデルと非静力学モデルとの違いであってもそれほど異なるものではないと推察される。このことを確認するために，2002年から2004年と2005年から2010年との間で安定度指数の表現が異なるかどうかを調べてみた．Fig. 12は，調べた11種類の安定度指数のうちKIについて静力学モデルと非静力学モデルとの場合の表現性を示している。ある程度の違いは認められるが，系統的に異なるようには見えない。その他の10種類の安定度指数についても，静力学モデルと非静力学モデルとの違いは認められなかった。よって，環境場の表現は静力学モデルでも非静力学モデルでも大きく異なるものではないと考えられる。

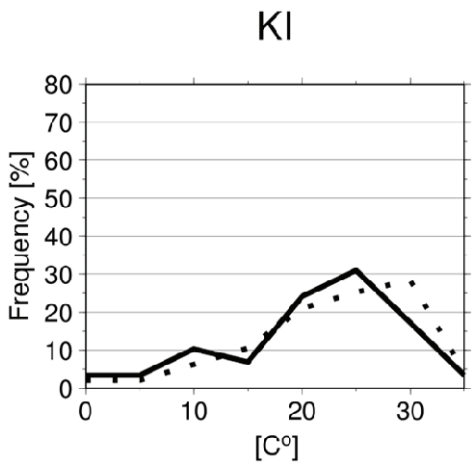


Fig. 12 Frequency distribution of K index obtained by hydrostatic mesoscale analyses (solid line) and non-hydrostatic mesoscale analyses (dotted line).

本節では，関東平野における夏期の局地的な降水現象を対象として，その環境場の解析におけるメソ客観解析値の有用性を調べた。その結果，メソ解析値は現実の大気の状態をよく表現していることが確認できた。本節では関東平野を対象としたものの，メソ解析値が観測値とよく一致していることから，ラジオゾンデ観測がないような地域でもメソ解析値は現実の大気をかなりの精度で表現しているものと考えられる。

5. まとめ

2009年8月9日から10日にかけて兵庫県佐用町を週新に山間部で発生した局地豪雨の再現実験を試みた。数時間の間に強い雨が局地的に集中していた様子を気象モデルである程度再現することに成功した。一方，境界層乱流や雲微物理過程といった物理過程のパラメタリゼーションの組み合わせを変えるだけで，降水表現の特徴は大きく異なってしまう。今回の対象事例の感度実験では，境界層スキームに対する感度より雲微物理スキームに対する感度のほうが顕著であることがわかった。また，スキーム間の違いは，雨量の積算時間が長くなればなるほどより明瞭に現れることが示された。

さらに，本数値実験で初期値・境界値に用いたメソ客観解析値の局地豪雨の環境場の解析における有用性を検討した。総観規模擾乱の影響の弱い状況において関東平野で午後に発生する局地的な降水現象を対象として，その発生環境場がどの程度観測と一致しているかについて調べた。その結果，メソ客観解析値はラジオゾンデ観測とよく一致していることが分かった。調査対象としたのは関東平野であったものの，ラジオゾンデ観測のない地域，例えば近畿地方の大半の領域においても，メソ客観解析値は有用な大気情報として活用できる可能性を示唆している。本研究における感度実験では，スペクトルナッジングを用いて，モデルの大規模な平均場がメソ客観解析値に馴染むような強制項を加えている。よって，メソ客観解析値の再現性がよければ，領域気象計算による局地豪雨の表現性も向上すると考えられる。本研究におけるコントロール実験で降水の局地性を再現することができたのは，スペクトルナッジングの効果も大きいものと考えられる。

謝　辞

本研究は，科学研究費による支援を受けました。関係各位に感謝したします。

参考文献

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.

Chuda, T., and Niino, H. (2005): Climatology of environmental parameters for mesoscale convections in Japan, J. Meteor. Soc. Japan, Vol. 83, pp. 391-408.

Kawano, K., Hirokawa, Y., and Ohno, H. (2004): Diagnosis of air-mass thunderstorm days using radiosonde data: The summer Kanto area under the Pacific subtropical anticyclone. Tenki, Vol. 51, pp. 17-30.

Nomura, S., and Takemi, T. (2011): Environmental stability for afternoon rain events in the Kanto Plain in summer. Sci. Online Lett. Atmos., Vol. 7, pp. 9-12.

Sakurai, K., and Mukougawa, H. (2009): Characteristics of the meso-scale environments of storms associated

with typhoon-spawned tornadoes in Miyazaki, Japan. Sci. Online Lett. Atmos., Vol. 5, pp. 5-8.

Skamarock, W. C., 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 Tech. Note, NCAR/TN-475+STR, 113 p.

Taguchi, A., Okuyama, K., and Ogura, Y. (2002): The thunderstorm activity observed by SAFIR and its relation to the atmospheric environment over the Kanto area in the summer. Part II: Thunderstorm prediction by stability indices. Tenki, Vol. 49, pp. 649-659.

Yonetani, T. (1975): Characteristics of atmospheric vertical structure on days with thunderstorms in the northern Kanto Plain. *J. Meteor. Soc. Japan*, **53**, 139-148.

Sensitivity Experiments of Severe Local Rainstorms to Parameterizations of Boundary-Layer and Cloud Processes

Tetsuya TAKEMI

Synopsis

Representations of severe local rainfall in regional meteorological simulations at the 500-m horizontal grid resolutions are investigated. The simulations are intended to examine the sensitivity of the model simulations to parameterizations for boundary-layer and cloud-microphysics processes by the use of the Weather Research and Forecasting (WRF) model. The heavy rain case that occurred in Sayo Town, Hyogo Prefecture in August 2009, which was spawned by an approaching tropical cyclone that became Typhoon Etau (2009), is chosen for the present study. A combination of choices in the physics parameterizations well captures locally concentrated characteristics of the severe rainfall. The results indicate that there are significant sensitivities of the rainfall representations to the physics parameterizations. The utility of the ingested meteorological analysis data, i.e., Mesoscale-Model analyses by Japan Meteorological Agency, is also examined.

Keywords: severe local rainfall, Sayo Town flooding, tropical cyclone, typhoon, WRF model

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

都市近郊における大気境界層の観測
ー2010年夏季における局地循環の特徴ー

堀口光章・辰己賢一

要　旨

宇治川オープンラボラトリーに設置されている局地異常気象観測解析装置の気象観測鉄塔と観測露場において大気境界層の観測がなされた。この場所は京都市近郊に位置している。2010年の夏季（7～9月始め）に極めて高い気温が日本全国にわたり記録されたが，この宇治川オープンラボラトリーと周囲のAMeDAS観測所で測定されたデータより，この時期における天候，特に局地循環（局地風）の特徴を調べた。その結果，例えばこの季節で最高の気温（露場，高さ2m）が観測された日（9月5日）においては，いつもとは異なる風の日変化が見られた。

キーワード：大気境界層，局地循環，気象観測鉄塔，猛暑

1.　はじめに

2010年の夏季は全国的に記録的な猛暑となった。京都市市街地の近郊にある防災研究所宇治川オープンラボラトリー（Fig. 1）には局地異常気象観測解析装置が設置されており，この場所とその周辺の気象庁地域気象観測システム（AMeDAS）観測所によって観測されたデータから，その時期における気象，特に局地循環（局地風）の特徴について報告する。

大阪から京都にかけての地域における気象に影響を与える局地循環としては，大阪湾周辺での海陸風，平野・盆地と周辺山地との間の山谷風，琵琶湖から京都方面へ吹く湖風，通常の海陸風より広い領域で強く吹く「広域海風」などが知られている。都市による影響としては大阪や京都などの都市域によるヒートアイランド循環も考えられている。宇治川オープンラボラトリーのある場所は，ちょうど京都盆地中央近くに位置し，すぐ近くの宇治川（下流に行くと他の河川と合流して淀川となる）の流れに沿って南西方向は大阪湾方面に開けているという特徴を持っている。また北東方向には，低い山を隔てて大きな面積を持つ琵琶湖が位置している。

一方，近畿地方の大阪から京都にかけては，全国的に見ても夏季に特に高温となることが知られており，その原因としては，盆地状の地形であること，都市による影響などに加えて，降水を伴わないフェーン現象（山越え気流に伴い，風下側で気温が上昇する現象）によることも考えられている。例えば，髙根ら（2011）は数値実験により，京都盆地において山越え気流による昇温の可能性を示している。



Fig. 1 Locations of Ujigawa Open Laboratory and nearby AMeDAS stations (Kyoto, Hirakata, and Kyotanabe)

2. 宇治川オープンラボラトリーでの気象観測の概要

宇治川オープンラボラトリーでは，高さ55mの気象観測鉄塔と露場（Photo 1）において，気温（高さ55, 40, 24, 2m），相対湿度（40, 24, 2m），風向・風速（55, 40, 24m），気圧（観測室内），雨量（露場）などを連続的に測定している。また，1分ごとおよび10分ごとの記録を行う二つのシステムでデータを収録している。10分ごとのデータ収録システムでは，その10分間での平均値のほか，1秒ごとのサンプリングでの最大値なども気象要素に応じて記録している。

使用測器は，水晶式温度計（気温測定用），静電容量式湿度計（相対湿度測定用），風車型風向風速計（風向・風速測定用），アネロイド型と静電容量式の気圧計（気圧測定用），転倒ます型雨量計（雨量測定用）などである。

3. 2010年夏季における気象の特徴

3.1 9月5日（2010年夏季最高気温）前後の状況

2010年，宇治川オープンラボラトリーの露場高さ2mにおける気温（1分間平均値）は，残暑の続いた9月5日（13時26分）に39.1℃の2010年夏季における最高値を記録した（Fig. 2）。その前年（2009年）と比べると，2010年は高い気温となる日が8月下旬から9月上旬にかけて長く継続し，むしろ9月上旬に最も暑くなっていることが分かる。



Photo 1 Meteorological tower and an observation field in the Ujigawa Open Laboratory

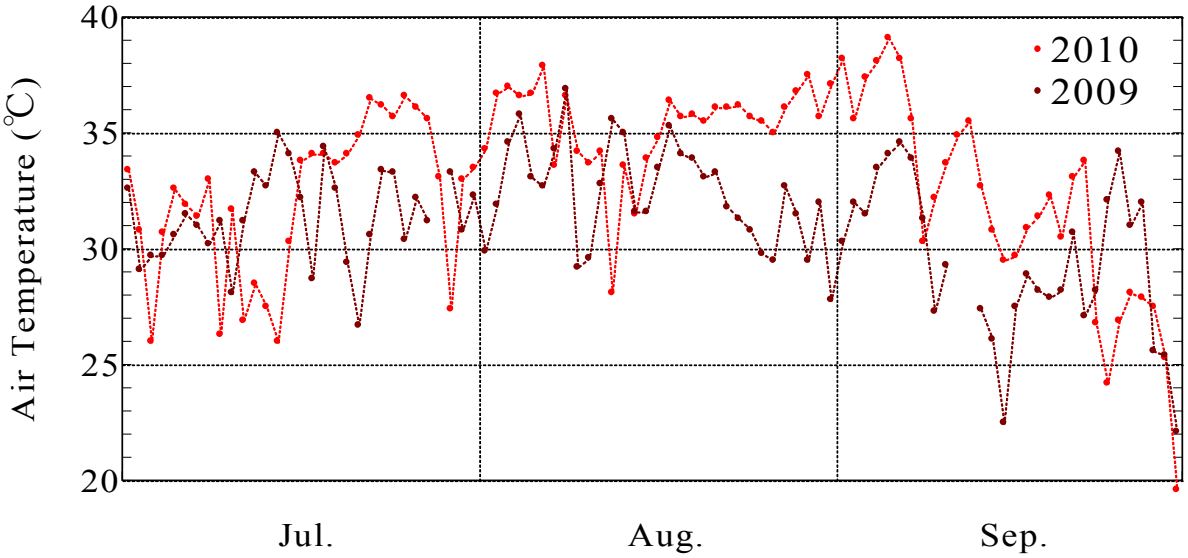


Fig. 2 Variations of daily maximum temperature (from the 1-min average data) at a height of 2 m in 2009 and 2010

2010年夏季における最高の気温を記録した9月5日前後の日（9月2～6日）における日中（昼間）の風を見ると，いずれの日も鉛直混合の増大と局地循環の発達によると考えられる午後に風速が強くなるという変化をしている（Fig. 3）。なお，この図では，1秒ごとのサンプリングから，10分間での平均気温，風速，および16方位に分けた時の最多風向を示している。10分間平均で見ると，最高の気温（高さ2m）の値は，9月5日14時50分からの38.3℃である。また，図においては各高度での測定値を示しているが，気温については地表に近いほど高温，風については高い位置ほど風速が強いという通常の傾向が見られている。風については，気象観測鉄塔東側に通っている高架式の道路など周辺の地物の影響を受けていると考えられる低い高さでの測定値については注意が必要である。

日中の午後に風速が強くなるという変化は，堀口（2006）の2004年のデータについての報告と同じであり，1976年4月から1977年3月にかけての旧宇治川水理実験所における高さ50mでの観測でも示されている（田中ら，1977）。

2010年で最高の気温を記録した9月5日については，その最高気温が観測される時間帯頃まではその前後に日に比べて風が弱く，その後急に南から強い風が吹いている。この風が最も強くなるのは午後4時頃で，高さ55mと40mでは10ms^{-1}を越えている（高さ55mで16時からの10分間に平均風速10.6ms^{-1}）。また，9月3日と4日に見られるような正午頃から昼過ぎまでの南西風（大阪方面からの広域海風と考えられる），夕方頃における北東風（琵琶湖からの湖風と考えられる）がこの9月5日には見られていない。前日と比べると，その9月4日における最高気温（高さ2m，10分間平均値）は37.4℃であり，9月5日には1℃近く，（最高）気温が上がっていることが分かる。

9月5日のこの強い南風は，宇治川オープンラボラトリー周辺の気象庁地域気象観測システム（AMeDAS）観測所（京都，枚方，京田辺）（場所についてはFig. 1参照）においても観測されている（Fig. 4）。これらAMeDAS観測所における風速計（風車型風向風速計）の高さ（測器の地面からの高さ）は，京都で17.5m，枚方と京田辺で10.0mと宇治川オープンラボラトリーの鉄塔での高さ55m，40mと比べて低い高さであることもあり，最も強い風速はやや低い値となっている。なお，京都観測所でのその日の最高気温（10分ごとの記録より）は37.6℃，枚方観測所では36.7℃であり，宇治川オープンラボラトリーでの気温ほどではないが，かなりの高温を記録している。また，京田辺観測所では気温のデータが公開されていない。

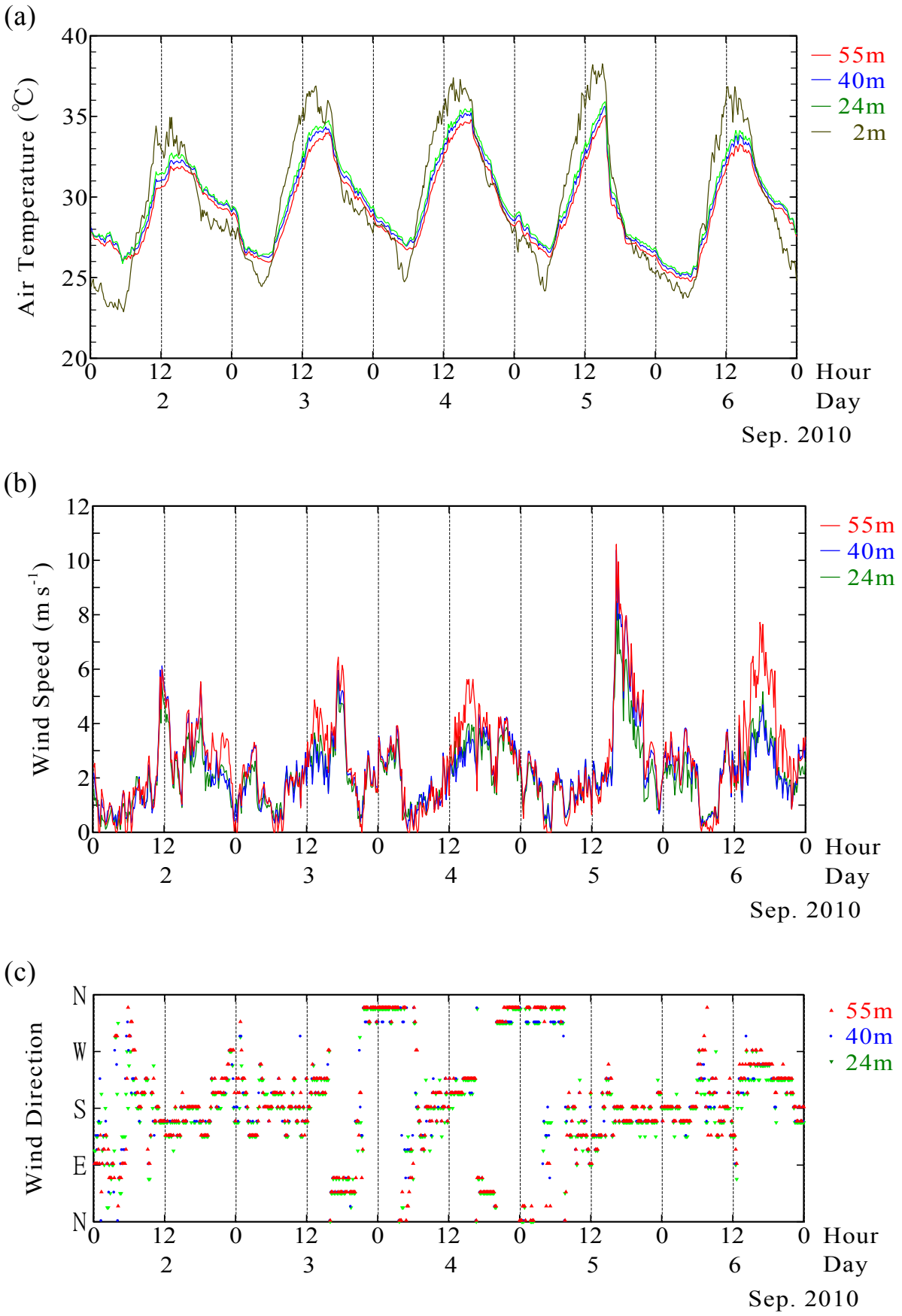


Fig. 3 Variations of (a) air temperature, (b) wind speed, and (c) wind direction on September 2–6, 2010

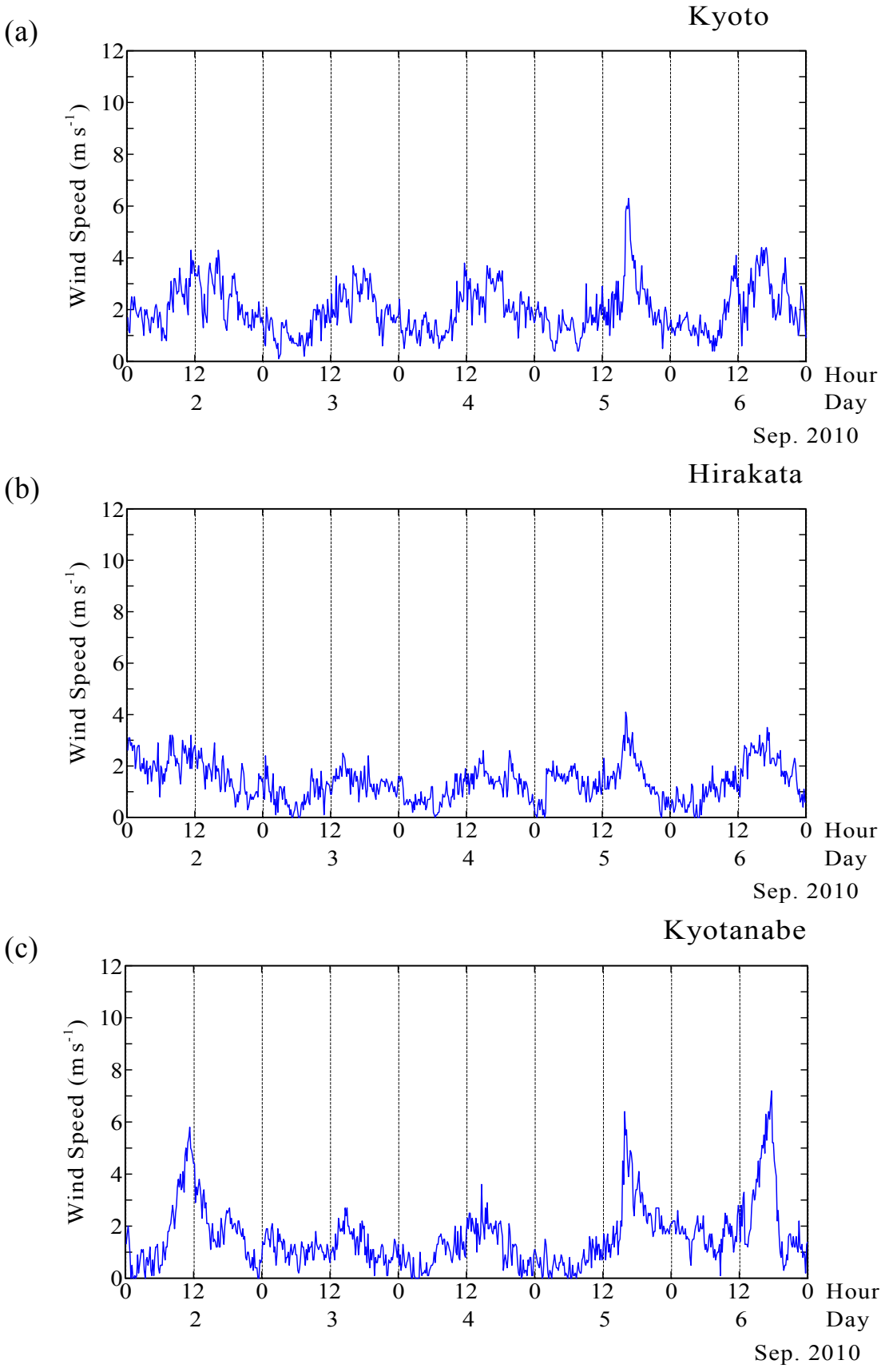


Fig. 4 Variations of wind speed at (a) Kyoto, (b) Kyotanabe, and (c) Hirakata AMeDAS stations on September 2–6, 2010

この9月5日の急な風速の増加は，大気境界層の発達とそれに伴う鉛直混合の増大により，上空の風（一般風，Fig. 5の天気図参照）による影響が大気境界層下方へと及んだということが考えられる。しかし，その変化は急激であり，対流雲（積乱雲）の発達による影響なども考えられる。

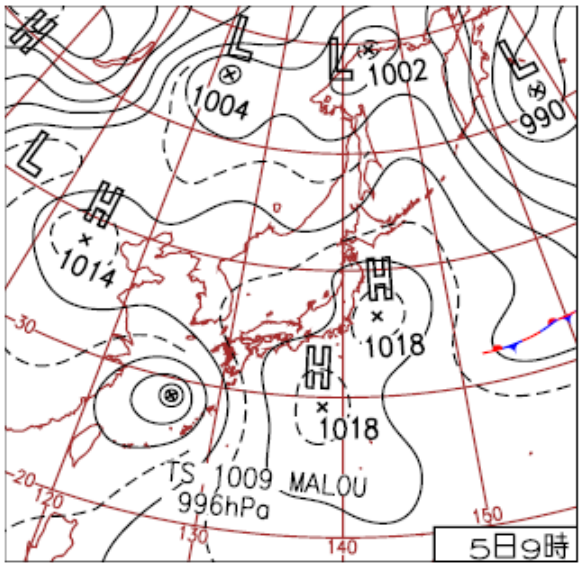


Fig. 5 Weather map at 09 LST on September 5, 2010 (from the website of the Japan Meteorological Agency)

9月5日の高温の理由については，最高気温が観測される時間帯頃まで風が弱かったことから，フェーンによる影響は考えにくい状況である。むしろ，風が弱く，局地循環や一般風の影響を受けにくいということにより，高温の領域が形成，維持されたということが考えられる。

3.2 別の年における状況との比較

比較のために，2010年の前年（2009年）の同じ時期（9月2～6日）の気象状況を示す（Fig. 6）。なお，この年は8月下旬にやや低くなった最高気温が再び上昇して2010年ほどではないものの9月上旬には厳しい残暑が戻り（Fig. 2），この期間（9月2～6日）の地上2mでの1分間平均値の最高気温は9月6日に34.6°Cを記録した。

図（fig. 6）を見ると，日中の午後に風速が強くなるという傾向は他と同様に見られるが，9月5, 6日には正午頃まで風が弱く，その後北寄りのやや強い風が吹くという2010年とは異なる特徴的な風の変化も見られる。9月5日と6日での地上55mにおける10分間平均値として最も強い風速は7.4ms^{-1}と7.1ms^{-1}に達している。これについては，日中の大気境界層の発達により，上空の風（一般風）の影響が大気境界層下方まで及んだということが考えられるが，その風速の変化が急激であり，何か別の機構も影響を与えている可能性がある。

9月5, 6日における北寄りのやや強い風は，京都のAMeDAS観測所でもはっきり見られるが，京田辺と枚方の観測所では北寄りの風ではあるもののそれほど風速は強くない（図は省略）。ただし，これについては，風向風速計の設置高度の違いによる影響も考えられる。

その他の点について2010年の例と比較すると，2009年のこの期間には南西からの広域海風と考えられる風は最も暑くなった9月6日の短い時間を除けばほとんど見られていない。この点も2009年9月の例とは異なる点である。今回は猛暑となった2010年の夏季に注目したが，2009年のみでなく，他の年の夏季における様相も今後調査し比較する必要があると思われる。

4. おわりに

気候や都市活動の変化による局地循環（局地風）など気象現象への影響をより詳しく調べるためには，広範囲にわたる地点についての観測結果の解析と気象数値モデルによる研究が必要である。これらについては今後の課題である。

宇治川オープンラボラトリーは京都盆地中央付近に位置し，南西方向は大阪方面に向けて開け，北東方向には琵琶湖が位置しているなど，典型的な局地循環とそれに関係する気象現象を捉えるのに適した場所である。また，大阪と京都の都市域による気象への影響も考えられる。この場所における，風の流れの様相を正確に把握することのできる気象観測鉄塔を使用した大気境界層に関する観測とそのデータの継続的な収集は，非常に重要なものであると考えられる。

謝　辞

宇治川オープンラボラトリーでの気象観測とデータ収集，そのための施設の維持などについては，流域災害研究センター（宇治川オープンラボラトリー），気象・水象災害研究部門，技術室の方々のご協力，ご支援によるものである。ここに記して謝意を表する。

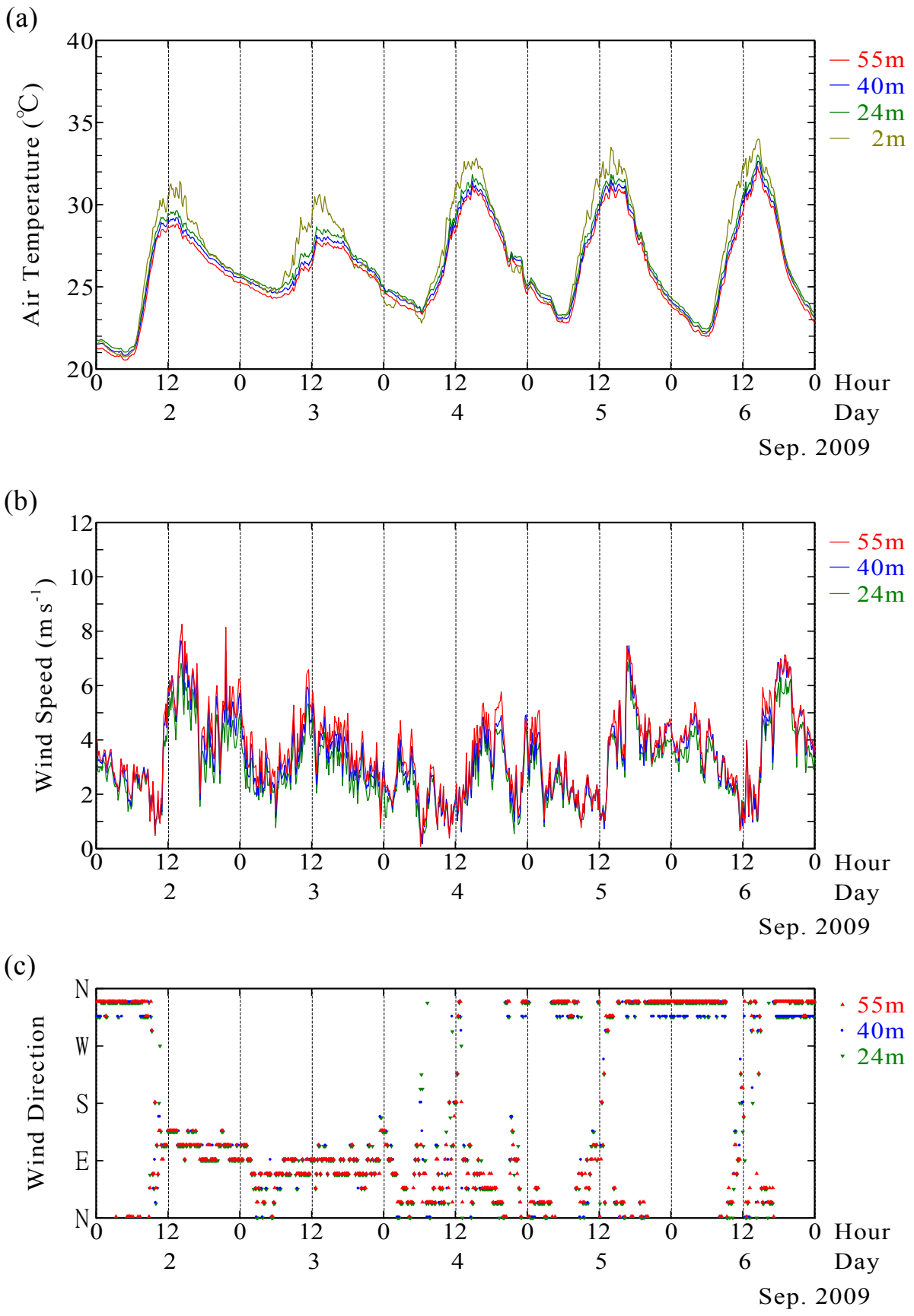


Fig. 6 Variations of (a) air temperature, (b) wind speed, and (c) wind direction on September 2–6, 2009

参考文献

髙根雄也・大橋唯太・日下博幸・重田祥範・亀卦川幸浩（2011）：日本で最も暑い京阪地域における夏季高温の実態調査と京成要因の解明，日本気象学会2011年度春季大会講演予稿集，pp. 182.

田中正昭・中島暢太郎・多河英雄（1977）：宇治川水理実験所気象観測鉄塔による観測と解析（2）－風と気温鉛直分布の季節変化日変化－，京都大学防災研究所年報，第20号B-2，pp. 571-583.

堀口光章（2006）：都市近郊における大気境界層の観測，京都大学防災研究所年報，第49号B，pp. 451-458.

Observations of the Atmospheric Boundary Layer in the Suburbs of the City –Characteristics of Local Circulation in the Summer Season 2010–

Mitsuaki HORIGUCHI and Kenichi TATSUMI

Synopsis

Observations of the atmospheric boundary layer have been made using the 55-m tall meteorological tower and observation field of the Observation and Analysis System for Local Unusual Weather in the Ujigawa Open Laboratory. This place is located in the suburbs of Kyoto. In the summer season 2010 (July to early September), extremely high temperatures were recorded in Japan. Characteristics of weather, especially local circulations (winds) in this season are investigated from the data measured in this laboratory and at the AMeDAS stations surrounding this place. For example, diurnal variation of wind changed on a day (September 5) in which maximum temperature (39.1°C) of this season was observed at 2-m height in the field.

Keywords: atmospheric boundary layer, local circulation, meteorological tower, intense heat

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

全球大気モデルによる土砂災害関連指標降雨の将来変化

奥 勇一郎・中北 英一

要 旨

気象庁・気象研究所の全球大気モデルによる温暖化予測実験の降水量データを用いて，我が国における土砂災害の発生の指標降水量の将来変化を調べた。深層崩壊リスクの指標として一雨総降水量と半減期72時間の実効降水量，表層崩壊リスクの指標として一雨最大時間降水量と同1.5時間の実効降水量を求め，現在，現在から30年後を想定した近未来，21世紀末を想定した将来の各25年間における全降水事例の特性の変化および極端な降水事例の変化について調べた。その結果，全体としては，総降水量の少ない雨が減り，多い雨が増え，かつ，最大時間降水量の小さい雨が減り，大きい雨が増えることがわかった。極端な降水事例の将来変化を調べたところ，21世紀末には，深層崩壊リスクが最大で30%，表層崩壊リスクが最大で20%それぞれ増えることがわかり，後者は全国的に有意な変化であるに対して，前者は東北と中部から西の地域のみ有意な変化であることが示せた。

キーワード：気候変化，降水量，土砂災害，全球大気モデル

1. はじめに

近年，降水強度や連続降水量の大きな降水の極端現象の頻度が高まっている。例えば，2009年8月の台湾における台風MORAKOT（0908号）に伴う豪雨がもたらした大規模な災害「八八水災」が記憶に新しい。台湾のある観測地点では，3日間積算降水量が2,748mmに達し，この数値は3日間積算降水量の世界記録に匹敵する。別の地点では降水の継続時間が約90時間，この間の平均降水強度は約30mm/hであり，強い雨が極めて長い時間降り続けた結果，深層崩壊と呼ばれる大規模な斜面崩壊が発生したとされる（藤田，2010）。砂防用語集（2004）によると，深層崩壊とは，山崩れや崖崩れ等の斜面崩壊のうち，すべり面が表層崩壊よりも深部で発生し表土層だけでなく深層の地盤までもが崩壊土塊となる規模の大きな崩壊現象であり，一般に連続降水量が大きいと発生すると考えられている。これに対し，厚さ0.5～2.0m程度の表層土が，表層土と基盤層の境界に沿って滑落する比較的規模の小さな崩壊現象を表層崩壊という。表層崩壊は降水強度が強いと発生すると考えられている。台湾で発生した大規模な深層崩壊は，降水の極端化によりこれまで安全とされてきた地域でも斜面崩壊が引き起こされる可能性があることを如実に示している。

国内では，2010年7月に鹿児島県南大隅町で深層崩壊によるとみられる土石流が発生した。梅雨前線の影響により，南大隅町では降り始めからの降水量が1,200mmに達し，この数値は実に年間降水量の半分に相当する。この年の梅雨期には，全国の観測所で様々な時間スケールの降水量の観測記録更新が相次いだ。

気候変動により降水の極端化が予測されており，将来の降水特性の変質を調べることは土砂災害特性の変化を推定し，対策を講ずる上で重要である。本研究では，気象庁・気象研究所の全球大気モデルの温暖化予測実験(Kitoh et al., 2009)の出力を用いて，土砂災害に関連した降水量の将来変化について調べた。

2. 土砂災害関連指標降水量

1時間降水量0.5mm以上の降水が3時間以上継続し，かつ，前後24時間が無降水（1時間降水量0.5mm未満）である降水イベントを「一雨」として定義し，一雨総降水量を連続降水量の指標として，一雨最大時間降水量を降水強度の指標とする。前述の砂防用語集における深層崩壊，表層崩壊の定義と照らし合わせると，一雨総降水量は深層崩壊のリスクポテンシャルの指標として，一雨最大時間降水量は表層崩壊の

リスクポテンシャルの指標として考えることができる。

一方，土砂災害の発生は，現在降っている雨だけではなく，それまでに降った雨の影響も受けており，この影響の度合いは現在との時間差が大きくなるほど減少する。この特徴を反映した指標として半減期を定めて重み付けをした積算降水量，すなわち実効降水量がある．実効降水量R_tは，半減期をT，t時間前の降水量r_t，t時間前の減少係数a_tとすると，

$$R_T = \sum_t a_t r_t, \quad a_t = 0.5^{\frac{t}{T}} \tag{1}$$

で与えられる。よく用いられるのは半減期を1.5時間とした$R_{1.5}$と，72時間としたR_{72}である。$R_{1.5}$の変動は表層水の変動に対応していることが経験的に知られており，表層崩壊のリスクポテンシャルの指標と考えることができる。同様に，R_{72}の変動は地下水の変動に対応しており，深層崩壊のリスクポテンシャルの指標と考えることができる。

3. データ

気象庁・気象研究所の全球大気モデルから出力される1時間間隔の降水量データを使用した。モデルは水平解像度が20kmのMRI-AGCM3.1S（20kmモデル）と60kmのMRI-AGCM3.1H（60kmモデル）の2種類ある。前者は，より実測に近い降水量データで将来変化を調べるために，後者はアンサンブルランの結果から将来変化におけるモデルの不確実性を評価するためにそれぞれ使用した。アンサンブルランは，3つの大気の初期状態と4つの海面水温の将来変化を用いた現在気候3パターン，将来気候12パターンで構成されている。20kmモデル，60kmモデルとも解析対象期間は，現在気候1979～2003年，近未来気候2015～2039年，将来気候2075～2099年の各25年である。

実際の降水量とモデル出力の降水量との比較を行うために，現在気候計算と同じ期間である1979～2003年の全国のAMeDAS観測地点における1時間降水量のデータを使用した。AMeDASのデータは，20kmモデルの格子点位置において逆数距離による加重平均値として与えた。計算方法は奥ら（2009）と同じである。

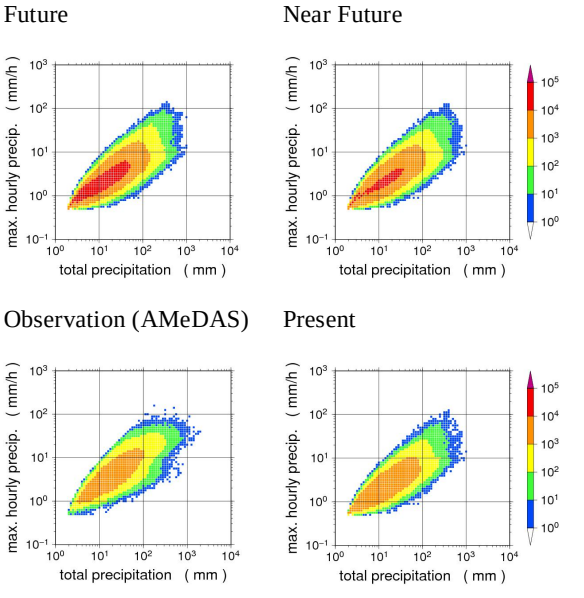


Fig. 1: 2 dimensional histograms for total amount during an individual precipitation event (horizontal axis) and the maximum hourly precipitation (vertical axis). The both axises are expressed in a base-10 logarithmic scale.

4. 20kmモデルによる将来変化

4.1 降水特性の将来変化

Fig. 1は，観測（左下），現在気候（右下），近未来気候（右上），将来気候（左上）それぞれ25年間におけるすべての降水事例を対象として，一雨総降水量（横軸）と一雨最大時間降水量（縦軸）との関係の頻度分布を示している。横軸の大きな値における頻度が高ければ，深層崩壊リスクポテンシャルの高い降水事例の頻度が高いことを示し，縦軸の場合は表層崩壊リスクのそれが高いことを示す。まず，観測とモデルによる現在気候計算の結果を比較すると，頻度分布がよく似ている様子が見て取れる。図ではわかりにくいが，詳細に比べてみると，モデル計算は観測に比べて総降水量が100mm以下で最大時間降水量が5mm以下の雨が再現過多，総降水量が10mm以上100mm以下で最大時間降水量が5mm以上10mm以下の雨が再現過少となっているが，両者の頻度の差は最大でもその事例数の1%に満たない。このことから20kmモデルでは，一雨総降水量と一雨最大時間降水量との関係からみた現実の降水特性を適切に再現できていると考えることができる。次に，将

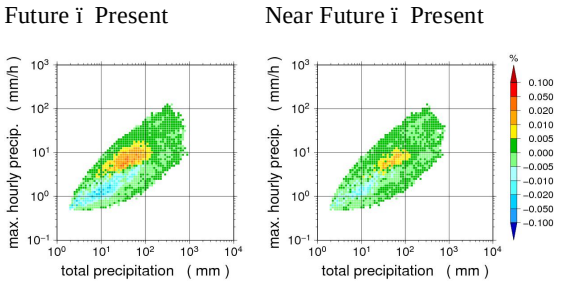


Fig. 2: Same as Fig. 1, but histogram differences between the 20km-model present and the future (left), the near-future (right) climates.

来気候と現在，および近未来と現在との頻度の差を求め，降水特性の将来変化について調べる。Fig. 2 は，Fig. 1の将来および近未来の頻度分布と現在の頻度分布との差を頻度の変化割合で図示している。図から将来，近未来ともに，一雨総降水量の少ない雨が減り，多い雨が増え，かつ，一雨最大時間降水量の小さい雨が減り，大きい雨が増えることがわかる。一雨総降水量の大きさの変化よりも一雨最大時間降水量の大きさの変化の方が大きい。また，近未来よりも将来の方が，変化の割合が大きいこともFig. 2からわかる。

4. 2　事例数でみた極端降水の将来変化

一雨総降水量が極端に大きければ深層崩壊のリスクポテンシャルも大きくなることが想定され，一雨最大時間降水量が極端に大きければ表層崩壊のリスクポテンシャルも大きくなることが想定される。前節では各25年間のすべての降水事例を対象として，その傾向の将来変化を調べた。ここでは，これら極端降水の将来変化について調べる。

Fig. 3は極端降水の事例数の将来変化である。(a)は一雨総降水量が600mm以上，(b)は一雨最大時間降水量80mm以上，そして(c)は(a)かつ(b)の事例数をそれぞれ示している。観測（紺色の棒グラフ）と20kmモデルの現在気候（青色）とを比較すると，(a)ではモデルは観測の6分の1程度の事例数しか再現できていないが，(b)ではほぼ完璧に再現できていることがわかる。すなわち，極端降水の事例数の視点から

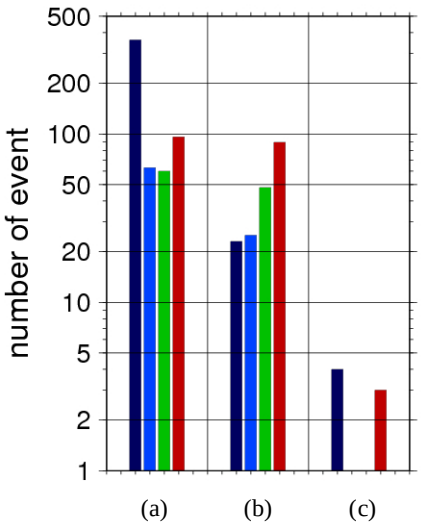


Fig. 3: Number of an individual precipitation in 25-year observation (deep blue), the 20km-AGCM present (blue), the near-future (green) and the future climates (red). (a) total precipitation higher than 600mm, (b) the maximum hourly precipitation higher than 80mm, (c) both (a) and (b).

20kmモデルの再現性を評価すると，極端に大きな一雨総降水量の事例数の再現はできていないものの，極端に大きな一雨最大時間降水量の事例数は再現できていることがわかる。これを受けて，(c)では観測が4事例に対して，現在気候は該当事例がなかった。

次に，極端降水の将来変化について調べる。(a)では将来（赤色）は現在の1.5倍に増えるのに対して，近未来（緑色）は逆に事例数が若干ではあるが減っていることがわかる。しかし(b)に着目すると，近未来は現在の3倍に，将来は近未来の2倍に増えていることがわかる。事例数でみると極端に大きな一雨総降水量の事例数の増分よりも，極端に大きな一雨最大時間降水量の増分の方が大きいことがわかる。また，(c)では現在，近未来では該当事例がないのに対し，将来では3事例あることがわかった。

4. 3　絶対値でみた極端降水の将来変化

極端に大きな一雨総降水量あるいは一雨最大時間

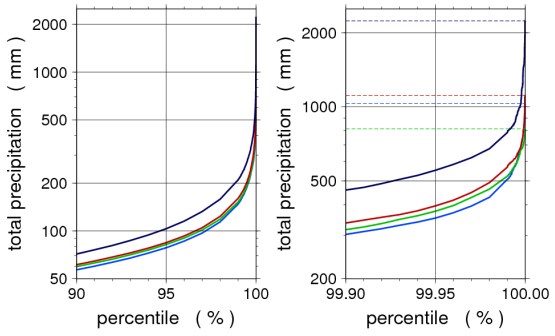


Fig. 4: The percentile profile of the total amount during an individual precipitation event corresponding with a probability of 25-year observation (deep blue), the 20km-AGCM present (blue), the near future (green), the future (red) climates. The left panel shows higher than 90%-ile values. The right one shows higher than 99.9%-iles. The horizontal broken lines indicate the maximums during each 25 years.

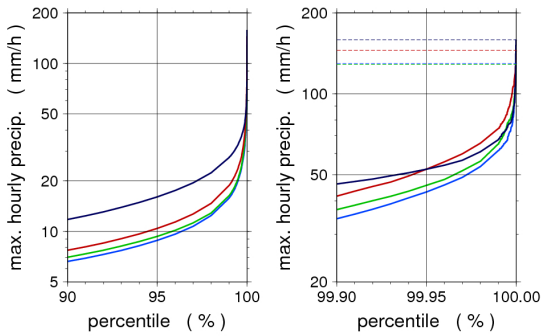


Fig. 5: Same as Fig.4, but the percentile profile of the maximum hourly precipitation during an individual precipitation.

降水量の絶対値はどの程度変化するのかについて調べる。Fig. 4は観測，現在，近未来，将来の各25年間における一雨総降水量のパーセンタイル値のプロファイルである。横軸がパーセンタイル値，縦軸がパーセンタイル値に対応する降水量を示している。まず，20kmモデルの再現性について調べる。一雨総降水量の最大値で比較すると観測（紺色）が2,238mmに対して，現在気候（青色）が1,032mmと，モデルは観測の半分であった。99.9%-ile値で比べるとモデルは観測の6割程度であった。前述の極端に大きな一雨総降水量の事例数と同様に，その絶対値についてもモデルは過小評価していることになる。将来変化では，最大値だけをみると将来（赤色）が1,112mm，近未来（緑色）が814mmと，一雨総降水量800mm以上の事例数と同様に，将来，現在，近未来の順に並ぶ。しかし，99.9%-ile値で比べると，将来，近未来，現在の順となり，一雨総降水量の将来変化の傾向としては，近未来が現在より減るとは言い切れないことがわかる。

一方，Fig. 5は各25年間における一雨最大時間降水量のパーセンタイル値のプロファイルである。最大値だけを比較すると，観測が158mmに対して，現在は129mm，近未来は128mm，将来は145mmである。一雨最大時間降水量の将来変化についても，一雨総降水量と同様に，最大値では将来，現在，近未来の順に並ぶが，99.9%-ile値では将来，近未来，現在の順になることが見て取れる。

Future ï Present　　Near Future ï Present

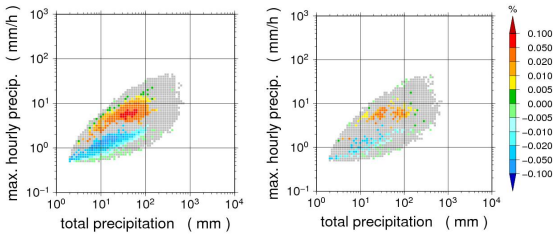


Fig. 6: Same as Fig. 2, but 60km-AGCM.

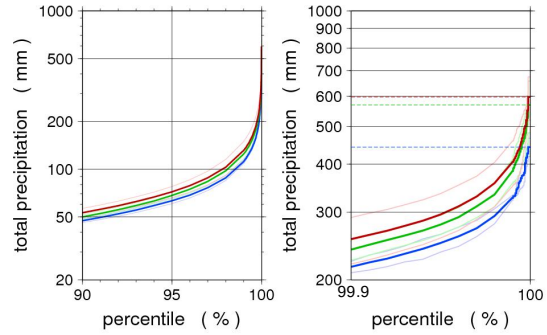


Fig. 7: Same as Fig. 4, but 60km-AGCM ensemble means. The light colored line indicates mean values +σ (standard variation) or ï σ.

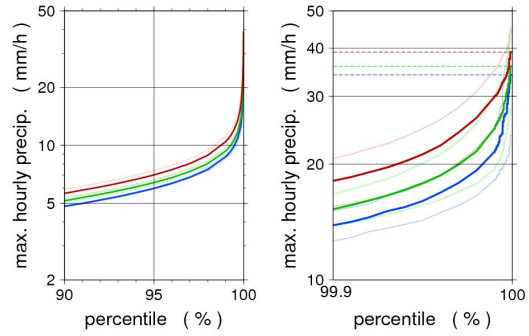


Fig. 8: Same as Fig. 5, but 60km-AGCM ensemble means.

4.4　モデルにおける不確実性

これまで述べてきた将来あるいは近未来と現在との差は，有意な変化とみることができるであろうか。たとえば，25年間における一雨最大時間降水量の最大値では近未来と現在との差はわずか1mmであり，99.9%-ile値でみると近未来と現在との大小関係は最大値でみたときと逆転する。降水量，特にその統計的な極値については，モデルに初期値として入力する大気場，あるいは境界値として入力する海面水温の変化に依存することが考えられる。次節では，これらモデルによる不確実性を評価するために，60kmモデルのアンサンブルランの結果を使用して，将来変化の統計的な有意性について調べる。

5.　60kmモデル

5.1　降水特性の将来変化

4.1節と同様に，Fig. 1のような一雨総降水量と一雨最大時間降水量の頻度を60kmモデルのアンサンブルランの結果を用いて調べる。60kmモデルでは，現在気候は3個，将来および近未来はそれぞれ12個の降水量データがあるので，将来変化は各25年間の平均値の差として評価し，有意水準95%以上の差を有意な将来変化とする。Fig. 6は，Fig. 2と同様に60kmモデルで頻度の変化割合を調べたものである。ただし，有意水準95%以上を満たす変化のところだけ，その変化分をカラーで図示しており，満たさない変化は灰色でマスクしている。20kmモデルから求めたFig. 2と，60kmによるFig. 6を比べると，降水量の絶対値はモデルの解像度が粗い60kmモデル方が20kmモデルに比べて小さくなっているが，将来変化の傾向はよく似ていることが見て取れる。

20kmモデルと同様に，60kmモデルでも将来，近未来ともに，一雨総降水量の少ない雨が減り，多い雨が増え，かつ，一雨最大時間降水量の小さい雨が減り，大きい雨が増える。そして，これらが統計的に有意な変化であることが，Fig. 6からわかる。さらに，

総降水量の大きさの変化よりも最大時間降水量の大きさの変化の方が大きいことや，近未来よりも将来の方が，変化の割合が大きいことも有意な変化であることがわかる。

5.2 極端降水の将来変化

Fig. 7は一雨総降水量のパーセンタイル値のプロファイルを示している。濃い実線のパーセンタイル値はアンサンブルランの平均値であり，薄い実線は平均値とその標準偏差σの和（$+\sigma$）あるいは差（$-\sigma$）を示している。ここでは，極端に大きな一雨総降水量の将来変化を調べるために，25年間の99.9%-ile値以上のプロファイルに着目する。平均値だけで比べると，将来，近未来，現在の順に大きいが，現在の平均値$+\sigma$は将来の平均値$-\sigma$よりも大きいことがわかる。つまり，数あるアンサンブルランの中には，現在気候のあるランのパーセンタイル値が将来気候のあるランのパーセンタイル値よりも小さいものが存在することを示唆している。

同様に，一雨最大時間降水量について調べたものがFig. 8である。99.9%-ile値以上のプロファイルに着目すると，現在の平均値$+\sigma$は将来の平均値$-\sigma$とほぼ同じ分布を示していることがみてとれる。一雨最大時間降水量の場合，その将来変化が一雨総降水量よりもより確実に増えることを意味している。

5.3 極端降水の将来変化の空間分布

これまでは，極端降水の将来変化を日本全体で議論してきた。ここでは，その空間分布について調べる。極端さを示す代表値として25年間における99.5%-ile値を用い，60kmモデルで解像されている日本陸上の格子点において一雨総降水量の99.5%-ile値を求めアンサンブルランで平均し，将来変化を調べる。結果をFig. 9に示す。有意な変化については菱形（◆）で，そうでない変化については小さい丸（・）で示している。Fig. 9から将来，近未来ともに北海道の一部の地域を除き日本全体で一雨総降水量が増えることがわかる。また，東北地方から北の地域と，関東から西の太平洋岸の地域を中心に，増え方がほかの地域と比べて大きいことがわかる。さらに，これらの増え方が有意である地域は，西日本と東北地方の一部に限られていることが見て取れる。

一方，一雨最大時間降水量について調べた結果をFig. 10に示す。こちらは近未来と将来が対照的であり，近未来では増え方そのものが将来よりも小さい。近未来では一部の地域で一雨最大時間降水量が減っているところもあるが，将来ではすべての地域で増えている。増え方が大きいところは，東北地方から北の地域，関東，四国，九州の一部の地域であり，将来はその増え方が全国的に有意であるのに対して，近未来では変化分のほとんどが有意でないことがわかる。

日本全体では，一雨総降水量あるいは一雨最大時間降水量が増える傾向があることを示せた一方で，それらの空間分布を調べてみると増え方が地域によって必ずしも均等でないことがわかる。有意な変化を示すところとなると，さらに地域が限定されることがわかる。

5.4 実効降水量でみた将来変化の空間分布

一雨総降水量と一雨最大時間降水量を用いて将来変化について調べてきたが，より土砂災害の発生と関連した指標降水量として実効降水量を導入し，その将来変化の空間分布について調べる。深層崩壊や表層崩壊が発生する実効降水量の具体的な閾値を定めることはできないが，ここでは5.3節と同様に25年

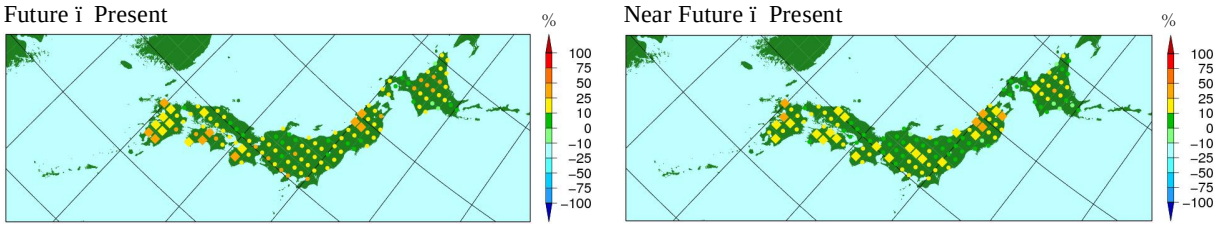


Fig. 9: The future change of 99.5%-ile value in 25 years of the total amount during an individual precipitation. Diamond (◆) indicates statistically significant changes at the 95% confidence level.

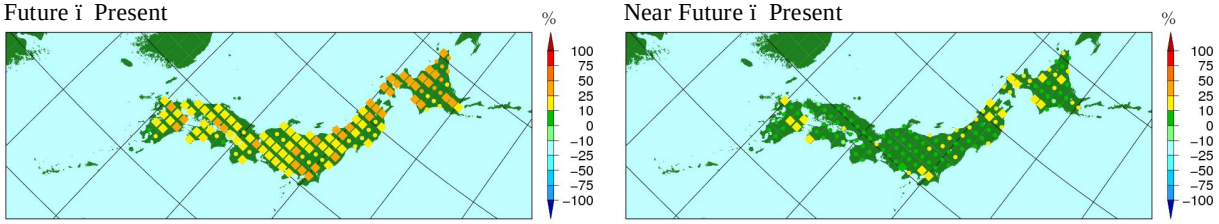


Fig. 10: Same as Fig. 9, but the maximum hourly precipitation during an individual precipitation.

間の実効降水量の99.5%-ile値を代表値として扱うことにする。Fig. 11は半減期を72時間とした実効降水量R_{72}の将来変化である。2節で説明したように，R_{72}は深層崩壊のリスクポテンシャルの指標として扱うことができる。R_{72}は，近未来，将来ともに現在よりも増えるが，増え方は近未来より将来の方が大きい。変化が有意であるのは，東北地方と中部から西の地域に限られる。有意な変化が認められる地域に限ると，将来変化の増分は近未来が最大で20%であるのに対して将来は30%前後にまで及ぶ。

一方，Fig. 12は半減期を1.5時間とした実効降水量$R_{1.5}$の将来変化であり，表層崩壊のリスクポテンシャルの指標として扱うことができる。$R_{1.5}$もR_{72}と同様に，近未来，将来ともに現在よりも増え，増え方は近未来より将来の方が大きい。しかし，R_{72}では有意な変化が認められる地域は限定的であったのに対し，$R_{1.5}$では全国的にその変化が有意であるという結果になった。変化量をみてみると，近未来では全国的に10%ほど増えているのに対して，将来では10%から20%ほど増えていることがわかった。

6. まとめ

気象庁・気象研究所の全球大気モデルによる温暖化予測実験の降水量データを用いて，土砂災害発生の指標降水量の将来変化を調べた。深層崩壊のリスクポテンシャルの指標として一雨総降水量と半減期72時間の実効降水量，表層崩壊のリスクポテンシャルの指標として一雨最大時間降水量と半減期1.5時間の実効降水量をそれぞれ求め，現在，30年後を想定した近未来，21世紀末を想定した将来の各25年間における全降水事例の特性の変化および極端な降水事例の将来変化について調べた。

全降水事例の変化の傾向としては，一雨総降水量の少ない雨が減り，多い雨が増え，かつ，一雨最大時間降水量の小さい雨が減り，大きい雨が増えることがわかった。極端な降水事例の将来変化を調べたところ，21世紀末には，深層崩壊のリスクポテンシャルを示すR_{72}が最大で30%，表層崩壊のリスクポテンシャルを示す$R_{1.5}$が最大で20%，それぞれ増えることがわかり，後者は全国的に有意な変化であるに対して，前者は東北と中部から西の地域のみ有意な変化であることが示せた。20kmモデルではより実測に近い降水量データで将来変化を評価できる一方，高解像度であるがゆえに計算機資源の制約上シングルランでしか実験を行えず，将来変化の統計的有意性については議論できない。しかし，60kmモデルのアンサンブルランの結果を用いることで，統計的に有意な変化を示すことができた。

気候変化に伴う降水特性の変化により，極端に大きな連続降水量や極端に強い降水強度の雨がもたらされ，土砂災害が発生するリスクが高まることが示せた。そのリスクの高まり方は，30年後よりも21世紀末の方が大きいことも示せた。しかし，実際に深層崩壊や表層崩壊が発生するかどうかは，その場所の地盤や土壌の特性に依存する。そのため，ここでの深層崩壊のリスク，表層崩壊のリスクは，あくまで降水量の変化に着目したポテンシャルであることを強調しておく。

今回の結果を，土砂災害のハザードマップと照らし合わせることで，土砂災害に脆弱な地域での斜面崩壊発生リスクの増加，あるいはこれまで土砂災害が発生することのなかった地域での斜面崩壊の発生の可能性についての議論が可能になると期待される。

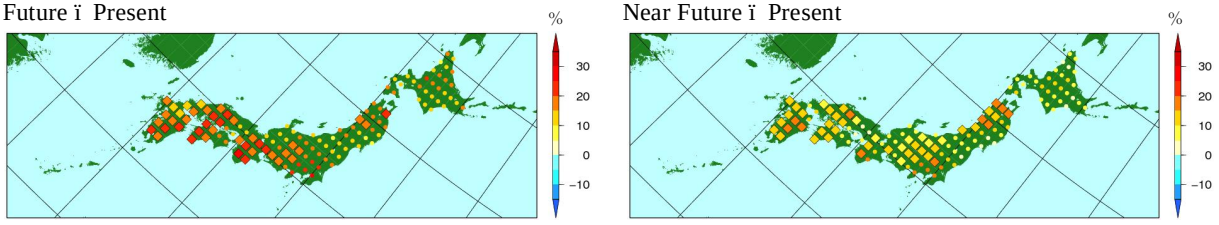


Fig. 11: The future change of 99.5%-ile value in 25 years of the effective precipitation amount with half value period of 72 hours. Diamond (◆) indicates statistically significant changes at the 95% confidence level.

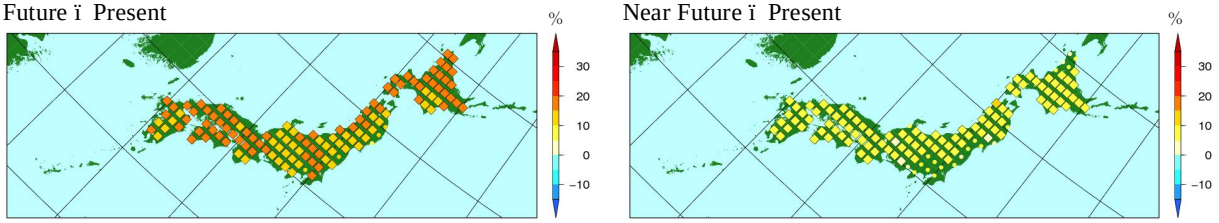


Fig. 12: Same as Fig. 11, but with half value period of 1.5 hours.

謝　辞

本研究における全球モデル温暖化実験は文部科学省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」のもと，地球シミュレータを用いて行われたものです。

参考文献

Kitoh, A., T. Ose, K. Kurihara, S. Kusunoki, M. Sugi and KAKUSHIN Team-3 Modeling Group (2009): Projection of changes in future weather extremes using super-high-resolution global and regional atmospheric models in the KAKUSHIN Program: Results of preliminary experiments. Hydrological Research Letters, vol. 3, pp. 49-53.

奥 勇一郎・Sunmin Kim・中北 英一（2009）：超高解像度全球大気モデルの温暖化予測実験データを用いた日本陸域の極端気象現象の抽出方法, 京都大学防災研究所年報，第52号B, pp. 439-444.

藤田 正治（2010）：2009年台風MORAKOTによる台風水・土砂災害，京都大学防災研究所年報，第53号A, pp. 73-83.

砂防学会 編（2004）：砂防用語集 改訂，山海堂, 432pp.

藤田 正治・堤 大三・竹林 洋史（2009）：気候変動に伴う斜面崩壊特性および土砂生産特性の変化, 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 平成20年度研究成果報告書，文部科学省研究開発局, 192pp.

Future Change of Precipitation Related Sediment Disaster Risk Potential Using MRI-AGCM3.1

Yuichiro OKU and Eiichi NAKAKITA

Synopsis

The objective of this study is to evaluate the future change of precipitation which induces a slope failure potentially. The effective rainfall, which is used to consider the antecedent rainfall for slope stability, is calculated from MRI-AGCM3.1 outputs in Japan area. Comparing a spatial distribution of duration time when the effective rainfall is greater than 400mm in between the present climate simulation and the future prediction, the occurrence area appears in Hokkaido and Tohoku in the future where it does not in the present climate.

Keywords: climate change, precipitation, sediment disaster, MRI-AGCM3.1

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

台風Francisco(T0118) の初期渦形成過程

吉田龍二*・石川裕彦

＊ 京都大学大学院理学研究科

要 旨

台風の発生過程における初期渦形成過程について，Top-Down仮説とBottom-Up仮説のどちらが実際の過程をよく説明するのか検証した。そのためにメソ気象モデルを用いて2001年18号台風Franciscoを再現した。再現されたFranciscoは現実より約3度北で8時間早く発生した。発生前には中層に約100kmスケールのメソ対流渦，下層に複数の約50kmスケールの渦が存在した。これらの渦が接近したあとに，多数の対流スケールの渦が発生し，併合することで初期渦が形成された。メソ対流渦と下層渦の領域で渦度の鉛直プロファイルを調べると，メソ対流渦の領域では時間経過とともに渦度が中層から下層へ広がり，逆に下層渦領域では渦度が下層から上層へ広がった。従って再現された初期渦形成過程では，注目するスケールを変えることでTop-DownとBottom-Upの両方のプロセスが見られた。

キーワード: 台風，熱帯低気圧，熱帯大気，メソ気象学

1. はじめに

台風は毎年おおよそ 25 事例の発生があり，そのうち 11 事例が日本に接近する（気象庁）。台風が日本に接近，上陸すれば社会への影響は大きく，時には死者を出す大きな災害へ結びつく。日本だけでなく台湾や東南アジア地域においても台風による被害は大きく，特にフィリピンなどの東南アジアは台風の発生地に近いこともあって接近までのリードタイムが短く予報が難しい。こういった観点から台風の完全な理解は，防災・減災において大変重要な課題であるが，発生・発達過程の理解が特に遅れている。

台風は海面水温の高い熱帯海洋上で，風の鉛直シアが弱く，対流圏下層が収束場になっている環境条件の下で発生しやすく（Gray 1968, 1998），夏期のモンスーントラフに伴うシアラインや偏東風波動といった局所的に低気圧性の渦度が大きい場で発生する（Ritchie and Holland 1999; 吉田・石川 2010)。そのような環境場の下で発生したクラウドクラスターの中にメソ対流渦 (MCV）と呼ばれる低気圧性渦が形成されることがある。MCV は対流圏中層を中心に存在するメソスケールの渦で，この MCV から台風が発生・発達すると指摘されている (Miller and Fritsch 1991; Chen et al. 1996; Bister and Emanuel 1997; Simpson et al. 1997; Houze et al. 2009)。一般に台風の発生・発達は，クラウドクラスターから熱帯低気圧（TC）に至るまでの発生過程と，その後台風強度に達するまでの発達過程に大別される。本研究では前者の発生過程を取り扱う。発生時には TC は下層から中層・上層までコヒーレントな渦を持っている(以後これを初期渦と呼ぶ)。したがって，中層の MCV から初期渦が発達するメカニズムを明らかにすることが大きな課題の一つである。これまでに大きく 2 つのメカニズムが提唱されており，それは “Top-Down” 仮説 （Ritchie and Holland 1997） と “Bottom-Up”仮説（Hendricks and Montgomery 2004; Montgomery et al. 2006; Kieu and Zhang 2008）である。前者は数値実験の結果をもとに，中層の MCV が下方へ広がることで下層から中層までつながった初期渦が形成されると主張している。一方，後者の仮説は中層に存在する MCV によって対流圏下部に水平渦度(鉛直シア)が生まれる。これを対流に伴う上昇流が傾け，引き延ばすことで下層から中層までコヒーレントな鉛直渦度が生成されると説明している。

最近は Bottom-Up 仮説が有力な説だと考えられているが(Houze et al. 2009)，これらの仮説の検証事例は少なく，実際の TC の初期渦形成過程を説明できるかどうかは明らかではない。また，この過程では

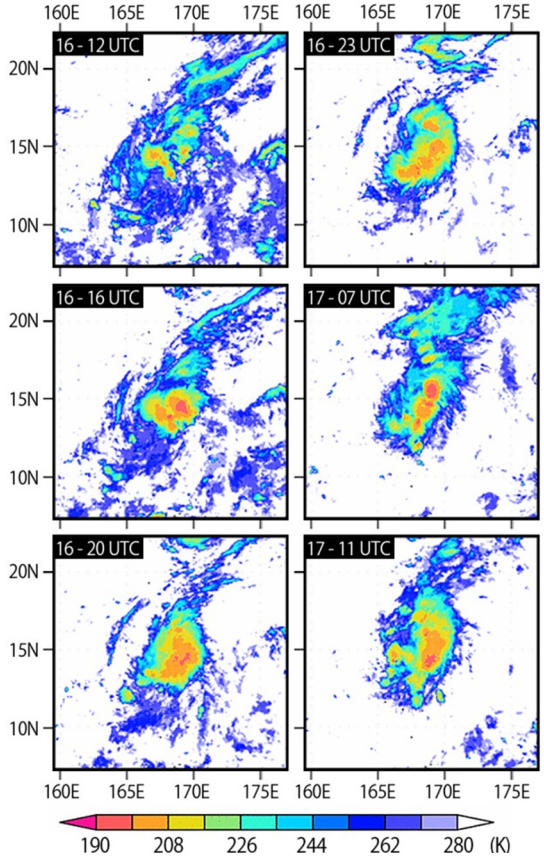


Fig.1 Infrared images (ch1) of Japan Meteorological Agency GSM-5; showing Francisco case from 12 UTC, 16th Sep., 2001 to 11 UTC, 17th

再解析データでは解像できない100km以下の現象が重要である。そこで本研究では数値モデルを用いて，実現象を再現することで，詳細な TC の初期渦形成を調べ，前述の仮説によって説明できるものかどうか検証することを目的とする。

2. 対象事例と数値モデルの設定

本研究では北西太平洋上で発生した2001年18号，台風Franciscoを対象事例とする。Joint Typhoon Research Center U.S.（JTWC）のベストトラックデータによれば，Franciscoは2001年9月17日06 UTCに13.5°N，166.5°Eにて Tropical Depression(TD)強度で発生し，その後19日12 UTCに14.6°N，161.5°Eにて台風強度に達した。この事例は，Fig.1に示した気象庁の静止気象衛星GMS-5の赤外画像（IR1）によると，暖色系で示された背の高い雲域の併合が発生前後に何度も見られることが特徴である。また，National Centers for Environmental Prediction, Final Analysis（NCEP/FNL）再解析データ(水平格子間隔1度)の850hPa高度における水平風成分を調べると，発生3日前の発生地点付近は偏東風に覆われていた。同じ

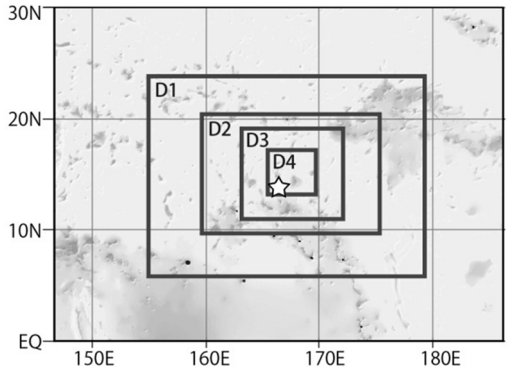


Fig.2 The quadruply nested computational domain; D1: 27km (100×72), D2: 9km (190×127), D3: 3km (313×307), and D4: 1km (448×439); A star shows the genesis location of Francisco。

場所の地上付近には高い低気圧性渦度の領域が広がり，500hPa高度の対流圏中層には直径100kmを越える大きな低気圧性循環が見られた。

再現に当たってはメソ気象モデルWRF-ARW version 3.0.1.1 (Skamarock et al。 2008)を用いた。ドメインは2-wayネスティングを用いて4段階とり，水平格子幅は第1ドメイン:27km, 第2:9km, 第3:3km, 第4：1kmとした（Fig.2）。雲微物理過程は6つの相を扱うWSM6を使用し，第1，第2ドメインには積雲パラメタリゼーション（Kain-Fritschスキーム）を適用した。長波放射にはRapid Radiative Transfer Model, 短波放射にはDudhia scheme，そして境界層モデルにはYonsei University schemeを用いた。モデルに入力する初期値・境界値にはNCEP/FNL再解析データを用い，2001年9月15日00 UTC（発生の54時間前）から6日間の時間積分を行った。したがって，初期値に中層のMCVに対応する循環がある程度表現されていることに注意されたい。

3. 再現結果

3.1 再現性と発生過程の特徴

再現されたFranciscoは15.9°N, 167.8°E において16日23 UTCに850hPa高度の風速が13m/sを越えてTD強度に達した。これは現実のものよりも約8時間早く，その位置は少し北東にずれている。Fig. 3はドメイン1における外向き長波放射（OLR）と500hPa高度の水平風の分布を示している。OLRの低い値は高度の高い雲の存在を意味している。OLRによって示される雲域は，はじめ大きく広がって分布しているが，その中から1つの丸い背の高い雲域が発達してくる様子がわかる。この雲域の変化はFig.1でみた衛星画像によく似ている。そして，500hPa高度には終始，雲域の付近に低気圧性の渦が存在している。この中

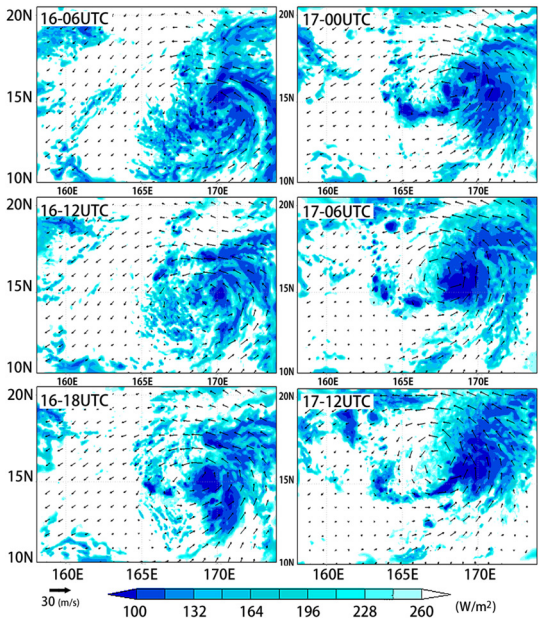


Fig.3 Outgoing long-wave radiation field (color shade) and horizontal wind field at 500 hPa height (vector) for simulated Francisco; showing domain-1

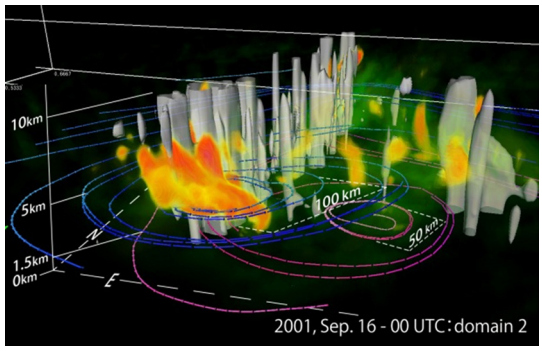


Fig.4 A simulated mesoscale convective vortex (MCV) at 00 UTC 16th, Sep., 2001 drawn by VAPOR using domain-2 (9km); blue and pink colored lines show wind field at 6km and 1.5 km height, respectively. Orange colored volume rendering shows potential vorticity (only positive vorticity). Gray colored isosurface is mixing ratio (3 g/kg) intending convective cloud.

層の低気圧性渦に伴う風速場とポテンシャル渦度(PV)を3次元空間にプロットした(Fig.4)。ここで青色の線と桃色の線は高度6kmと高度1.5kmの風速場をそれぞれ表している。また，灰色の等値面は液相・固相水混合比の高い値(3g/kg)の等値面を描いており，活発な対流雲域を表現している。橙色のボリュームレンダリングはPVを表しており，ここでは正の値のみを描いている。高いPV領域は6km高度を中心に対流圏中層だけに存在しており，渦の直径はおおよそ100kmである。図には示していないがこの領域には層状雲が広がっており，融解層の高度は約6kmであった。このような特徴は先行研究の観測で得られているMCVの特徴と良く一致している。また，MCVの北東側にあたる下層にもメソ渦が見られる。この渦の水平スケールは約50 kmであり，以降この渦を下層渦と呼ぶ。つぎに下層渦について詳しく調べる。

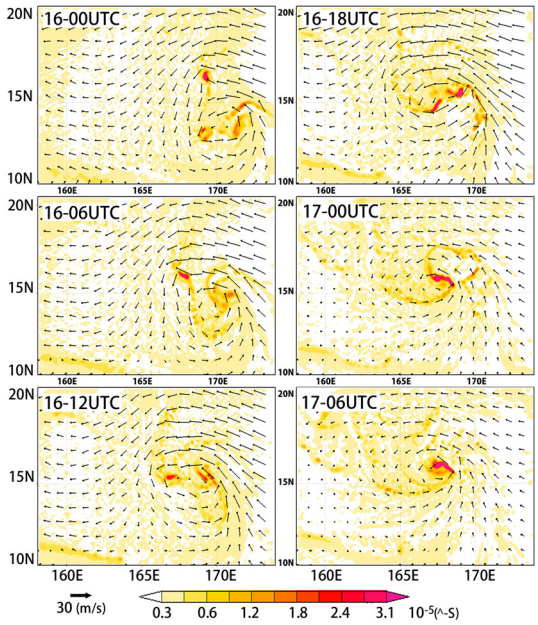


Fig.5 Horizontal wind field at the surface (vector) and relative vertical vorticity at the same level (color shade); showing domain-1

Fig. 5 にドメイン 1 における対流圏下層の地上の風速場（ベクトル）と地上風から計算された渦度（カラーシェード）を示した。再現された Francisco の発生過程では複数の下層渦が存在し，それらは中層の MCV の周囲に分布している。複数の下層渦は 16 日 00 UTC ～17 日 00 UTC の間に併合して大きな 1 つの渦へ発達しており，併合が完了した時刻はおおよそ Francisco が TD 強度に達した時刻にあたる。

3.2 初期渦形成過程

3.1 節で述べた MCV と下層渦の 3 次元的な位置関係と時間変化を明らかにするため，水平風と正の PV を 3 次元空間にプロットした（Fig.6）。暖色系の色が正の PV，青色線が高度 6km の流れ場，そして桃色線が高度 1.5km の流れ場を表している。Fig. 6a の 16 日 10 UTC は Fig.4 で示した時刻の 10 時間後にあたる。ここでも Fig.4 と同様に中層を中心に MCV に対応する強い PV 領域が広がっており，下層にも渦がみられる。ただし，Fig.6a の時刻には MCV と下層渦がほぼ同じ位置にある。16 日 14 UTC（Fig.6c）になると MCV や下層渦よりも水平スケールは小さいが鉛直に伸びた PV 領域が多数現れる。図には示していないが，これらの渦の位置は対流スケールの上昇

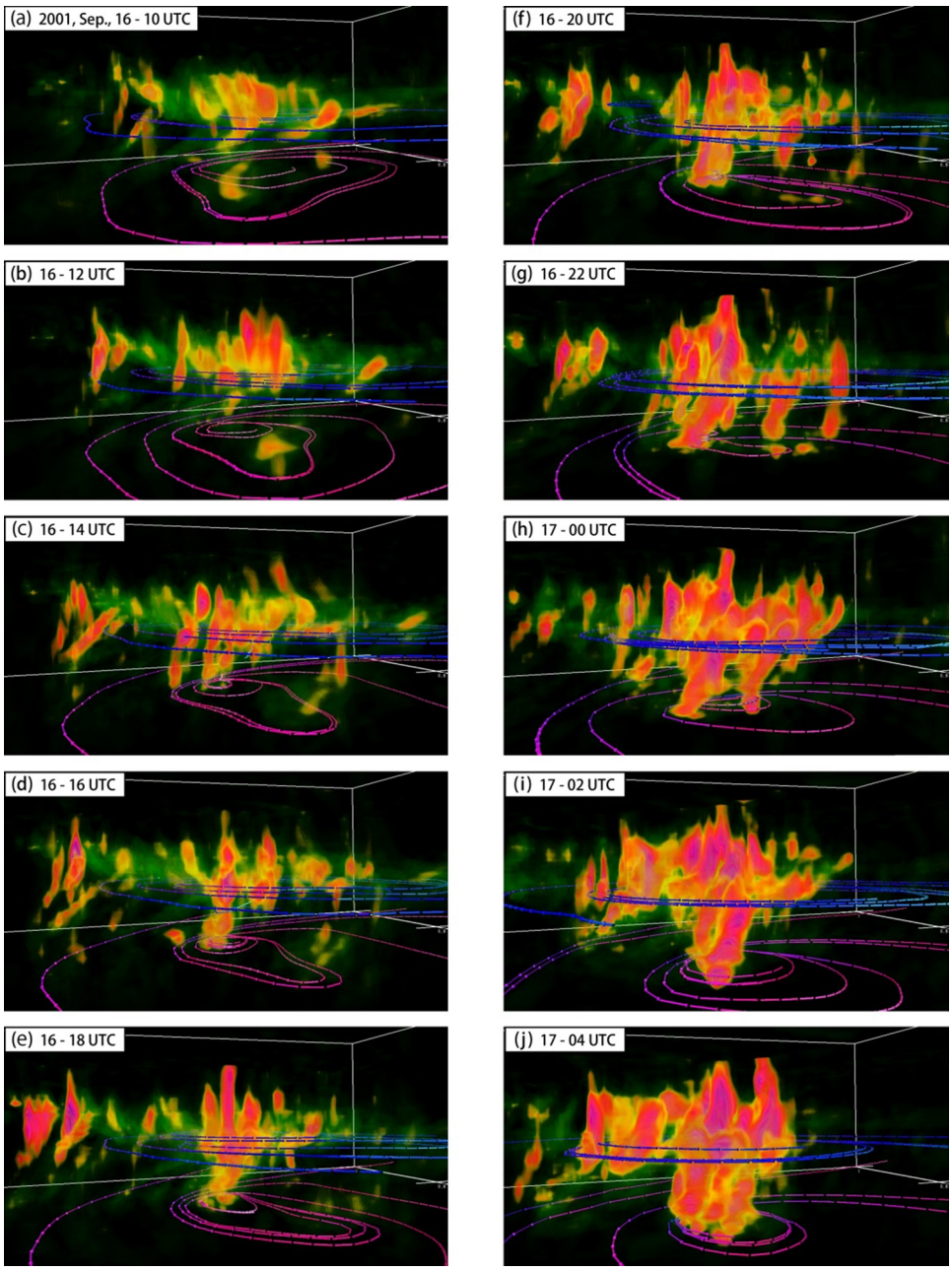


Fig.6 A process of initial vortex organization in simulated Francisco drawn by VAPOR using wind field of domain 2 (9km); potential vorticity is shown by yellow-red volume rendering, horizontal wind field at 6km height is blue line, and that of 1.5km height is pink line. There are a lot of small scale vortices vertically elongated (tens kilometers in diameter). These vortices merged each other, and gradually became a monolithic vortex.

流と対応しており，雲域を伴ったものである。そして正負両方の渦度がペアになって発生しているものが多く，このことから鉛直シアを対流が傾け，引き延ばすことで作られた渦であると考えることができる。これらの渦は併合して大きな渦になり（Fig.6e），16 日 22 UTC ～17 日 04 UTC に，さらに併合を繰り返してより大きな渦に発達した（Fig.6g, h, i, j）。この時点で 13m/s の地上風速を越えており，下層から上層までコヒーレントな渦構造を持つことから TC の初期渦になったと考えられる。このあと初期渦は雲域を広げながらさらに強度を増し，18 日ごろには台風強度に達した。

このように，異なる水平，鉛直スケールの渦がからみあったプロセスであることが再現された Francisco の初期渦形成過程の特徴である。小さな低気圧性渦は背景場の低気圧性の渦度勾配を上るという渦の相互作用を踏まえると，MCV や下層渦という比較的大きなスケールの低気圧性渦の中に，鉛直に伸びた小さな渦が多数発生することがポイントであり，このことが小さな渦が積極的に集まり，併合を

起こす原因の 1 つだと考えることができる。小さな渦が併合してスケールアップすることも再現された初期渦形成の特徴である。さらに小さな渦は対流によって引き起こされたものなので，そもそも温暖核の渦である。したがって，それらが併合して出来る渦も自ずと温暖核になることが予想でき，今後の解析で温暖核の形成についても説明できるかもしれない。

4. Top-DownかBottom-Upか

ここでは3節で述べた初期渦形成過程が Top-Down 仮説と Bottom-Up 仮説のどちらに相当するものなのか調べる。そこで，3.2 節で説明したプロセスが進行中の時間 (16 日 00 UTC～17 日 00 UTC) に MCV と下層渦をトラックし，それぞれの場所における相対渦度と PV の鉛直プロファイルを調べた。トラッキングにあたって，MCV や下層渦を以下の定義で代表させた。MCV については，海面更正気圧の最小値を中心にして高度 6km に 200km×200km の領域を設定し，この領域内で直径 100km の円状領域内で平均した PV の平均値が最大となる場所を MCV の位置だと定義した。そして，この位置における円状領域で MCV を代表させることとし，この領域内の平均値の鉛直プロファイルの時間変化を調べる。下層渦についても同様に定義したが、円状領域は高度 1。5km において直径 45km の円形とした。また下層渦は複数存在したので，そのうちの 2 つだけをトラックすることにし，平均値が第 1 位と第 2 位の大きさの値を持つ 2 つの円状領域をそれぞれ下層渦 1，下層渦 2 として定義した。

Fig. 7 に MCV と 2 つの下層渦のトラッキングの様子を示している。黒丸が MCV，紫丸が下層渦 1，そして桃色丸が下層渦 2 の位置を示しており，背景のカラーは OLR を表している。大方，MCV は雲域の中心に位置し，下層渦は MCV の周りを移動している。

得られたトラックに沿って求めた鉛直プロファイルを描いたものが Fig.8 である。Fig. 8a，b，そして c はそれぞれ，MCV，下層渦 1，そして下層渦 2 の領域における領域内平均の鉛直プロファイルの時間変化を表している。Fig. 8a の MCV 領域をみると最初は中層だけに限定されていた PV（コンター）が 16 日 14 UTC 頃に下層へ広がっていくようにみえる。逆に Fig.8b の下層渦 1 領域では，最初は下層だけに存在した正の PV は同じく 14 UTC 頃に中層・上層へ広がっていく。下層渦 2 についてもおおむね同様の様子がみられる。これらの特徴は渦度（カラーシェード）で見ても同様である。したがって，MCV

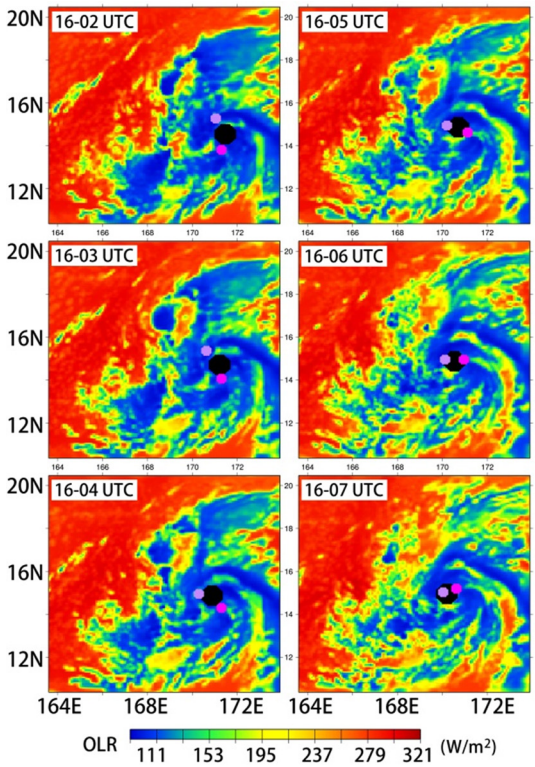


Fig.7 Tracking of MCV and low-level vortices; the detected MCV area is shown by black color circle, low-level vortex-1 is purple color circle, and low-level vortex-2 is pink color circle. The corresponding field of outgoing long-wave radiation is drown as background.

領域では Top-Down 仮説に相当する渦度の時間変化がみられ，下層渦領域では逆に Bottom-Up 仮説に相当する変化がみられた。言い換えると，再現された Francisco の初期渦形成過程では，平均する水平スケールを変えることで両方のプロセスがみられる。

しかし 3.2 節で述べた初期渦形成過程を踏まえると，再現された過程は Bottom-Up 仮説に近いと考えられる。対流に伴う上昇流が対流圏下層の鉛直シアを傾けて鉛直渦度を作り，それらの渦が併合してスケールアップするという過程は，下層の渦度を起源として初期渦が発達する過程だと考えることができるからである。本節でみた下層渦領域の鉛直プロファイルの時間変化はこれに対応するものになっており，対流スケールの小さな渦が多数併合した時刻と，下層の渦度が上層へ広がる時刻はほぼ一致する。

MCV 領域にはもともと MCV がもつ正の渦度が大きく広がっている。ここに鉛直に伸びた形状の小さなスケールの渦度が多数移流してくる過程を考えると，面積平均の効果のために MCV に由来する中層の渦度が目立ち，下層の渦度は比較的弱く映る。それでも多数の渦が併合してスケールアップすること

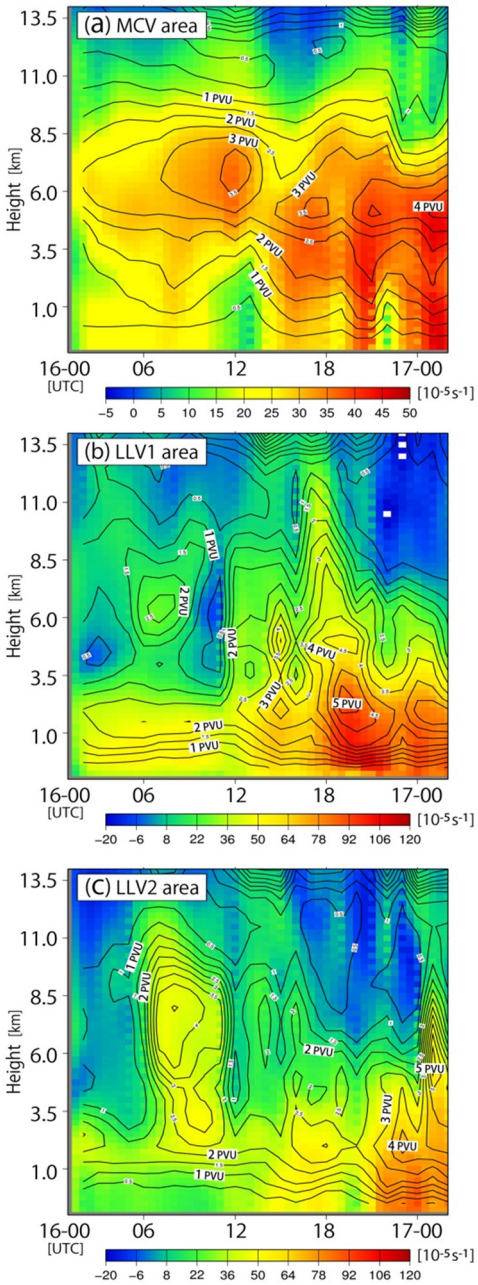


Fig. 8 The temporal changes of vertical profile of relative vorticity (color shade) or potential vorticity (contour) for MCV and low-level vortices; these are calculated by using wind field of domain-2.

で徐々に下層でも渦度が顕著になり始めると，全体の鉛直プロファイルとしては中層から下層へ広がってみえるのではないかと考えられる。したがって，ある程度大きなスケールで平均された場をみると，実際には対流スケールの渦の併合によって引き起こされる Bottom-Up 的なプロセスが鈍されて見え，これが MCV の渦度と相まって Top-Down 的に見えてしまうのではないかと考察する。

5. まとめ

本研究では台風の発生過程に着目し，台風強度に達する前段階の熱帯低気圧の初期渦形成過程を詳細に調べることを目的とした。そのために，実際の台風発生事例である2001年18号台風Franciscoを高解像度のメソ気象モデルを用いて再現した。再現されたFranciscoはおおむね現実に近い発生時刻，場所でTD強度に達し，そのあと台風強度にまで発達した。再現された初期渦形成過程の特徴は，もとになった雲域の対流圏中層にメソ対流渦（MCV）が存在したこと，下層に50kmスケールの渦や対流スケールの渦が多数みられたことである。鉛直方向に伸びた対流スケールの渦は互いに併合し，大きなスケールに成長して最終的には初期渦の形成に至った。

また，初期渦形成過程の仮説として大きくTop-DownとBottom-Upの2つが提唱されているが，本研究ではこのうちどちらが現実的なのか調べた。MCV（100kmスケール）と下層渦（50kmスケール）の領域において鉛直プロファイルの時間変化を描くと，MCV領域では中層の渦度（もしくはPV）が下方へ広がるようにみえ，下層渦領域では下層から上方へ広がるようにみえた。したがって，1つの熱帯低気圧発生事例の中で，平均する水平スケールを変えることによって，両方の仮説に相当する初期渦形成過程がみられた。しかし，平均する水平スケールが大きい場合に，小さな対流スケールの渦よりも面積が大きな中層のMCVの方が目立つため，Top-Down的にみえると考えられる。実際には複数の対流スケールの渦が併合することで初期渦が形成されていくため，Bottom-Up仮説に相当するプロセスが現実的だろう。

謝　辞

この研究を行うにあたって解析，考察など様々な面でお世話になった暴風雨・気象環境研究分野の研究室の方々に感謝する。また研究中に心身ともに支えてくれた家族や友人に感謝を述べる。

参考文献

吉田龍二・石川裕彦, 2010 : 大規模流れ場とメソ対流併合からみた北西太平洋における熱帯低気圧発生の気候学的研究，京都大学防災研究所年報，No.52B, pp.345-376.

Bister, M., and K. A. Emanuel, 1997: The genesis of Hurricane Guillermo: TEXMEX analyses and a modeling study, Mon. Wea. Rev., vol.125, pp.2662-2682.

Chen S. S., R. A. Houze Jr., and B. E. Mapes, 1996: Multiscale variability of deep convection in relation to large-scale circulation in TOGA COARE, J. Atmos. Sci., vol.53, pp.1380-1409.

Gray W. M., 1968: Global view of the origin of tropical disturbances and storms, Mon. Wea. Rev., vol.96, pp.669-700.

Gray W. M., 1998: The formation of tropical cyclones, Meteorol. Atmos. Phys., vol.67, pp.37-69.

Hendricks E. A., and M. T. Montgomery, 2004: The Role of ‘‘Vortical’’ Hot Towers in the Formation of Tropical Cyclone Diana (1984),J. Atmos. Sci., vol.61, pp.1209-1232.

Houze R. A., W. C. Lee, and M. M. Bell, 2009: Convective Contribution to the Genesis of Hurricane Ophelia (2005), Mon. Wea. Rev., vol.137, pp.2778-2800.

KIEU C. Q. , and D. L. ZHANG, 2008: Genesis of Tropical Storm Eugene (2005) from Merging Vortices Associated with ITCZ Breakdowns. Part I: Observational and Modeling Analyses, J. Atmos. Sci., vol.65, pp.3419-3439.

Miller, D., and J. M. Fritsch, 1991: Mesoscale convective complexes in the western Pacific region, Mon. Wea. Rev., vol.119, pp.2978-2992.

Montgomery M. T., M. E. Nicholls, T. A. Cram, and A. B. Saunders, 2006: A Vortical Hot Tower Route to Tropical Cyclogenesis, J. Atmos. Sci., vol.63, pp.355-386.

Ritchie E. A., and G. J. Holland, 1997: Scale interactions during the formation of typhoon Irving, Mon. Wea. Rev., vol.125, 1377-1396.

Ritchie E. A., and G. J. Holland, 1999: Large-scale patterns associated with tropical cyclogenesis in the western Pacific, Mon. Wea. Rev., vol.127, pp.2027-2043.

Simpson J., E. A. Ritchie, G. J. Holland, J. Halverson, and S. Stewart, 1997: Mesoscale interactions in tropical cyclone genesis, Mon. Wea. Rev., vol.125, pp.2643-2661.

Skamarock, W. C., J. B. Klemp, J. Dudhia, D. O. Gill, D. M. Barker, M. G. Duda, X.-Y.

Huang, W. Wang, and J. G. Powers, 2008: A description of the Advanced Research WRF Version 3, NCAR Tech. Note, NCAR/TN-475+STR, pp.113.

The Organization Process of an Initial Vortex of Typhoon Francisco 2001

Ryuji YOSHIDA* and Hirohiko ISHIKAWA

* Graduate School of Science, Kyoto University

Synopsis

The initial vortex organization (IVO) in the early phase of the tropical cyclogenesis is a matter of interest in current study. Two hypotheses for the process of IVO associated with MCVs are proposed. One is Top-Down, and the other is Bottom-Up. These hypotheses, however, have not been confirmed enough. Therefore, we investigate the IVO process in the Typhoon Francisco (2001) case by using numerical simulation, and which process is seen in two hypotheses.

The simulated Francisco is organized at nearly the same time and location. In simulated TCG process, one MCV, several low-level cyclonic vortices (LLVs), and small-scale vortices (SSVs) are seen. SSVs are being merged gradually from 00 UTC 16 to 00 UTC 17. The merged vortex has monolithic PV area with many convective clouds. The vortex got intensity, and becomes tropical storm later.

To investigate development of MCV and LLVs, we investigate vertical profile of PV at the MCV and LLVs areas. PV in MCV area extends from mid-level to low-level. On the other hand, PV in LLVs extends from low-level to mid-level. Therefore, the temporal evolution of vorticity in MCV area seems Top-Down, but that in LLVs area seems Bottom-Up.

Keywords: Typhoon, Tropical Cyclone, Tropical Atmosphere, Meso-scale Meteorology

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

関東平野において夏期の午後に発生する局地降水の発生環境場に関する研究

野村昇平*・竹見哲也

＊ 現　成田国際空港株式会社

要　旨

本研究では，夏期の午後に関東平野において総観規模擾乱の影響が弱い状況下で発生する局地豪雨を対象とし，発生環境場の特徴を調べた。事例抽出にはアメダスデータを使用した。環境場の計算にはMSMデータを用いた。環境場として11種の安定度指数および気温・相対湿度を計算し，非降水日・降水日・強雨日におけるカテゴリ間の差の有意性をT検定により調べた。非降水日と降水日（強雨日）の差を最も有意に表す安定度指数はKIであることが分かった。また，気温・相対湿度について調べた結果，降水日（強雨日）は非降水日より中層の気温が有意に低く，下層から中層の相対湿度が有意に高いことが明らかとなった。

キーワード: 局地豪雨，関東平野，夏期，MSMデータ，統計解析

1. はじめに

人口や社会基盤が集中した都市域において，局地豪雨を事前に予測し早期に警戒することは被害軽減のために欠かせない。これまでの気象予報においては，低気圧･前線･台風などの総観規模擾乱に起因する降水の予測精度は絶えず向上してきた。しかし，総観規模擾乱の影響があまり顕著でなく突発的に発生する降水の予測精度は，総観規模擾乱に起因する降水のそれと比べると不十分であり，予測精度の向上が望まれる。予測精度の向上には局地豪雨という現象の一般的な特徴を理解することが重要である。

関東地方における局地豪雨については，これまで多くの研究がなされてきた。Seko et al. (2007) は，1999年7月21日関東平野に豪雨をもたらした雷雨の構造を調べ，雷雨の発達･維持には中層の冷気移流が重要な役割を果たしていることを明らかにした。しかし，これは1事例の解析結果であり，中層の冷気移流がこの地域で発生する全ての雷雨において必要な条件であると結論することはできない。

豪雨をもたらす雷雨の環境場を診断する指標として，CAPE・CIN・SSI・LI などの安定度指数が世界で広く使われている (Reap and Foster 1979; Bluestein and Jain 1985; Fuelberg and Biggar 1994; Huntrieser et al. 1997; Kodama and Barnes, 1997) 。

Chuda and Niino (2005) はラジオゾンデデータを用いて日本における安定度指数の空間分布および季節変化の特性を調べた。その結果，安定度指数の値は地域によって異なること，また，季節によっても異なることが分かった。したがって，安定度指数を使用する際は，地域および季節を限定する必要がある。

夏期に関東平野で発生する雷雨の環境場に関する研究はいくつかなされている。Yonetani (1975) はつくば（館野）でのラジオゾンデデータによる観測データを使用し，夏期の関東平野北部を対象に，雷雨が発生した日における環境場を調べた。その結果，雷雨の発生と大気の安定度には密接な関係があることを示した。Taguchi et al. (2002) およびKawano et al. (2004) は，いくつかの安定度指数について関東平野で発生する雷雨の環境場を診断する際の有用性を統計的に評価した。Kawano et al. (2004) は総観規模擾乱の影響が弱い状況において発生する気団雷を対象としている。その結果，安定度指数によって有用性に差があり，特に，SSI・SLI・KI の有用性が高いことが分かった。

これらの研究で使用したラジオゾンデデータは，館野で観測されたものであり，この1地点以外のデ

ータは使用されていない。館野は東京から北東に約50km離れた場所に位置しており，この1地点のデータが関東平野全域を代表しているかどうか疑問が残る。また，使用したデータの期間はTaguchi et al. (2002) で3年, Kawano et al. (2004) で5年と短い。よって，より長い期間のデータを用いて解析を行うことで，解析結果の時空間的信頼性を得ることも大事である。

一方，気象庁の数値予報で用いられているメソスケールモデル（MSM）は常に発展を続けており，その予測精度も向上し続けている。近年ではメソスケールの解析が可能となり，解析および予測データは対流場の解析にも有効となった。また，MSMデータは等間隔に並んだ格子点データであり，広範囲な領域を解析の対象とすることができる。そのため，MSMデータは領域内全域の環境場を評価する際に有用性が高いと想定される。

そこで本研究では，夏期の関東平野において総観規模擾乱の影響が弱い日の環境場の計算にMSMデータ（2002年～2010年：9年分）を利用し，既往の研究ではなかったような期間・領域での解析を行う。さらに，35年分（1976年～2010年）のラジオゾンデデータ（館野）を用いて解析を行い，MSMデータを使用した解析から得られた結果の妥当性を検討する。

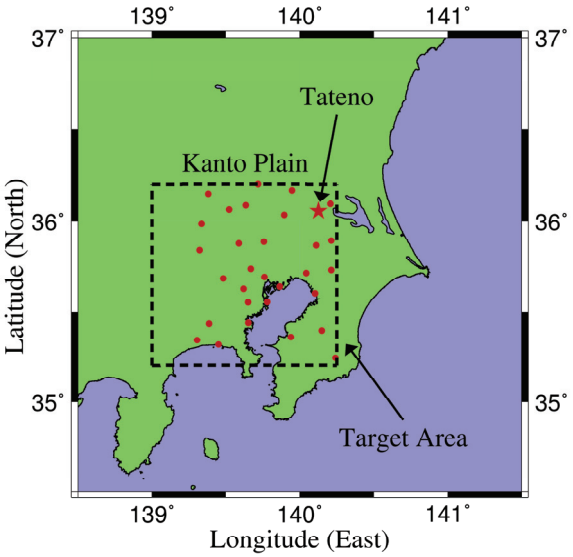


Fig. 1. Map in and around the Kanto Plain. A broken line indicates the analysis area, red points the positions of the AMeDAS stations, and a star the position of the AMeDAS and radiosonde site at Tateno.

2. 使用データ・解析方法

本研究では，解析領域として関東平野を覆う約100km四方の領域を選んだ（北緯35.20度～36.20度，東経139.00度～140.25度）（Fig. 1）。事例抽出には観測データを使用した。地表の観測データとしてAMeDASデータを，上空の観測データとして館野のラジオゾンデデータを使用した。使用したAMeDAS観測地点及び館野の位置を Fig. 1 に示す。地形の影響を最小限に抑えるためにAMeDAS観測地点は標高100m以下のものを選んだ。一方，環境場の計算にはMSMデータを使用した。対象期間はMSMデータが存在する2002年～2010年の7, 8月である。環境場として大気の安定度を求める際に使用するMSMデータの精度を確かめるために, 0900JST（JST: Japan Standard Time （JST = UTC – 9 hours））における館野のラジオゾンデデータを使用した。本研究で計算した安定度指数は，対流有効位置エネルギー（CAPE: Convective Available Potential Energy），対流抑制（CIN: Convective INhibition），持ち上げ凝結高度（LCL: Lifting Condensation Level），自由対流高度（LFC: Level of Free Convection），中立浮力高度（LNB: Level of Neutral Buoyancy），ショワルター安定指数（SSI: Showalter Stability Index），リフティド指数（LI: Lifted Index），K指数（KI: K-Index），トータルトータルズ指数（TT: Total-Totals Index），気温減率（TLR: Temperature Lapse Rate），可降水量（PW: Precipitable Water）の11種類である（Bluestein 1993）。以上の安定度指数は過去の研究においても広く用いられている。本研究で使用するMSMデータは2002年～2005年と2006年～2010年で水平解像度・鉛直層の数・時間解像度が異なる。水平解像度は2002年～2005年で10km×10km，2006年～2010年で5km×5kmである。鉛直層の数は2002年～2005年で14層，2006年～2010年で16層である。時間解像度は2002年～2005年で6時間, 2006年～2010年で3時間である。本研究は午後に発生する降水を対象とし，発生前の環境場を調べるために, 0900JSTを対象時刻とした。

午前中晴れていたにも関わらず，午後に降水が発生した事例を抽出するために，以下の4つの条件を順番に適用した。

[1] 使用する観測地点（31地点）のうち1地点以上で日最高気温が30 [℃]以上である日（AMeDASの気温データを使用）。

[2] 使用する観測地点（31地点）の全てにおいて午前中（0000JST ～ 1200JST）に降水が観測されなかった日（AMeDASの降水量データを使用）。

[3] 梅雨前線・台風・温帯低気圧などの総観規模擾乱の影響が弱い日（気象庁の梅雨入り・梅雨明け

データ・台風経路図・地上天気図を使用）（Kanae et al. (2004)）。

[4]　AMeDASデータとMSMデータで降水の有無が一致した日（AMeDASの降水量データ・MSMの降水量データを使用）。

以上の条件により124日が抽出された。次に，この124日について午後の最大降水量を基にカテゴリー分類を行った。降水がある日とは，解析領域内の任意の1地点以上の地点で降水があった場合のことであり，一方降水が無い日とは，解析領域内のすべてのAMeDAS地点で降水量が無かった場合のことである。まずは，午後に降水が無かった日とあった日で分類した。降水が無かった日をNo-Rain（以下，略してN），あった日をRain（以下，略してR）とし，それぞれ84日, 40日が該当した。さらに, Rのうち午後の時間最大降水量が10mm以上であった日をStrong-Rain（以下，略してS）として分類した。Sは22日である。それぞれの日の安定度指数は，解析領域内におけるMSMの各格子点値を平均して求めた。そして，各カテゴリー毎に安定度指数の平均値を求め, N・R・Sそれぞれの値とした。カテゴリー間の安定度指数の比較には統計解析を用いた。

本研究では, MSMデータの精度を確かめるために，館野のラジオゾンデデータとMSMの格子点のうち館野に最も近い地点のデータを比較した。上記の4つの条件により抽出された124日を対象に11種類の安定度指数を計算し各事例における両者の値を比較した。その結果，どの安定度指数においても両者の相関は高く，ほとんど差が無いことが分かっている（図省略）。よって，MSMデータは実際の大気状態をよく表せており，実事例を対象とする本研究を行う上で使用するに相応しいデータであるといえる。

格子点データであるMSMデータは空間解像度が高い一方，データを使用できる期間が9年分と短い。そこで，各安定度指数の頻度分布について，9年分のMSMデータを使用して計算したもの（124日）と1976年～2010年の35年分のラジオゾンデデータが使用して計算したもの（699日）を比較した。その結果，どの安定度指数においても両者は同様の頻度分布を示しており，本研究で使用した9年分のMSMデータは十分な時間代表性を持っていることが分かった。

ある要素の平均値についてカテゴリー間に差が表れた場合，その有意性を評価することは重要である。本研究ではRとN，またSとN（以下，R-N，S-Nと記述する）について，カテゴリー間に生じた差の統計的有意性を定量的に評価した。有意性の解析のために，本研究ではT検定を行った。T検定とは2つの母集団の平均値の比較に関する検定手法であり，次の式で表される検定統計量Tを使用する（以降, T値と呼ぶ）。

$$T = (X_A - X_B)\left(\frac{\sigma_A^2}{n_A} + \frac{\sigma_B^2}{n_B}\right)^{-\frac{1}{2}} \qquad (1)$$

カテゴリーA，BについてX_AとX_Bはそれぞれの平均値を，σ_Aとσ_Bは標準偏差を，n_Aとn_Bは事例数を表す。Tの絶対値が大きいほど有意性も大きくなる。本検定は有意水準5[%]（信頼区間95[%]）で行う。有意水準は比較する2つの母集団のサンプル数（事例数）で決まる。MSMデータを使用したR-N間およびS-N間における解析の有意水準は1.99である。式(1)で求まるTの絶対値が有意水準以上の時，2つの母集団における平均値の差に有意性が認められる。逆にTの絶対値が有意水準に満たない時，有意性が認められない。

3.　結果・考察

Fig. 2は各カテゴリーにおけるいくつかの安定度指数の箱髭図である（0900JSTのMSMデータを使用）。箱髭図は母集団の頻度を表す図であるが，最

大値・75[%]値・中央値・25[%]値・最小値・平均値が明確に示されている。LFC・KI・TTは値が大きいほど，SSIは値が小さいほど不安定である。カテゴリー間において最も不安定な値（LFC・KI・TT: 最大値, SSI: 最小値）の差は小さいが，最も安定な値

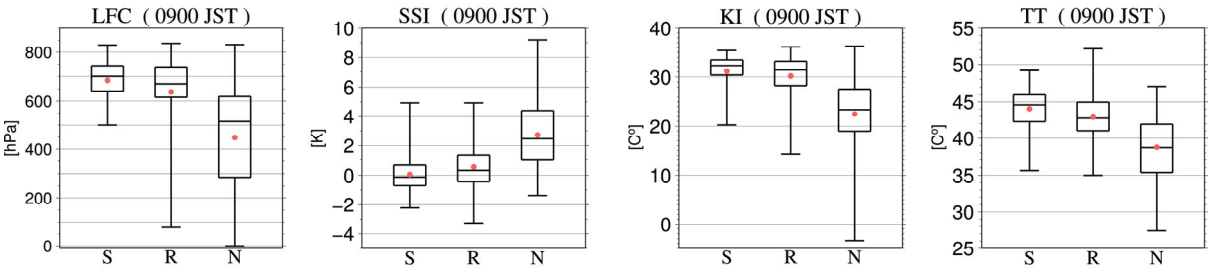


Fig. 2. The box-and-whisker plot of LFC, SSI, KI, and TT at 0900JST for the S, R, and N days. The whiskers at the upper and lower ends indicate the maximum and the minimum, respectively. The top and bottom lines of each box mean the 75 and 25 percentiles, respectively. The middle line and the point in each box show the median and the mean, respectively.

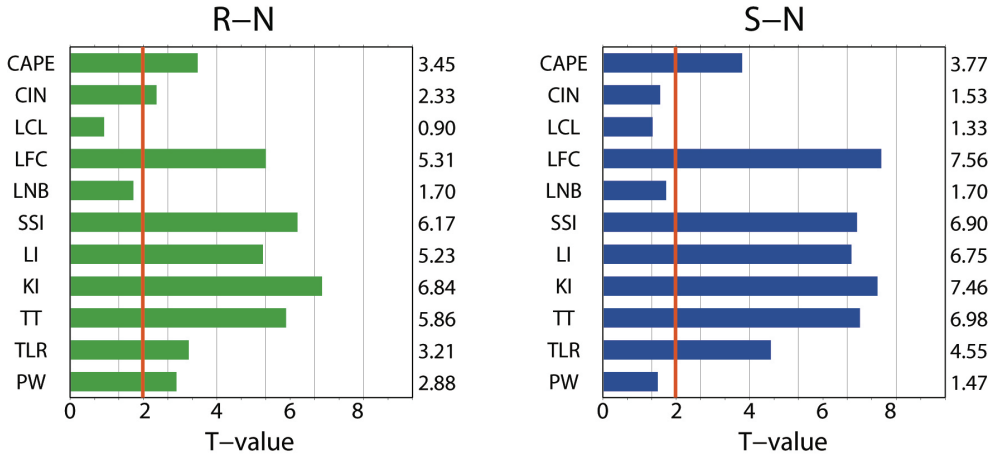


Fig. 3. The T values of stability indices and parameters for using the MSM data at 0900 JST between 2002 and 2010. The green and blue graphs express the results of R-N and S-N, respectively. The figures at the right out of graph are the T values of each stability indices and parameters. The threshold for the statistical significance is indicated by a red line.

（LFC・KI・TT: 最小値, SSI: 最大値）には大きな差が表れた。以上のことから，いくら待機が不安定であっても降水が発生するとは限らないと言える。逆にRおよびSの最小値がNのそれより大幅に大きいことから，LFC・KI・TT・SSIが安定な値を示す日では降水が発生する可能性が低いと考えられる。さらに重要な点は，R-N・S-N間における中央値・平均値および25[%]値・75[%]値の差が顕著に大きいことである。この結果から，非降水日Nと比べると降水日R・Sは平均的に不安定な大気状態であったことが示唆される。

次に，Fig. 2の箱髭図で見られる平均値の差にどの程度の有意性があるのか。MSMデータによる安定度指数の数値に対して有意性を示すためにT検定を行った。Fig. 3はR-NおよびS-Nのカテゴリー間の各安定度指数のT値を示す。いずれの安定度指数においてもR・Sの方がNより不安定であった。したがって，Fig. 3で示したT値が大きいほどR・Sの不安定度が高い。また，赤線は本検定の有意水準（=1.99）を示しており，T値がこれを超えたときに有意な差異が認められる。LCL・LNBはT値が1.99より小さいため，両比較において有意な差異がない。S-NにおけるCIN・PWについても同様のことが言える。一方で，他の安定度指数はT値が1.99以上であり，カテゴリー間に有意な差異が認められる。また，それぞれのT値はR-NよりS-Nで大きい。この結果から，強雨の環境場は弱雨の環境場より不安定であることが示唆される。各安定度指数のT値に注目すると，R-Nにおいて最もT値が大きい安定度指数はKIである。LFC・SSI・LI・TTはR-NおよびS-Nで大きなT値（$T \geq 5$）を示し，CAPEとTLRのT値は中程度に大きい（$T = 3 \sim 5$）。

上記のT検定において顕著な有意性を示したSSI・LI・KI・TTは，雷雨の発生を診断する安定度指数として広く使われている。例えば，KIは次の式で表される。

$$KI = T_{850} - T_{500} + T_{d850} - (T_{700} - T_{d700}) \qquad (2)$$

Tは気温，T_dは露点温度，下付き数字はそれぞれの高度[hPa]である。このように，KIは大気下層の気温減率と700[hPa]以下の温度で定義される。考慮している気圧高度は異なるが，SSI・LI・TTもKI同様に気温減率と湿度で定義される指数である。よってここでは，気温と相対湿度の鉛直分布の特徴を明らかにし，安定度指数の解析結果と関連付ける。Fig. 4の(a)・(b)は各カテゴリーにおける気温・相対湿度の鉛直分布である。また，(c)・(d)はそれぞれ(a)・(b)で表れたR-N（緑破線）およびS-N（青破線）の差を示す。RおよびSの地表付近の気温はNのそれより僅かに高い（約+0.5[K]）。しかし，700[hPa]～400[hPa]では1[K]以上低い（Fig. 4 (c)）。一方，R・Sの相対湿度はほぼ全層に渡ってNより高く，そのピークはそれぞれ500[hPa], 700[hPa]で+15[%], +16[%]である（Fig. 4 (d)）。次に，R-N・S-Nの差の有意性を調べるために，高度別にT検定を行った。Fig. 4の(e)・(f)はそれぞれ気温・相対湿度についてR-N（緑破線）およびS-N（青破線）におけるT値の鉛直分布を示す。R・Sの気温・相対湿度がNより大きい（小さい）時にT値は正（負）とした。また，赤破線は本検定の有意水準（=±1.99）を示している。気温は650[hPa]～450[hPa]においてT値が有意水準（=-1.99）より小さく，500[hPa]で負の最大値をとる（T=-3.5）（Fig. 4 (e)）。これはRおよびSにおける中層の気温がNより有意に低いことを示

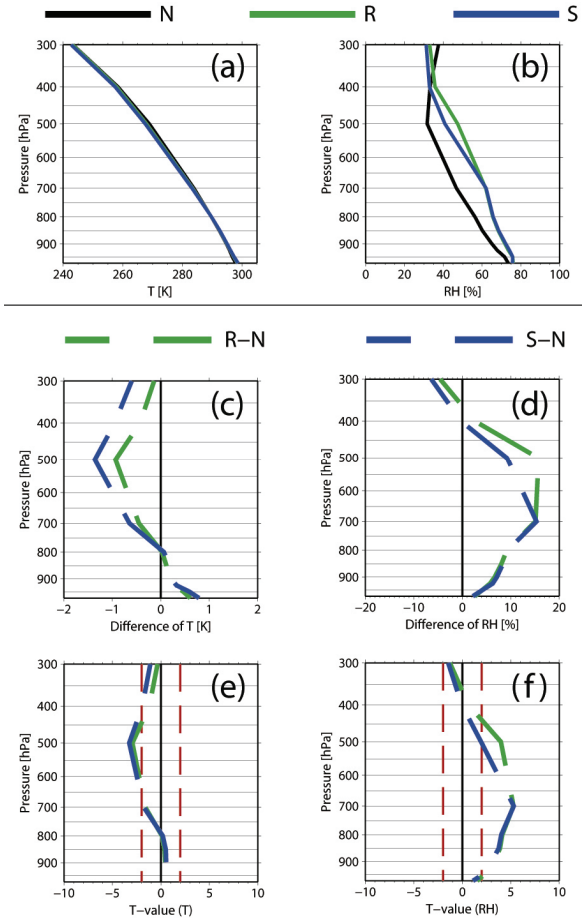


Fig. 3. The vertical profile of the mean (a) temperature and (b) relative humidity of each category N, R, and S. The vertical profile of the difference of mean (c) temperature and (d) relative humidity between the categories R-N and S-N from the analyses of the MSM data at 0900 JST. The vertical profiles of the T values for (e) the temperature difference and (f) the relative humidity difference between the R-N and S-N categories. In (e) and (d), the threshold for the statistical significance is indicated by a red line.

す。相対湿度に関しては950[hPa]～500[hPa]で有意水準より大きく，700[hPa]でT値が最大となる（Fig. 4 (f)）。この結果からR・SとNでは700[hPa]の相対湿度に大きな差異があると分かる。

Fig. 4で示された結果から，R・SはNより中層の気温が低く，下層の相対湿度が高いということ統計的に示された。SSI・LI・KI・TTは気温減率および下層の相対湿度に依存するため，R－N・S－Nの比較において高い有意差を示したものと考えられる。また，気温・相対湿度において最も高い有意性が表れたのはそれぞれ500[hPa]・700[hPa]である。KIは500[hPa]の気温と700[hPa]の相対湿度を用いて計算される指数であるため，本解析においてKIに最も高い有意性が表れたことも頷ける。

4. 結論

本研究では関東平野において夏期の午後に発生する局地降水の発生環境場について調べた。特に梅雨前線や台風などの総観規模擾乱の影響が弱い状況下で発生するものに着目した。安定度指数および気温・相対湿度の計算にはMSMデータを使用したが，MSMデータは観測データである館野のラジオゾンデデータとよい相関があることが分かっている。また，R-NおよびS-Nのカテゴリー間の差の統計的有意性を定量的に示すために，T検定を行った。

多くの安定度指数がR－N・S－Nにおいて有意な差異を示した。特に，LFC・SSI・LI・KI・TTに統計的に高い有意差が表れた。最も有意性が高い安定度指数はKIであった。また，各高度の気温・相対湿度を比較した結果，中層の低い気温，および下層から中層にかけての高い湿度がRとSの特徴的な環境場であることが明らかになった。最も高い有意性が表れたKIは500[hPa]の気温と700[hPa]の相対湿度を用いて計算される指数である。さらに，高い有意性が表れたLFC・SSI・LI・KI・TTをはじめ，多くの安定度指数がR-NよりS-Nで大きなT値を示した。このことから，強雨の環境場は弱雨の環境場より不安定であることが示唆された。

統計解析の結果から，本研究で対象とした局地降水には中層の冷たい空気と下層の高い相対湿度が大きく影響していると言える。さらに言えば，東京を中心とした関東平野域では，中層の冷気移流および下層の水蒸気移流により非降水日・降水日の環境場が特徴づけられることが考えられる。このような環境場の特徴は先行研究でも示唆されている。しかし，先行研究ではSeko et al. (2007)のように一つの事例に着目したものであり，一般的な環境場については言及されていなかった。一方，本研究では空間的・時間的代表性が高いと想定されるMSMデータを使用し，統計解析により環境場の特徴を明らかにした。今回明らかとなった環境場の特徴は，あくまで降水が発生しやすい状況であり，豪雨発生の十分条件ではない。しかし，本研究で対象とした総観規模擾乱の影響が弱い状況下で発生する局地降水は，突発的に発生し甚大な被害をもたらしうるだけに，局地豪雨が発生しやすい状況があるか否かが分かるということは，防災上大きな意味があると考える。

謝　辞

京都大学防災研究所気象・水象災害研究部門暴風雨・気象環境研究分野の石川裕彦教授・堀口光章助

教，大阪市立環境科学研究所の奥勇一郎氏には，建設的なご意見を頂戴いたしました。この場をお借りしてお礼申し上げます。

参考文献

Bluestein, H.B., and M. H. Jain, 1985: The formation of mesoscale lines of precipitation: Severe squall lines in Oklahoma during the spring. J. Atmos. Sci., 42, 1711-1732.

Chuda, T., and H. Niino, 2005: Climatology of environmental parameters for mesoscale convections in Japan. J. Meter. Soc. Japan, 83, 391-408.

Fuelberg, H. E., and D. G. Biggar, 1994: The preconvective environment of summer thunderstorms over the Florida Panhandle. Wea. Forecasting., 9, 316-326.

Huntrieser, H., H. H. Schiesser, W. Schmid, and A. Waldvogel, 1997: Conparison of traditional and newly developed thunderstorm indices for Switzerland. Wea. Forecasting., 12, 108-125.

Kanae, S., T. Oki, and A. Kashida, 2004: Changes in hourly heavy precipitation at Tokyo from 1890 to 1990. J. Meter. Soc. Japan, 82, 241-247.

Kawano, K., Y. Hirokawa, and H. Ohno, 2004: Diagnosis of air-mass thunderstorm days using radiosonde data: The summer Kanto area under the Pacific subtropical anticyclone. Tenki, 51, 17-30

Kodama, K., and G. M. Barnes, 1997: Heavy rain events over the south-facing slopes of Hawaii: Attendant conditions. Wea. Forecasting., 12, 347-367.

Reap, R. M., and D. S. Foster, 1979: Automated 12-36 hour probability forecasts of thunderstorms and severe local storms. J. Appl. Meteor., 18. 1304-1315.

Seko, H., Y. Shoji, and F. Fujibe, 2007: Evolution and airflow structure of a Kanto thunderstorm on 21 July 1999 (the Nerima heavy rainfall event). J. Meteor. Soc. Japan, 85, 455-477.

Taguchi, A., K. Okuyama, and Y. Ogura, 2002: The thunderstorm activity observed by SAFIR and its relation to the atmospheric environment over the Kanto area in the summer. Part II: Thunderstorm prediction by stability indices. Tenki, 49, 649-659.

Yonetani, T., 1975: Characteristics of atmospheric vertical structure on days with thunderstorms in the northern Kanto Plain. J. Meteor. Soc. Japan, 53, 139-148.

Environmental Conditions for Afternoon Rain Events in the Kanto Plain in Summer

Syohei NOMURA* and Tetsuya TAKEMI

* NARITA INTERNATIONAL AIRPORT CORPORATION

Synopsis

The environmental stability for afternoon rain events over the Kanto Plain in summer was investigated. The AMeDAS data were used to extract the hot, sunny days under synoptically undisturbed conditions, and the gridded mesoscale analysis data that cover the Kanto Plain were used to examine the difference of the characteristics of environmental stability between no-rain, rain, and strong-rain events in the afternoon by calculating commonly used stability indices and parameters. Statistical analysis by t-test statistic was conducted to determine the significance of the different features of the stability parameters among the events. Among the parameters, K-index indicated the highest significance level. The analyses on the difference of temperature and humidity at each height among the events indicated that the temperatures and moistures at low to middle levels clearly distinguish the stability conditions for the afternoon rain events.

Keywords: local heavy rainfall, Kanto Plain, summer, MSM data, statistical analysis

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Large Eddy Simulationを用いた層積雲の崩壊過程についての数値的研究

三浦知博*・石川裕彦

＊ 京都大学大学院理学研究科

要 旨

層積雲の崩壊過程についてLarge Eddy Simulation（LES）を用いたいくつかの数値実験を行った。層積雲を含む境界層大気が赤道方向へ移流される状況を仮定した実験設定であり，層積雲の崩壊，積雲の卓越までの遷移過程を扱う。まず，先行研究と同様の2次元LESと3次元LESとの結果を比較した。定性的な結果は同じであったが，2次元の結果は地表面付近の風速，海面からのフラックスが小さいことが分かった。次に層積雲の崩壊過程に大規模沈降流の弱まりが与える影響を調べた。大規模沈降流の弱まりの程度で分けた3ケースの実験を行った。結果として大規模沈降流が弱まることは層積雲の崩壊過程を促進することが分かった。パッシブスカラーを用いて境界層内の詳細な輸送構造を調べたところ，沈降流の弱まりの程度が大きいほど境界層上端でエントレインメントにより取り込まれた空気塊は境界層下層まで到達しにくいことが明らかになった。

キーワード: 層積雲，Large Eddy Simulation，海洋境界層

1. はじめに

カリフォルニア沖の北太平洋，ペルー沖の南太平洋，ナミビア沖の大西洋など大きな海洋の東部では層積雲が準定常的に存在し，地球の気候に少なからぬ影響を与えていることが過去の研究から分かっている（Klein and Hartmann, 1993）。層積雲は雲頂高度が数100-2000mで，大気境界層内に形成される下層雲である。この層積雲は下層大気の流れに乗り赤道方向へ移流され，海面温度の上昇，大規模沈降流の弱まりといった環境場の変化を経験し，崩壊して積雲へと遷移していく。層積雲が崩壊すると雲量は大きく減少し地球の放射収支に影響を与える。どのような状況で層積雲が崩壊するのかは層積雲研究における主要なテーマの一つであり，それを知るためには基礎的な物理メカニズムを理解する必要がある。

層積雲が準定常的に存在する亜熱帯東部海洋上は非常に特徴的な環境場である。寒流帯に位置していることから海面温度は比較的低く，ハドレー循環の下降域にあたることから暖かく乾燥した空気の沈降流がある。大規模沈降流は境界層上端に強い安定層を形成し，この安定層は蓋として働く。海面温度が低い領域で形成されるサーマルは境界層上端の強い安定層を突き抜けて，境界層上へ達することがほとんど出来ない。つまり境界層内から自由大気への水蒸気供給はあまり起こらない。この結果，境界層内部は湿度が高い状態になり境界層の上部で層積雲が形成される。

層積雲の維持・崩壊には雲頂の放射冷却，海面からの熱・水蒸気フラックス，大規模沈降流，境界層内部の乱れ（乱流）によって生じる境界層上端での暖かい空気の取り込み（エントレインメント）など複雑な物理過程，外的条件が関係する。過去の層積雲の研究では単純なモデルを用いた実験や理論的な研究が主であった。そのような過去の研究から層積雲の崩壊メカニズムとして提案されているものが2つある。

1つ目はRandall（1980）やDeardorff（1980）により提案されたCloud Top Entrainment Instability（CTEI）である。CTEIはある条件を満たした時に雲頂で生じるエントレインメントが正のフィードバック的に駆動され層積雲を崩壊に導くメカニズムである。しか

し，CTEIの条件を満たしていても層積雲が崩壊していないという結果が近年の観測的研究から得られている。数値的研究からも同様のことが議論されている。例えばYamaguchi and Randall（2008）はLESを用いて下端での潜熱フラックスの大きさや雲頂での放射冷却の有無など条件を変えた多くの数値実験を行った。その結果，雲水の蒸発冷却のみを考慮した理想的な実験ではCTEIが確認できたが，雲頂での放射冷却や地表からのフラックスを加えた現実的な条件ではCTEIは確認できなかったと報告している。

もう1つのメカニズムがNicholls（1984）により提案されたデカップリングであり，本研究の主題である。デカップリングとはそれまで乱流により混合されていた境界層内に弱い安定層が出来ることである。デカップリングすると海面から雲層への水蒸気の供給が断たれ、層積雲は次第に崩壊に至る。

観測的にデカップリングを示したものとしては、Klein et al.（1995）の研究がある。彼らはカリフォルニア沖海洋上において、層積雲が卓越する地点から少し離れた場所での20年間分の船舶観測データを解析した。その結果，その地点で最も出現頻度が高かったのは、境界層上端に層積雲が存在しその下に積雲状の雲がある状態であり、これを層積雲崩壊の初期過程と考えた。そして、ゾンデによる温度，水蒸気プロファイル観測から、この時の海洋境界層は混合層の様相を示しておらず，途中に弱い安定層が存在するデカップリングの様相を示していることを示した。さらに彼らは解析値も用いて雲量と海面温度(SST)・上層の気温との相関関係を調べた。そして，観測された雲量は同じ地点での局所的なSSTよりも、空気塊の流れを上流側に遡った地点のSST値との相関が高いことが示された。このことから層積雲から積雲への遷移過程研究にはラグランジュ的な観点が必要であることを示唆した。

同様にMauger and Norris（2010）は大西洋東部を研究領域とし衛星，解析値などの多点データを使用した相関解析を行った。その結果もやはりその地点での雲量は同じ地点よりもおよそ36時間分上流側のSSTやLTS(Lower Tropospheric Stability)との相関が高いというものであった。また大規模沈降流については、12時間前の大規模下降流との相関が最も強いことを示した。SSTと雲量は逆の相関関係があり、SSTが上がると雲量は減少する。SSTが上昇し海面から大気への水蒸気フラックスは増加するにも関わらず雲量が減少することを合理的に説明する必要がある。

海面温度が上昇する際の層積雲から積雲への遷移過程に関する数値的研究としてBretherton and Wyant（1997，BW97）が挙げられる。彼らは混合層モデルを使用した理想実験を行った。層積雲が卓越する地点での観測データを参考にしたプロファイルを初期条件に用いて，時間と共に海面温度を上昇させることで層積雲から積雲への遷移過程を模した実験を行った。その結果，層積雲が崩壊する過程で境界層の構造がデカップリングしていることを示した。また，Wyant et al.（1997，W97）は2次元LESを用いて層積雲から積雲への遷移過程を調べた。その結果，海面温度の上昇に伴った潜熱フラックスの増加が境界層上端でのエントレンメントを強化することが層積雲崩壊の主因であると示唆した。

しかし，現在までに層積雲から積雲への遷移過程が完全な3次元モデルによって調べられた例はない。そもそも境界層内の乱流を扱う計算でW97のように2次元を仮定することが結果にどのような影響を及ぼすのかは分からない。そこで本研究の目的の1つ目はW97の実験設定で3次元LESを2次元LESとの結果を比較し，その差異について議論することである。これは3章で行う。

また，先に挙げた数値的な先行研究では海面温度の上昇のみで遷移過程を表していたが，現実的には大規模沈降流（平均下降流）は亜熱帯域から赤道方向へ向かって弱まることが気候値や観測値などから知られている（McNoldy et al., 2004）。しかしながら，大規模沈降流が弱くなることが層積雲の崩壊過程にどのような影響を与えているかについて詳細な議論は今まで為されていない。本研究の2つ目の目的は大規模沈降流が層積雲の崩壊過程にどのような役割を与えているかを調査することである。そのため海面温度の増加に加えて大規模沈降流の効果を表すパラメータを変化させる実験を行った。大規模沈降流が一定の計算と次第に弱まる計算を比較することでその役割と物理的意味について議論する。これは4章，5章のテーマである。

本論文は次のような章立てである。次の2章は本論文で用いたモデルについて説明する。3章ではW97と同様の設定で2次元モデルと3次元モデルを使用した実験を行い，その結果を比較する。4章で大規模沈降流の変化を考慮した実験を行い層積雲から積雲への遷移過程における大規模沈降流の役割について調べた。最後に5章では層積雲の初期の崩壊過程に対象を絞った実験を行い，大規模沈降流の変化がデカップリングにどのように関わってくるかをパッシブスカラーを用いた結果より議論する。

2. 使用モデル

本研究で用いた数値モデルはUCLA Large Eddy Simulation（LES）である。本研究でLESを用いた理由として大きく以下の2点が挙げられる。

1）層積雲の維持には乱流輸送による水蒸気の供給が重要であり，詳細な議論をするためには乱流による効果を考える必要がある。

2）層積雲の崩壊過程においては，乱流による境界層上端でのエントレインメント，さらにエントレインメントされた気塊の変質が効いてくる。そのため，LESを用いた計算により乱れそのものを解像することがポイントになる。

UCLA LESは非弾性方程式を基礎方程式とする非静力モデルで、予測変数は風速3成分，液水温位，全水混合比である。液水温位とは降水粒子を全て等圧的に蒸発させた潜熱を加えた温位のことで乾燥湿潤断熱過程において保存量となる。本モデルでは水を水蒸気，雲水，雨水の3つに分類し全水混合比はこれら全ての混合比の和とする。雲微物理過程には2モーメントバルク法の暖かい雨スキーム，また放射計算にはDelta Four Stream法を用いている。乱流を表すSGSモデルは標準的なSmagorinsky-Lillyモデルを使用する。

2.1 準ラグランジェ的計算方法

層積雲から積雲への遷移過程は空間的におおよそ数千kmに渡る現象である。格子幅数10m程度のLESで遷移過程の範囲全体を覆うことは到底できない。そこで，W97と同様の準ラグランジェ的手法を採用する。まず設定した計算領域が境界層内の平均風によって流されていると仮定する。すなわち計算領域全体がLagrange的に移動する状況を想定する。この移動に対応して計算領域が経験する外的条件（海面温度，大規模沈降流の強さ）の時間的変化を境界条件に与えることでLagrange的な移動を境界条件の時間変化に置き換える。Fig. 1にその概念図を示した。シェードは海面温度の気候値を示している。黒線で囲まれた計算領域が平均風によって南東へ流されている状況を想定する。計算領域の移動により，領域内の海面温度も上昇する。この場合，下端の境界条件である海面温度を時間変化させることで流れ場に従った環境場の変化を表現する。

2.2 大規模沈降流の与え方

層積雲が卓越する亜熱帯地域ではハドレー循環の下降域に当たり平均的に下降流が存在する。大規模沈降流の効果は層積雲が卓越する環境場では重要なファクターであり、数値モデルでもこの効果を考慮しなければいけない。今回用いたモデルでは水平に周期境界条件を使用するため，モデル各層で質量収支は閉じている。そのため大規模沈降流（平均的な下降流）の効果はスカラー量の予測方程式に追加している。方法としてはAckerman et al.（2009），Stevens et al.（2005）と同様にスカラー量（液水温位，全水混合比）予測方程式の外力項に$+D_z(\partial\phi/\partial z)$を付け加える。ここでDは地表面での発散値，$\phi$はスカラー量である。

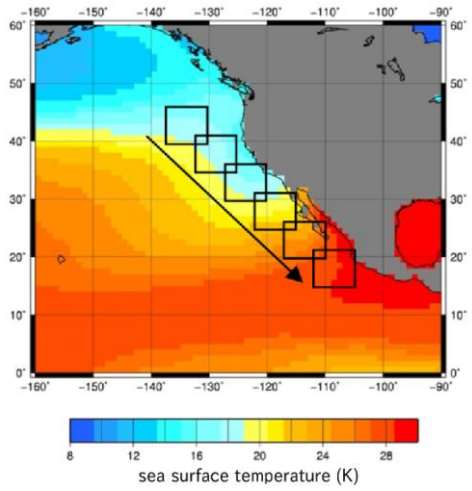


Fig. 1 A conceptual image of the Quasi-Lagrangian Method. Black boxes represent the image of moving domain according to arrow. Colors are sea surface temperature.

2.3 上部境界の扱い

本研究で行なった全ての計算は境界層の高さを十分に覆った計算領域を使用している。本研究では境界層より上層の状態をシミュレーションを通して一定に保ち自由大気から受ける影響は常に変化しないように設定した。すなわち、各時間における境界層高さを求め，それより5格子上から初期のプロファイルに近づけるようなリラキゼーションの操作をW97と同様の方法で行なった。この操作を行うことで境界層より上のプロファイルを一定に保つことができる。また，重力波を除去するために風速3成分，スカラー量に対して計算領域の上端5層でダンピング操作を行なった。

3. コントロールラン

本章では，UCLA LESを用いて先行研究のW97と同様の実験を行った。先行研究で使用されていた2次元モデルと3次元LESの結果を比較するため3次元の通常計算に加えて2次元の計算も行った。実験設定は全てW97にしたがっており，詳細については3.1節で述べる。3.2節で結果を示し，その後2次元の結果と3次元の結果の違いについて3.3節で議論する。

3.1 実験設定

3km×3km×3kmの領域を60×60×120に分割し，

この計算領域が雲域の移動と共に南下する状態を模擬する為に東西成分平均風速を5m/s，南北成分平均風速を-5m/sとし海面温度を+1.5K/dayで増加させた。海面温度の初期値は285Kとし、10日間（864000s）の積分時間で15Kの増加となる。側面は周期境界条件を与え，大規模沈降流の効果は先述したようにスカラー量に補正項を加え表現した（地表面の発散値Dは3.0×10^{-6}に固定）。これらの風速や海面温度などの値はカリフォルニア沖の気候値からおおよそ見積った値である。

比較対象とする2次元LES計算は、W97と同様に3次元LESモデルの一方向の一様性を仮定し，その軸の計算する格子点を1点にして計算を行う。UCLA LESでは周期境界条件を適用する領域が外側2点必要なためY方向の格子点を計5点取り、計算を行った。

3.2　結果

Fig.2にCloud Fractionの時系列を表した。横軸が時間（s）で縦軸がCloud Fractionである。Cloud Fractionは計算領域内で液水が面的に存在する割合を示したもので雲量を100で除した値と同じである。２D、３D両ケースとも計算初期には値が1であるが海面温度が上昇するにつれて減少し計算後半では0.2程度になっている。初期には雲水が層状に占有しているのに対し，海面温度が上昇すると対流性のプリュームが発生し、これが積雲となり縦に伸びた雲水量分布が支配的になりcloud fractionは減少する。雲水量の空間的分布の変化を見るため，3つの時刻における雲水量のスナップショット（３D計算）をFig.3に示す。計算の初期では層状に雲水が占有しているが，後期は積雲状のプリュームに伴った雲水の分布が見える。

次に境界層内部の温位構造の変化を見るため境界層の液水温位のプロファイルの時間変化をFig.4に示した。縦軸が高度（m）で横軸が液水温位（K）である。時間と共に海面からの潜熱フラックスが増加するため，より雲水も増加しエントレインメントも強くなる。したがって，境界層高度（本論文では液水温位の鉛直勾配が一番大きい高度）は上昇し，境界層内の液水温位も上昇している。矢印で示した日（3D：2日目，2D：5日目）までのプロファイルは境界層内で高度と共に一定であり，これは境界層内部に渡って混合層を形成していることを表す。しかし，矢印で示したプロファイルに注目すると境界層の上部でわずかに液水温位が高いことがわかる。

このような弱い安定層が境界層内部に形成されることにより下層から雲層への水蒸気の供給は弱まり層積雲の崩壊が始まる。液水温位は湿潤飽和過程において保存量である。よって境界層上部でのこの増加は境界層上の暖かく乾いた空気塊のエントレインメントによって引き起こされていることを示唆している。これがデカップリングである。

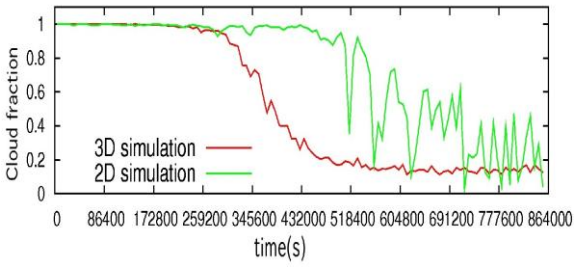


Fig.2　Time seriese of cloud fraction. Red is 3D simulation and green is 2D simulation.

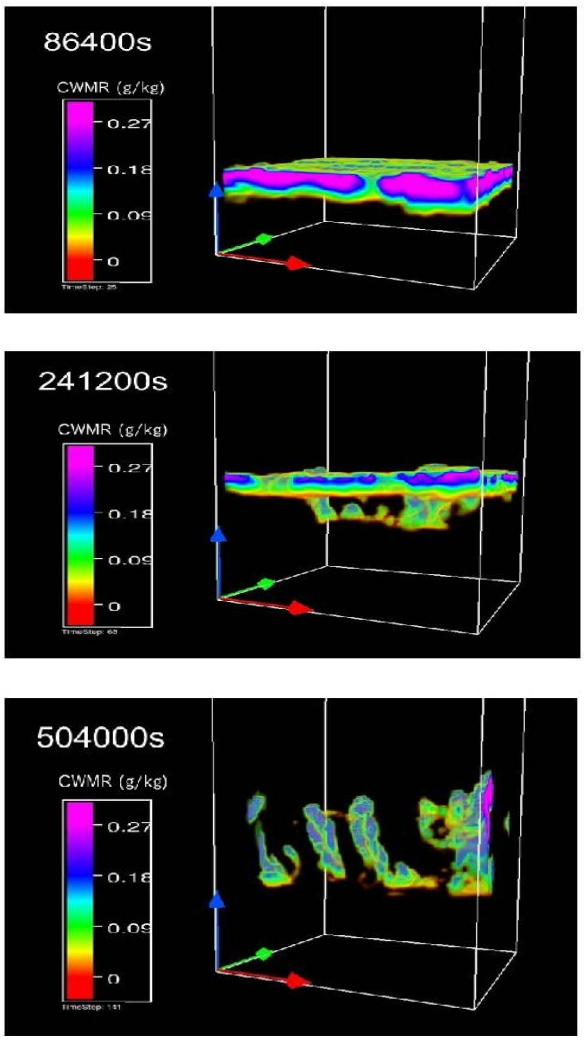


Fig.3　Spational distributions of cloud water mixing ratio (g/kg) .

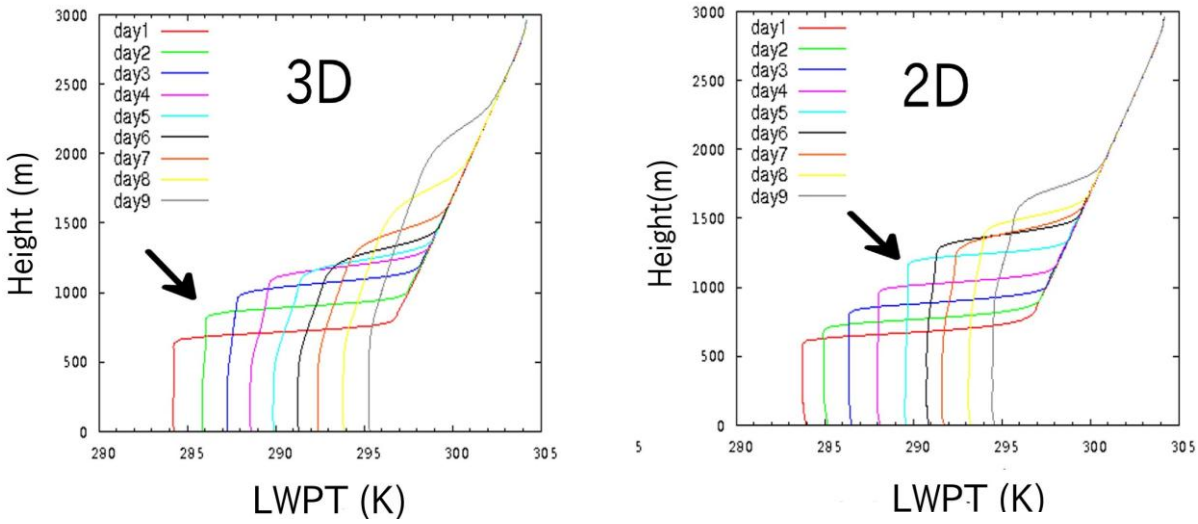


Fig.4 Liquid water potential temperature, LWPT (K) profile of both cases. Arrows indicate the day of decoupling.

3.3 考察

Cloud Fractionと液水温位のプロファイルを2次元と3次元とで比べると、海面温度の上昇率は同じであるにもかかわらず2次元の結果の方が境界層の成長，つまり層積雲から積雲への遷移が遅いことが分かる。この原因として（ここでは示さないが）2次元の結果では全期間を通して海面での潜熱フラックス（海から大気へのフラックス）が平均的に21.4W/m2低かったことが考えられる。層積雲の崩壊過程では顕熱フラックスが果たす寄与は小さく，代わりに潜熱フラックスの上昇が重要である（BW97）。

使用したモデル内では海面での潜熱フラックスはバルク法によって計算している。それは全水混合比の勾配に風速を乗じて求められる。全水混合比の差の時系列を両ケースについて比較したところ2次元の結果の方がわずかに大きいことが分かった。これは海面からの潜熱フラックスをより増加させる方向に働く。一方、風速プロファイルの時間変化を2，3次元モデルで比較したのがFig.5である。縦軸が高度（m），横軸が風速（m/s）である。3次元モデルでは境界層内で高度によらずほぼ一定である。2次元モデルでは海面付近での風速が大幅に小さく，境界層上部で大きい。このため，2次元モデルの潜熱フラックスが小さくなったと考えられる。

2次元と3次元の大きな差異は乱れの等方性にも見られた。Fig.6は乱れの強さを表す風速分散を境界層内で積分した値の時系列を表したものである。縦軸が境界層内で積分した風速分散（m^3/s^2），横軸が時間（s）である。それぞれの風速3成分を色で分けて描いている。3次元の結果ではシミュレーションを通して3成分ともほぼ同じ値である（鉛直風速分散が少し小さいのは逆転層付近で鉛直方向の乱れが制限されていることが原因であると考えられる）。これ

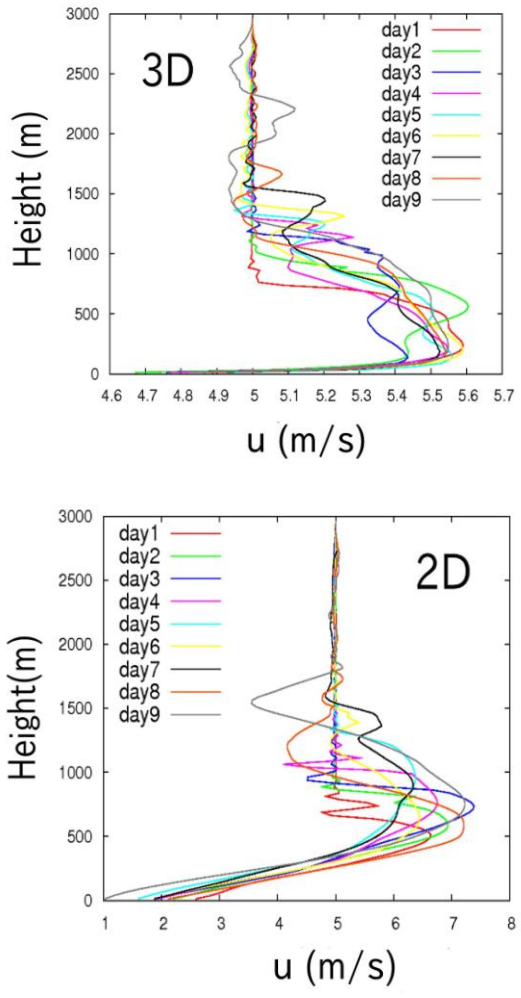


Fig.5 Wind velocity (m/s) profile of both cases.

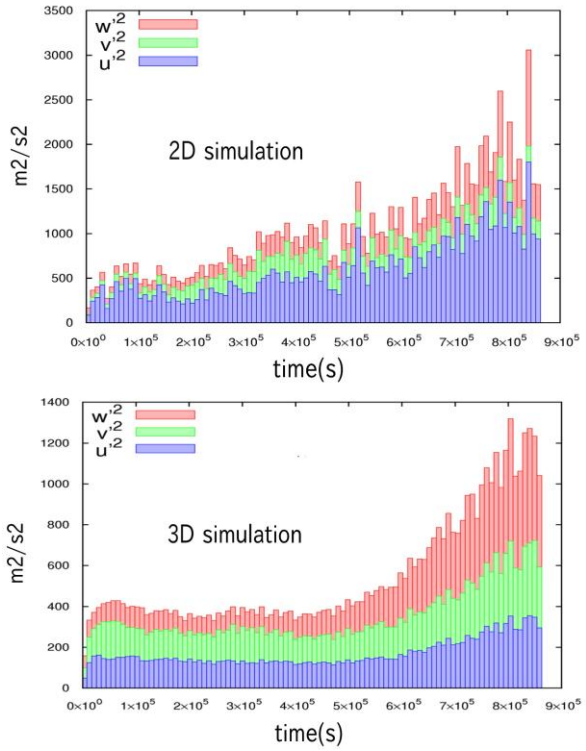


Fig. 6　Wind velocity variance (m^3/s^2) integrated through boundary layer of both cases.

は乱れの水平２成分が等方的である事を示す結果である。一方，2次元の結果を見ると水平2成分の乱れの強さが等しくない。この結果は2次元のLESモデルが乱れの水平成分が正しく計算されていないことを示している。

3.4 まとめ

本章では層積雲から積雲への遷移過程を2次元モデル，3次元モデルを用いて実験し，その差異について調べた。2次元，3次元の結果とも定性的にはW97と同様の結果を示していた。つまり，潜熱フラックスの増加によってエントレインメントが強くなり，境界層の上部で液水温位が高くなった（デカップリングする）。そして，このデカップリングにより海面からの水蒸気は安定層に阻まれ層状の雲が維持できなくなり崩壊し，その後積雲が卓越する。

2次元，3次元モデル間の結果を比較したところ2つの結果には遷移過程の時間変化に差異が見られた。原因は海面付近の風速にあることが分かった。このような差異が生じた原因は3次元等方的な乱れを2次元で表すモデルの本質的な問題であることが予想される。本論文で以後の実験には3次元LESを使用することとする。

4.　大規模沈降流の変化が層積雲から積雲への遷移過程に与える影響

次に大規模沈降流の変化が遷移過程に与える影響を調べる。海面温度と大規模沈降流の強さ，それぞれが遷移過程に与える効果を考えるために3ケースの計算を行った。実験設定は海面温度と大規模沈降流に関係する部分以外は3章と同じである。

4.1 実験設定

3章の実験設定から変更を加えた部分について説明する。Fig.7はカリフォルニア沖の海面付近での発散の分布を示したものである（コンターは解析値を，カラーは衛星を用いた観測値を表している）。カリフォルニア沿岸付近では発散の値は非常に高いことが分かる。大規模沈降流は亜熱帯域を離れるにしたがって次第に弱くなる。層積雲の卓越する沿岸付近の5.0×10^{-6}から沖へ離れるにつれ減少している。カラーで描かれた結果はより解像度が高い観測値で海面付近での発散の値は必ずしも単純な分布ではないことが分かる。しかし，本実験では単純で理想的な大規模沈降流の弱まりの効果を考えるため発散の値を線形減少させる実験設定とした。

海面温度と大規模沈降流の強さが層積雲から積雲への遷移過程にどのような役割を果たしているかを調べるために以下の3つの計算を行った。

1. 海面温度は固定，発散の値の減少（DIV ONLY）
2. 海面温度の増加，発散の値は固定（SST ONLY）
3. 海面温度の増加と発散の値の減少（DIV SST）

海面温度の初期値は285K，上昇率は+1.5K/dayである。

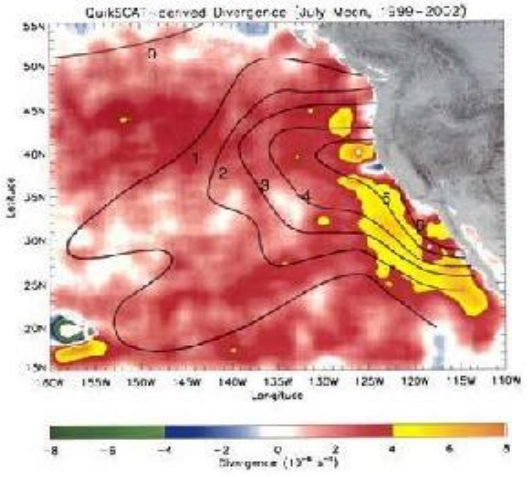


Fig.7　Sea surface divergence（$\times10^{-6}$ s^{-1}）distribution off California coast.

発散の値の初期値は5.0×10^{-6}，減少率は-0.5×10^{-6}/dayとした。3次元計算では遷移の進行が早いので積分時間を8日で打ち切った。その他の設定は3章と同じである。

4.2　結果

海面での潜熱フラックスの時系列をFig.8に示した。縦軸は潜熱フラックス（W/m^2），横軸は時間（s）である。DIV ONLYの潜熱フラックスは増加せずに僅かに減少している。これは海面温度が上昇せず，全水混合比の勾配が弱いためであると考えられる。一方でSST ONLYとDIV SSTはほぼ同様の変化傾向であることから潜熱フラックスの上昇率は海面温度の上昇率で決まっていることが分かる。

Fig.9は各ケースのCloud Fractionの時系列を表している。DIV ONLYでは全時間を通してCloud Fractionが1である。つまり，全時間に渡って層状に雲水が存在していたことになる。SST ONLYとDIV SSTは同じように時間と共に1から減少し0.2程度になり違いは見られない。次の図を使って詳しく雲水量の分布について示す。

Fig.10に雲水量の時間高度断面図を示す。この図は縦軸に高度（m），横軸に時間（s）をとったものでカラーが雲水混合比（g/kg）を表している。時間平均（30分）と水平面平均をしており，カラーが濃い部分は雲水混合比が高く層状の雲を，薄い部分は積雲を表している。DIV ONLYはこの図でも雲層の崩壊に至っていないことが明らかである。つまり，

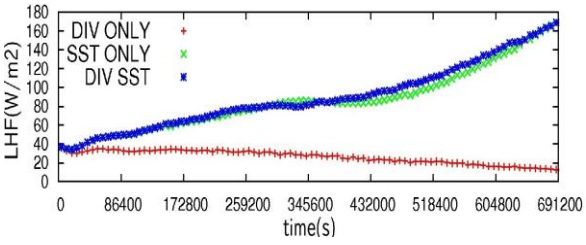


Fig.8　Time seriese of latent heat flux (W/m^2). Red line represents DIV ONLY, green is SST ONLY, blue is DIV SST.

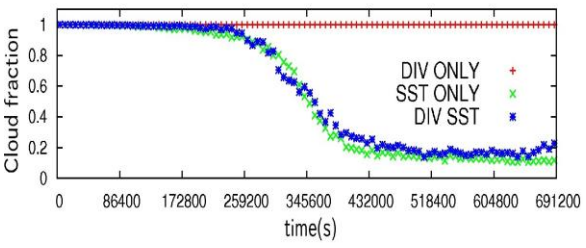


Fig.9　Time seriese of cloud fraction.

規模沈降流が弱まるだけでは雲層は崩壊には至らないことが示唆された。SST ONLYとDIV SSTは計算後期の境界層高度に非常に大きな違いが見られる。DIV SSTは境界層高度がモデルの最上層に到達間近であり，3章で見たような層積雲の下に積雲が存在するようなレジームが見られる。雲水についてはそれぞれ特徴的な結果が得られたが液水温位のプロファイルについても同様のことが言える。

Fig.11は各ケースの液水温位プロファイルの時間変化であるが，3章と同じように境界層高度と境界層内の液水温位が共に増加傾向を示した結果はDIV SSTのみである。例えばSST ONLYは大規模沈降流が強いままなので，海面温度が上昇しても境界層内の液水温は高くなるが境界層高度はなかなか高くならない。DIV ONLYは海面温度の上昇がないため，境界層内の液水温位はほとんど変わらず境界層高度は高くなる。

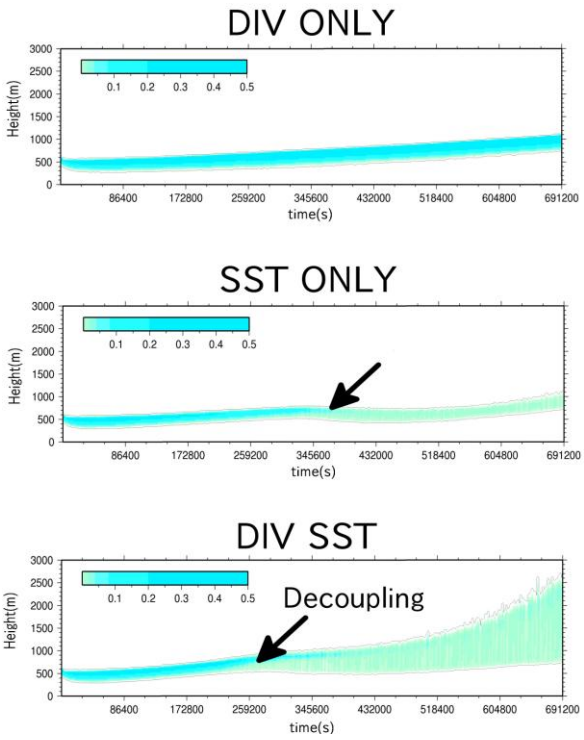


Fig.10　Time-Height cross section of cloud water (g/kg). Arrows represents the timing of decoupling.

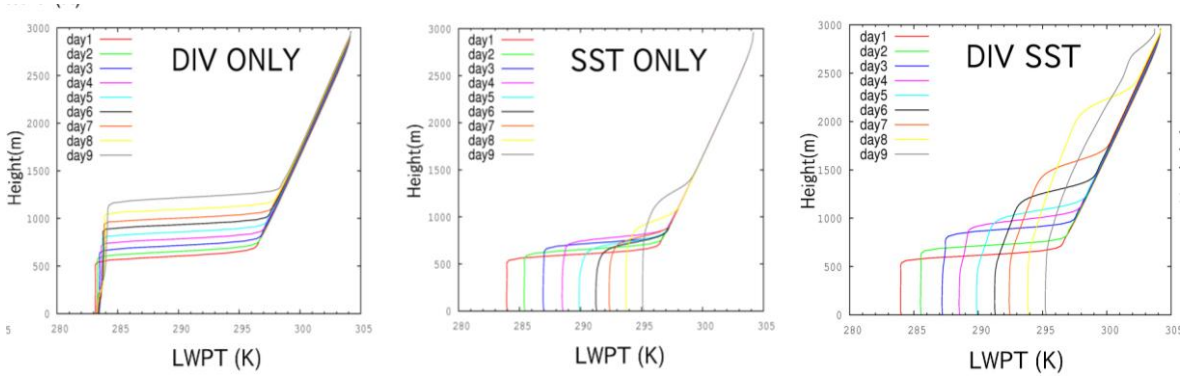


Fig. 11　Liquid water potential temperature (K) .

4.3 考察

DIV ONLYでは雲層が崩壊に至らなかったことが他のケースとの大きな違いである。この結果は層積雲から積雲への遷移過程において海面温度の上昇が主要な原因であるという先行研究BW97の結果を支持している。Fig. 12に示したのはLWP (Liquid Water Path, 鉛直積算雲水量) の時系列図である。縦軸はLWP (g/m^2), 横軸は時間 (s) である。DIV ONLYのケースはLWPが時間とともに増加している。原因としては平均下降流が弱まることで境界層上層から境界層内部への暖かく乾燥した空気塊の流入量が少なくなったことが考えられる。

さて, Cloud FractionのFig.9でSST ONLYとDIV SSTを見比べると殆ど変わらないように見える。しかし, LWP (Fig.12) で見ると2つのケースには異なっている点がある。それはSST ONLYではLWPが緩やかに減少しているのに対して, DIV SSTではLWPが3日目あたりで急に減少している事である。これと対応して境界層内の全水混合比をSST ONLYとDIV SSTとで比べたFig.13を示した。この図は各時刻での境界層高度z_iで規格化したときの各規格化高度での全水混合比の時系列を表している (例えば$0.9z_i$の全水混合比の時系列において, ある時刻の境界層高度が650mだとすれば0.9×650m = 585mでの全水混合比の値をその時刻での$0.9z_i$全水混合比とする)。Fig.9のCloud Fractionが0.4になった時刻を破線で示した。

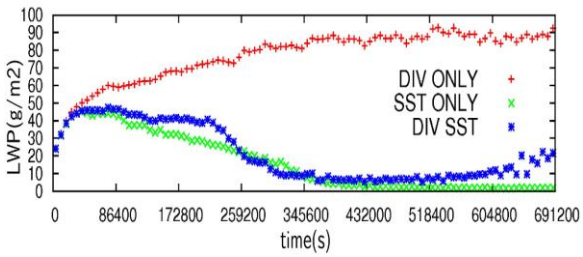


Fig. 12　Time sereise of liquid water path (g/m^2) .

2つのケースを見比べるとSST ONLYでは境界層の全層において層積雲が崩壊する (Cloud fractionが0.4以下になった時間を層積雲が崩壊した時間として Fig. 13 中に破線で示している) まで全水混合比が増加しているが, DIV SSTでは先ほどのLWPが急に減少している時間帯で境界層上部 (0.7〜0.9 z_i) で全水混合比も減少している。この減少はデカップリングによって下層からの供給が弱まったことが影響していると考えられる。この結果は発散を弱めることが境界層のデカップリングには重要であることを示している。

4.4　まとめ

本章では大規模沈降流の変化が層積雲から積雲への遷移過程を調べるため3ケースの実験を行い, その結果を比較した。層積雲から積

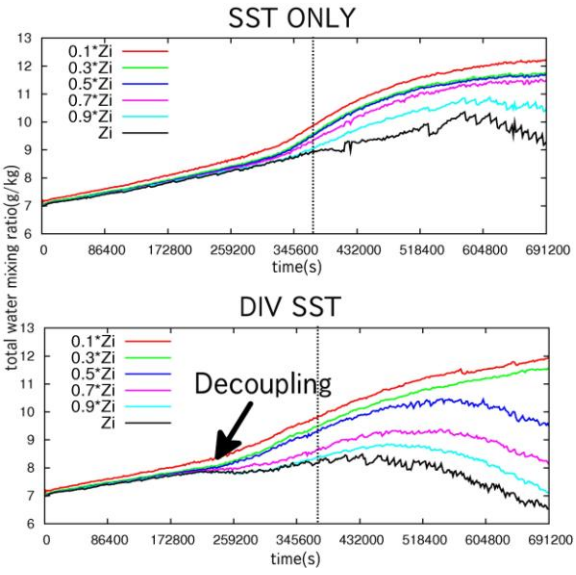


Fig. 13　Time seriese of total water mixing ratio (g/kg) of the upper part of boundary layer.

雲への遷移過程には海面温度の上昇が大きなファクターであるということがDIV ONLYの結果から分かった。大規模沈降流が強いままのSST ONLYではデカップリングによる層積雲の崩壊がはっきりと確認できなかった。一方，DIV SSTの結果は境界層の液水温位プロファイルや境界層上部の全水混合比の時系列などからもデカップリングによる層積雲の崩壊を示していた。このことからデカップリングは海面温度の上昇だけでなく，大規模沈降流の弱まりも重要な要素であることが示唆された。

5. 大規模沈降流の変化が層積雲の初期崩壊過程に与える影響

本章では層積雲から積雲への遷移過程の中でも境界層がデカップリングするまでに注目する。デカップリングすることが早急に層積雲を崩壊に導く訳ではないが，デカップリングを境にして境界層内部の構造は大きく変化する。デカップリングは層積雲の崩壊過程の始まりの現象である。大規模沈降流の弱まりが層積雲の初期崩壊過程であるデカップリングに与える影響を調べるために3つの計算を行った。その詳細な実験設定については5.1節で述べる。5.2節で結果を，5.3節でケース間の差異について議論する。

5.1 実験設定

デカップリングするまでに注目するため積分時間を2日間にした。また，3km×3km×1.5kmの領域を60×60×150に分割し鉛直方向の解像度を10mにした。これにより境界層上層のシャープな逆転層を3，4章の実験設定より細かく解像し，数値混合を抑えることが出来る。乱流モデルであるSmagorinsky-Lillyモデルには各格子幅の情報が含まれるため非等方格子を使用しても結果に影響を与えないと考えられる。その他の設定は3章と同様である。

本実験では，以下の3ケースの計算を行った。

1. 発散の値を3.0e-06に固定（SST1.5）
2. 発散の値を3.0e-06から0.5e-06/day減少（SST1.5DIV0.5）
3. 発散の値を3.0e-06から1.0e-06/day減少（SST1.5DIV1.0）

計算手順は，全てのケースとも発散の値を3.0×10^{-6}, 海面温度を285Kとした初期条件の下でスピンナップを行う。本実験におけるスピンナップは境界層内で鉛直積算したTKEの時間変化で判断した。スピンナップ後の設定は3ケースとも海面温度の上昇率は1.5K/day，発散値の変化率はそれぞれ異なっている。

5.2 結果

計算初期と計算後期の各ケースの液水温位プロファイルをFig.14に示した。計算初期では液水温位プロファイルに各ケース間の違いは殆ど見られない。しかし，計算後期の図から大規模沈降流を弱める変化率が大きいケースほど境界層の高度は高くなる。また，僅かに液水温位が境界層の上部で下層より高くなっておりデカップリングしていることが分かる。しかし，デカップリングの初期であるためこの図からは分かりづらい。

ここでデカップリングを診断する指標としてBuoyancy Integral Ratio（BIR）は，

$$BIR \equiv -\frac{\int_0^{z_i} F_{\theta_v} \mathrm{H}(-F_{\theta_v})dz}{\int_0^{z_i} F_{\theta_v} \mathrm{H}(F_{\theta_v})dz} \qquad (1)$$

を導入する。ここで$F_{\theta v}$は浮力フラックス（W/m^2），H（x）はx＞0の時に1，x≦0の時に0となるヘビサイド関数，z_iは境界層高度である。

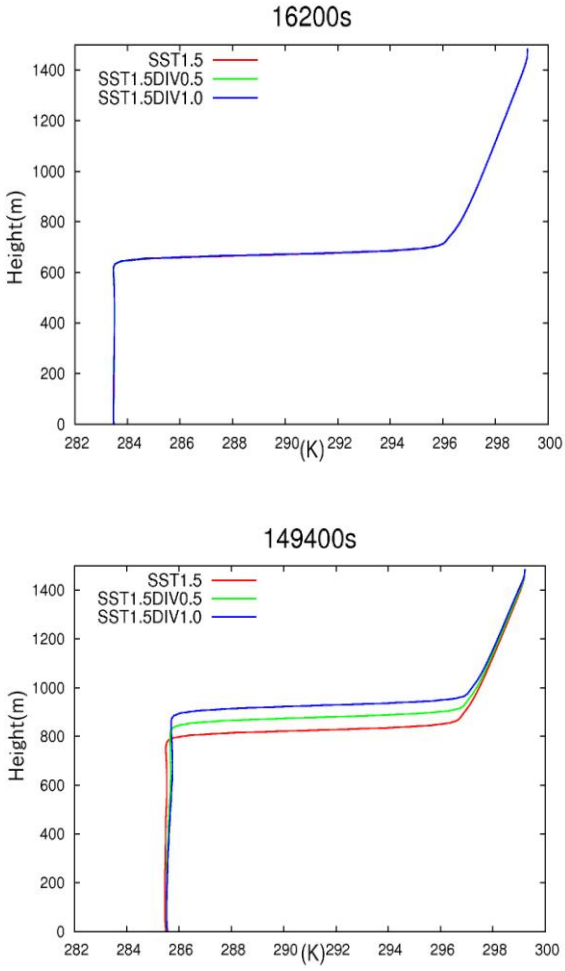


Fig.14 Liquid water potential temperature (K) of each case.

Stevens（2000）が行った理想実験によると，この値が0.1を超えた時に境界層内部の混合層はデカップリングすると報告されている。本実験でも0.1を超えた時に境界層がデカップリングしたと判断する。Fig.15は各ケースのBIRの時系列である。各ケースとも時間とともにBIRが増加し計算終了までに0.1に達していることが分かる。つまり計算終了時までにデカップリングしているということである。しかしながら，大規模沈降流を弱めた計算であるSST1.5DIV0.5，SST1.5DIV1.0は大規模沈降流の効果が変化しないSST1.5よりもBIRは早い段階で増加し，0.1を超えていることが分かる。この結果は大規模沈降流の弱まりがデカップリングを促進する働きがあることを示唆している。

この境界層内部の構造によって本当に下層からの水蒸気の供給が弱まったのかを確認するため，境界層の上部でサンプリングした各ケースの全水混合比時系列をFig.16に示した（雲水量が少なく水蒸気混合比と全水混合比の傾向は変わらない）。時間と共に海面温度が増加するため初期は全てのケースで全水混合比が上昇する。Fig.15のデカップリングした時間に対応して全水混合比はそれまでの増加傾向が止まり減少に転じていることからデカップリングによって境界層上部の水物質は減少したことが読み取れる。

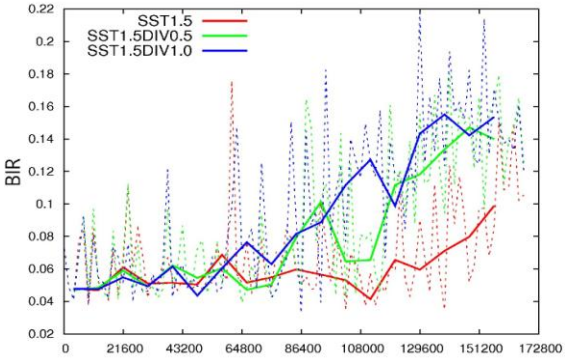


Fig. 15 Time seriese of BIR. If BIR > 0.1, boundary layer decouples (Stevens, 2000).

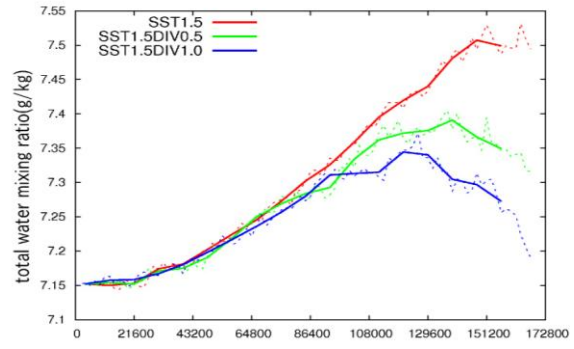


Fig. 16 Time seriese of total water mixing ratio (g/kg) of the upper part of boundary layer.

5.3 考察

本実験で大規模沈降流の弱まりが大きいケースほどデカップリングしやすいという結果が得られた。このケース間の違いについて2つの点に注目し考察する。

（1）境界層上端付近でのエントレンメント

W97は層積雲から積雲への遷移過程におけるデカップリングは海面温度が増加し，境界層上端でのエントレインメントが強まることが重要であると述べている。つまり，エントレインメントによる加熱効果が雲頂付近での放射冷却効果より大きくなることでバランスが崩れ液水温位が境界層上部で高くなるということである。

各ケースのデカップリングのタイミングの違いが境界層上端でのエントレインメントの違いによるものかを検証するためパッシブスカラーを用いたエントレインメント率の算出を行った。まずはパッシブスカラーの導入方法について説明する。スピンナップ後に境界層高度の領域平均を計算し，その高度より1つ上の格子点にパッシブスカラー100unit/kgを一様に配置し再計算を行う。パッシブスカラーは外部強制力に影響せず流れ場のみに応じて変化する。そのためパッシブスカラーは境界層上端での取り込みや境界層内部での輸送構造を調べる際に有用な方法である。

パッシブスカラーを用いたエントレインメント率の推定式としてStevens（2003）の

$$E = \frac{-\psi_{\phi}(z_{i-})}{\Delta\bar{\phi}} \qquad (2)$$

という関係式を使用した。ここで$\phi_{\phi}(z_{i-})$はスカラー量ϕのフラックス（unit/kg・m/s），$\Delta = z_{i+} - z_{i-}$で逆転層付近の差，$z_{i\pm} = z_i \pm \varepsilon$である。$z_i$は境界層高度を表し，微小量$\varepsilon$は今回30mとした。Stevens（2003）では式中に外部強制項が含まれるがパッシブスカラーを用いることでその項は排除している。

式（2）を使用して各ケースのエントレインメント率の時系列を比較したのがFig.17である。海面温度の増加に伴って境界層内部のエネルギーが大きくなるため全てのケースでエントレインメント率が時間と共に増加している。各ケース間のエントレインメント率に大きな違いは見られないことが分かる。これは大規模沈降流が弱まることがエントレインメン

ト率に影響しないことを示唆している。

エントレインメント率は境界層上端における空気塊の取り込みの強さであるためその付近の温位差によってエントレインメントの効果は変わる。例えば，エントレインメント率が小さくても境界層上端付近の液水温位の鉛直勾配が大きければ加熱効果は大きい。そこで各ケースの境界層上端付近の液水温の鉛直温位の差を調べた。境界層高度の上下30mの液水温位の差の時系列をFig.18に示した。この結果も各ケースで違いは見られなかった。

検証の結果，境界層の上層からのエントレインメントによる境界層上部の加熱には違いが見られなかった。このことから大規模沈降流が弱くなるという変化は雲層を加熱する働きはないと結論付けることができる。大規模沈降流の減少率の違いによって生じたデカップリングのタイミングの差異はエントレインメントの違いに起因するものではないことを確認した。

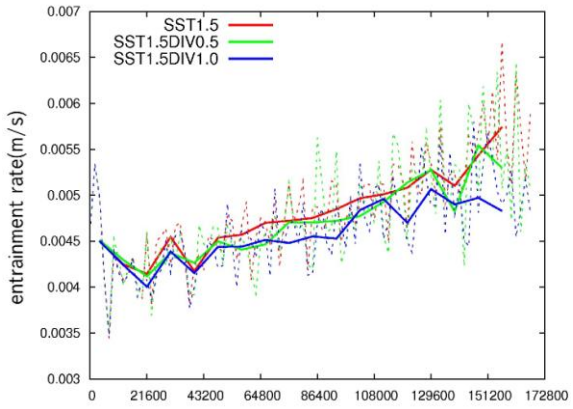


Fig.17　Time seriese of entrainment rate (m/s) .

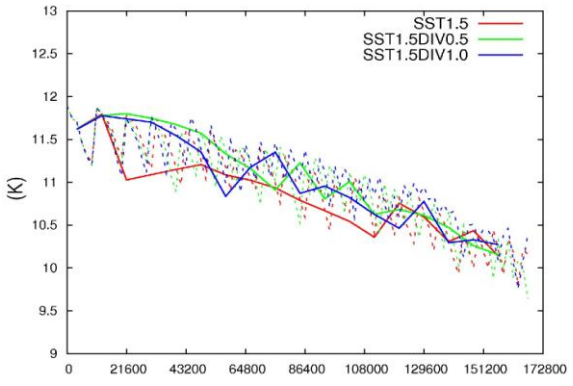


Fig.18　Time seriese of difference of liquid water potential temperature (K) .

(2)　境界層内部の輸送構造

層積雲の崩壊過程は境界層内の乱流輸送に密接に関係している。例えばデカップリングすることにより，それまでの境界層全層に渡る乱流輸送によって形成された混合層を維持できなくなる。本項では各ケース間の違いを探るため境界層内部の乱流輸送構造の時間変化に焦点を当てる。

デカップリング前の境界層内部の輸送構造を調べるために追加計算を行った。SST1.5DIV1.0がデカップリングした時間より前５つの時間から再計算を行う。その際，改めてパッシブスカラーを境界層高度より1つ上の格子点に配置する（100unit/kg）。そして，10s毎に水平平均を各高度で求めてその値が閾値（今回は5unit/kg）を超えた時刻を高度毎に出力した。この結果からパッシブスカラーを配置してからある高度までの到達時間を算出した。

Fig.19に各ケースでの境界層内部の輸送の変化を示した。縦軸は高度（m），横軸は到達時間（10^3 s）を表している。どのケースも境界層の下部では閾値を越えた時間が遅く，境界層の中層から上層では垂直に近い傾きを持った2層構造になっている。これは上層と下層の輸送形態の違いを反映していると考えられる。つまり境界層上端から地上200m弱の間の層ではほぼ垂直に立っていて，これは上層で取り込まれた熱や物質が速やかにその高度まで運ばれていることを示している。これは雲頂での放射冷却により生じる負の浮力で駆動されるtop-downの乱流の寄与である。200m以下で一旦勾配が緩んだのち海面付近では，海面加熱起因の乱れの寄与で再び下方への輸送が加速されている。

各ケースを比較すると，SST1.5 は境界層の高さはあまり大きくならず，2 層の境界の高度も変わらないままである。一方，SST1.5DIV0.5，SST1.5DIV1.0 では境界層高度も上昇し，それと共に 2 層を分ける境界の高度も高くなっている（図中におおよその範囲を示している）。原因としては境界層の高度が大きくなったことで乱流輸送のソースとなる放射冷却がより上層に移動したことが挙げられる。そのため放射冷却による乱流輸送の及ぶ影響範囲が上部にシフトしたと考えられる。SST1.5DIV0.5，SST1.5DIV1.0 では勾配の緩む層が高くなり，下層への熱，物質輸送が次第に弱くなる。この時，エントレインメント率や境界層上端付近の液水温位の鉛直勾配はこれまで同様変化していない。したがって下層に輸送されない分，上層にスカラー量が溜まり増加することになる。このため発散の値を時間と共に減少させた SST1.5DIV0.5 と SST1.5DIV1.0 は発散の値を変化させない SST1.5 よりデカップリングしやすい状況にあったものと考えられる。

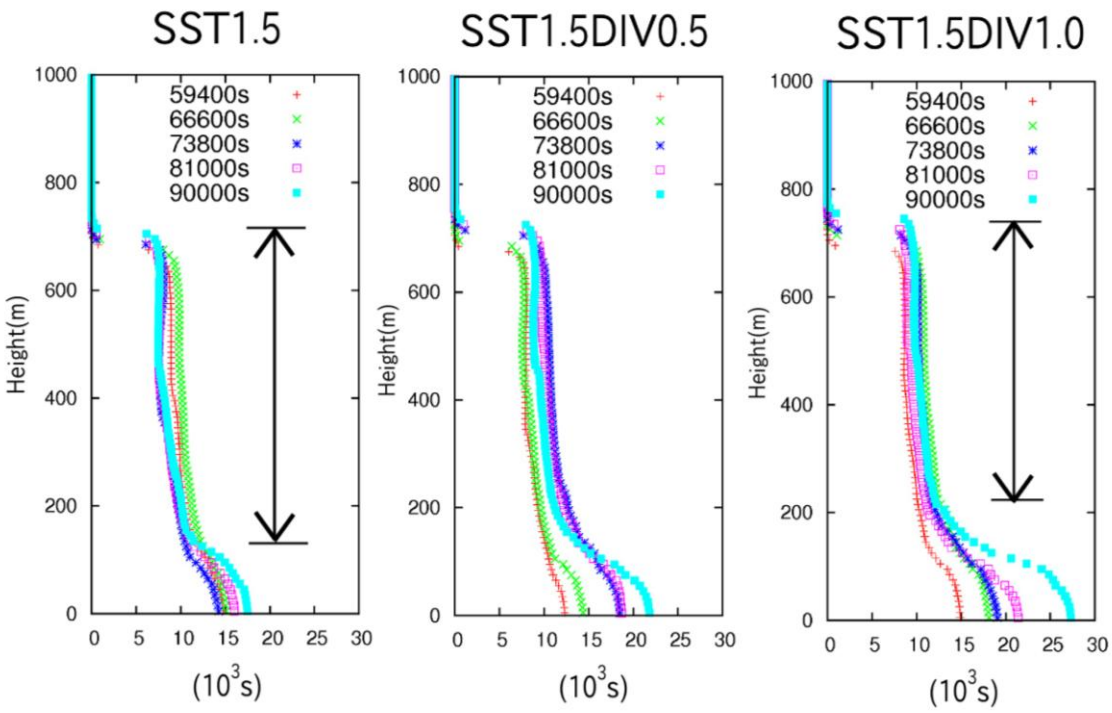


Fig.19 Reaching time ($\times 10^3$s) on each height using passive scalar. Arrows represent range that entrained air is transported by top-down turbulence due to radiative cooling.

5.4 まとめ

本章では大規模沈降流の弱まりが層積雲の初期崩壊過程であるデカップリングに与える影響を調べるために 3 つの計算を行った。計算結果から発散が弱まることでよりデカップリングが起こりやすいことが確認された。また，発散の変化率が大きいほどこの傾向は強い。その違いの原因を調べるためにパッシブスカラーを用いた追加実験を行った。大規模沈降流が弱まると境界層高度は高くなるが，それにより乱流輸送が境界層下部にまで到達しにくくなりスカラー量が境界層上部に溜まりやすくなるということが実験結果から示唆される。

6. 結語

本研究では亜熱帯域から赤道方向への移流に伴って起こる層積雲から積雲への遷移過程をLESを用いて調べた。

第3章では層積雲から積雲への遷移過程の計算においてモデルの次元性の違いによる結果を比較した。一方向を一様であると仮定した2次元モデルと3次元モデルの結果を比較した結果，2次元モデルと3次元モデルの結果はどちらも定性的にはW97と同様の遷移過程を示していた。しかし，時間発展に大きな違いが見られ，3次元モデルの方が層積雲の崩壊が早かった。この違いは海面での潜熱フラックスの増加率の違いに起因していると考えられる。更に原因を調べると2次元モデルと3次元モデルの間では境界層内の風速に大きな違いが見られた。2次元モデルでは風速が平均風に対して境界層の上層で大きく，下層で小さくなっていた。このことが海面での潜熱フラックスの違いに影響していると考えられる。

第4章では大規模沈降流の弱まりが層積雲から積雲への遷移過程に与える影響を海面温度の上昇と大規模沈降流の弱まりという2つのファクターに分けて3ケースの計算（A.発散値の減少-海面温度固定，B.発散値固定-海面温度の増加，C.発散値の減少-海面温度の増加）を行った。3ケースの結果は全く異なっていた。Aでは発散値が弱まることによって境界層高度の増加，LWPの増加（上層からの乾燥した空気塊の鉛直移流が弱まることによる）が見られ，雲層は崩壊に至らなかった。一方，Bは大規模沈降流が変わらないため境界層高度があまり変化せずに境界層内の液水温位が増加し層積雲が崩壊した。また，Cでは第3章の結果と同様に層積雲，層積雲＋積雲，積雲といった遷移過程を経ていることが確認できた。この中でCの結果が現実に近い遷移過程を表現できているため層積雲から積雲への遷移過程には海面温度の増加と大規模沈降流の弱まりの両方の効果が役割を果たしていると理解できる。

第5章では層積雲から積雲への遷移過程の初期に起こるデカップリングというメカニズムに大規模沈降流が与える影響を調べた。エントレインメントによる効果や境界層内の乱流輸送を詳細に調べるためパッシブスカラーを導入し，大規模沈降流の弱まりを発散値の減少で表現し発散値の減少率を変えた3ケースの計算（発散値の減少率が0，-0.5e-06/day，-1.0e06/day）を行った。BIRという指標を用いてデカップリングした時間を調べると，発散値の減少率が大きいほど（大規模沈降流が弱まる効果が大きいほど）境界層は早くデカップリングした。このことは大規模沈降流の弱まりが層積雲の崩壊過程を促進する効果を持つことを示唆している。この理由を調べるためパッシブスカラーを用いてエントレインメント率を算出し比較したが違いは見られなかった。境界層付近での液水温位の差にも違いは見られなかった。そこでパッシブスカラーを用いて境界層高度と乱流混合の影響が及ぶ深さの関係を調べた。この結果，発散値が小さくなる（大規模沈降流が弱まる）ケースでは雲頂の放射冷却による乱流輸送が及ぶ深さが上方へシフトしていたことが分かった。そして，境界層上部から海面加熱による乱流輸送が卓越する高度まで熱や物質を運ぶことが難しくなり，デカップリングが起こりやすくなったと考えられる。

以上が本研究から得られた結果である。本研究の数値実験は議論を単純化するため，理想的な状況を仮定している。本実験と現実場との違いについて以下に述べる。第一に境界層上の大気プロファイルを一定にしている点である。本研究では境界層上の大気を一定のプロファイルに保つ操作が施されている（2.3節参照）。実際には境界層上の自由大気の気塊の性質は時空間によって変動しており，それによってエントレインメントされる空気塊の性質も異なってくる。第二に海面温度や大規模沈降流の時間変化が単純な点である。本研究において境界条件の時間変化は線形に設定していた。とりわけFig.7にも見られるように大規模沈降流に関しては時空間変動，またその影響は大きいと考えられる。今回は考慮しなかったこれらの要素がどのように層積雲の崩壊に関係するかはこれからの課題と考えられる。

参考文献

Ackerman, A. S., and Coauthors, （2009）: Large-eddy simulation of a drizzling, stratocumulus topped marine boundary layer, Mon. Wea. Rev, 137, 1083—1110.

Bretherton,C.S., and M.C. Wyant, （1997）: Moisture transport, lower-tropospheric stabillity, and decoupling of cloud-topped boundary layer, J. Atmos. Sci.54, 148—167.

Deardorff, J. W., （1980）: Cloud Top Entrainment Instability, J. Atmos. Sci., 37, 131--147.

Klein, S. A., and D. L. Hartmann, （1993）: The seasonal cycle of low stratiform clouds. J. Climate, 6, 1587--1606.

Klein. S. A., D. L. Hartmann, and J. R. Norris, （1995）: On the relationships among low-cloud structure, sea surface temperature, and atmospheric circulation in the summertime northeast pacific. J. Climate, 8, 1140--1155.

Mauger, G. S., and J. R. Norris, （2010）: Assessing the impact of meteorological history on subtropical clouod fraction. J. Climate, 23, 2926--2940.

McNoldy, B. D., P. E. Ciesielski, W. H. Schubert, and R. H. Johnson, （2004）: Surface winds, divergence, and vorticity in stratocumulus regions using QuikSCAT and reanalysis winds. Geophys. Res. Lett, 31, L08105, doi:10.1029/2004GL019768.

Nicholls, S., （1984）: The dynamics of stratocumulus: aircraft observations and comparisons with a mixed layer model. Q. J. R. Meteorol. Soc, 110, 783--820.

Randall, D. A., （1980）: Conditional instability of the first kind upside-down. J. Atmos. Sci, 37, 125--130.

Stevens, B.,（2000）: Cloud transitions and decoupling in shear-free stratocumulus-topped boundary layers. Geophys. Res. Lett, 27, 2557--2560.

Stevens, B., and Coauthors, （2003）: On entrainment rates in nocturnal marine stratocumulus. Q. J. R. Meteorol. Soc, 129, 3469--3493.

Stevens. B., and Coauthors, （2005）:Evaluation of large-eddy simulations via observations of nocturnal marine stratocumulus. Mon. Wea. Rev, 133, 1443--1462.

Wyant, M. A., C. S. Bretherton, H. A. Rand, and D. E. Stevens., （1997）: Numerical simulations and a conceptual model of the stratocumulus to trade cumulus transition. J. Atmos. Sci, 54, 168--192.

Yamaguchi, T., and D. A. Randall, （2008）: Large-eddy simulation of evaporatively driven entrainment in cloud-topped mixed layers. J. Atmos. Sci, 65, 1481--1504.

A Numerical Study on Dissipation Mechanism of Marine Stratocumulus Using Large Eddy Simulation

Tomohiro MIURA* and Hirohiko ISHIKAWA

* Graduate School of Science, Kyoto University

Synopsis

The dissipation mechanism of marine stratocumulus has been studied using Large Eddy Simulation which can precisely estimate turbulent transfer. According to previous study, numerical experiment was set assuming that air mass is advected from subtropical eastern Pacific toward equator. First, the comparison of the results using 2D LES with 3D LES has done. It's found that both result are same qualitatively. But, 2D LES included problems concerning with wind velocity. Secondly, the role of large-scale subsidence weakening on the Sc to Cu transition has been studied. This experiment suggests that the large scale subsidence weakness is important as well as sea surface temperature increase . Finally, the role of large-scale subsidence weakening on the decoupling has been studied with passive scalar. As a result, the weakening LS-subsidence has promoted decoupling because turbulent transfer due to radiative cooling occurred at the top of Sc deck haven't reached lower part of boundary layer.

Keywords: Stratocumulus, LES, Marine Boundary Layer

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

ISO試験法に基づく板ガラスの耐衝撃破壊特性

丸山　敬・河井宏允・西村宏昭*・加茂正人・前田　豊*

＊ 日本建築総合試験所

要　旨

本研究では，ISO規格（ISO 16932）に規定された建物開口部におけるガラスの耐衝撃破壊性能評価方法に従って衝撃試験を行うことのできる試験装置を作成し，種々の板ガラスを試験体として用いた衝撃試験を行い，耐衝撃破壊性能を明らかにした。得られた結果をまとめると，今回試験体として用いた普通フロートガラス（厚さ5，6，8，10，12㎜），強化ガラス（厚さ5，6，8，10㎜），網入りガラス（厚さ6.8，10㎜）は，ISO規格に従う判定に不合格であった。合わせガラス（中間膜の厚さ30，60，90milの３種類とガラス厚さ3，5㎜の２種類の組み合わせ）ではISO規格に従う加撃体Ａ，Ｂ，Ｃによる，フィルム貼りガラス（フィルム厚さ50，100，350，450μmの４種類とガラス厚さ5，6㎜の２種類の組み合わせ）では加撃体Ａ，Ｂによる衝撃試験に合格した。

キーワード：強風，飛来物，板ガラス，耐衝撃試験，破壊特性

1.　はじめに

日本において，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・同施工法や建築物荷重指針・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。一方，アメリカ合衆国やISO規格では，外装材や建物開口部におけるガラスの耐衝撃破壊性能評価方法が示されており，鋼球および，サイズの異なる木片を高速で試験体に衝突させる衝撃試験を行った後，繰り返し圧力載荷により強風下の耐破壊性能を評価するとしている。この試験で用いられる小さな鋼球および木片による加撃体は，小石などが強風により飛ばされることによる飛来物と，飛散木片を主なターゲットにしたものである。

本報告書は，ISO規格ISO 16932（2007:以下ISO 16932と表示）による建物開口部におけるガラスの耐衝撃破壊性能評価方法に従って，衝撃試験を行うことのできる試験装置を作成し，種々の板ガラスを用いて衝撃試験を行い，それらの耐衝撃破壊性能をISO 16932に従って評価した結果をまとめたものである。

2.　試験の概要

本試験で採用した衝撃試験方法と評価基準であるISO 16932の基となったASCE7では，ガラスの被害と建物の被害の拡大を防ぐために，建築物の開口部は飛散物に対して耐衝撃性能を有するか，耐衝撃性能を有するカバーで保護することを要求している。そして，これらの要求性能を保証するためにASTM E1886-04に定める方法により試験を行い，ASTM E1996-04に定める加撃体に対して安全であることが求められる。そこでは，加撃体として小石等の比較的小さな飛散物を想定した鋼球と，比較的大きな飛散物を想定した２×４の木片が規定されており，本試験でもそれらを踏襲したISO 16932に基づき，加撃体には鋼球と２×４の木片を用いた。

飛散物を発生させる気象現象としては竜巻やダウンバーストなどの突風や台風が挙げられる。なかでも，台風による強風の継続時間は竜巻やダウンバーストに比べて長く，強風の初期に飛散物によって被害を受けた建築物はその後も長時間の強風に曝されることになる。したがって，台風を対象とした場合には，飛散物衝突後に長時間変動圧力が継続した後

Table 1　Missile's level of ISO 16932

タイプ	質量・材質	衝突速度（誤差）
A	2g ± 0.1g/個・鋼球 10 個	39.7m/s（±1%）
B	2.05 ± 0.1kg・2×4 木材	12.2m/s（±2%）
C	4.1 ± 0.1kg・2×4 木材	15.3m/s（±2%）
D	4.1 ± 0.1kg・2×4 木材	24.4m/s（±1%）
E	6.8 ± 0.1kg・2×4 木材	22.4m/s（±2%）

も大きな開口が生じないことを確認する手順が加わり，ISO 16932でもそのような圧力載荷試験後に試験体に所定以上の開口や亀裂が生じないことが求められる。すなわち，衝撃試験は以下のような手順で行われる。

[1] 所定の加撃体を試験体の所定の位置に衝突させ，亀裂あるいは開口が生じるかを調べる。亀裂あるいは開口が生じなかった場合は試験に合格とし，加撃体が貫通するか，規定以上の開口あるいは亀裂，すなわち，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は不合格とする。

[2] 亀裂あるいは開口が生じたが，規定以下の大きさの場合には引き続き圧力載荷試験を行う。

[3] 圧力載荷中または終了時までに規定以上の開口あるいは亀裂が生じるか，試験体が取り付け枠から脱落した場合には試験に不合格とし，それ以外は合格とする。

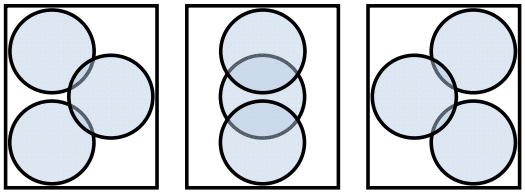
以下に，衝撃試験装置，加撃体と加撃位置，圧力載荷試験装置の概要を述べる。なお，試験手順および評価方法の詳細は丸山（2010）を参照されたい。

2.1　衝撃試験装置

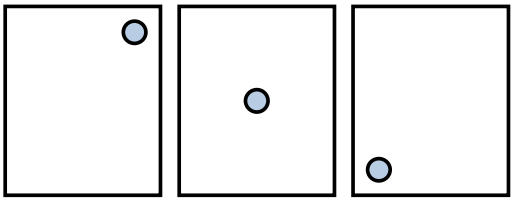
SO 16932では加撃体による衝撃試験を行い，規定以上の開口あるいは亀裂が生じた場合には引き続き圧力載荷試験を行うこととなっている。本試験では，ISO 16932で規定された加撃体を所定の速度で所定の位置に衝突させることができる試験装置を作成し，試験体への衝撃試験を行った。試験装置はエアータンクに塩ビパイプの砲身を取付け，砲身内に装填された加撃体をエアータンク内の圧縮空気で射出するものである。試験装置とその性能の詳細は丸山ら（2008,2009）を参照されたい。

2.2. 加撃体と加撃位置

ISO 16932によると試験体に衝突させる加撃体はミサイル（missile）と呼ばれ，Table 1に示すように重さや速度の異なるA,B,C,D,Eの５つの加撃体のタイプが定義されており，大きく分けて鋼球と２×４の木片に分けられる。加撃体タイプAである鋼球



a．加撃体タイプA



b．加撃体タイプB,C,D

Fig. 1 Impact locations

は１個当たり2g±0.1g，直径約8 mmの鋼球10個を3ヶ所，Fig1aに示す一定の範囲内（半径中250mmの円内）に衝突させ，3枚全てが前述の判定条件に合格した場合のみ合格となる。加撃体のタイプB,C,D,Eはタイプ A よりも大きな飛散物を模擬しており，試験の再現性等を考慮して２×４規格の木片により飛散物を模擬している。２×４の木片による加撃体はタイプによりそれぞれ重さと衝突速度が異なり，B,C,D,Eの順に衝撃力が大きくなっている。タイプDは，1974年のオーストラリア・ダーウィンを襲ったサイクロン・トレーシーによる壊滅的な被害の教訓からダーウィン地区建築マニュアルに採用された試験用加撃体とほぼ同じである。タイプEはアメリカ・エネルギー省が原子力発電所のような危険物質を貯蔵する施設用に決定したもの（DOS Standard, 2002）で，巨大トルネードでしか生じ得ない加撃体であり，わが国の台風の強風下における一般の建築物に適用することは非現実的である。ちなみにフロリダ建築基準（FBC, 2004）では，Table 1のタイプAとタイプCに相当する加撃体のみが規定されている。加撃体B,C,D,Eの試験体への衝突位置はFig.1bに示すように3枚の試験体のそれぞれ異なる位置の一定の範囲内（半径65mmの円内）に衝突させ，3枚全てが前述の判定条件に合格した場合にのみ，その加撃体に対して合格となる。

Table 2　Level of protection

レベル１：飛散物の脅威が低い地域，すなわち，海岸線から内陸に入った地域と厳格な領域区分管理によって飛散物の確率が低減される地域を含む地域で推奨される防御レベル。この防御レベルは飛散物の脅威がほとんどない“厳格に管理された地域”に対して推奨される。
レベル２：通常の飛散物の脅威がある地域で推奨される基本防御レベルで，飛散物に対する法的規制により管理された地域における最低限の防御として推奨される。
レベル３：さらに高度な防御が推奨される管理地域内で推奨される強化防御レベル。飛散物に対する法的規制が制定された地域の防御として設定される。
レベル４：飛散物に対する法的管理地域内の最重要施設に対する防御として推奨される防御レベル，あるいは，飛散物に対する強化防御を行い，法的管理されているが厳しい状況の地域で推奨される防御レベル。

Table 3　Required missiles for testing for classification

防御レベル	レベル１		レベル２		レベル３		レベル４	
ガラスの設置高さ（m）	>10	≦10	>10	≦10	>10	≦10	>10	≦10
強風ゾーン１ (50m/s≦V＜55m/s)	無	無	A	B	C	C	C	D
強風ゾーン２ (55m/s≦V＜60m/s)	無	無	A	B	C	C	C	D
強風ゾーン３ (60m/s≦V＜65m/s)	A	B	A	C	C	D	D	E
強風ゾーン４ (65m/s≦V)	A	B	B	C	C	D	D	E

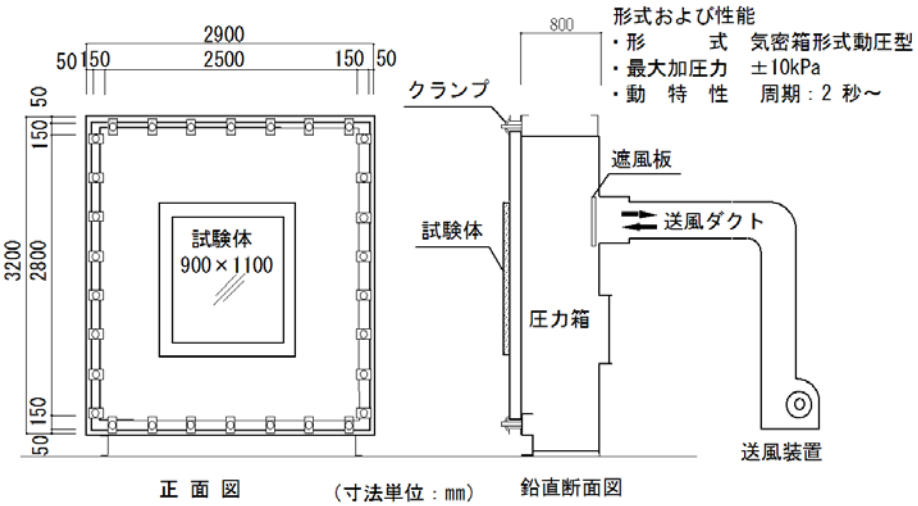


Fig. 2　Pressure loading apparatus

ISO16932では試験体が耐えるべき加撃体の種類は，建築物の防御レベル（Table 2）と強風ゾーンごとにTable 3に示すように，試験体であるガラスが設置される高さによって選択することになっている。Table 3から分かるように，相対的に軽量の飛来物が建築物の高い位置のガラスに衝突するとしている。強風ゾーンは基準風速Vのみで表されており，その値はガスト風速で与えられている。

2.3. 圧力載荷試験装置

台風の場合のように，飛散物衝突後に変動風圧が長時間継続して加わることを考慮し，規定の変動圧力を載荷後に大きな開口が生じないことを確認するための圧力載荷試験装置を日本建築総合試験所所有の圧力箱を改造して作成した。元の圧力箱はサッシや外壁などの建材の耐風圧性能を試験する装置で，正負繰り返し最大加圧能力±10kPa，圧力の向きは弁の切り替えで変更する。試験体は最大幅2.6m×高さ2.9mまで試験が可能で，装置の前面にFig.2に示すように衝撃試験装置で用いたものと同じ試験体支持フレームを取り付け，試験体への加撃を直接行えるようにした。

ISO 16932で規定された圧力載荷順序はTable 4, Fig. 3に示すように，正圧に続く負圧の合計9,000回の繰り返しで，低層建築物の風洞試験による変動風圧の圧力レベルと一台風の通過による風圧変動の変化を模擬している。ここで荷重の向きは，「正」が加撃体の当る面を押す方向，「負」はその面を引く方向に作用する圧力を意味している。各繰り返し載荷の基準となる風圧力Pは，ASTM E1996では正圧と負圧とで異なる設計圧力P_{pos}とP_{neg}を採用することになっているが，ISO 16932では区別されておらず，基準風速Vで一意に決定される値としている。なお，ISO 16932では基準風速をガスト風速で与えているが，建築基準法で風荷重の算定の基準となる速度圧が10分間平均風速を基にしているため，Table 5でも基準風速を10分間平均風速に換算した値V_{10}(m/s)を参考値として示している。実際の圧力載荷で用いた風圧Pは強風ゾーンを１として2490Paとしている。圧力の変動周期はISO 16932では1秒以上5秒以下としており，ここでは2秒周期の正弦波として与えた。Fig. 3に示す全変動圧力載荷を終了するには5時間を要した。試験体の設置状況と，圧力載荷の様子をFig. 4に示す。

Table 4　Cycle static air-pressure differentials

載荷順	荷重の向き	圧力サイクル	繰り返し数
1	正	0.2P から 0.5P	3500
2	正	0.0P から 0.6P	300
3	正	0.5P から 0.8P	600
4	正	0.3P から 1.0P	100
5	負	0.3P から 1.0P	50
6	負	0.5P から 0.8P	1050
7	負	0.0P から 0.6P	50
8	負	0.2P から 0.5P	3350

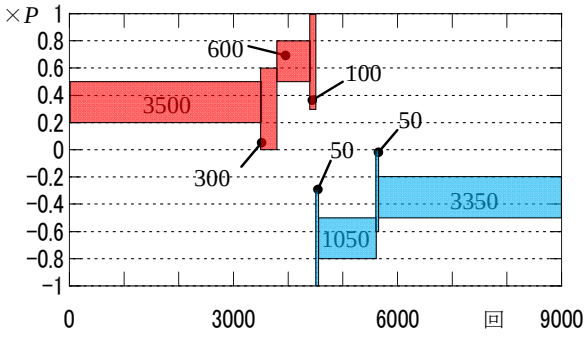


Fig. 3　Cycle static air-pressure differentials

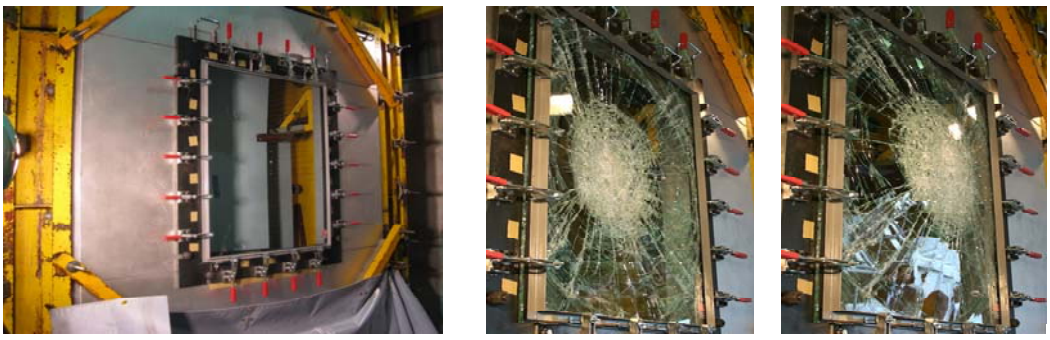
3.　試験体

試験体には厚さ5，6，8，10，12mmの普通フロートガラス，厚さ5，6，8，10mmの強化ガラス，厚さ6.8，10mmの網入りガラス，中間膜の厚さ30，60，90milの３種類とガラス厚さ3，5mmの２種類を組み合わせた合わせガラス，および，フィルム厚さ50，100，350，450 μ mの４種類とガラス厚さ5，6mmの２種類を組み合わせたフィルム貼りガラスを用いた。

フィルム貼りガラスについては，フィルムをガラス全面に貼ってサッシ等のフレームに収められる場合と，既存のガラス面にフィルムを貼る場合のよう

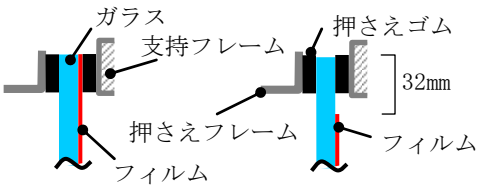
Table 5 Wind zone, basic wind speed V, 10 minutes mean wind speed V_{10} and pressure P

強風ゾーン	基本風速 V (m/s)	10 分間平均風速換算値 V_{10} (m/s)	風圧 P (Pa)
1	50≦V＜55	32≦V_{10}＜35	2490
2	55≦V＜60	35≦V_{10}＜38	2970
3	60≦V＜65	38≦V_{10}＜41	3450
4	65≦V	41≦V_{10}	3640



全体図　　負圧の載荷時　　正圧の載荷時

Fig. 4　Set-up of specimen on the pressure loading aparatus



a. overall filmed　　b. partially filmed

Fig. 5　Engagement of filmed glass and test flame

に，サッシ等のフレームに収められない場合がある。前者はフレームの押さえ部分にフィルムが入っているので，後者に比べて耐衝撃破壊性能が上がる可能性がある。したがって，試験にはフィルムをガラス全面に貼ったもの（以降“全面貼り”と表示）とフレームに収まる部分を貼りしろとして，周囲を少し残してフィルムを貼ったもの（以降“部分貼り”と表示）を用いた。貼りしろはISO規格の試験に用いられる押さえフレームの幅30mmより少し内側になるように32mmとした。これによりFig. 5に示すように，全面貼りではフィルムとガラスを共に，部分貼りではガラスのみを押さえフレームで支持フレームに固定し，フィルムの端部と押さえフレームの間には約2mmの隙間がある。試験体の大きさはISO 16932で定められている幅90cm，高さ110cmとした。

4.　試験結果

前章で述べた試験体を用いて，ISO規格に従った衝撃試験および衝撃試験後に圧力載荷試験を行った結果を以下にまとめる。

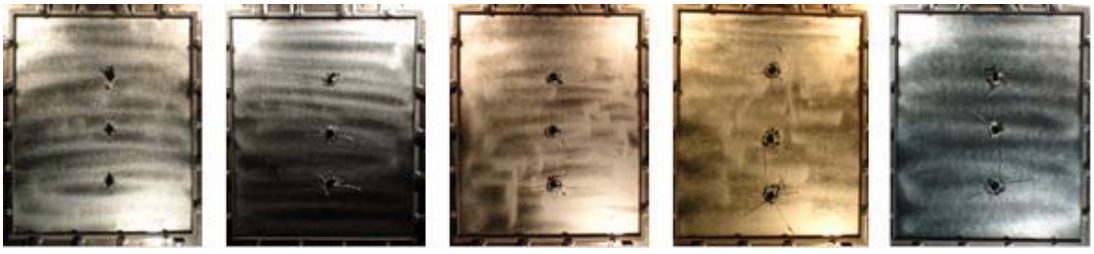
4.1.　普通フロートガラス，強化ガラス，網入りガラス

(1)　普通フロートガラス

加撃体Aは厚さ5mmから12mmまでの普通フロートガラスを貫通した（Fig. 6）が，亀裂は開口付近にのみ生じ，全体には広がらなかった。加撃体Bも貫通し（Fig.7），ガラス厚が厚くなるほど亀裂の入る範囲および開口が広がる傾向があった。ただし，中央への加撃では10mm厚の場合1回の，12mm厚では4回の加撃では開口，亀裂ともに生じず，それぞれ2回目，5回目の加撃で割れた。なお，別の試験体を用いた加撃体Bの中央部への加撃では，厚さ10，12mmともに1回の加撃で割れた。以上より，ISO規格に対しては厚さ12mmまでの普通フロートガラスは加撃体Aおよび加撃体Bに対して不合格となった。

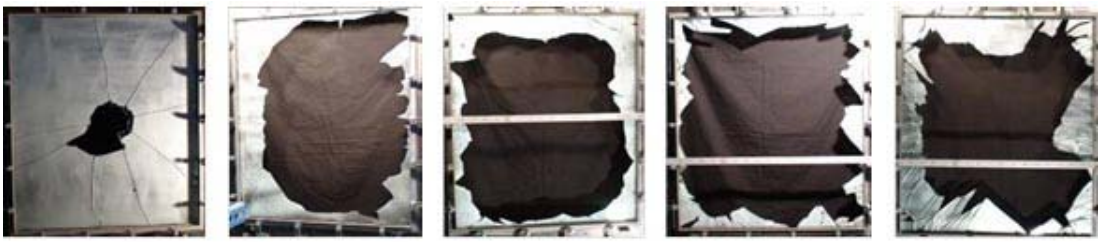
(2)　強化ガラス

加撃体Aは厚さ5mmから10mmまでの強化ガラスを貫通した。その際，亀裂は全体に広がるが，開口は全体には広がらなかった（Fig. 8）。加撃体Bを中央部に加撃した場合，5mm厚の場合，3回目までは割れず4回目に，6mm厚の場合，１回目までは割れず2回目に貫通した。それ以外では，加撃体は貫通し，亀裂は全体に広がり，ガラス厚が薄いほど開口も大きくなった（Fig. 9）。なお，別の試験体を用いた加撃体Bの中央部への加撃では，厚さ5mmの場合3回の加撃でも割れず，厚さ6mmの場合1回の加撃で割れた。一方，加撃体Bを左上部に加撃した場合，5mmから8mmまでの強化ガラスは貫通したが，10mmの強化ガラスは，５回の加撃でも割れなかった（Fig. 10）。



厚さ 5mm　厚さ 6mm　厚さ 8mm　厚さ 10mm　厚さ 12mm

Fig. 6　Results of impact test of float glass by missile type A



厚さ 5mm　厚さ 6mm　厚さ 8mm　厚さ 10mm
2 回目の加撃　厚さ 12mm
5 回目の加撃

Fig. 7 Results of impact test of float glass by missile type B



厚さ 5mm　厚さ 6mm　厚さ 8mm　厚さ 10mm

Fig. 8　Results of impact test of tempered glass by missile type A



厚さ 5mm（4 回目の加撃）　厚さ 6mm（2 回目の加撃）　厚さ 8mm　厚さ 10mm

Fig. 9　Results of impact test of tempered glass by missile type B at center



厚さ 5mm（4 回目の加撃）　厚さ 6mm（2 回目の加撃）　厚さ 8mm　厚さ 10mm（5 回の加撃でも割れず）

Fig. 10　Results of impact test of tempered glass by missile type B at upper left



厚さ 6.8mm 加撃体Ａ　厚さ 10mm 加撃体Ａ　加撃体Ｂ中央 厚さ 6.8mm　加撃体Ｂ左上

Fig. 11　Results of impact test of wired glass by missile type A and B

なお，別の10mmの強化ガラスの試験体に加撃体Ｂを右上および左下に加撃した場合にはいずれも割れ，割れは上下に広がった。以上より，ISO規格に対しては厚さ10mmまでの強化ガラスは加撃体Ａおよび加撃体Ｂに対して不合格となった。

(3) 網入りガラス

Fig.11に示すように，加撃体Ａは厚さ6.8mmおよび10mmの網入りガラスを貫通した。その際，亀裂は全体には広がらなかった。加撃体Ｂは中央部，左上部に加撃した場合ともに貫通するが，亀裂は全体には広がらなかった。以上より，ISO規格に対しては厚さ10mmまでの網入りガラスは加撃体Ａおよび加撃体Ｂに対して不合格となった。

以上，普通フロートガラス，強化ガラス，網入りガラスにISO規格に準じた試験結果をまとめると，Table 6 のようになる。

Table 6　Results of impact test by ISO method; float, tempered and wired glasses

ガラスの種類	厚さ(㎜)	加撃体のタイプ A 加撃位置 ＞	中央	＜	B 加撃位置 左上	中央	左下	ISO 判定結果
普通フロートガラス	5	－	×	－	×	×	－	×
普通フロートガラス	6	－	×	－	×	×	－	×
普通フロートガラス	8	－	×	－	×	×	－	×
普通フロートガラス	10	－	×	－	×	○2, ×	－	×
普通フロートガラス	12	－	×	－	×	○5, ×	－	×
強化ガラス	5	－	×	－	×	○4, >3	－	×
強化ガラス	6	－	×	－	×	○2, ×	－	×
強化ガラス	8	－	×	－	×	×	－	×
強化ガラス	10	－	×	－	○>5, ×	×	×	×
網入りガラス	6.8	－	×	－	×	×	－	×
網入りガラス	10	－	×	－	×	×	－	×

表中の記号の意味
○：開口，亀裂ともに生じなかった。
×：76㎜以上の開口，あるいは，125㎜以上の亀裂が生じた。→ISO 規準不合格。
－：試験を行っていない。
注：普通フロートガラス厚さ 10, 12㎜，強化ガラス厚さ 5, 6, 10㎜については，1 回の加撃で割れなかったものについて，2 枚目の試験体による試験も行った。
右側の数字は，その回数で割れたことを示し，>5 は 5 回加撃しても割れなかったことを表す。



a．表（加撃面）　　b．裏（加撃反対面）

Fig. 12　Details of failure of laminated glass at impact points by missiles A

4.2. 合わせガラス

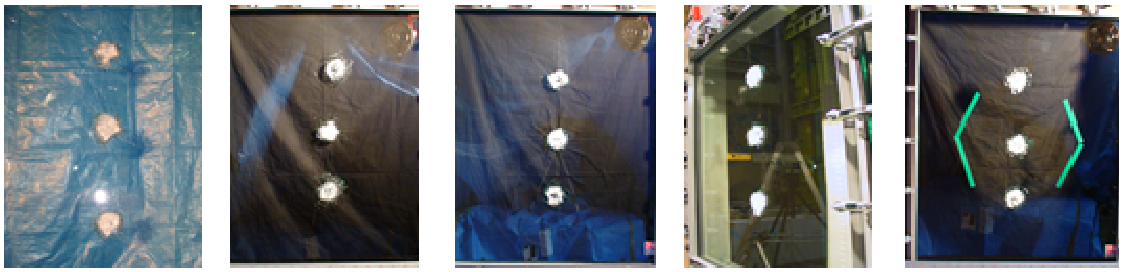
(1) 加撃体タイプＡによる衝撃試験結果

加撃体Ａの場合，全ての試験体において加撃体は貫通せず，フィルム面の亀裂もなく，開口も生じなかった。加撃面側（表側）では加撃体の衝突箇所のガラスは細かく破壊され，周囲に短い放射状の亀裂が生じ，さらにその外側を囲むように円周状の亀裂が生じた（Fig.12a）。一方，加撃面反対側（裏側）のガラスでは，鋼球の衝突箇所のガラスは細かく破壊され，その中心から放射状に亀裂が生じるが，加撃面側に見られたような外側を囲む円周状の亀裂は少ない（Fig.12b）。また，加撃面反対側のガラスの亀裂はガラス中央部の加撃位置に多くみられ，取り付け枠に近い部分では加撃面反対側のガラスが割れない場合が多かった。加撃後の圧力載荷試験ではガラスの亀裂の伸展が見られる場合があったが，中間膜厚に亀裂や開口が生じることはなかった。

加撃体Ａの試験後の破壊の様子をFig.13に示す。

(2) 加撃体Ｂ，Ｃ，Ｄによる衝撃試験結果

加撃体Ｂの場合（Fig.14），ガラス厚3mm，中間膜厚60mil（以下“ガラス厚さ＋中間膜厚さ＋ガラス厚さ：3+60mil+3”と表示）およびガラス厚5mmで規定



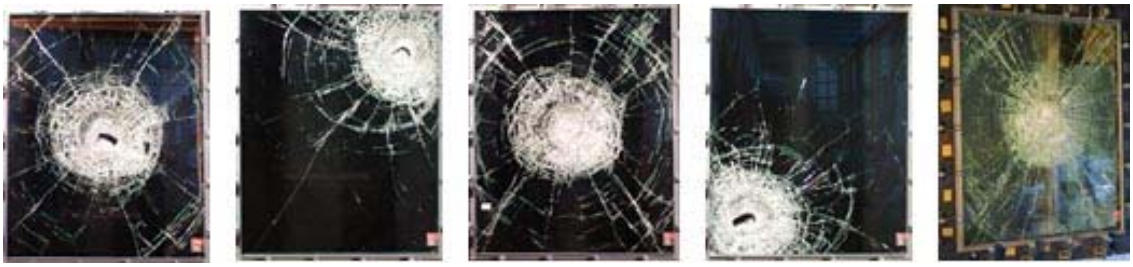
3+30mil+3　3+60mil+3　5+30mil+5　5+60mil+5　5+90mil+5

Fig. 13 Results of impact test of laminated glass by missile A



3+30mil+3　3+60mil+3　5+30mil+5　5+60mil+5　5+60mil+5

Fig. 14 Results of impact test of laminated glass by missile B

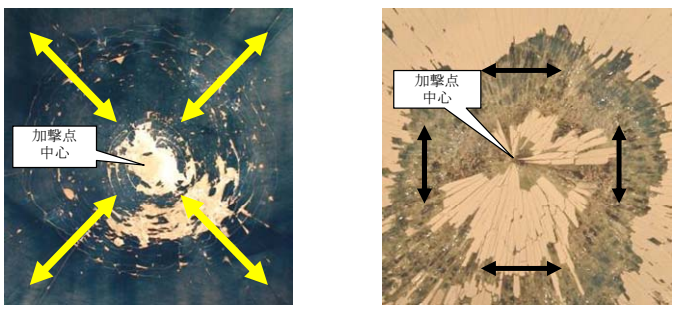


5+30mil+5　5+60mil+5　5+60mil+5　5+60mil+5　5+90mil+5

Fig. 15 Results of impact test of laminated glass by missile C



Fig. 16 Results of impact test of laminated glass by missile D; 5+90mil+5



a. 加撃面側の円周状の亀裂と対応する応力の方向　b. 加撃面反対側の放射状の亀裂と対応する応力の方向

Fig. 17 Details of failure of laminated glass at impact point by missile B

Table 7　Results of impact test of laminated glasses by ISO method

ガラスの種類	加撃体の種類 A 加撃位置 ＞ 中央 ＜			B 加撃位置 右上	中央	左下	C 加撃位置 右上	中央	左下	D 加撃位置 右上	中	左下	ISO 判定結果
3mm+30mil+3mm	－	△	△	[△]	[△]	×	－	－	－	－	－	－	(A)
3mm+60mil+3mm	－	[△]	－	[△]	△	△	－	－	×	－	－	－	(B)
5mm+30mil+5mm	－	[△]	－	[△]	△	△	－	×	－	－	－	－	(B)
5mm+60mil+5mm	△	△	△	△	○,△	△	×	△	×	－	－	－	B
5mm+60mil+5mm(Du)	－	－	－	[△]	[△]	[△]	－	×	－	－	－	－	(B)
5mm+90mil+5mm	－	[△]	－	－	－	－	[△]	△	△	－	×	－	(C)

注　：本結果は、ISO 規格（ISO 16932）に準じて行われた試験結果を示す。
　　圧力載荷試験における最大載荷圧力は 2490Pa で、風速ゾーン 1 に対応する。

表中の記号の意味

○　：開口、亀裂ともに生じなかった。
△　：開口は生じなかったが、亀裂が生じた。[ ]が付かないものは圧力載荷試験にも合格。
×　：加撃体が貫通したか、76㎜ 以上の開口か、125㎜ 以上の亀裂が生じた。→ISO 規格に不合格。
－　：試験を行っていない。
[ ]　：圧力載荷試験を行っていない。
( )　：予想判定結果であり、ISO で規定された全試験を行っていないので、最終的な判定結果が異なる可能性がある。
　　5mm+60mil+5mm(Du)は異なる中間膜を用いた製品を表す。

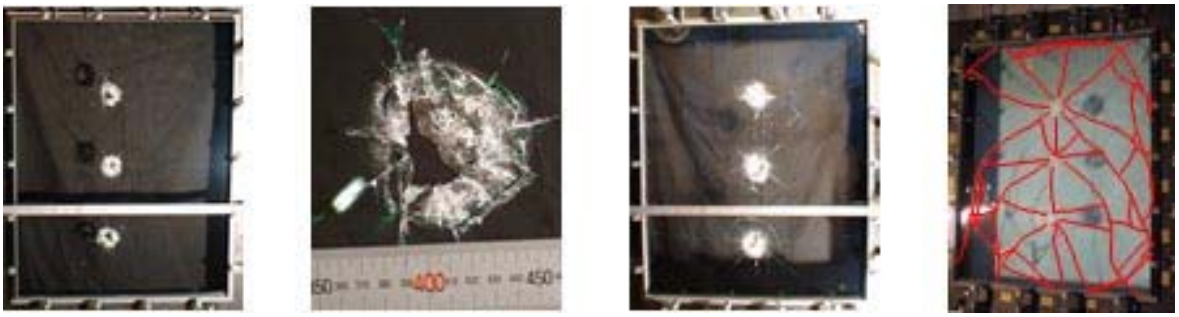
Table 8 Deformation after impact test (mm)

加撃体 ガラス種類	B 加撃位置 下	中	上	C 加撃位置 下	中	上	D 加撃位置 下	中	上
5mm+30mil+5mm	△17	△7	△32	－	－	－	－	－	－
5mm+60mil+5mm	△26	○0	△9	70	△43	60	－	－	－
5mm+90mil+5mm	－	－	－	－	－	－	－	×15	－

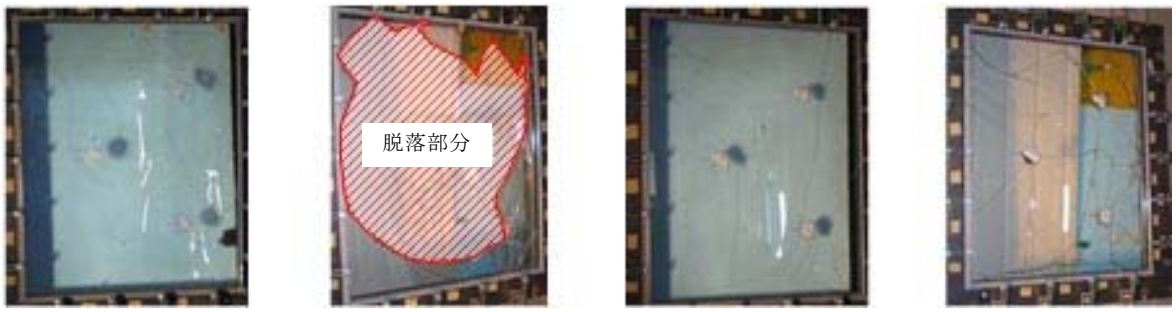
数字の前の記号の意味
×… 開口が生じた
△… 開口は生じなかったが、ひび割れは生じた
○… 開口、ひび割れともに生じなかった

以上の開口あるいは亀裂が生じなかったので，圧力載荷試験にまわされ，ISOの判定に合格した。加撃体C（Fig.15）では5+90mil+5のみで規定以上の開口あるいは亀裂が生じず，圧力載荷試験においてもISO規準の判定に合格した。加撃体タイプD（Fig.16）は5+90mil+5でも貫通した。以上の結果をTable 7 にまとめる。

ガラスの破壊性状を詳しく見ると，加撃体が衝突した部分では細かな亀裂が入り，周囲に行くにしたがって，亀裂の間隔は大きくなった。亀裂には加撃点を中心とする円周状のものと，放射状のものが観察されるが，Fig.17に示すように，円周状のものは加撃面側に，放射状のものは加撃面反対側のガラスに多く生じている。このことから，加撃側のガラス面は加撃点を押しこむような曲げによって，加撃点を中心とした放射状の引張力（Fig.17a）を受けて破壊していると考えられる。一方，加撃面反対側のガラス面では，加撃点を中心とした円周方向の引張力（Fig.17b）を受けて破壊していると考えられる。また，5+60mil+5では加撃体B,Cでは中央の加撃位置の方が取り付け枠に近い部分よりも破壊の程度が少ないこと。Table 8に示すように，中央の加撃位置で破壊後のガラスのたわみも小さいことから，２×４木片による衝撃に対してガラス面が大きくたわむことのできる中央部の方が耐衝撃破壊性能は高いと考えられる。

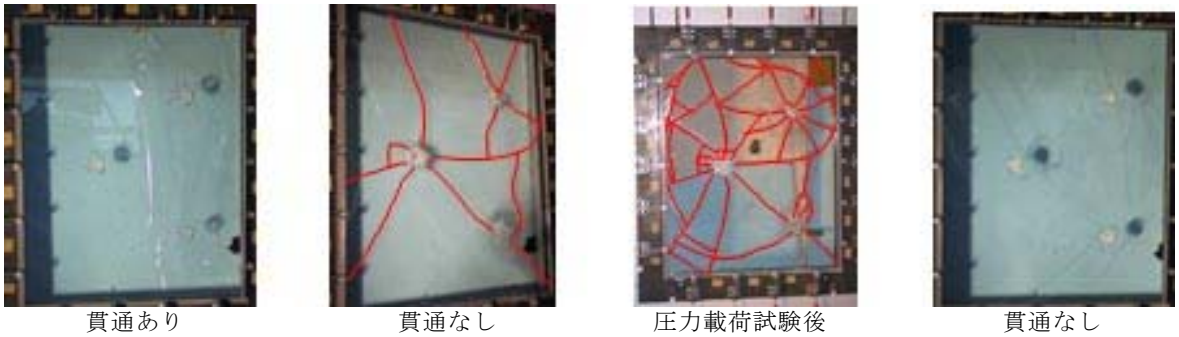


貫通あり　　上部拡大図　　貫通なし　　圧力載荷試験後
フィルム厚 50μm　　フィルム厚 100μm



貫通なし　　圧力載荷試験中　　貫通なし　　圧力載荷試験後
フィルム厚 100μm　　ガラスの脱落あり　　フィルム厚 350μm

Fig. 18　Results of impact test of partially filmed glasses by missile type A



貫通あり　　貫通なし　　圧力載荷試験後　　貫通なし
フィルム厚 50μm　　フィルム厚 100μm　　フィルム厚 350μm

Fig. 19　Results of impact test of overall filmed glasses by missile type A

4.3. フィルム貼りガラス

(1) 加撃体A，フィルム部分貼り

Fig.18に示すように，四周に32mmの幅をあけたフィルム部分貼りに加撃体Aを中央部縦に加撃した場合，フィルム厚さ50μmでは加撃体が貫通した。フィルム厚さ100μmおよび350μmでは，ISO規準の規定以上の開口および亀裂は生じず，また，加撃体の貫通も見られなかった。その後圧力載荷試験を行うと，試験後にガラス部分の亀裂は増加したがフィルム部分の亀裂は変化せず，また，開口の拡大もみられなかったのでISO規準に合格となった。

加撃体Aをくの字に加撃した場合，フィルム厚さ100μmおよび350μmではISO規準の規定以上の開口および亀裂は生じず，加撃体の貫通も見られなかった。しかし，その後圧力載荷試験で，フィルム厚さ100μmに関しては2490Pa圧力載荷実験時にガラスの脱落がありISO規準に不合格となった。一方，フィルム厚さ350μmに関しては試験後にガラス部分の亀裂は増加したがフィルム部分の亀裂は変化せず，また，開口の拡大もみられなかったのでISO規準に合格となった。

(2) 加撃体A，全面貼り

フィルム全面貼りに加撃体Aをくの字に加撃した場合（Fig.19），フィルム厚さ50μmでは加撃体が貫通した。フィルム厚さ100μmおよび350μmでは，ISO規準の規定以上の開口および亀裂は生じず，また，加撃体の貫通も見られなかった。その後圧力載荷試験を行ったが，フィルム厚さ100μmおよび350μm共に試験後にガラス部分の亀裂は増加したがフィルム部分の亀裂は変化せず，また，開口の拡大もみられなかったのでISO規準に合格となった。



加撃体貫通
フィルム厚 50μm



加撃体貫通
フィルム厚 100μm



加撃体貫通
フィルム厚 100μm



周辺部に亀裂あり
フィルム厚 100μm



周辺部に亀裂あり
フィルム厚 350μm



加撃体貫通
フィルム厚 350μm



加撃体貫通
フィルム厚 450μm

Fig. 20　Results of impact test of partially filmed glass by missile type B; glass thickness is 5mm



加撃体貫通
フィルム厚 150μm



加撃体貫通
フィルム厚 350μm



加撃体貫通
フィルム厚 450μm

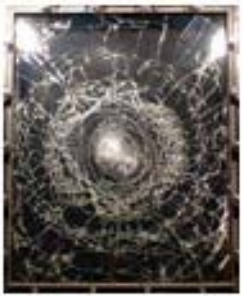
Fig. 21　Results of impact test of partially filmed glass by missile type B; glass thickness is 6mm



加撃体貫通
フィルム厚 50μm



加撃体貫通
フィルム厚 100μm



加撃体貫通なし
フィルム厚 350μm



加撃体貫通なし
フィルム厚 450μm

Fig. 22　Results of impact test of overall filmed glass by missile type B; glass thickness is 5mm

(3) 加撃体B，部分貼り

加撃体Bをフィルム部分貼りに加撃した場合，ガラス厚さ5および6mm，フィルム厚さ50，100，350および450μmの全ての試験で加撃体は貫通し，ISO規格に不合格となった（Fig.20,21）。

(4) 加撃体B，全面貼り

加撃体Bを全面フィルム貼りに加撃した場合（Fig.22），フィルム厚さ50μmおよび100μmでは加撃体は貫通し，ISO規格に不合格となった。フィルム厚さ350μmおよび450μmではいずれも加撃体は貫



加撃体貫通
フィルム厚 350μm 全面貼り



加撃体貫通
フィルム厚 350μm 部分貼り



加撃体貫通
フィルム厚 450μm 部分貼り

Fig. 23　Results of impact test of filmed glasses by missile type C

Table 9　　Results of impact test of filmed glasses by ISO method

ガラスの種類 厚さ (mm)	シート厚 (μm)	加撃体のタイプ A 加撃位置 > 中央	A 加撃位置 <	B 加撃位置 右上	B 加撃位置 中央	B 加撃位置 左下	C 加撃位置 右上	C 加撃位置 中央	C 加撃位置 左下	ISO 判定結果
全面貼 5	50	－	×	－	×	－	－	－	－	×
5	100	－	△	－	×	－	－	－	－	(A)
5	350	－	△	[△]	[△]	[△]	－	×	－	(B)
5	450	－	－	[△]	－	[△]	×	－	－	(B)
部分貼 5	50	－	×	－	×	－	－	－	－	×
5	100	－	△	▲	×	×	－	－	－	×
5	350	－	△	△	×	－	－	×	－	(A)
5	450	－	－	－	－	×	－	－	－	(A)
6	100	－	－	－	－	×	－	－	－	(A)
6	350	－	－	－	－	×	－	－	－	(A)
6	450	－	－	－	－	×	－	－	－	(A)

表中の記号の意味
△：開口は生じなかったが、亀裂が生じた。[]の付かないものは圧力載荷試験で ISO 合格。
▲：開口は生じなかったが、亀裂が生じた。→圧力載荷試験で ISO 不合格。
×：加撃体が貫通したか、76mm 以上の開口か、125mm 以上の亀裂が生じた。→ISO 不合格。
－：試験を行っていない。
[]：圧力載荷試験を行っていない。
()：ISO で規定された全試験を行っていないので、最終的な判定結果が異なる可能性あり。

通せず, ISO規格で不合格となるような亀裂および開口は開かなかった。続く圧力載荷実験は行っていないので，ISO規格で合格となるどうかは不明である。

(5) 加撃体C

加撃体Cを用いた実験では，全面貼りフィルム厚350μmで，部分貼りフィルム厚350, 450μmともに加撃体は貫通し, ISO規準に不合格となった（Fig.23）。

以上，フィルム貼りガラスのＩＳＯ基準に準じた試験結果をまとめると，Table 9 のようになる。

5.　おわりに

本研究ではISO規格に基づいて, 種々の板ガラスの, 耐衝撃破壊性能を明らかにした。今後，得られた結果を用いて，日本における建物開口部におけるガラスの耐衝撃破壊性能評価方法の策定のための資料としたい。また，日本における強風災害の主な原因となっている屋根瓦に関しては，別途，瓦を加撃体として射出できるように装置を改良し, ISO規格等で用いられる加撃体との対応を明らかにしていく予定である。最後に，それらの結果を用いて，既存の耐衝撃破壊性能評価方法と整合性のとれた日本国内用の規準やガイドラインの作成に資する予定である。

謝　辞

本研究は，平成 20－22 年度科学研究費補助金基盤研究(Ｂ)一般「強風下における飛来物による外装材の破壊性状に関する研究」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，フィルムは日本ウインドウ・フィルム工業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（2010）：飛散物に対する外装材の耐衝撃性能の評価方法について，日本風工学会誌，Vol.35, No.1 (No.122), pp.33-40.

丸山　敬・河井宏允・西村宏昭（2008）：外装材の耐衝撃性能試験用エアーキャノンの試作，日本建築学会大会学術講演梗概集B-１，pp. 283-284.

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.

DOS Standard（2002）：Natural Phenomena Hazards Design and Evaluation Criteria for Department of Energy Facilities, U.S. Department of Energy.

ISO 16932（2007）：Glass in building－ Destructive - windstorm - resistant security glazing－ Test and classification, 2007-07-01 First edition.

State of Florida: Florida Building Code (FBC)（2004）：Building, Section 1626”High Velocity Hurricane Zone”.

Impact Resistant and Failure Characteristics of Glazing Based on ISO Test Method

Takashi MARUYAMA, Hiromasa KAWAI, Hiroaki NISHIMURA*, Masato KAMO and Yutaka MAEDA*

＊General Building Research Corporation of Japan

Synopsis

Impact resistant test of glazing was carried out based on ISO 16932. An air-cannon, that is a missile-propulsion device, for the impact resistant test of cladding against windborne debris was manufactured. A series of tests of various kinds of glasses was carried out to investigate the performance of impact resistant and the characteristics of failure. The performance of sheet glasses, such as float, tempered, wired, laminated and filmed glasses was evaluated by the specification of ISO16932.

Keywords: strong wind, flying debris, glazing, impact resistant test, failure characteristics

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

重合格子法を用いた流体−構造体連成モデルによるフラップゲートの波浪および津波応答解析

木村雄一郎*・柳浩敏**・森信人・安田誠宏・間瀬肇

＊ 京都大学大学院工学研究科
** 日立造船株式会社

要 旨

フラップゲート式可動防波堤は，通常海底に倒伏し，津波あるいは高潮発生時には浮力を利用して浮上し，短時間で港口を閉鎖できる可動式の防波堤である。フラップゲートの津波あるいは周期波に対する応答特性は，従来の水理模型実験により概ね明らかにされている。しかしながら模型実験では，実験設備の制約により，模型寸法や実験条件を自由に設定することは容易ではない。そこで本研究では，流体と構造体とを連成する2次元数値解析モデルを構築し，フラップゲートの扉体を模擬した構造体に孤立波あるいは周期波を作用させ，波の伝播過程および扉体の運動特性や波圧特性について評価を行った。解析の結果，本モデルによって水理模型実験の結果を良好に再現できることが確認された。

キーワード: フラップゲート，数値解析，重合格子法，レベルセット法，津波，波浪

1. 緒 論

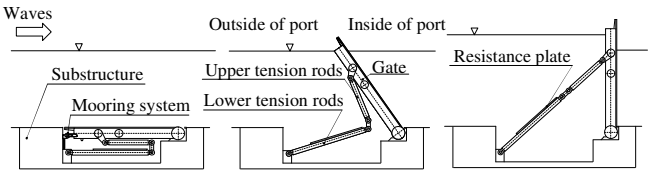
南海，東南海および東海地震津波に代表される大規模地震津波の発生リスクの高まりを背景に，著者らは，フラップゲート式可動防波堤（以後，フラップゲートと呼称）の開発を進めている。フラップゲートは，Fig.1 に示すように，扉体，函体およびテンションロッドを主要な部材として構成される可動式の防災施設である。扉体は，所定の幅で分割され，一端を回転支承として函体に連結し，他端に与えた浮力を利用して水面まで浮上し港口を閉鎖する。浮力によって水面まで浮上した扉体は，津波あるいは高潮によって生じる港外水位上昇により，所定の高さまで起立し連続した止水壁をなす。テンションロッドは，上部ロッドおよび下部ロッドの 2 つの部材からなり，起立した扉体に作用する水圧荷重を支持するとともに，対をなす下部テンションロッド間に設置した流体抵抗板が，扉体の急激な起立動作を抑制する。

フラップゲートは，従来の津波・高潮防災施設とは異なり，通常海底に倒伏しているため，海水の交換を妨げず，景観への影響も小さい。また，フラップゲートの扉体部は，海底に設置された水平軸を回転中心として起伏するため，港口部の径間に対する制限がない。さらに，フラップゲートは，従来の施設と比較して，建設費用ならびに維持管理費用の大幅な削減が可能であり，多くの利点を有している。

これまで，白井ら（2005；2006a；2006b）および木村ら（2007；2009a；2009b）によって，フラップゲートの実用化に向けての実験的研究が継続的になされており，さらに，実海域における実証試験も進められている。しかしながら，このような実験的な検証では，実験設備の制約により，模型寸法や実験条件を自由に設定することは容易ではなく，縮尺変化による影響も排除しきれない。そこで本研究では，流体と構造体との連成運動を取り扱える 2 次元数値解析モデルを構築し，その精度検証を行う。フラップゲート形式の構造物を対象として行われた固定座標系を用いた解析的な研究として，川崎（2006）や清宮ら（2006）によるものがある。しかし，これらは構造物を流体の一部として扱うものであり，流体と構造物の連成を直接取り扱うものではない。また，多方面で様々なモデルが構築されている MPS 法等に代表される粒子法では，流体を連続体として取り扱わないため，応力の評価が厳密ではない。一方，ALE（Arbitrary Lagrangian-Eulerian）法等による移動

座標系を用いた連成運動解析（中野ら，2000）は，波と剛体の連成を高精度に扱うものであるが，構造体の時々刻々の変位に応じて計算格子をリメッシュするため，計算の負荷が大きい。

そこで，著者らは，連成解析モデルの構築にあたり，計算精度と計算負荷の問題を両立できる，リメッシュの不要な重合格子法（小幡ら，1993）を採用した。重合格子法とは，有限差分法による解析手法の一つであり，主格子中に補助格子（ここでは，扉体および扉体周囲の移動格子をあらわす）を重ねて配置することで数値解析を行うものである。また，気液境界面のモデル化には，界面より液相側が正，気相側が負となる垂直距離関数（レベルセット関数 f ）を用いて界面を捕捉するレベルセット法（和田ら，2005）を導入した。解析モデルの精度検証には，周期波および孤立波を対象として実施した水理模型実験の結果を使用した。以下，数値解析モデル，模型実験との比較検証について記す。



(a) Lying down (b) Floating (c) Standing

Fig.1 Behavior of flap-gate rising up from seabed

2. 重合格子法

2.1 物理量の空間内挿法

重合格子法とは，Fig.2 のように主格子中に補助格子を重ねて配置することで数値解析を行う手法である（小幡ら，1993）。主格子では，構造物と重なる格子点およびその近傍の格子点は非計算格子‘■’（以後，HOLE と呼称）として扱われ，その他の格子上において物理量の計算が行われる。補助格子における最外周部の境界‘○’には主格子から物理量が内挿され，補助格子領域における計算が行われた後，主格子における HOLE 点周囲の格子‘□’に物理量が戻される。HOLE は，物体から数周目の補助格子における周方向（物体に沿う方向）の曲線を HOLE 境界としたときに，その内部に含まれる主格子点を指す。物体近傍の主格子点が，HOLE 境界の内部か外部かのいずれに存在するかは，以下の方法により判定される。まず，判定されるべき主格子点 P に最も近い HOLE 境界上の補助格子点 Q を求める。つぎに，点 Q での HOLE 境界の外向き法線ベクトル $\boldsymbol{n}$ と，点 Q から主格子点 P への位置ベクトル $\boldsymbol{a}$ との内積を算定する。その計算値が正であった場合，格子点 P は HOLE 境界外部の点，負であった場合は境界内部の点とする。

$$(\boldsymbol{n},\boldsymbol{a}) = \begin{cases} \leqq 0 & \text{HOLE} \\ > 0 & \text{Not HOLE} \end{cases} \tag{1}$$

内挿される主格子点が，補助格子におけるいずれのセルから物理量を内挿するかについては，次式により判定する。

$$\begin{aligned} f_{AB}(x_P,y_P)f_{AB}(x_G,y_G)f_{CD}(x_P,y_P)f_{CD}(x_G,y_G) \geq 0 \\ f_{BC}(x_P,y_P)f_{BC}(x_G,y_G)f_{DA}(x_P,y_P)f_{DA}(x_G,y_G) \geq 0 \end{aligned} \tag{2}$$

ここで，添え字 A，B，C および D は主格子点 P を内包する補助格子上のセルの各頂点（Fig.2 左下の拡大図参照），$f_{AB}(x, y)=0$ は直線 AB，点（x_P, y_P）は主格子点 P の座標，点（x_G, y_G）はセル ABCD 内の任意の点の座標を表す。

内挿には，以下に示す 2 次元の線形内挿（bi-linear interpolation）を用いた。

$$\begin{bmatrix} x_P \\ y_P \\ q_P \end{bmatrix} = (1-X)(1-Y)\begin{bmatrix} x_A \\ y_A \\ q_A \end{bmatrix} + X(1-Y)\begin{bmatrix} x_B \\ y_B \\ q_B \end{bmatrix} + XY\begin{bmatrix} x_C \\ y_C \\ q_C \end{bmatrix} + (1-X)Y\begin{bmatrix} x_D \\ y_D \\ q_D \end{bmatrix} \tag{3}$$

式 (3) の上 2 つの式を用いて X，Y を求め，それらを 3 つ目の式に代入することで，主格子点 P に内挿される物理量 q_P が求められる。補助格子の最外周の境界についても同様の方法により算定され，主格子から補助格子へ物理量が内挿される。

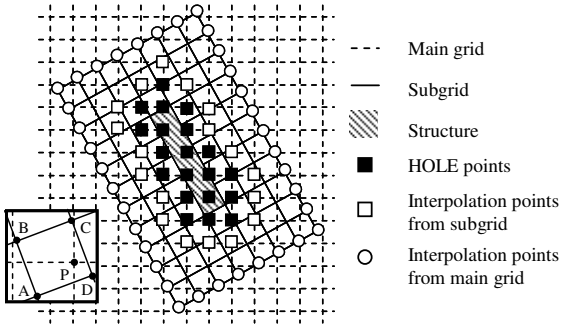


Fig.2 Overset grid method

2.2 扉体変位量の計算

扉体の変位量は，扉体に作用する流体力（回転軸周りのモーメント）と扉体の慣性モーメントを用いて，運動方程式を解くことで算定される。扉体に作用するモーメントは，扉体周りに作用する圧力および粘性力に回転軸からの距離を乗じ，扉体の全周にわたって積分することで得られるものである。ここで，実時間における計算時間間隔を Δt，擬似時間における計算時間間隔を $\Delta\tau$ とし，両者は $\Delta t \geqq \Delta\tau$ の関係を満たしているものとする。擬似時間とは，陰的な計算における内部反復の時間スケールを表すも

のである。実時間における計算では，扉体は変位を伴わない固定壁として扱われ，物理量の移流計算のみがなされる。一方，擬似時間における計算は，実時間ステップでの計算が 1 回なされる毎に複数回行われ，計算の安定性を向上させるとともに扉体変位量の計算も対象とする。扉体変位量の計算は，擬似時間において，所定の収束条件が満たされるまで繰返し実施され，その実時間ステップにおける適正な変位量として算出される。

3. レベルセット法

3.1 界面の捕捉

レベルセット法は，相の界面より液相側が正，気相側が負となるような垂直距離関数（レベルセット関数）を用いて界面の位置を捕捉する界面捕捉法の一つであり，界面の曲率や法線方向等の微分量についても比較的精度良く求めることができる。また，レベルセット関数 f は界面に有限な厚さ α を持たせることができ，密度や粘性係数のように界面で急激に変化するものでも，その界面の厚さに応じて値を分布させ，比較的安定した計算を行うことができる。密度および粘性係数は，以下の式を用いて各計算セルに付与される。

$$\rho = \begin{cases} \rho_w & f \geqq \alpha \\ \rho_a & f \leqq -\alpha \\ \tilde{\rho} + \Delta\rho \sin(\pi f / 2\alpha) & otherwise \end{cases} \tag{4}$$

$$\mu = \begin{cases} \mu_w & f \geqq \alpha \\ \mu_a & f \leqq -\alpha \\ \tilde{\mu} + \Delta\mu \sin(\pi f / 2\alpha) & otherwise \end{cases} \tag{5}$$

ここで，ρ_w，ρ_a は液相と気相の密度，μ_w，μ_a は液相と気相の粘性係数，チルダは両者の平均値，Δ は両者の差の 1/2 を示すものである。レベルセット法における界面の概念図を Fig.3 に示す。界面厚さを制御できる点に加えて，グリッドスケール以下で界面を捕捉できる点についても，レベルセット法のすぐれた特徴といえる。

レベルセット関数 f の移流は，以下の移流方程式を解くことにより行われる。ここで，$\mathbf{u}$ は流速を表すベクトルである。

$$\frac{\partial f}{\partial t} + (\mathbf{u} \cdot \nabla) f = 0 \tag{6}$$

3.2 距離関数の再初期化

界面からの垂直距離関数であるレベルセット関数 f を移流方程式により移流させると，距離関数としての性質が徐々に失われる。そこで，レベルセット関数 f を常に界面からの距離関数として保持するため，再初期化が必要となる。

再初期化には以下の式を用いる。

$$\frac{\partial f}{\partial \tau} = sgn\left(f^0\right)\left(1 - |\nabla f|\right) \tag{7}$$

$$sgn\left(f^0\right) = \frac{f^0}{\sqrt{\left(f^0\right)^2 + \varepsilon^2}} \tag{8}$$

ここで，τ は反復計算における擬似時間，f^0 は移流された直後，再初期化する前のレベルセット関数，ε は微小量，sgn は f^0 の符号を示す。

式 (7)，(8) は，各点におけるレベルセット関数の勾配 $|\nabla f|$ が 1 から外れた分を誤差として修正することを意味し，修正されたレベルセット関数は次の時刻の初期値として用いられる。これにより，界面以外の点で $|\nabla f| = 1$ となり，実際の界面の正確な位置を探し出すことをせずに界面からの垂直距離関数を再構築できる。実際の計算では,実時間計算 1 ステップ毎に再初期化を行っている。

しかし，再初期化には，界面の移動に伴い質量の保存性に問題が生じる。その対策として，質量保存処理を施した再初期化手法を採用する。ここでは，Heaviside 関数 H_α と呼ばれるレベルセット関数 f の関数を使用した。

$$H_\alpha = \begin{cases} 1 & f \leq -\alpha \\ 1 - \dfrac{f+\alpha}{2\alpha} - \dfrac{1}{2\pi}\sin\left(\dfrac{\pi f}{\alpha}\right) & |f| \leq \alpha \\ 0 & f \geq \alpha \end{cases} \tag{9}$$

この Heaviside 関数 H_α を用いて，式 (7) を以下のように修正する。

$$\frac{\partial f}{\partial \tau} = sgn\left(f^0\right)\left(1 - |\nabla f|\right) + \zeta H_\alpha'(f)|\nabla f| \tag{10}$$

再初期化の前後において，セル内での Heaviside 関数 H_α の積分値が不変であればそのセル内での質量が保存されるため，以下の関係式が成り立つ。

$$\frac{\partial \int_\Omega H_\alpha(f)\, d\Omega}{\partial \tau} = \int_\Omega H_\alpha'(f) \frac{\partial f}{\partial \tau} d\Omega$$

$$= \int_\Omega H_\alpha'(f) \cdot \left\{ sgn\left(f^0\right)\left(1 - |\nabla f|\right) + \zeta H_\alpha'(f)|\nabla f| \right\} d\Omega$$

$$= 0 \tag{11}$$

ここで，Ω は質量保存を考えるセル領域を示すものである。式 (11) より，ζ は以下の式で表示できる。

$$\zeta = -\frac{\int_\Omega H_\alpha'(f) \cdot sgn\left(f^0\right)\left(1 - |\nabla f|\right) d\Omega}{\int_\Omega H_\alpha'(f)^2 \cdot |\nabla f|\, d\Omega} \tag{12}$$

移流方程式の空間微分項の離散化には，3 次精度風上差分法を用いる。また，時間積分には，レベルセット関数に関する擬似時間項を付加した上で，陰

的方法である LU 分解対称ガウス・ザイデル法（LU-SGS 法）を使用した。

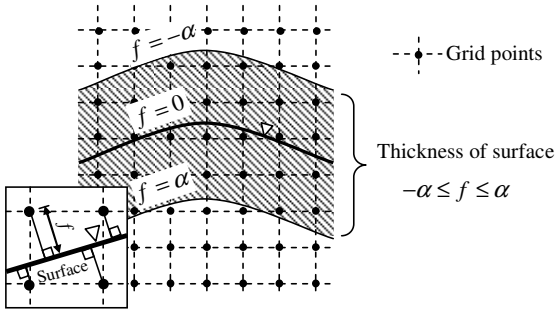


Fig.3 Level set method

4. 支配方程式と数値解析法

4.1 2次元非圧縮性流体の支配方程式

本研究では，非圧縮性流体を対象としている。また，非圧縮性流体の計算手法として擬似圧縮性法を使用するため，非圧縮性ナビエ・ストークス方程式に擬似時間微分項を加えた，擬似圧縮性ナビエ・ストークス方程式を支配方程式として使用する（式 (9) ～ (11) 参照）。擬似時間に対する定常解が得られたとき擬似時間微分項は 0 となり，この方程式の解は非圧縮性ナビエ・ストークス方程式と等しくなる（丹野ら，2004）。

$$\frac{\partial p}{\partial \tau}+\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial v}{\partial y}=0 \tag{9}$$

$$\frac{\partial u}{\partial \tau}+\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{\partial p}{\partial x}=\frac{1}{Re}\left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}\right]+f_x \tag{10}$$

$$\frac{\partial v}{\partial \tau}+\frac{\partial v}{\partial t}+u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}+\frac{\partial p}{\partial y}=\frac{1}{Re}\left[\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 v}{\partial y^2}\right]+f_y \tag{11}$$

支配方程式を保存型ベクトル表示すると，次の式になる。

$$\frac{\partial \boldsymbol{q}}{\partial \tau}+\frac{\partial \boldsymbol{h}}{\partial t}+\frac{\partial \boldsymbol{E}_x}{\partial x}+\frac{\partial \boldsymbol{E}_y}{\partial y}+\frac{\partial p}{\partial x}=\frac{1}{Re}\left[\frac{\partial \boldsymbol{E}_{xu}}{\partial x}+\frac{\partial \boldsymbol{E}_{yv}}{\partial y}\right]+\boldsymbol{F} \tag{12}$$

ここで，p は圧力，u は x 方向の流速，v は y 方向の流速，t は実時間，τ は擬似時間，Re はレイノルズ数，f_x は x 方向に生じる外力，f_y は y 方向に生じる外力を表し，式 (12) に示される各ベクトルは次のように表される。

$$\boldsymbol{q}=\begin{pmatrix} p \\ u \\ v \end{pmatrix}, \qquad \boldsymbol{h}=\begin{pmatrix} 0 \\ u \\ v \end{pmatrix} \tag{13}$$

$$\boldsymbol{E}_x=\begin{pmatrix} u \\ u^2+p \\ uv \end{pmatrix}, \qquad \boldsymbol{E}_y=\begin{pmatrix} v \\ uv \\ v^2+p \end{pmatrix} \tag{14}$$

$$\boldsymbol{E}_{xu}=\begin{pmatrix} 0 \\ \partial u/\partial x \\ \partial v/\partial x \end{pmatrix}, \qquad \boldsymbol{E}_{yv}=\begin{pmatrix} 0 \\ \partial u/\partial y \\ \partial v/\partial y \end{pmatrix} \tag{15}$$

$$\boldsymbol{F}=\begin{pmatrix} 0 \\ f_x \\ f_y \end{pmatrix} \tag{16}$$

支配方程式の x 方向および y 方向の移流項に対する流束ヤコビアン行列は，次のように定義される。

$$A_x=\frac{\partial \boldsymbol{E}_x}{\partial \boldsymbol{q}}=\begin{pmatrix} 0 & \beta & 0 \\ 1 & 2u & 0 \\ 0 & v & u \end{pmatrix}, \quad A_y=\frac{\partial \boldsymbol{E}_y}{\partial \boldsymbol{q}}=\begin{pmatrix} 0 & 0 & \beta \\ 0 & v & u \\ 1 & 0 & 2v \end{pmatrix} \tag{17}$$

また，この流束ヤコビアン行列の相似変換は，それぞれ次のようになされる。

$$A_x=R_x\Lambda_x R_x^{-1}, \qquad A_y=R_y\Lambda_y R_y^{-1} \tag{18}$$

ここで，Λ_x，Λ_y，R_x，R_y，R_x^{-1} および R_y^{-1} は以下の行列である。

$$\Lambda_x=\begin{pmatrix} u & 0 & 0 \\ 0 & u+c_x & 0 \\ 0 & 0 & u-c_x \end{pmatrix}, \quad \Lambda_y=\begin{pmatrix} v & 0 & 0 \\ 0 & v+c_y & 0 \\ 0 & 0 & v-c_y \end{pmatrix} \tag{19}$$

$$R_x=\frac{1}{2\beta c_x^2}\begin{pmatrix} 0 & \beta c_x & -\beta c_x \\ 0 & u(u+c_x)+\beta & u(u-c_x)+\beta \\ 2\beta & v(u+c_x) & v(u-c_x) \end{pmatrix} \tag{20}$$

$$R_y=\frac{1}{2\beta c_y^2}\begin{pmatrix} 0 & \beta c_y & -\beta c_x \\ -2\beta & u(v+c_y) & u(v-c_y) \\ 0 & v(v+c_y)+\beta & v(v-c_y)+\beta \end{pmatrix} \tag{21}$$

$$R_x^{-1}=\begin{pmatrix} -v & -uv & u^2+\beta \\ -u+c_x & \beta & 0 \\ -u-c_x & \beta & 0 \end{pmatrix} \tag{22}$$

$$R_y^{-1}=\begin{pmatrix} u & -v^2-\beta & uv \\ -v+c_y & 0 & \beta \\ -v-c_y & 0 & \beta \end{pmatrix} \tag{23}$$

式中の c_x と c_y は，それぞれ x 方向と y 方向擬似音速成分であり，次のように定義される。

$$c_x=\sqrt{u^2+\beta}, \qquad c_y=\sqrt{v^2+\beta} \tag{24}$$

本解析では，擬似音速 $\beta=1$ とした。

4.2 空間微分項の離散化

慣性項の計算は，2 次精度風上差分を用いて行った。例えば $\partial \boldsymbol{E}_x / \partial x_{(i,j)}$ は，次のように表せる。

$$\frac{\partial \boldsymbol{E}_x}{\partial x}_{(i,j)} = \frac{E_{x(i+1/2,j)} - E_{x(i-1/2,j)}}{\Delta x} \tag{25}$$

$$E_{x(i+1/2,j)} = \frac{1}{2}\left\{\boldsymbol{E}_x(\boldsymbol{q}_r) + \boldsymbol{E}_x(\boldsymbol{q}_l) - |A_x|(\boldsymbol{q}_r - \boldsymbol{q}_l)\right\} \tag{26}$$

上式は，次の関係を用いて計算される。

$$|A_x| = R_x|\Lambda_x|R_x^{-1} \tag{27}$$

$$\boldsymbol{q}_r = \boldsymbol{q}_{(i+1,j)} - \frac{1}{2}\left(\boldsymbol{q}_{(i+2,j)} - \boldsymbol{q}_{(i+1,j)}\right) \tag{28}$$

$$\boldsymbol{q}_l = \boldsymbol{q}_{(i,j)} + \frac{1}{2}\left(\boldsymbol{q}_{(i,j)} - \boldsymbol{q}_{(i\text{-}1,j)}\right) \tag{29}$$

拡散項の計算は，3 つの格子点を用いた差分法を使用した。例えば $\partial \boldsymbol{E}_{xu} / \partial x_{(i,j)}$ は，次のように表せる。この式は，格子幅が等間隔のとき 2 次精度となる。

$$\frac{\partial \boldsymbol{E}_{xu}}{\partial x_{(i,j)}} = \frac{2\boldsymbol{E}_{xu(i+1,j)}}{h_1(h_1+h_2)} - \frac{2\boldsymbol{E}_{xu(i,j)}}{h_1 h_2} + \frac{2\boldsymbol{E}_{xu(i\text{-}1,j)}}{h_2(h_1+h_2)} \tag{30}$$

$$h_1 = x_{(i,j)} - x_{(i\text{-}1,j)}, \qquad h_2 = x_{(i+1,j)} - x_{(i,j)} \tag{31}$$

4.3 時間に対する積分法

実時間に対する積分は 2 次精度の後退差分法を使用した。離散式は，次のようになる。

$$\left(\frac{\partial \boldsymbol{h}}{\partial t}\right)^{n+1,m+1} = \frac{3\boldsymbol{h}^{n+1,m+1} - 4\boldsymbol{h}^n + \boldsymbol{h}^{n-1}}{2\triangle t} \tag{32}$$

本解析で使用した擬似圧縮法では，各時間段階における，擬似時間に対する収束解が必要となる。前述のように，擬似時間に対する数値積分には，LU-SGS 法を使用した。支配方程式を完全陰解法により変形すると，次の式が得られる。

$$\left[I_t' + \left\{\frac{\partial A_x}{\partial x} + \frac{\partial A_y}{\partial y} - \frac{1}{Re}\left(\frac{\partial \boldsymbol{E}'_{xu}}{\partial x} + \frac{\partial \boldsymbol{E}'_{yv}}{\partial y}\right)\right\}\right]\triangle \boldsymbol{q}^{n+1,m}$$

$$= \left[\boldsymbol{Q}\left(\boldsymbol{q}^{n+1,m}\right) - \left(\frac{\partial \boldsymbol{h}}{\partial t}\right)^{n+1,m}\right] \tag{33}$$

ここで，I_t' は，

$$I_t' = \begin{pmatrix} \frac{1}{\Delta\tau} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{3}{2\Delta t} + \frac{1}{\Delta\tau} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{3}{2\Delta t} + \frac{1}{\Delta\tau} \end{pmatrix} \tag{34}$$

となる。左辺の $\triangle \boldsymbol{q}^{n+1,m}$，および，慣性項と拡散項との和を表す $\boldsymbol{Q}(\boldsymbol{q})$ は，次の式で与えられる。

$$\triangle \boldsymbol{q}^{n+1,m} = \boldsymbol{q}^{n+1,m+1} - \boldsymbol{q}^{n+1,m} \tag{35}$$

$$\boldsymbol{Q}(\boldsymbol{q}) = -\left(\frac{\partial \boldsymbol{E}_x}{\partial x} + \frac{\partial \boldsymbol{E}_y}{\partial y}\right) + \frac{1}{Re}\left(\frac{\partial \boldsymbol{E}_{xu}}{\partial x} + \frac{\partial \boldsymbol{E}_{yv}}{\partial y}\right) \tag{36}$$

4.4 境界条件

本数値解析では，フラップゲートに作用させる入射波として，周期性押波初動津波，周期波および段波性津波を対象とした。

押波初動津波を対象とした数値計算では，流速の水平方向成分が鉛直方向に一様であると仮定した微小振幅波としての長波を使用した。長波の表面波形 η，境界における流速の鉛直分布（u, v）は，以下の式で表される。

$$\eta = a\cos(-\sigma t) \tag{37}$$

$$u = \frac{a\sigma}{kh}\cos(-\sigma t) \tag{38}$$

$$v = a\sigma\left(1 + \frac{y}{h}\right)\sin(-\sigma t) \tag{39}$$

ここで，a は波の振幅，k は波数，h は水深，σ は角周波数を表す。

周期波は，水面変動量，速度の 2 乗の項および水面勾配を無視しない有限振幅波として与えた。特に，オイラーの運動方程式と連続式に基づいて，微小振幅波と同じ方法で非回転運動を取り扱うストークス波を使用した。ストークス波の表面波形，境界における流速の鉛直分布は，以下の式で表される。

$$\eta = a\cos(-\sigma t) + a^2 k\frac{(2\cosh^2 kh + 1)\cosh kh}{4\sinh^3 kh}\cos 2(-\sigma t) + a^3 k^2\frac{3(8\cosh^6 kh + 1)}{64\sinh^6 kh}\cos 3(-\sigma t) \tag{40}$$

$$\frac{u(y,t)}{c} = F_1\cosh k(h+y)\cdot\cos(-\sigma t) + F_2\cosh 2k(h+y)\cdot\cos 2(-\sigma t) + F_3\cosh 3k(h+y)\cdot\cos 3(-\sigma t) \tag{41}$$

$$\frac{v(y,t)}{c} = F_1\sinh k(h+y)\cdot\sin(-\sigma t)$$

$$+F_2 \sinh 2k(h+y)\cdot\sin 2(-\sigma t)$$
$$+F_3 \sinh 3k(h+y)\cdot\sin 3(-\sigma t) \quad (42)$$

ここで，F_1，F_2 および F_3 は，それぞれ以下の関係を満たすものとする。

$$F_1 = \frac{ak}{\sinh kh} \quad (43)$$

$$F_2 = \frac{3}{4}\frac{a^2k^2}{\sinh^4 kh} \quad (44)$$

$$F_3 = \frac{3}{64}\frac{a^3k^3(13-4\cosh^2 kh)}{\sinh^7 kh} \quad (45)$$

段波性津波については，造波境界を閉境界とした上で，水柱崩壊により模擬的な津波を発生させた。

4.5 計算領域

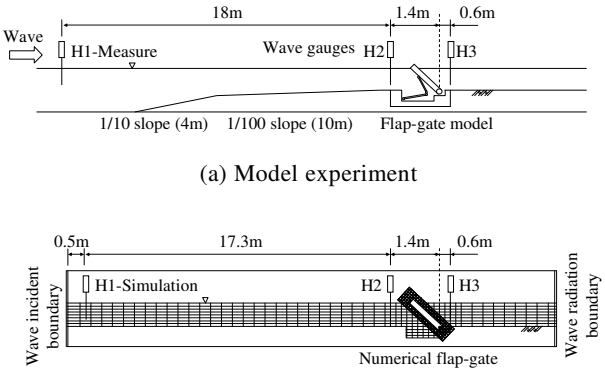
計算領域の概略を Fig.4 に示す。水路長 27.6m の数値波動水路に，フラップゲートの扉体を表す補助格子を図のように配置し，模型実験の条件と合うよう水深を設定した。主格子における格子数は，水平方向 440 グリッド，鉛直方向 65 グリッドとし，Fig.4 に示すように，フラップゲート設置位置の周囲については計算格子を密に配置した。また，補助格子は，扉体の長手方向 75 グリッド，扉体の厚さ方向 30 グリッドとして作成し，60×5 のセルを使用して扉体部分を形成した。計算領域の沖側を造波境界，岸側を透過境界とし，水深以下の海底床は非計算領域として与えた。

5. 数値解析

5.1 押波初動津波に対する動揺特性評価

(1) 解析条件

本数値解析で入射波として使用した押波初動津波は，式 (37) ～ (39) を使用して作成した。入射波の周期は 30s，波高は 12cm とし，これらを実海域のスケールに換算すると，周期 166s，波高 3.6m の孤立波に相当する。また，水深は 42.4cm とした（実海域のスケールでは 13m に相当）。これらの入射波の条件は，2 次元造波水槽にて実施した水理模型実験（木村ら，2009b）の条件と合うように設定したものである。模型実験および数値解析における，波高計の設置位置あるいは水位の出力点を Fig.5 に示す。H2 および H3 については，実験，解析ともに同一の位置で水位の出力を行った。しかし，H1 については，水路長の都合上，水位の出力地点が双方で若干異なる。



(a) Model experiment

(b) Numerical simulation

Fig.5 Experimental and numerical setup

(2) 解析結果

模型実験および数値解析における，フラップゲートの沖側と岸側の水位および扉体角度の時間変化を Fig.6 および Fig.7 に示す。水位変化は，Fig.5 の H1，H2 および H3 における出力値を示すものである。

Fig.6 より，H1 における水位の変動には，実験値と解析値の間に時間的な差異がみられる。これは，模型実験と数値解析とでは，フラップゲート沖側における水深の条件が異なるため，孤立波の伝播速度に違いが生じたためと考えられる。数値解析におけ

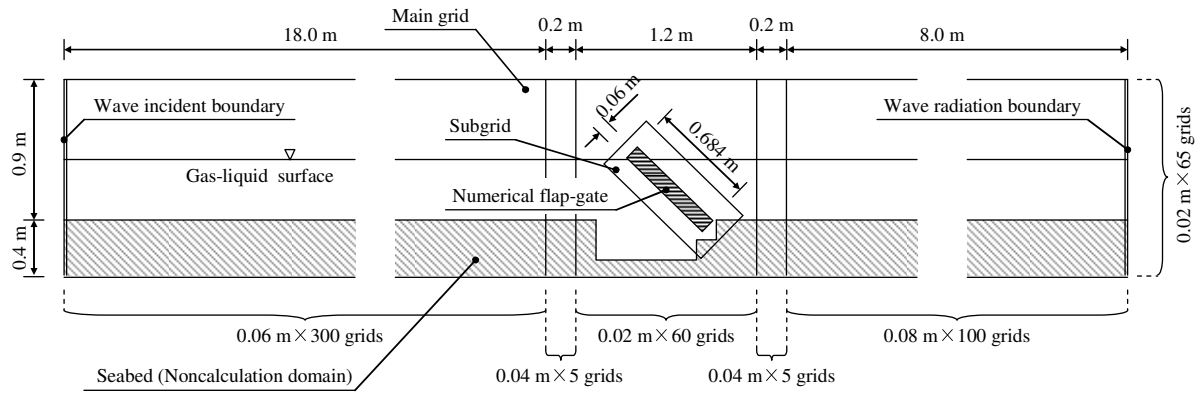


Fig.4 Numerical simulation domain

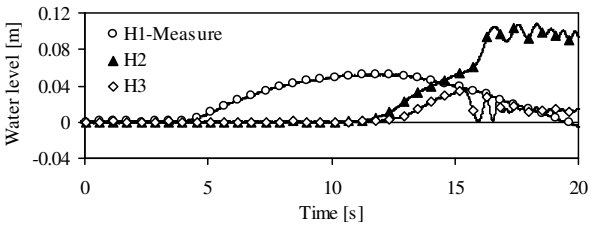
る孤立波の伝播速度と，極浅海域（1/25 ≧ h/L ，h：水深，L：波長）における長波の理論的な伝播速度とを比較した場合，両者が概ね一致することを確認している。H2 における水位の解析結果では，水位の上昇の様子に実験結果との違いがみられるものの，フラップゲートに孤立波が作用し，扉体前面の水位が盛り上がる様子，さらに，その後水面が変動する様子について，実験結果と良く一致した。H3 における解析結果では，フラップゲートによって港内への孤立波の伝播が遮断されている様子，また，その後の水位変動について，解析結果は実験結果と良く一致した。ただし，扉体起立後における両者の港内の平均水位（H3）を比較すると，解析値は実験値よりも低いことがわかる。これは，実験では，港外から生じる漏水により港内の水位が若干上昇するが，数値解析においては，港内外が完全に遮蔽されており，そのような水位上昇は生じないためである。

Fig.7 より，孤立波来襲時における扉体角度の時間変化について，扉体の起立に要する時間，あるいは，扉体角度が示す曲線の勾配など，解析結果は実験結果と良く一致した。

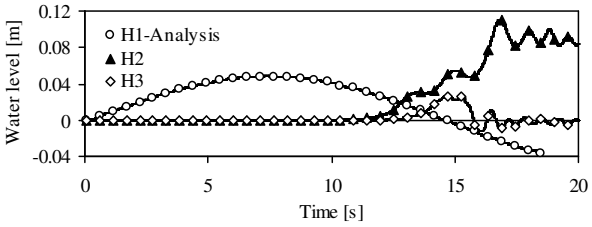
Fig.8 に，扉体起立完了前後の時刻における，数値解析による流速ベクトルのスナップショットを示す。これら (a) 〜 (f) の図は，0.32 秒毎の出力結果である。Fig.8 において，白線は計算格子，ベクトルを表示した領域は液相，下方の濃灰色の領域は海底床（函体；扉体格納部）を示すものである。また，扉体の周りに配置された格子が補助格子であり，扉体周りにおける物理量の計算を細密に行うとともに，扉体に働く流体力を算定することで扉体を回転運動させる。

Fig.8 (a) 〜 (d) より，扉体に作用する流体力によって，扉体が徐々に起立している様子がわかる。このとき，扉体は港内側に水塊を押し出しながら運動しており，港内領域にも流れが生じているのが確認できる。(d) は扉体起立完了直後の流速の分布を表すものである。扉体角度が 90 度に至り扉体が急停止したことにより，扉体のすぐ左側の水面付近のベクトルが，沖方向に反り返っている様子が再現されている。その後，水面付近に生じた乱れが波状となって沖方向に伝播することで，Fig.6 (b) に示される水面の変動となって現れたと推測できる。

数値解析における扉体の運動特性が実験結果と一致しているということは，扉体運動の取り扱いとその主たる駆動力である流体の圧力，および流速場に関して，その評価の精度が高いことを意味する。これより，本解析モデルが，フラップゲート型構造物を対象とした，流体と構造体とを連成する手法として適切なものであることが確認できた。

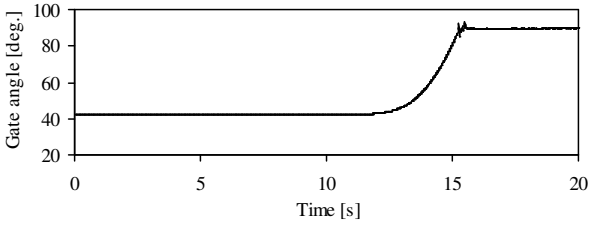


(a) Model experiment

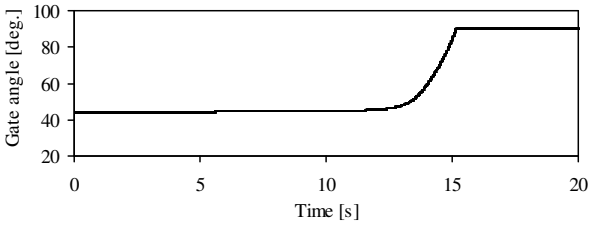


(b) Numerical simulation

Fig.6 Time series of water level



(a) Model experiment



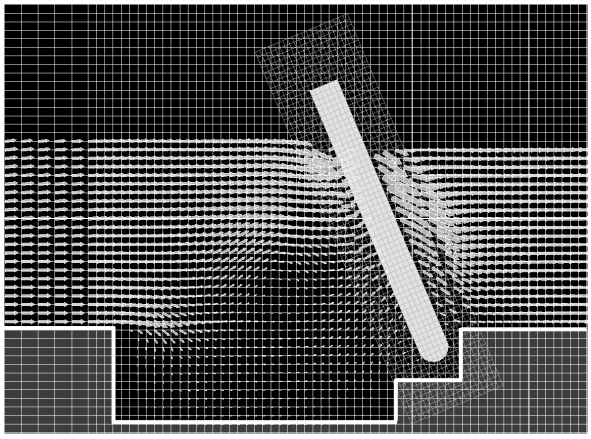
(b) Numerical simulation

Fig.7 Time series of gate angle

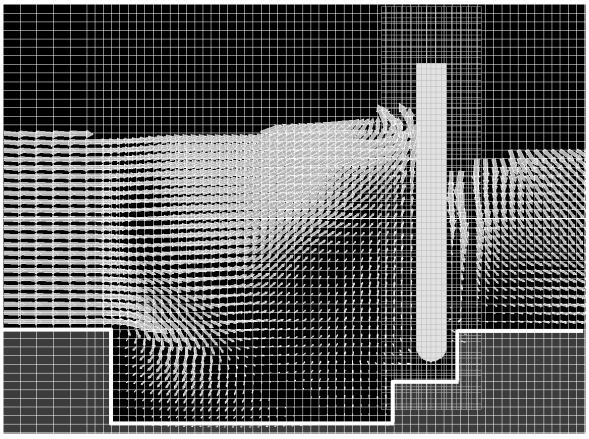
5.2 周期波に対する動揺特性評価

(1) 解析条件

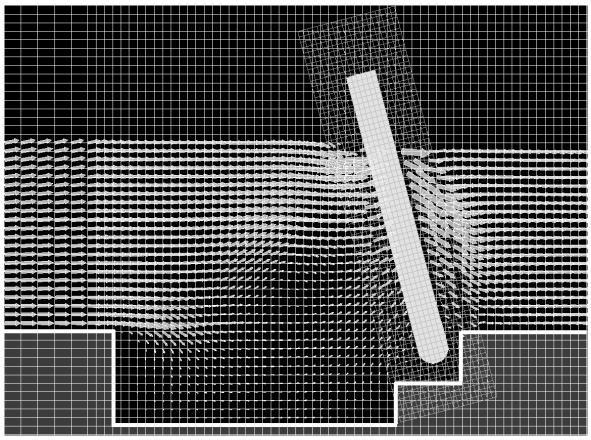
本数値解析で入射波として用いた周期波は，式 (40) 〜 (45) を使用して作成した。使用した入射波の条件を Table 1 に示す。また，水深は 42.4cm とした（実海域のスケールでは 13m に相当）。これらの入射波の条件は，2 次元造波水槽にて実施した水理模型実験（木村ら，2009b）の条件と合うように設定したものである。模型実験および数値解析における，波高計の設置位置あるいは水位の出力点を Fig.9 に示す。H1 と H2 および H3 と H4 は，入射波と反射波を分離するために設置したものであり，それぞれの間隔は 50cm とした。



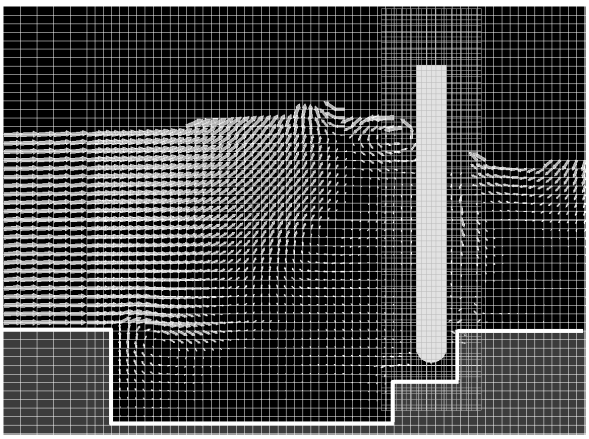
(a) Gate angle: 68 deg.



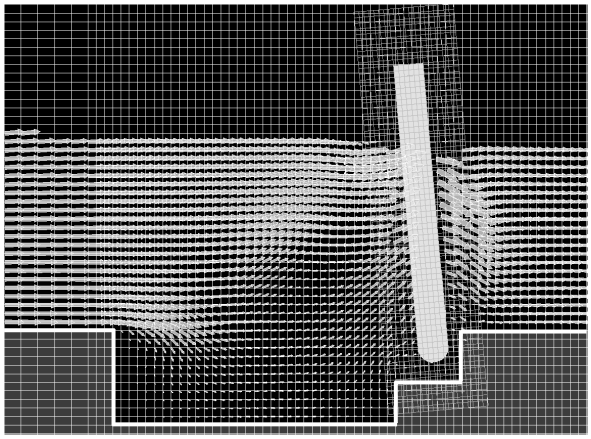
(d) Just having stood



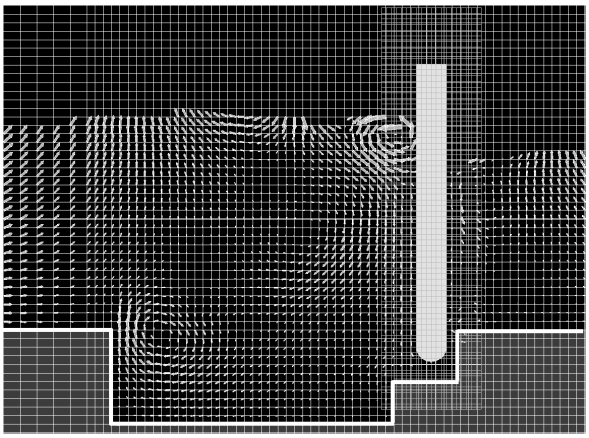
(b) Gate angle: 76 deg.



(e) 0.32 s after standing



(c) Gate angle: 85 deg.

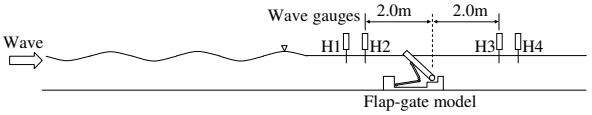


(f) 0.64 s after standing

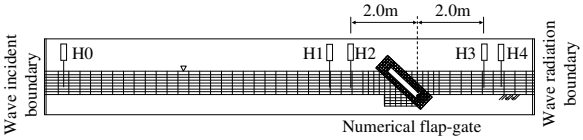
Fig.8 Snapshots of flow vectors in numerical simulation

Table 1 Conditions of periodic waves

Prototype	Numerical simulations		
Wave periods	Wave periods	Wave heights [cm]	
T [s]	T [s]	H/L=0.02	H/L=0.04
8.0	1.44	5.08	10.2
9.0	1.62	5.91	11.8
10.0	1.81	6.71	13.4
11.0	1.99	7.50	15.0
12.0	2.17	8.28	16.6

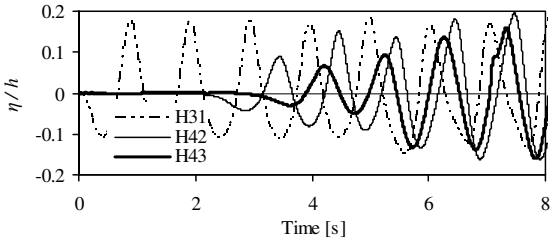


(a) Model experiment

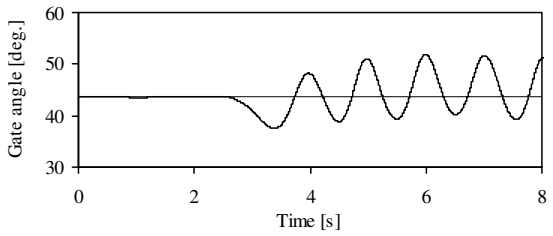


(b) Numerical simulation

Fig.9 Experimental and numerical setup



(a) Time series of water level



(b) Time series of gate angle

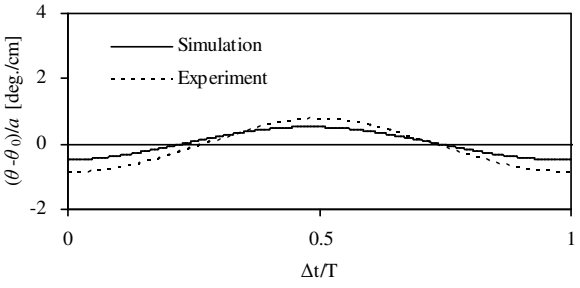
Fig.10 Example of numerical simulation

(2) 解析結果

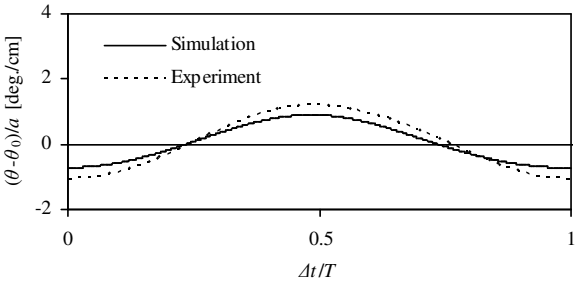
Fig.10 に，計算結果の一例として，(a) 港内外の水位および (b) 扉体角度の時間変化を示す。図中, H0, H2 および H3 は，Fig.9 (b) における水位の出力点に対応するものである。Fig.10 より，扉体の動揺によって扉体背後の H3 に波が伝播している様子，また，扉体からの反射波によって H2 における波の振幅が途中から変化している様子が確認できる。

模型実験および数値解析による扉体角度の時間変化の 1 周期分を Fig.11 および Fig.12 に示す。Fig.11 は H/L=0.02 の入射波，Fig.12 は H/L=0.04 の入射波に対する扉体動揺を示すものである。また，縦軸は扉体の釣合角度 θ_0（=42.4 度）からの動揺角度を入射波高で除した値，横軸は波周期で無次元化した時間を示し，(a) は波周期 1.44s，(b) は波周期 1.81s，(c) は波周期 2.17s の入射波をそれぞれ作用させた際の結果を示している。さらに，Fig.13 は，Fig.11 および Fig.12 の結果より，扉体動揺角の最大値および最小値を示したものである。

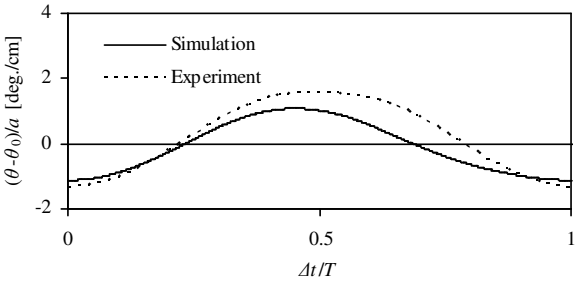
Fig.11 および Fig.12 より，数値解析における扉体角度の時間変化は，実験結果と比較して動揺の振幅が若干小さいものの良く一致した。Fig.13 (a) および (b) を比較すると，波形勾配の小さいケースにおいて，実験結果と解析結果の差が大きくなっている様子が確認できる。解析領域における鉛直方向の格子サイズ Δy は 2.0cm であり，波形勾配 H/L=0.02 のケースにおける入射波の波高は 5.08～8.28cm である。波高が小さいケースでは格子サイズが十分ではなく，解析の精度が低かったと考えられる。実験では，作用



(a) T = 1.44 s

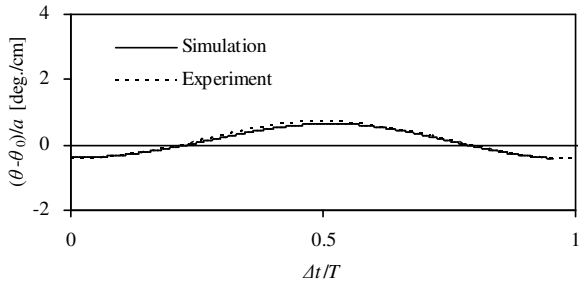


(b) T = 1.81 s

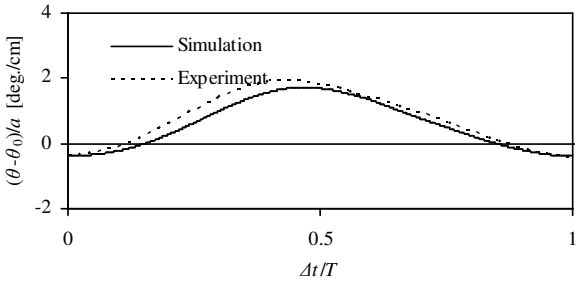


(c) T = 2.17 s

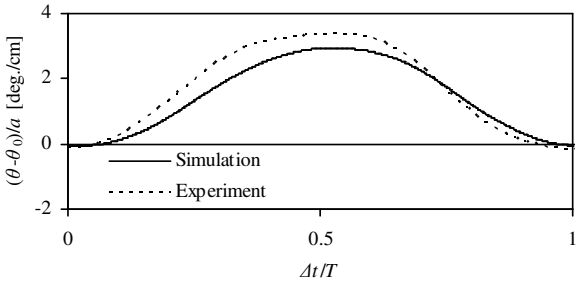
Fig.11 Time series of gate angle against waves H/L=0.02



(a) T = 1.44 s

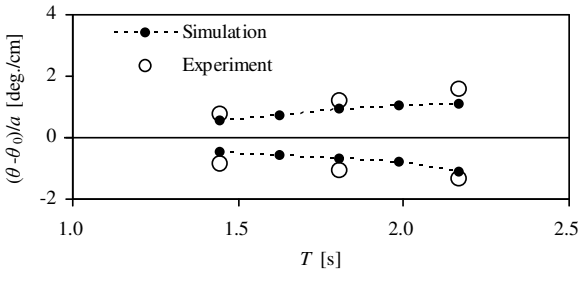


(b) T = 1.81 s

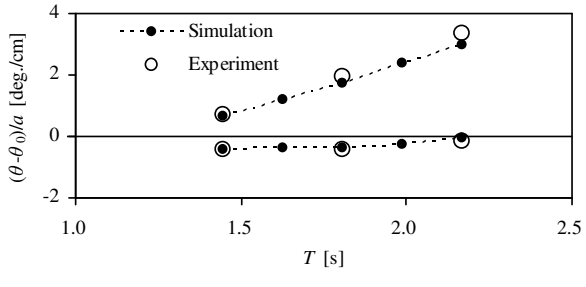


(c) T = 2.17 s

Fig.12 Time series of gate angle against waves H/L=0.04



(a) H/L = 0.02



(b) H/L = 0.04

Fig.13 Maximum and minimum angle of gate motions

波の周期が長くなるのに伴い，単位振幅あたりの扉体の動揺振幅が増加し，扉体動揺の中心が正方向（扉体が起立する方向）に偏向する傾向がみられた。Fig.13 (b) より，数値解析においても，このようなフラップゲートの動揺特性を再現することができた。一方で，作用波の周期が長くなるほど波高が増大し，格子サイズの影響が小さくなると予測されたが，数値解析と実験結果との動揺振幅の差異は増加する傾向がみられた。数値解析は，模型実験とは異なり，側壁などの影響をまったく受けない完全な 2 次元の条件の下で行われている。このため，奥行き方向への運動量の拡散が生じず，流れ場において比較的規模の大きな渦が発生しやすい。数値解析における扉体の動揺量が実験結果と比較して小さくなった一因として，このような渦の発生による，扉体の付加質量の変化が考えられる。

5.3 段波性津波に対する波圧特性評価

(1) 解析条件

段波津波を対象とした従来の水理模型実験（木村ら，2009b）では，Fig.5 (a) の実験設備を使用し，水深を 22.8cm（実機スケールで 7m）とした上で，ピストン型の造波装置を用いて発生させた孤立波を砕波させることにより段波を作成した。本数値解析では，前述のように，フラップゲート沖側において水柱を崩壊させることにより段波性の津波を作成している。このため，水深および段波波高の設定が比較的容易であることから，6 ケースの水深の下で数値解析を実施し，それぞれの水深に対して 8 ケースの波高の段波を作成した。水深および崩壊させた水柱の単位幅あたりの容積を Table 2 に，解析領域における水柱のイメージを Fig.14 に示す。

また本数値解析では，比較検討のため，扉体角度を 90 度に固定した鉛直壁についても解析の対象とした。

Table 2 Conditions of bore type tsunamis

Prototype	Numerical simulations								
Depth	Depth	Water volumes							
h [m]	h [cm]	V [m^3/m]							
		case1	case2	case3	case4	case5	case6	case7	case8
5	16.3	0.59	0.78	0.98	1.17	1.37	1.56	1.76	1.96
7	22.8	0.44	0.66	0.88	1.10	1.31	1.53	1.75	1.97
9	29.3	0.21	0.42	0.63	0.84	1.06	1.27	1.48	1.69
11	35.9	0.16	0.32	0.48	0.65	0.81	0.97	1.13	1.29
13	42.4	0.10	0.20	0.31	0.41	0.51	0.61	0.71	0.81
15	48.9	0.09	0.18	0.26	0.35	0.44	0.53	0.62	0.70

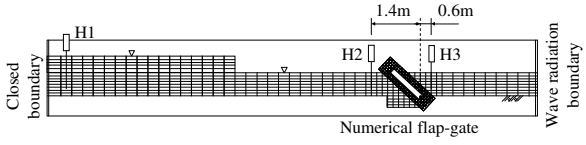


Fig.14 Numerical setup

(2) 解析結果

Table 2 の条件の下で作成した段波の波高を Table 3 に示す。解析の結果，水深の条件によって分裂性の高い段波もみられたため，第 1 波後の谷における水位と第 2 波における峰の水位との平均値として段波波高を定義した。

Fig.15 および Fig.16 に，フラップゲート扉体および鉛直壁に段波津波を作用させた際の最大波圧の鉛直分布を示す。各図中，(a) 〜 (f) は，段波波高 ζ を変えた 8 ケースの解析結果をそれぞれ水深毎に示したものである。これらの波圧は，扉体あるいは鉛直壁に作用する圧力のうち，静水圧成分を除いた動圧によるものである。段波波高が低く扉体が 90 度まで起立しなかったケースについては，作用波圧の大部分が静水圧によるものであったため，図からは割愛した。また，各図において，横軸を圧力，縦軸を扉体回転中心（扉体回転軸は水底面より 0.03m 下方に位置する）からの鉛直高さとして表記しており，水平に引かれた破線は初期水位 h_0 を示すものである。

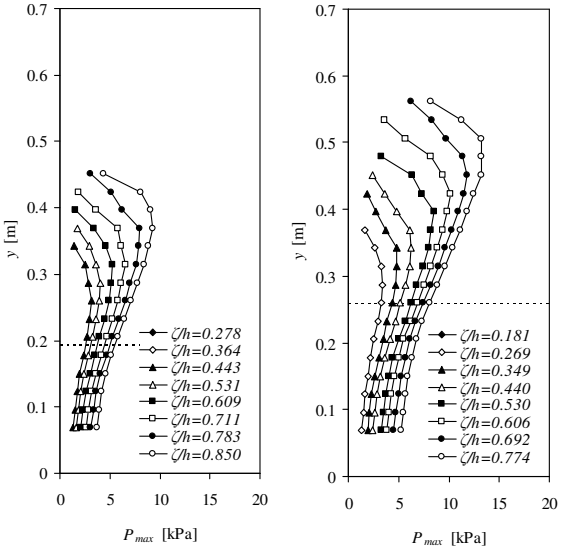
Fig.15 より，フラップゲート扉体に作用する波圧の鉛直分布は，いずれの水深，いずれの段波を対象としたケースにおいても，水底付近からなだらかに増加し，初期の水位より高い位置において最大値をとる様子が確認できる。段波波高が大きいケースほど，波圧の作用する到達点が高くなっているが，いくつかのケースでは当てはまらないものもみられた。段波の波高は，扉体より 1.41m 前方で評価しているため，評価位置と数値模型との間で，砕波あるいは分裂により波の形状が変化したためと考えられる。Fig.16 より，鉛直壁に作用する波圧の鉛直分布は，フラップゲートを対象としたケースとは異なり，解析の条件によっては明確なピーク値をとらずに水底付近から漸減するものもみられた。

Fig.17 および Fig.18 に，Fig.15 および Fig.16 の波圧分布を無次元化したものを示す。各図中，横軸は比重量 ρg および段波波高 ζ を用いて無次元化した最大波圧，縦軸は段波波高で無次元化した初期水面を基準とする鉛直高さを示すものである。また，谷本ら（1984）と池野ら（2001）により提案された鉛直壁に作用する段波波圧の評価式，従来の水理模型実験結果（木村ら，2009b）とともに 1/48 スケールのフラップゲート模型を用いた白井ら（2006b）による実験結果も併記した。

Fig.18 より，数値解析により算出した鉛直壁に作用する波圧分布の形状は，谷本らあるいは池野らによる評価式と概ね一致した。数値解析の結果，$z/\zeta=0$ 付近で，評価式と比較して鉛直壁への作用圧が大きくなっている様子が確認できる。模型実験では，圧力計を壁面上に連続的に配置するのは難しく，また，サンプリング周波数についても 1000Hz 程度での出力が一般的である。数値解析では，セル毎に物理量を出力できるため，模型実験と比較して格段に細密なデータを得ることができ，さらに，サンプリング周波数にも上限がない。数値解析結果が谷本らあるいは池野らによる評価式より大きくなった一因として，段波波高の定義方法の違いが考えられるが，本手法を用いた数値解析により，高い精度の計算結果が得られたといえる。Fig.17 より，フラップゲート扉体に作用する波圧は，実験結果および解析結果ともに，鉛直壁のケースと比較して広い範囲に分布しており，それらの最大値は，実験結果の方がやや大きい。これは，段波の作成方法の違いにより，実験では，模型直前で砕波を生じるようなケースも含まれるためと考えられる。しかし，解析結果が示す分布の範囲は，実験結果が示す範囲を概ね包括しており，精度の高い解析がなされているものと考えられる。フラップゲートに作用する波圧は，鉛直壁に作用する波圧と比較して 3 倍程度に達しているが，従来の模型実験により，下部テンションロッドに抵抗板を設置することで，フラップゲート扉体への作用波圧を軽減できることが確認できている。

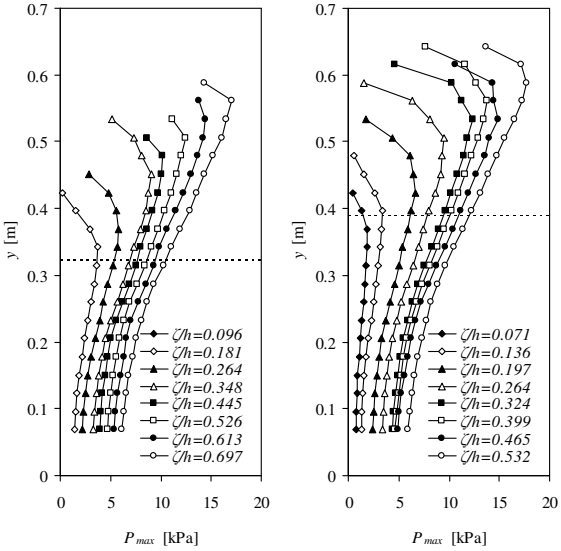
Table 3 Tsunami heights by numerical simulations

Prototype	Numerical simulations			ζ/h	Numerical conditions
Depth h [m]	Depth h [cm]	Tsunami heights ζ [m]	Maximum amplitude H_{max} [m]		
5	16.3	0.045	0.060	0.278	case1
		0.059	0.078	0.364	case2
		0.072	0.097	0.443	case3
		0.087	0.112	0.531	case4
		0.099	0.115	0.609	case5
		0.116	0.117	0.711	case6
		0.128	0.130	0.783	case7
		0.139	0.142	0.850	case8
7	22.8	0.041	0.058	0.182	case1
		0.061	0.089	0.269	case2
		0.080	0.120	0.349	case3
		0.100	0.143	0.440	case4
		0.121	0.135	0.530	case5
		0.138	0.153	0.606	case6
		0.158	0.166	0.693	case7
		0.177	0.181	0.775	case8
9	29.3	0.028	0.037	0.096	case1
		0.053	0.077	0.182	case2
		0.077	0.120	0.264	case3
		0.102	0.163	0.349	case4
		0.131	0.153	0.446	case5
		0.154	0.172	0.526	case6
		0.180	0.193	0.613	case7
		0.204	0.215	0.698	case8
11	35.9	0.026	0.034	0.071	case1
		0.049	0.070	0.135	case2
		0.071	0.108	0.197	case3
		0.095	0.149	0.264	case4
		0.116	0.191	0.323	case5
		0.143	0.200	0.399	case6
		0.167	0.201	0.464	case7
		0.191	0.231	0.532	case8
13	42.4	0.018	0.024	0.042	case1
		0.042	0.057	0.099	case2
		0.060	0.086	0.141	case3
		0.078	0.117	0.183	case4
		0.096	0.148	0.226	case5
		0.114	0.181	0.268	case6
		0.130	0.213	0.307	case7
		0.147	0.246	0.348	case8
15	48.9	0.023	0.033	0.048	case1
		0.042	0.066	0.085	case2
		0.065	0.100	0.134	case3
		0.085	0.136	0.174	case4
		0.107	0.174	0.218	case5
		0.125	0.213	0.255	case6
		0.145	0.251	0.297	case7
		0.165	0.293	0.338	case8



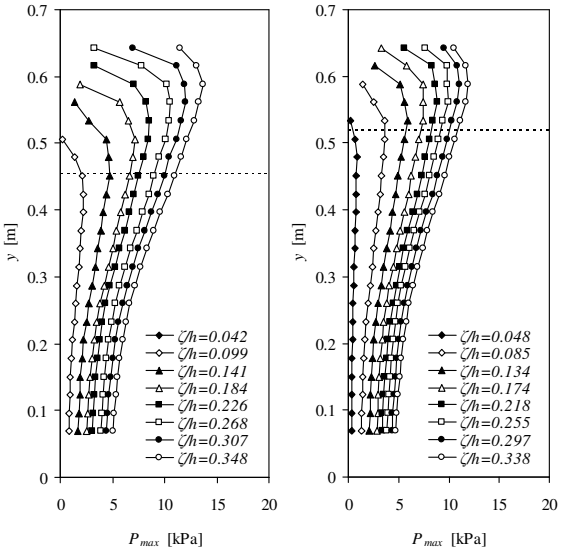
(a) h = 16.3 cm

(b) h = 22.8 cm



(c) h = 29.3 cm

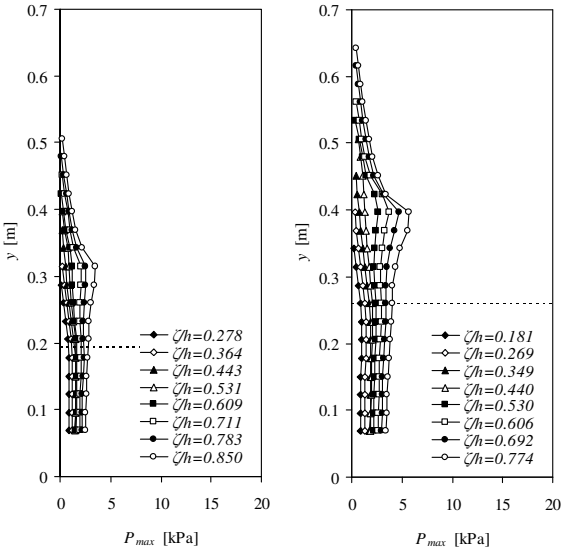
(d) h = 35.9 cm



(e) h = 42.4 cm

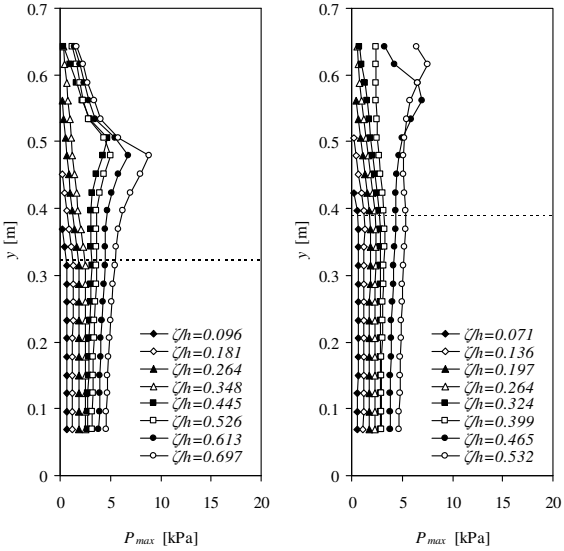
(f) h = 48.9 cm

Fig.15 Vertical distributionsof pressure on flap-gate



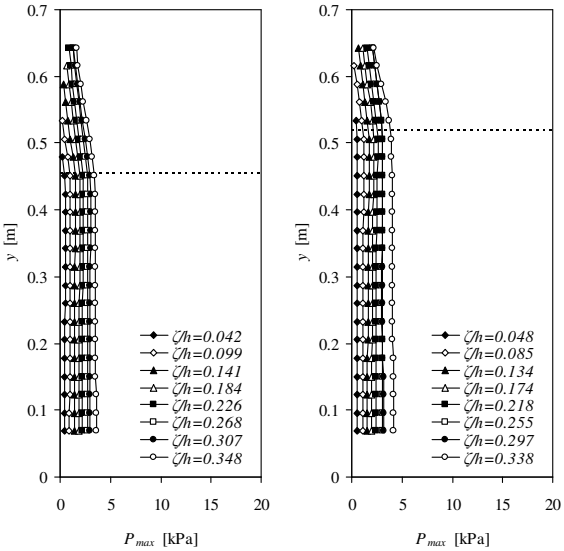
(a) h = 16.3 cm

(b) h = 22.8 cm



(c) h = 29.3 cm

(d) h = 35.9 cm



(e) h = 42.4 cm

(f) h = 48.9 cm

Fig.16 Vertical distributionsof pressure on wall

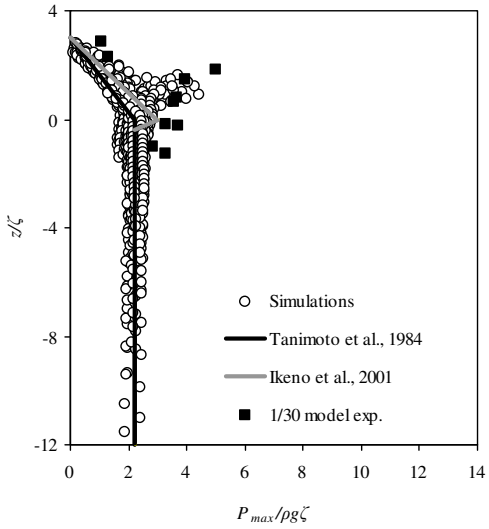


Fig.17 Normalized vertical distribution of pressure on wall

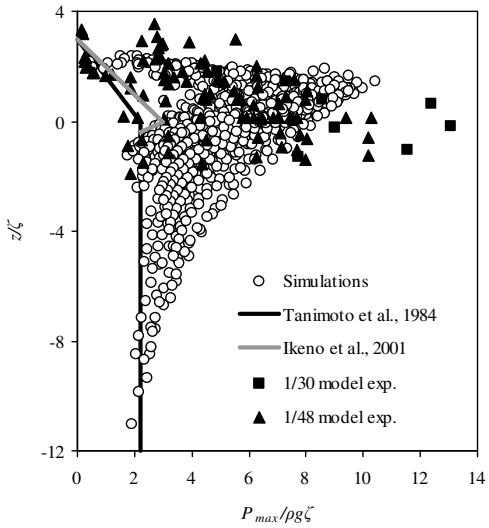


Fig.18 Normalized vertical distribution of pressure on flap-gate

6. 結　論

本研究では，流体と構造体との連成運動を取り扱える 2 次元数値解析モデルを構築し，2 次元水槽実験の結果を援用することで，その数値モデルの精度検証を行った。本研究を通して得られた主要な結論を以下に示す。

6.1　押波初動津波に対する動揺特性評価

① 孤立波の伝播および扉体の起立運動により港内外に生じる水面の変動を再現でき，解析結果は，水理模型実験による計測結果と比較して，その特徴をよく捉えることができた。

② 扉体角度に関する解析結果は，実験結果と良く一致しており，扉体先端が水面を切りながら起立する様子など，扉体の運動を精度良く再現できた。

6.2　周期波に対する動揺特性評価

③ 周期波の伝播，扉体の動揺を介して港内側に伝達する透過波，ならびに扉体からの反射波を再現することができた。

④ 数値解析による計算結果は，水理模型実験より得られた計測結果と比較して，扉体の動揺振幅を比較的良好に再現できており，作用波の周期が長くなるのに伴い，単位振幅あたりの扉体の動揺角度が増加し，扉体動揺の中心が正方向に偏向する現象を再現することができた。

⑤ 数値解析における扉体の動揺振幅は，作用する波の周期が長くなるほど，実験結果より小さくなる傾向がみられた。

6.3　段波性津波に対する波圧特性評価

⑥ 段波津波作用時における鉛直壁への作用波圧は，谷本らあるいは池野らが提案する実験式，ならびに従来の水理模型実験の結果とも良く一致した。

⑦ 段波津波による，フラップゲートへの作用波圧の鉛直分布は，水面よりやや高い位置で最大値を示し，従来の模型実験の結果を概ね包括するものであった。

⑧ 衝撃的な波圧が作用する段波性の津波に対しても，重合格子法を用いた本解析手法が有用であることが確認された。

謝　辞

本研究の一部は，科学研究費補助金・挑戦的萌芽研究（代表：間瀬　肇，研究課題名：津波リアルタイム予測とフラップゲートによる津波被害防止・軽減）によるものである。ここに記して謝意を表する。

参考文献

池野正明・森　信人・田中寛好（2001）：砕波段波津波による波力と漂流物の挙動・衝突力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 48 巻，pp.846-850.

小幡正規・中尾年雄・里深信行・森西晃嗣（1993）：重合格子法による二次元バタフライ弁モデルの数値計算，日本機械学会論文集（B 編），第 59 巻，562 号，pp.220-226.

川崎浩司（2006）：構造物の並進・回転運動を導入した VOF 法に基づく 2 次元数値波動水路の構築，海洋開発論文集，第 22 巻，pp.685-690.

木村雄一郎，仲保京一，伊壇昭一郎，柳　浩敏

（2007）：高潮・津波対策用フラップ式可動ゲート津波低減性能に関する模型実験（その 2）－起立安定化プレートの力学特性の把握－, 海洋開発論文集, 第 23 巻，pp.93-98.
木村雄一郎，新里英幸，仲保京一，安田誠宏，間瀬肇（2009a）：倒伏状態の津波・高潮対応フラップ式可動ゲートの係留特性に関する実験的研究, 海洋開発論文集，第 25 巻，pp.93-98.
木村雄一郎，新里英幸，仲保京一，安田誠宏，間瀬肇（2009b）：フラップゲート式可動防波堤の波浪応答特性に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 56 巻，pp.806-810.
木村雄一郎・柳　浩敏・森西晃嗣・森　信人・安田誠宏・間瀬　肇（2010a）：フラップゲート型構造物の流体連成解析モデルの構築とその精度検証, 海洋開発論文集，第 26 巻，pp.237-242.
木村雄一郎，柳　浩敏，森西晃嗣，森　信人，安田誠宏，間瀬　肇（2010b）：重合格子法を用いた流体-構造体連成モデルによるフラップゲートの波浪応答解析，土木学会論文集 B2（海岸工学），第 66 巻，pp.811-815.
清宮　理，下迫健一郎，由井孝昌，山下誠也，椎名正樹，土屋昌義（2006）：フラップ式水門の浮上・沈降挙動の解析，海洋開発論文集，第 22 巻，pp.691-696.
白井秀治，永田修一，藤田　孝，新里英幸，仲保京一，高橋和夫（2005）：高潮・津波対策用のフラップ式可動ゲートの開発, 海洋開発論文集, 第 21 巻，pp.109-114.
白井秀治，木村雄一郎，藤田　孝，山口映二，仲保京一（2006a）：高潮・津波対策用フラップ式可動ゲートの伝達波低減機構の開発，海洋開発論文集，第 22 巻，pp.583-588.
白井秀治，藤田　孝，木村雄一郎，山口映二，仲保京一（2006b）：フラップ式可動ゲートの津波低減性能に関する模型実験，海洋開発論文集，第 22 巻，pp.577-582.
谷本勝利・鶴谷広一・中野　晋（1984）：1983 年日本海中部地震における津波力と埋立護岸の被災原因の検討，海岸工学論文集，第 31 巻，pp.257-261.
丹野　格・森西晃嗣・松野謙一・西田秀利（2004）：仮想的な流速を用いた直交格子系での任意物体周りの計算，日本機械学会論文集，第 70 巻，pp.9-16.
中野　修，田中伸和，榊山　勉，興野俊也，大熊義夫（2000）：ALE 法による 2 次元動揺数値解析を用いた浮体式カーテンウォールの動揺・波力特性評価，海岸工学論文集，第 47 巻，pp.851-855.
和田好隆・森西晃嗣・松野謙一：レベルセット関数法を用いた気泡の結合及び分離シミュレーション（2005），第 19 回数値流体力学シンポジウム, B5-5.
Kimura, Y., Niizato, H., Nakayasu, K., Yasuda, T., Mori, N., Mase, H.（2010）: Response Analysis of Flapgate Breakwater for Tsunami and Storm Surge Protection, Proc. of 32nd ICCE, Shanghai, in press.

Numerical Analysis of Flap-gate Breakwater against Tsunami and Waves by Overset Grid Method

Yuichiro KIMURA*, Hirotoshi YANAGI**, Nobuhito MORI, Tomohiro YASUDA and Hajime MASE

* Kyoto University, Graduate School of Engineering
** Hitachizosen Corporation, Japan

Synopsis

A flap-gate breakwater is a new type structure for coastal disaster reduction caused by tsunamis and storm surges. The flap-gate usually lies down on the bottom of sea and rises up as a seawall with its buoyancy when tsunamis or storm surges occur. In our previous experimental studies, blocking capabilities of the flap-gate against tsunamis were confirmed, and the characteristics of the gate motion and wave pressure have been clarified. Present study develops a numerical simulation model considering fluid-structure interactions for the flap-gate and validation of the numerical model is conducted. It is shown that the present developed model gives accurate predictions of flap-gate motions and wave pressures against hydraulic model experiments.

Keywords: flap-gate, numerical analysis, overset grid method, level set method, tsunami, wave

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

水蒸気量の鉛直分布のデータ同化による降水予測精度へのインパクト評価

山口弘誠*・中北英一・古本淳一**

* 京都大学生存基盤科学研究ユニット
** 京都大学生存圏研究所

要　旨

気象モデルを用いた短時間降水予測において，水蒸気は全ての降水の源であり，水蒸気量をデータ同化しモデル初期値を適切に与えることがますます重要になってきている。最近の研究で，GPS遅延量観測と鉛直方向の音波観測を組み合わせることで水蒸気量の鉛直分布を推定することが可能であることがわかってきているため，既往研究における可降水量（水蒸気量の鉛直積算）のデータ同化で問題となっていた鉛直方向の分配問題が解決できるという状況にある。そこで本研究では，将来，水蒸気の鉛直分布が観測可能となった場合を想定して，水蒸気量の鉛直分布をデータ同化し降水予測への効果を調べた。データ同化システムCReSS-LETKFを用いた理想実験によって水蒸気量の鉛直分布のデータ同化をおこなったところ，2時間先の降水予測にまで効果が続くことを確認できた。成果の一つとして， CReSS-LTEKFに水蒸気のデータ同化モジュールを構築した。また最後に，偏波レーダーのみから水蒸気量を推定する手法の素案を示した。

キーワード: 降水予測，データ同化，可降水量

1. はじめに

近年，都市部で豪雨災害が頻発しており，人類の持続的生存の基盤を築くために，河川流出管理・ダム操作・下水道の排水処理といった防災の観点から，数時間先～半日先における降水量を高精度に予測することが極めて重要である。豪雨災害をもたらす大気の現象のスケールの多くはメソβスケールであり，その予測は非常に難しい。メソβスケールの現象は，雨域の連続観測から時間的に外挿する運動学的手法の適用範囲を超えているため，力学・物理学に基づいた数値予報モデルを使う必要がある。数値予報の問題として，予測対象の現象が表現可能かどうか，それを表現する分解能があるかどうか，などが挙げられるが，それらと同様に，初期値が適切に与えられているかどうか，という問題も非常に重要である。最適な初期値を与えるために最も有効な手法として，観測情報のデータ同化がある。

データ同化とは，時間的・空間的に限られたデータ（観測情報）から，モデル（理論）を満足する初期条件，境界条件，あるいはモデルに含まれる係数，を求めることである。その目的の一つは，データ同化によって推定された真の状態と考えられる値（解析値）をモデルの初期値として将来予測をすることであり，予測精度を上げるためにも効果的なデータ同化が期待されている。さて，気象学の分野において，データ同化によって求められた解析値は，予報モデルの初期値としてはもちろんのこと，過去の再解析データを用いて様々な研究がなされている。そのようなことからも，より良いデータ同化システムを開発していくことは重要な課題である。

さて， yamaguchi et al. (2009) はスーパーセルに対する降水予測の理想実験を行い，同化した観測値の違いによる降水予測に対する効果的な予測リードタイムを示しており，修正したものを Fig. 2 に示す。これを見ると，レーダー反射強度のみを同化した場合は，予測リードタイムのごく初期時間のみに高い効果があるものの，継続時間は極めて短い。固体降水を同化した場合は，レーダー反射強度を同化した場合よりも少し先の予測リードタイムにおける効果

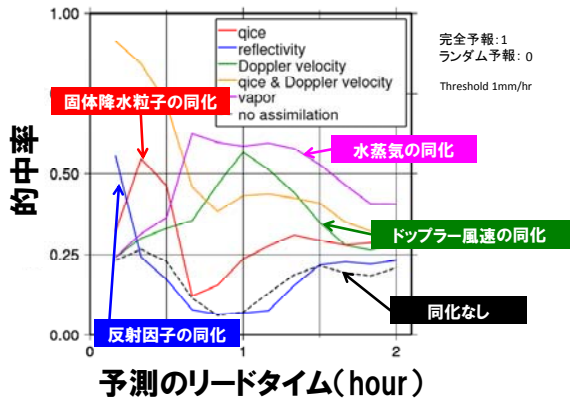


Fig. 1 Effective forecast lead time due to a difference in observational data which is to be assimilated.



Fig. 2 Overview of this study

が高い。水蒸気を同化した場合は，どの場合よりも先の予測リードタイムにおける効果が高く，その効果の継続時間も長いことがわかる。それは，水蒸気が全ての降水の源であることに他ならない。

一方で現業の予測手法ではGPS遅延量観測による可降水量，すなわち水蒸気の鉛直積算量（しかも空間的に疎である）をデータ同化しているに過ぎず，水蒸気量の鉛直・空間分布を適切に表現することができないために，効果的な降水予測の向上には至っていない。さて，最先端の研究レベルにおける水蒸気観測手法として，GPS 遅延量観測と鉛直方向の音波観測を組み合わせることで水蒸気の鉛直分布を推定することができる（Furumoto et al., 2007）。そこで，水蒸気量の鉛直分布をモデルへデータ同化する手法を開発することで，従来までの鉛直積算量をデータ同化する場合と比較してどれほど降水予測へ効果があるのか明らかにする。加えて，日本において国土交通省によるXバンド（小型）の偏波ドップラーレーダー網が現業用として平成 22 年度から都市部に配備された。これまでに確立してきたレーダー反射因子とドップラー風速の同化に加えて，本研究で水蒸気量をデータ同化することで，複数の観測情報のデータ同化による相乗効果が期待できるかどうかということも考慮している。Fig. 2 に研究像の枠組みを示す。

2. 水蒸気量の鉛直分布の推定に関する既往研究

本章では，Furumoto et al. (2007) が提案する水蒸気量の鉛直分布の推定手法について概説する。Fig. 3 にその原理の大枠を示す。まず，GPS 観測によって得ることができる GPS 遅延量は，大気中の水蒸気量などに由来しており，水蒸気によるものを抽出する

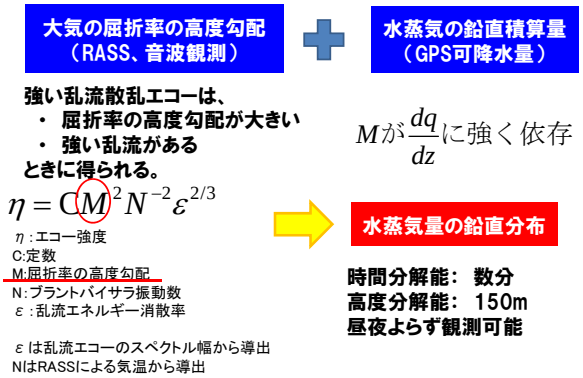


Fig. 3 Overview of estimation method of the vertical profile of vapor

ことで，電波経路における水蒸気量の積算を測定することが可能である。また，鉛直方向上向きに音波を出し大気の乱流散乱エコーを受けると，そのエコーは大気屈折率の高度勾配に依存し，さらにその大気屈折率の高度勾配は水蒸気量の高度勾配に強く依存しているため，水蒸気量の鉛直分布を推定することが可能である。ただし，Fig. 3 に示すように，大気の乱流散乱エコーに含まれる大気屈折率の高度勾配は，2 乗のオーダーとして寄与しているため，何らかの第一推定値から大気屈折率の高度勾配の正負を決めながら全体の積算量となるように推定するという工夫が必要である。

3. 可降水量による2009年6月の降雨の解析

可降水量（Precipitable Water Vapor; PWV）とは，地表のある面を基点としてその上空の大気を大きな鉛直の柱として考えたときに，そこに含まれる水蒸気や雲が全て凝結して地上に降ってきたとしたとき

の降水量のことである。可降水量の時間増加量はつまり，水蒸気量の収束を意味するので，降水との相関が非常に高いものである。Fig. 4 に 2009 年 6 月 4 日のある瞬時における可降水量の分布を示す。基本的には，緯度が低いほど，また，観測点の高度が低いほど可降水量が高い。これは水蒸気量が気温によって飽和水蒸気量が決まっており，特に水蒸気量は地表付近絶対量が大きいため，このような分布をする。また，全球平均量は約 30mm といわれている。

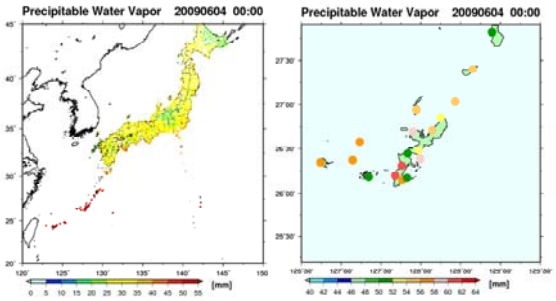


Fig. 4 Precipitable water vapor
（left: Japan, right: okinawa）

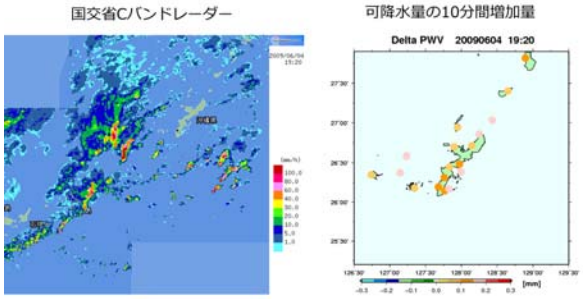


Fig. 5 Radar echo and increment of PWV

Fig. 5 に, 2009 年 6 月 4 日 19:20 におけるレーダーエコーと沖縄における可降水量の１０分間増加量を示すが，このように降水の直前には水蒸気が溜まってきて，可降水量が増加傾向にあることがわかる。よって，これを同化することに降水予測への効果は非常に高い。ただし，これは鉛直積算量であり，鉛直方向にどのように配分するのかという問題があり，現状ではモデルの第一推定値の割合を利用するなどといった手法がとられている。

4.　理想実験による水蒸気量の鉛直分布のデータ同化実験

4.1　計算条件の設定

水蒸気量の鉛直分布の推定手法においては，音波観測による乱流散乱エコーと第一推定値として用いるラジオゾンデ観測データが必要であり，本研究の将来目的である偏波レーダーとの組み合わせによるデータ同化を考えると 3 者のデータが整っている観測が必要であり，実現象への適用は今後の目標とする。そこで本研究では，Observing System Simulation Experiment (OSSE)を用いた理想実験を実施し，予測モデルが完全であるという仮定のもと，水蒸気量の鉛直分布のデータ同化によって降水予測精度を評価する。データ同化システムとして CReSS-LETKF（Yamaguchi et al., 2008）を用いた。各種の計算条件を Fig. 6 に示す．2009 年 6 月 4 日の沖縄で発生した降雨に対する一つのモデルランを真値とし，また初期時刻のみを変えた別のモデルランを同化なしのコントロールランとして，水蒸気量を同化することによる降水予測精度への効果を調べる。

計算条件（CReSS）
- 初期値・境界値：GPV（MSM）
- 海面温度：NEAR－GOOS
- grids：248×248×50
- interval：Δx=Δy=2000m, Δz=300m

計算条件（LETKF）
- 同化期間：30分間
- 同化間隔：10分間ごと
- Local patch：水平±15km、鉛直±1km
- サンプル数：30メンバー

Fig. 6 Setting-up of CReSS-LETKF

4.2　計算結果

Fig.7 に，2 時間先降水予測の計算結果を示す。カラーで地上降水強度，ベクトルで地上 1.5km における水平風を示す。点線丸印で囲んだ場所に存在する降水システムに関して，現象の 3 時間前から予測を開始した真値ランにおいては，強い降水強度を示している。また，Fig.8 にその時刻における実際の GPS 可降水量（水蒸気量の鉛直積算量）の 10 分間増加量の観測値を見ると，高値を示しており将来的には実現象でも水蒸気を同化することによる効果が期待できる。さて，真値ランよりもさらに 3 時間前から予測を開始したコントールラン（(c)同化なし）においては，その降水システムすら予測できていない。それに対して, 水蒸気量の鉛直分布を同化したラン（(b)同化あり）では，真値と似通った形で降水システムが形成されていることがわかる。よって，水蒸気量の鉛直分布の同化による効果は非常に大きいことが示された。ただし，現業観測がなされている GPS 可

降水量による水蒸気の鉛直積算量のデータ同化した場合との比較を今後実施していく必要がある。加えて，どの高度のデータ同化のインパクトが大きいのかを解析していく。

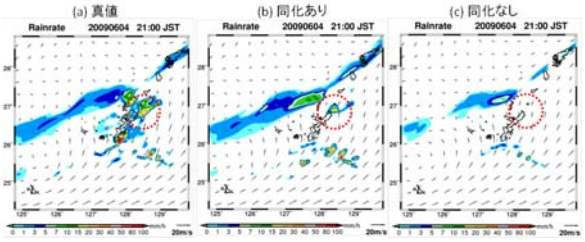


Fig. 7 Precipitation Forecast results at 2-hr ahead

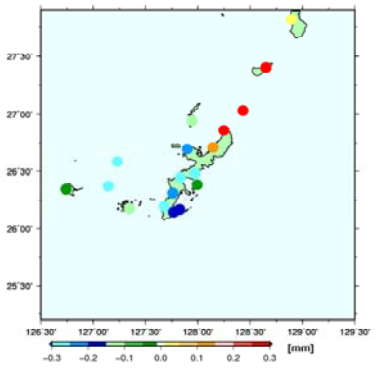


Fig. 8 10-min increment of precipitable water vapor

5. 結論と今後の展望

さて，水蒸気量の鉛直分布を観測するには音波観測が必要であり，環境への負荷を考えると都市部への現業配備は現実的に困難である。よって，偏波レーダーのみによる水蒸気量の推定が強く望まれる。最後にその案を示す。Kobayashi（1961）などで知られるように，過飽和水蒸気量と気温の関係によって降水粒子の形成過程が異なり雪結晶の形が分類される。この関係を利用して，偏波レーダーから算出することができる降水粒子の種別や形状をデータ同化することで，水蒸気量を抽出する手法を開発したい。そのために，固相粒子種類を柱状粒子や平板粒子など細分化して分類する必要があり，未だ利用されていない偏波レーダーの観測パラメータである直線偏波抑圧比と呼ばれる粒子の扁平度や主軸の傾きに関する情報を用いることができる。よって，降水粒子の形成過程を通すという新たな概念によって，偏波レーダーのみによる水蒸気量の推定を目指す。

謝　辞

偏波レーダー COBRA の観測データをご提供して頂いた（独）情報通信研究機構に謝意を表します。

参考文献

Kobayashi, T., 1961: The growth of snow crystals at low supersaturations. Philos. Mag., Vol. 6, pp. 1363–1370.

Furumoto, J., S. Imura, T. Tsuda, H. Seko, T. Tsuyuki, K. Saito, The Variational Assimilation Method for the Retrieval of Humidity Profiles with the Wind-profiling Radar, J. Atmos. Ocean. Technol., 24, 1525-1545, 2007.

Yamaguchi, K., Eiichi Nakakita, and Yasuhiko Sumida, 2009: Data assimilation of hydrometeor types estimated from the polarimetric radar observation. Proc. of World Meteorological Organization Symposium on Nowcasting and Very Short Term Forecasting, 7 pp. in CD-ROM.

Yamaguchi K., and Eiichi Nakakita, 2008: Ensemble Kalman filter assimilation of Doppler radar data using the cloud-resolving non-hydrostatic model with an aim to introduce polarimetric radar data assimilation. Proc. of 7th International Symposium on Weather Radar and Hydrology, 3 pp. in CD-ROM.

Data Assimilation of the Vertical Profile of Water Vapor and Its Effects on Quantitative Precipitation Forecasting

Kosei YAMAGUCHI*, Eiichi NAKAKITA and Junichi Furumoto**

* Institute of Sustainability Science, Kyoto University
**Research Institute for Sustainable Humanophere, Kyoto University

Synopsis

It is important for 0-6 hour nowcasting to provide for a high-quality initial condition in a meso-scale atmospheric model by a data assimilation of several observation data. It is getting more important to assimilate the water vapor for numerical weather prediction, because vapor is a source of any kind of precipitation. The vertical profile of water vapor can be estimated by the combination of GPS precipitable water and the echo profile of the sound. In this study, an impact of the assimilation of the vertical profile of vapor on accuracy for QPE is evaluated. As an implementation, the cloud-resolving non-hydrostatic atmospheric model, CReSS, which has detail microphysical processes, is employed as a forecast model. The local ensemble transform Kalman filter, LETKF, is used as a data assimilation method, which uses an ensemble of short-term forecasts to estimate the flow-dependent background error covariance required in data assimilation. A heavy rainfall event occurred in Okinawa in 2009 is chosen as an application. As the ideal experiment was carried out, the effect of that assimilation still continued for two hours forecast lead time.

Keywords: quantitative precipitation forecast, data assimilation, precipitable water

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

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

中北英一・山邊洋之*・山口弘誠**

＊ 京都大学大学院工学研究科
** 京都大学生存基盤科学研究ユニット

要　旨

2008年7月28日都賀川での出水に代表される短時間のうちに急激に発達する積乱雲がもたらす局所的な集中豪雨(ゲリラ豪雨)が気候変動や都市部におけるヒートアイランド現象等と絡めて議論され，その発生頻度の増加が危惧されている。そこで国土交通省は，より早期の降雨の探知や予測，より精度の高い降水量推定を目指し，最新型偏波ドップラーレーダー網を整備し2010年7月より現業用運用を開始した。本研究では，最新型Xバンドレーダー網による高密度，高時間分解能のデータを用いて3次元的に発達する積乱雲の特性，発達挙動に関する事例解析を行った結果，気象レーダーによる上空監視がより早期にゲリラ豪雨のタマゴを捉えていることを明らかにした。また，降水セルの検出と積乱雲の特性(体積等)を考慮することで発達する積乱雲を3次元的に追跡する手法を開発した。加えて，この手法を用いて局所的な集中豪雨事例を複数例抽出し，積乱雲が地表に強い強度の降水をもたらす危険性を判断する指標の解析を行った。

キーワード: ゲリラ豪雨，最新型偏波Xバンドレーダー，追跡，危険性予測

1. はじめに

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，近年発生した豪雨のなかでも2008年に頻繁化した局所的集中豪雨（局所的大雨）と呼ばれるスケールの豪雨は，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」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。河川を管理する自治体はこのような出水に対して対策を講じているが，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。しかし，洪水流は越水，氾濫することなく流下しており治水の観点からは問題ないこともこの災害の特徴である。現在，地球規模で起きている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する可能性がある。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. ゲリラ豪雨と最新型Xバンド偏波レーダー

通常の集中豪雨は組織化された積乱雲群によってもたらされるのに対し，ゲリラ豪雨は孤立的に発生発達する積乱雲によってもたらされるのが特徴である。この単独の積乱雲の発達過程を概念的に示したものがFig. 1である（白石，2009)。発生から30分程度で豪雨をもたらす様子が示されている。

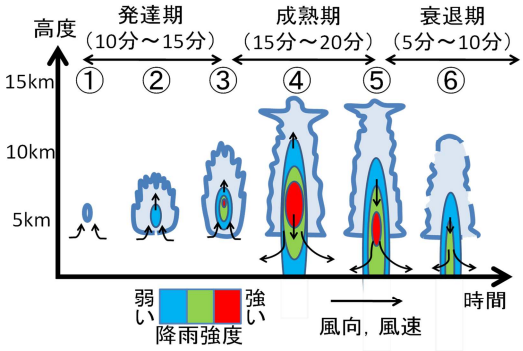


Fig. 1　The growth process of the cumulonimbus causing a local downpour.

2.1 ゲリラ豪雨を受けての対策

正確な降雨予測，降水量推定に関しては観測技術において空間的にも時間的にも細やかな情報が得られる気象レーダーが用いられている。近年の観測史上の記録を上回る局地的大雨や集中豪雨等による洪水災害の多発により，河川管理者に更なる迅速かつ的確な対応が求められている状況を踏まえ，国土交通省は2010年7月より最新型Xバンド偏波レーダー運用を開始した。積乱雲のスケールは数kmであり，従来のCバンドレーダーの空間分解能(1.5km)では積乱雲の発生から発達消滅までの挙動を詳細に再現できず，また，レーダーの空間分解能が一つ一つの雲をとらえられるほど細かくないため局所的な状況を把握するのが難しいといった問題点があり，それを補うべく観測範囲は狭いが空間分解能が高いXバンド(3cm)波長のレーダーが導入された。最新型偏波レーダーでは，Xバンドレーダーの問題点とされた，降雨減衰を改善することができ，また複数台のレーダーで都市部を観測することにより，空間的に大変密な観測を実現している。

このように降雨監視体制が強化され，高頻度，高解像度の降雨観測情報を得られることで時々刻々と変化する降水域の動きを上空も含めて把握できるようになってきたが，これらのレーダーを有効的に活用することにより局所的な集中豪雨の予測に役立てるにあたり，高空間分解能を有効に生かすためのレーダー運用面に検討の余地は残されている。

2.2 本研究で用いるレーダー

最新型Xバンド偏波レーダーが関東，中部，近畿，北陸に整備され，今後，東北，中国，九州にも導入される予定である。近畿には4台のXバンド偏波レーダー（田口，六甲，葛城，鷲尾山）が導入され，ネットワークを形成しており，本研究ではこれらのレーダー情報を用いる。「偏波」の名が示すようにこれらのレーダーは，従来のコンベンショナルレーダーで観測されていた，レーダー反射因子，ドップラー速度だけでなく，伝搬位相差変化率等の偏波パラメーターを得ることができる。また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，データ合成には1分ごとの低仰角観測2仰角を用いて移動平均をとることで1分間隔の地域合成データが配信されている。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。

3.　ゲリラ豪雨のタマゴの早期探知

ゲリラ豪雨災害軽減のためには豪雨の起源を探ることが重要である。本章では，レーダーで捉えだされてから豪雨をもたらすまでの降水域の挙動を可視化することで，ゲリラ豪雨の生成過程から地表面に豪雨をもたらすまでの挙動を解析する。そして，観測方法の違いによるゲリラ豪雨のタマゴの探知時刻を比較することでより早期に豪雨の発生を捉える手法について考察する。Fig. 2にゲリラ豪雨のタマゴの概念図を示す。レーダー監視時刻を t，観測時間分解能を Δt とすると，時刻 $t-\Delta t$ ではレーダーでは捉えられていない降水域が時刻 t で突如として現れる。これを本研究では「ゲリラ豪雨のタマゴ」，または「タマゴ」と呼ぶ。タマゴはレーダー観測範囲に多数存在しており，一部のタマゴが急激に発達しゲリラ豪雨をもたらす。

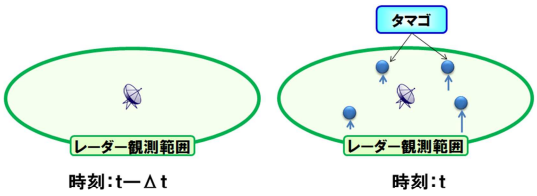


Fig. 2　The radar detects the time and location of initial echo developments (so-called baby rain cell or first echo) and the complete life history of individual rain cell. There may be some dangerous and noticeable baby rain cells which are possible to cause heavy rainfall.

3.1 レーダーデータの処理

レーダーの3次元観測は数分を要するため，レーダーの仰角ごとに観測時刻が異なっている。そのため，データを丸める際に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偏波情報およびドップラー速度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，用いるデータは低仰角から順次仰角を上げるようなデータセットとして，固定低仰角，立体観測データを選択した。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把握できる。これを水平方向0.5km×0.5km，鉛直方向0.25kmの格子点データにXバンドレーダーの距離方向の分解能が0.15kmであることに注意し内挿した。より具体的なイメージを得るために，地形情報の3次元表示も同時に行った。その際，標高データはShuttle Radar Topography MissionによるSRTM-3を用いた。解析領域は田口を中心とし，水平方向160km×160kmとする。解析期間は国交省がXバンド偏波レーダーの運用を報道発表した7月5日から8月31日までの期間とする。

3.2 探知時刻比較

低仰角で高頻度に観測されたデータとそれよりも時間分解能が荒い立体観測のデータを用いてゲリラ豪雨のタマゴの探知時刻の比較を行う。

対象期間である7月5日から8月31日までの中で，作成した3次元図，およびCバンドレーダーによる観測データを用いて，突然発生し急激な発達をする降水域(ゲリラ豪雨)を目視により22事例抽出した。抽出基準としては，ゲリラ豪雨災害を意識して，周辺に降水域が存在せず，突如として発生・発達する降水域を抽出した。また，その抽出した降水域に対して，[1]低仰角観測の地域合成データG000(低仰角観測，時間分解能1分)，[2]今回作成した3次元図(立体観測，時間分解能5分)，とでゲリラ豪雨のタマゴの探知時刻を比較した。3次元図にはXバンドの感度の良さを利用した5dBZ以上の降水域(5，20，30，40を等値面で描く，以下5dBZ図)と，強降雨強度領域を描く20dBZ以上の降水域(20，30，40，50を等値面で描く，以下20dBZ図)との二種類を利用する。探知時刻の基準については地域合成データは0.1mm以上の降水域，3次元図に関しては5dbZ以上の図からタマゴの探知を行い，5dBZ図で判断できない場合は20dBZ図を用いて立体観測の探知時刻とした。また，グランドクラッターとの区別が難しい場合や，タマゴが発生後にすぐには発達せずにくすぶる場合は，この降水域が明確な発達挙動を示した5分前をタマゴとした。Fig. 3，Fig. 4に，抽出した2010年8月14日のゲリラ豪雨事例を立体観測図(20dBZ図)を用いて示す。それぞれの図の中心は田口レーダーサイトであり，z軸は高度，x軸，y軸には田口レーダーサイトからのそれぞれ東方向，北方向への距離が記されている。また，Fig. 5に同事例の地域合成データG000を用いて示す。これらの図から六甲山周辺で12時20分に発生した降雨域が20分程度で成長し，豪雨をもたらした様子がわかる。

3.3 探知時刻比較結果

Fig. 6に今回抽出した事例の発生個所および発生日を，また探知結果をTable 1に示す。Table 1にはゲリラ豪雨発生日時，5dBZ立体観測，20dBZ立体観測，地域合成データG000によるゲリラ豪雨のタマゴの探知時刻を示している。探知時間差（立体観測の探知時刻から地域合成データの探知時刻を引いたもの）が示すように20個のサンプルの平均で約2.8分立体観測が早期にゲリラ豪雨のタマゴを探知していることがわかる。5分にも満たない時間であるが，この短い時間がゲリラ豪雨災害軽減のリードタイムの確保につながるため，決して軽視できない時間である。

3.4 ゲリラ豪雨のタマゴの早期探知についての考察

時間分解能の高い低仰角観測と時間分解能の粗い立体観測によるゲリラ豪雨のタマゴの早期探知時刻の比較を行った結果，立体観測がより早期にゲリラ豪雨のタマゴを探知していた。1分間隔の低仰角観測よりも5分間隔の立体観測が早期に探知した理由としてゲリラ豪雨のタマゴが低仰角観測の範囲を超えた高度に出現したことが挙げられる。レーダービームが上空を通過しているため，早期に捉える事ができている。このように上空の監視を実施しなければ，上空に降水粒子が積乱雲内の上昇流に支えられて段々と蓄積されていき，十分量溜まったところで降水粒子が落ちてくるという挙動をつかむことができない。すなわち，上空に蓄積された降水粒子が落下し始めた後にはじめて低仰角のレーダービームで強降水域を捉えたとしても，ほぼ同時刻に地上で豪雨がもたらされることとなり，5分でも早く危険を探知するためにはレーダーによる立体観測が極めて重要かつ有効であることを示した。

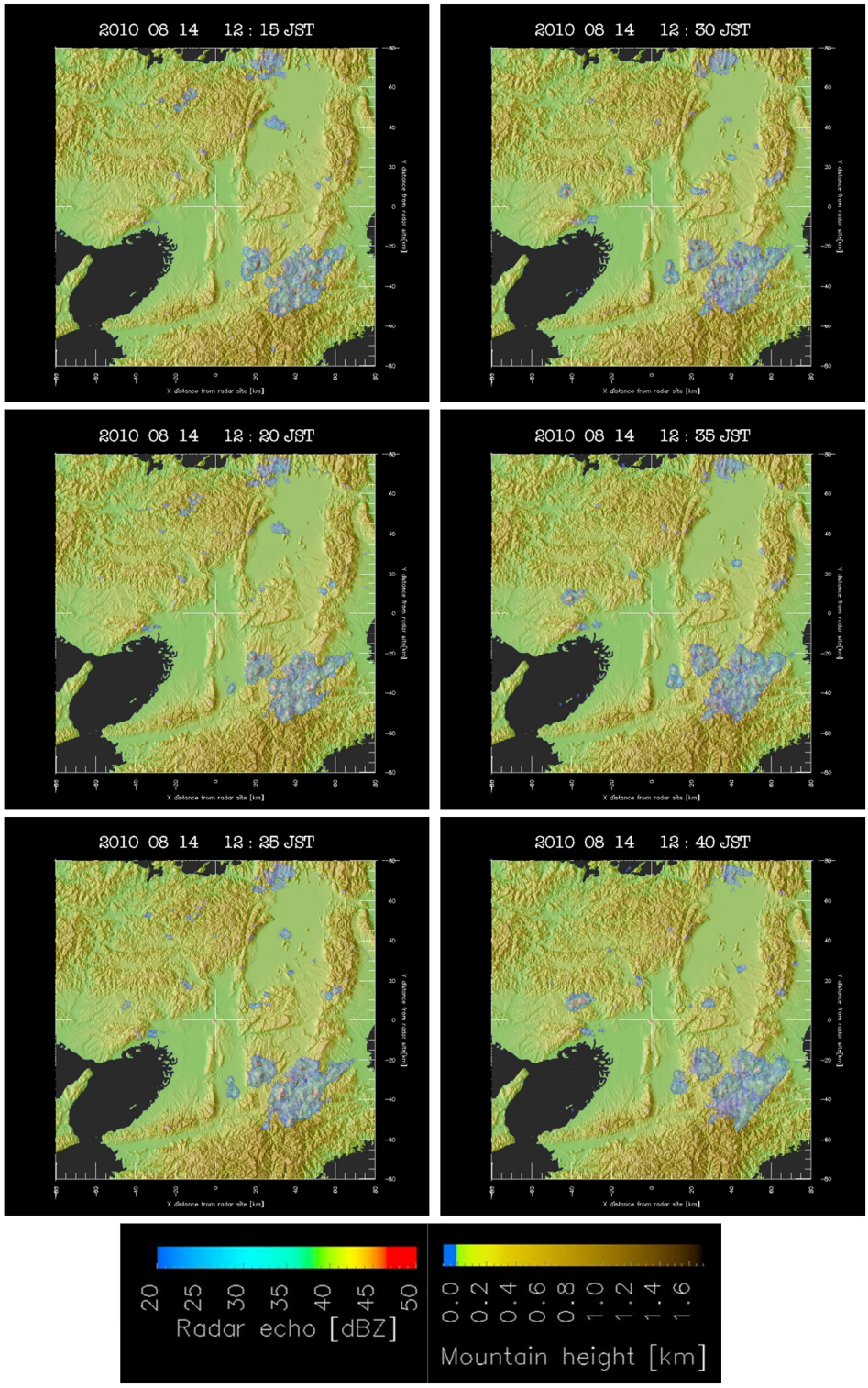


Fig. 3 3D images of radar echo observed from volume scan mode of the X-band radar network operated by the MLIT (Aug 14th ,2010). Time interval of observation is five munities.

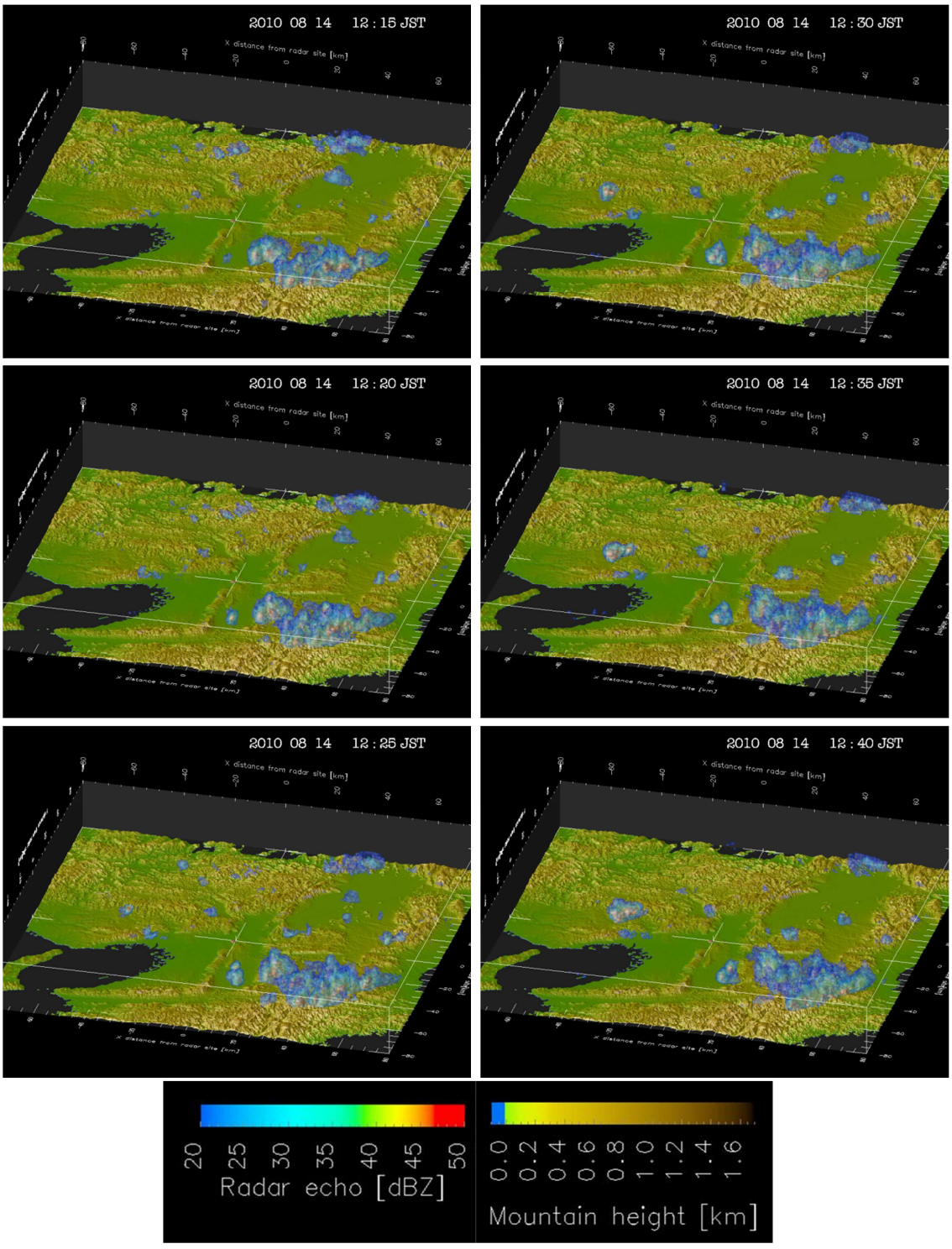


Fig. 4 3D images of radar echo observed from volume scan mode of the X-band radar network operated by the MLIT (Aug 14th ,2010). Time interval of observation is five munities.

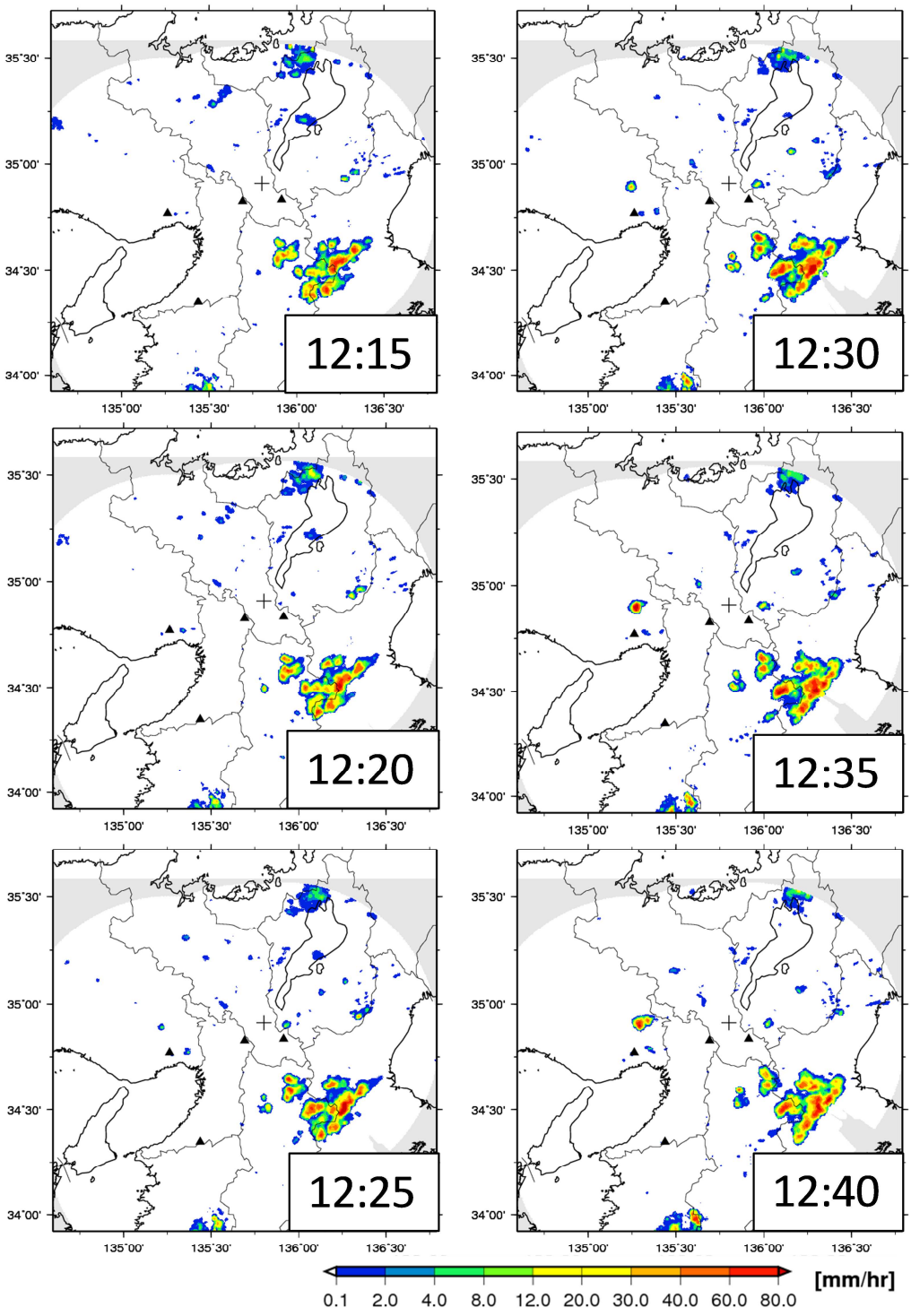


Fig. 5 Rainfall distributions in the Kinki area observed from low elevation scan mode of the X-band radar network operated by the MLIT (Aug 14th ,2010).

Table 1　The results of early detection of baby rain-cells from volume scan to low elevation scan.

day	3D(5dBZ)	3D(20dBZ)	G000	探知時間差
7月7日	1230	1235	1234	4
	1235	1245	1237	2
	1305	1310	1311	6
7月16日	1615	1620	1627	12
7月17日	1550	1555	1558	8
7月24日	1650	1650	1653	3
7月25日	1525	1530	1531	6
8月6日	1540	1545	1544	4
8月14日	1220	1220	1223	3
	1240	1240	1235	−5
8月20日	1700	1700	1657	−3
	1750	1755	1755	5
	1830	1830	1828	−2
8月24日	1530	1535	1532	2
	1605	1610	1612	7
	1630	1635	1631	1
	1655	1655	1659	4
	1900	1905	1905	5
8月25日	×	1650	1650	0
	1710	1715	1711	1
8月26日	×	1925	1924	−1
8月27日	1450	1450	1450	0
		早期探知時間		2.818181818

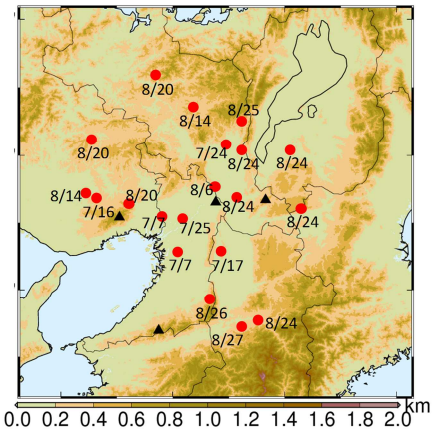


Fig. 6　The results of selection of the rainfalls. The shaded color indicates DEM. The red circle indicate generation point of baby rain-cells.

4.　ゲリラ豪雨の追跡モデル

本章では，まず，超短時間降水予測手法のための課題を述べ，3章で培ったレーダー画像の3次元的な移動を捉えた経験から，3次元的な降水域追跡モデルの開発を行う。加えて，そのモデルを適用した結果追跡された降水域の体積や内部挙動といった特性の解析を行う。この降水域追跡と解析を並行して進める手法が，短時間予測手法よりもさらに短い時間を予測する超短時間降水予測手法確立への土台となるものである。

4.1　超短時間降水予測の課題

レーダーによる観測が広域で瞬時的に行われるという特徴を生かし，降水域の移動パターンを推定し，外挿することで降雨の予測を行う運動学的手法が短時間予測手法の中心となっている。しかし，平野部における層状性降水に対する精度は良いが，対流性や地形性の卓越した降水システムに対する精度は低いことが知られていたため，様々な手法による改善が行われている。

運動学的手法の適用範囲が限定的なものに留まる原因として，降水システムに関する力学や物理を考慮できないことが挙げられる。レーダー反射因子は，降水という気象現象の結果であり，気圧や気温等の気象現象の内部状態を記述する物理量とは異なる。これら物理量の変動がレーダーによって観測される瞬時的に反映されるわけではないため，降水の発達衰弱の予測は困難な問題とされる。よって従来の方法では，時間変化が大きい降水挙動に対応できず，特にゲリラ豪雨のような大きな変化がもたらされる場合の予測精度は低くなる。

また，多くの運動学的な予測モデルはレーダーによる3 次元空間中のある低仰角を切り取った情報（2次元）を元にしており，上空に降水が存在する場合の情報は得られない。そのため，超短時間降水予測の精度向上には，降水挙動の3次元的な挙動を考慮することで精度向上を図る必要がある。

4.2　降水域追跡の意義

ゲリラ豪雨を対象とした監視および予測技術を開発するためには，顕著事例の解析のみならず，その前後に発生した複数の積乱雲の統計な情報を持ち合わせることが必要である。災害が起こらなければ，見逃されてしまう積乱雲も多い。これらの積乱雲を抽出し，積乱雲の寿命や体積，発生箇所，個数を判別することで，ある日のゲリラ豪雨の起こりやすさや，より長期ではゲリラ豪雨の発生しやすい危険な地点までも判断が可能となり，河川管理等に役立てることができる。レーダーを用いて統計的に降水セルの特徴を示す研究も行われており（例えば，Zipser andLutz (1994)，Sauvageotet al. (1999)，Shusse and Tsuboki(2006))降水セルの特性として，発生場所，降雨強度，面積，形状，エコートップ，降水効率等が挙げられている。これらの研究の多くは，低仰角観測によるレーダー情報を用いた目視による抽出が主であり，時間，労力，専門性を必要とした。本研究では3次元データにより降水域の特性として体積や

鉛直挙動等の降水域内部の解析が可能となった。また，計算機による抽出が超短時間予測手法の基礎となり，意識していなかったときに突然襲ってくるゲリラ豪雨による災害を防ぐシステムにつながると考える。

4.3 降水域追跡手法

降水域追跡の手順は，1.降水域の検出，2.降水域の追跡である。以下にその具体的な方法を示す。

(1) 降水域の検出

3次元反射強度データ(水平分解能:0.5km, 鉛直分解能: 0.25 km, 時間分解能: 5分) を用いて, 降水域を「20 dBZ 以上の反射強度で0.5km^{3}以上の体積をもつ閉曲面」と定義し，3次元的に検出する。個別の降水域を毎時間ごとにそれぞれ識別する必要があり，本研究では，検出手法としてとして(深町,2010)を参考に画像解析の手法であるConnected Component Labeling(以下, CCLとする) を3 次元に拡張したものを用いる。この検出によって3次元的に1つ1つの降水域を認識する番号を付けることができる。CCLにより得られた連結成分を1つの降水域と定義する。

(2) 降水域追跡のための類似指標

降水域を追跡するためには時刻$t-\Delta t$と時刻tでの降水域について，それぞれの降水域との関係を決定せねばならない。具体的には「1対1」，「合併」，「分離」，「消滅」，「発生」等を決定する必要があり，それらを決定する指標をここでは類似指標と呼ぶことにする。類似指標には「面積重複割合」，「降水域の移動距離」，「降水域の移動方向」，「面積，体積の相関」等があり，これらを複合的に用いることで追跡をおこなうことができる。

本モデルは，発生したタマゴから急激な発達をする降水域を追跡することが目的であり，「発生」，「発達」が重要となる。以下に，類似指標の検討を示す。

[1] 面積（体積）重複割合：時刻 と時刻 での降水域のかぶり(overlap)を評価する。かぶりが大きいものほど類似性が高い。

[2] 降水域の移動距離：降水域の移動スピードは最大で60km/hour程度とされており，この速度から求める影響半径を用いて時刻$t-\Delta t$と時刻tで降水域の移動距離を評価する。移動距離が短いもの，または周辺降水域の移動スピードとマッチするものほど類似性が高い。

[3] 降水域の移動方向：移動距離を算定するのと同様その方向のずれを評価する。また，周辺の降水域の移動ベクトルとの類似性を評価する。

[4] 面積（体積）差：時刻$t-\Delta t$の降水域と時刻tの降水域で面積(体積)を評価する。面積(体積)の差が小さいものほど類似性が高い。

例えば，Dixon and Wiener(1993)は時刻$t-\Delta t$での降水域iと時刻tでの降水域jの降水域の移動距離D_{ij}，面積（体積）差A_{ij}を用いて，類似指標J_{ij}を

$$J_{ij} = w_1 A_{ij} + w_2 D_{ij} \qquad (1)$$

とし， の総和を最小とする降水域の組み合わせを選択することで追跡を行っている。ここで はそれぞれの類似指標の重みである。本研究では，類似指標として「移動距離」を用いた。すなわち式(1)の評価関数において，「移動距離」のみを考慮する。その根拠として，「面積重複割合」は移動が速い場合や小さな降水域に対しては適応が難しく，「降水域の移動方向」は初期の発達段階では移動方向が不安定な降水域が多く存在しており，「面積，体積の相関」はゲリラ豪雨では当てはまらないため，である。

また，Hand and Conway(1995)のように，積乱雲の発達をステージに分類し予測を行う手法が開発されている。本研究では発達過程を体積の変化で表現しながら追跡を行うこととし，ステージごとに発達する降水域の体積設定を行った。時刻tでの降水域iの体積をV_{t_i}とし，設定したステージごとの体積の制限の最小値を$V_{stageN_{\min}}$, 最大値を$V_{stageN_{\max}}$とし, stage N はタマゴの発生をstage 1とする時間分解能5分ごと30分間の積乱雲の成長過程を示す。このよう時間ごとに体積による制限を行うことで，比較対象となる降水域を限定し，追跡精度の向上を図る。

Fig. 7に追跡のフローチャートを示す。以下に具体的な追跡の流れを示す。「→」は追跡されたことを示す記号とする。設定した条件としては、タマゴの発生高度の設定を2kmから10km間，影響半径は5kmとした。本研究では防災の視点を重視しゲリラ豪雨の定義の中で述べた突如発生し，急激な発達をする降水域によってもたらされる災害を防ぐという目的から，追跡時刻を発生から地表面での豪雨までの30分間(タマゴ探知時刻を5分)と設定した。

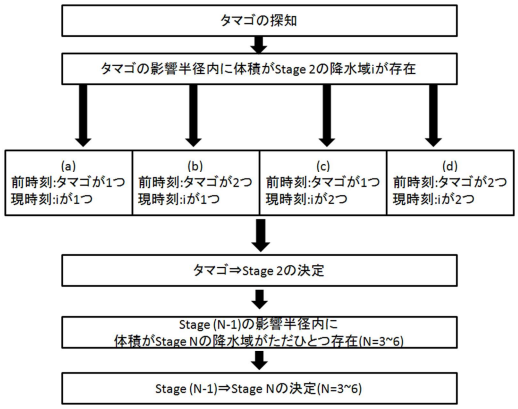


Fig. 7　Strategy of development of tracking system.

4.5　追跡された降水域とその特性

7月7日の事例を例にゲリラ豪雨をもたらす降水域の特性について述べる。Fig. 10は追跡された7月7日の降水域の鉛直断面図，Fig. 11は降水域の体積，雨水量, 最大反射因子, 下層の最大反射因子(2km以下), 最大反射因子の鉛直分布，雨水量の鉛直分布，断面積の鉛直分布である。鉛直断面図は，前の時刻の重心と現時刻の重心を結ぶ方向に横軸をとり現時刻の重心をｘ軸の中心，＋方向を降水域の進行方向とした。また，標高をグラフで描いている。偏波パラメーターを用いた雨水量推定式はMaki et al., (2005)を参考に，すべての高度で雨水量に変換し用いた。もちろん，融解層より高い高度では雨粒ではないが，積乱雲内の水分を示す統一的な指標として用いた。

Fig. 10では，約4km高度でタマゴが発生し，その後降水域全体の体積や雨水量が増加することがわかる。stage 3の段階では，内部に強降雨強度域が発生し，stage 4で地表面に向けて落下を始め，また新たな強降雨強度域も生成されている。stage 5では，先に発生した強降雨強度域が落下しており，stage 6で落下する。Fig. 11での断面積の鉛直分布では，stage1からstage 3まで降水域上層の面積が増加するが，stage 4からstage 6では面積は全体的な増加を示すが下層へ増加量がシフトしていることが分かる。また，雨水の鉛直分布ではstage 1からstage 3まで降水域上層の雨水が増加するがstage 4で中層にシフトし始め，stage 5で新たに生成した強降雨強度域のため，ピークが2つとなり，stage 6で下層に落下していることが分かる。

以上のように，3次元データを用いることで，降水域の鉛直分布が詳細に判明し，降水域内部でのセルの発生挙動までも見てとれる。このように計算機によるゲリラ豪雨の追跡は，詳細な降水域の監視に役立ち，またゲリラ豪雨発生の見逃しを軽減すると考えられる。

4.6　追跡モデルに関する考察

時々刻々と変化する複雑な降水挙動の中で，タマゴから発達する危険な降水域を3次元的に計算機で追跡を行う手法を開発した。また，追跡を行うことで降水域それぞれの特性を示す指標が自動的に得られるため，スケールの小さな個別の降水域を監視する際の有効な情報となる。

しかし，追跡結果追跡を失敗した事例もあり，今後の精度の向上に努める必要がある。ゲリラ豪雨事例として抽出した22事例のうち14事例が追跡可能という結果であった。追跡できなかった理由として，[1] 周辺にタマゴと同じサイズの降水域またはグランドクラッターが存在していること, [2] 周辺の大きな降水域との合併が起ったこと，が挙げられる。これは，タマゴの発見から順に追跡する，体積制限を加える，降水域内部でのセル分割を行わない等が追跡失敗の原因であるが，最大の理由はタマゴの発見から順に追跡するという条件設定にあった。ある程度発達した降水域が単独で移動する場合は追跡が容易であると考えられるが，タマゴからという制限のため，最初のタマゴの認知しなければ，後々の追跡を行わなかったためである。また，目視でもタマゴからの追跡が難しい場合もあり，追跡精度向上のためには，追跡をタマゴの探知からではなくある程度発達した段階から開始しそのタマゴを逆推定することで追跡を行う手順が精度向上につながると考えられる。

また，今回降水域として定義した中には複数の降水セルが存在していることが確認でき，第2，第3のセルの生成がゲリラ豪雨災害を甚大にする。そのため，今回定義した降水域の中に降水セルというさらに細かい単位を考え，この降水域の内部でのセルまで追跡を行うことで，セルの組織化までより詳細な解析が可能となる。Ｘバンド偏波レーダーはそのようなセルの分割までも可能となる空間分解能を備えている。

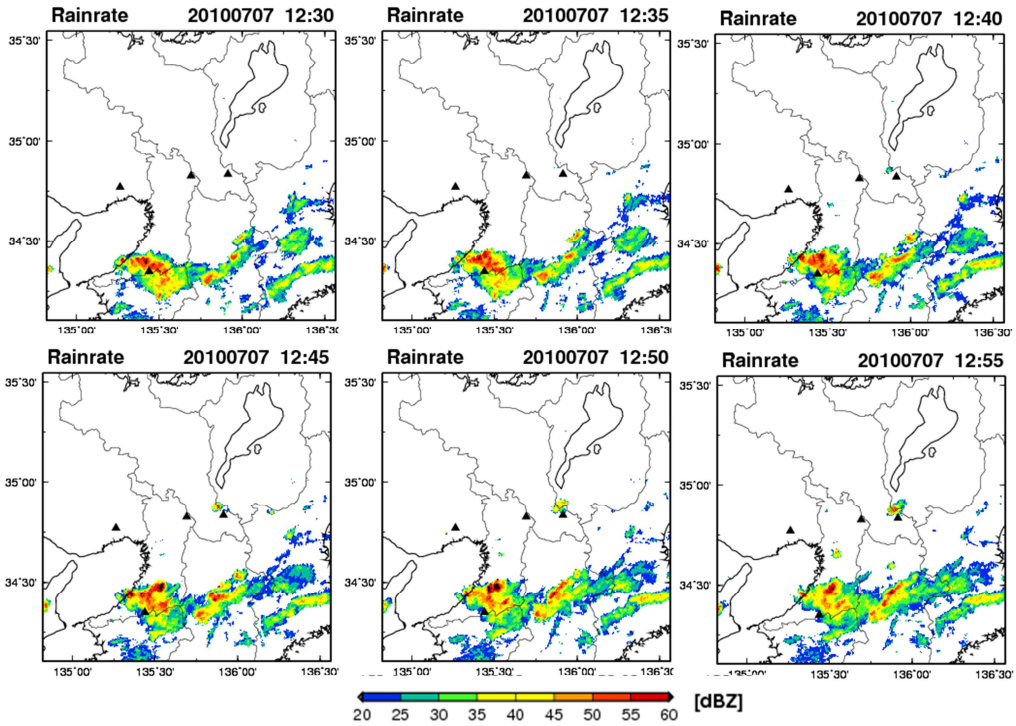


Fig. 8 Rainfall intensity observed by X-band radar network.

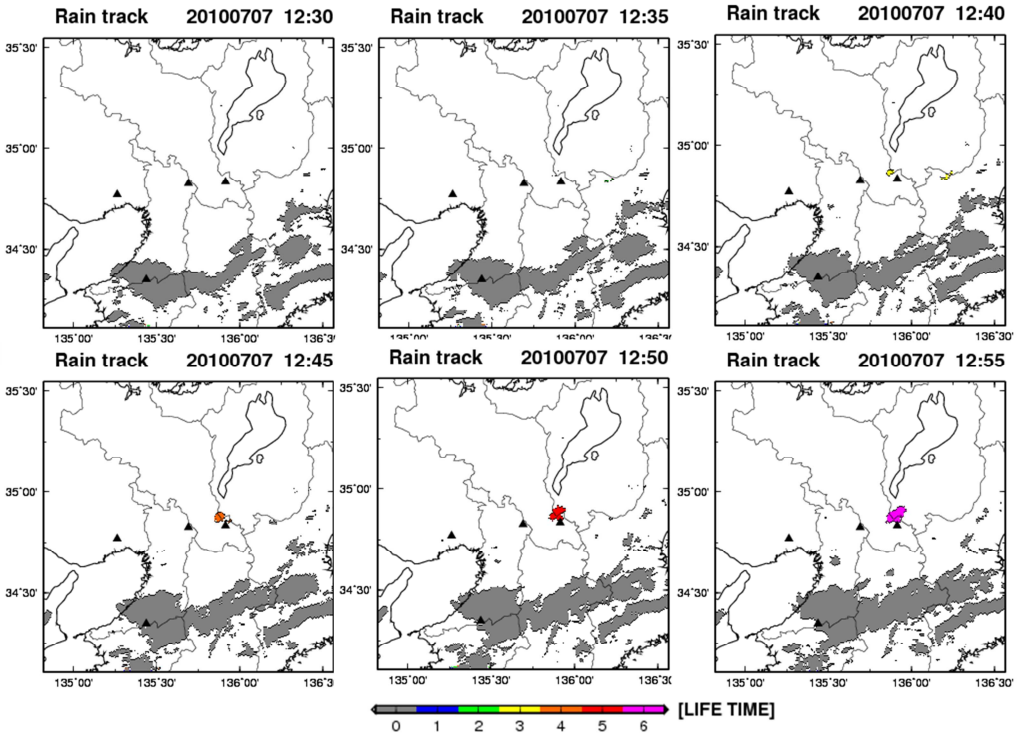


Fig. 9 The result of tracking model. The shaded color indicates life time about rainfall.

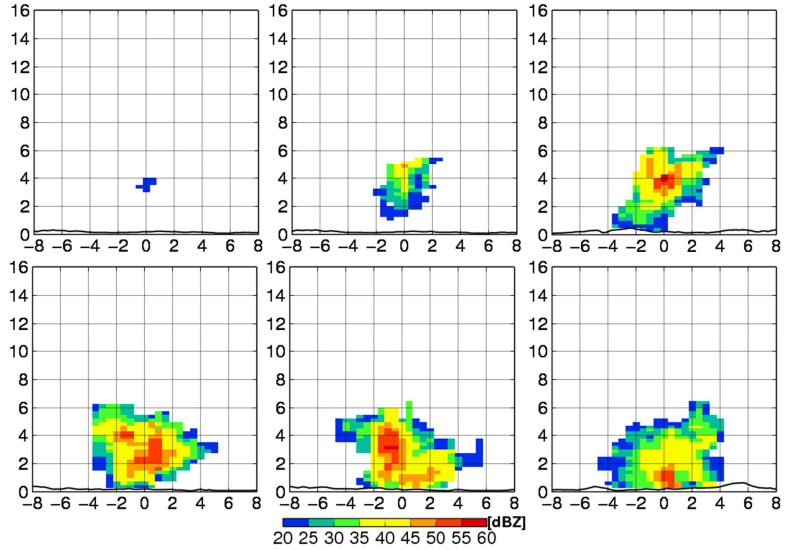


Fig. 10　Cross-section view of radar echo from baby rain-cell to mature cell.

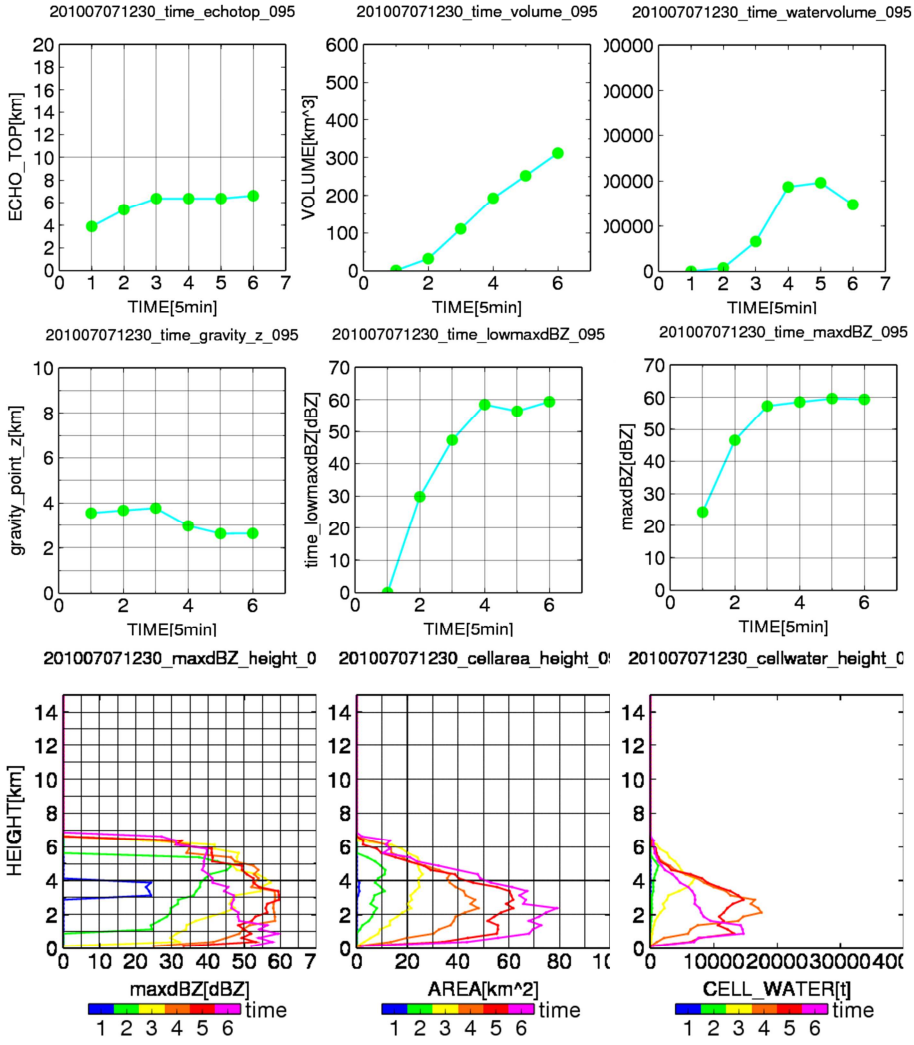


Fig. 11　Automatic cell tracking system provide many statistical information such as the echo top, the gravity point in the vertical direction, the volume of the cell, the profile of maximum radar echo, area, and the cloud water content.

5. ゲリラ豪雨の危険性予測

5.1 ゲリラ豪雨の危険指標について

ある地点で発生したゲリラ豪雨を時間的にさかのぼって考えると，地表での豪雨は上空で溜まった雨水の落下であり，また上空で蓄えられる雨水は発生したタマゴが発達することでもたらされる。本章では，この挙動を念頭に置き，ゲリラ豪雨がもたらされるよりも先に豪雨が発生することを定性的に予測するための危険性予測について考察する。具体的には，[1] 地表での豪雨よりも先に豪雨を探知すること，[2] 上空に降水粒子が益々溜まるよりさらに先にタマゴが発達するかどうかの判別を行うこと，を目標とする。

そこで，ゲリラ豪雨の発生や発達と関係する気象要因のなかで地表に豪雨がもたらされる前に検知できる指標を調査する。本研究ではそれら発生発達と関係のある指標を危険指標と呼び，レーダーで捉えられた降水域の立体構造とドップラー風速を用いて積乱雲内部での風速場を解析することにより，積乱雲の発達可能性を考え，危険指標としての有効性を検討する。

5.2 ゲリラ豪雨発生直前の探知

(1) 強降雨強度領域の早期探知

Table 2に追跡に成功したゲリラ豪雨事例14事例での強降雨強度域のセル内部での発生時刻と2km以下に強降雨強度域が存在した時刻を示す。これはFig. 11に示した，最大降雨強度および下層の最大降雨強度を用いて作成した。多くの降水域で強降雨強度域は2km以下よりも平均して約5分早期に強降雨強度域が探知されている。3章で述べたタマゴの早期探知だけでなく，豪雨となる直前の強降雨強度の領域も立体観測が早期に探知している。この情報は低仰角観測だけでは得られない情報であり，ここでも上空監視の重要性を示した。

(2) 雨水量による豪雨の早期探知

雲底高度から雲頂高度まで積文した水分量である鉛直積算雨水量VIL(Vertically integrated Liquid water)と豪雨の関係は指摘されており(例えば，Hirano and Maki(2010))，短時間降水事例におけるVILの増加は，降水域内部での強降雨強度領域発生発達後，降水粒子が上昇気流では支えられずに一気に落下することで豪雨となるという挙動で理解ができる。すなわち，上空での雨水量の増加がVILを増加させ，その増加が数分後の地上にもたらす降水の増加と対応しているのである。本研究では降水域の追跡によりVILという指標ではなく個別降水域の雨水量を取り扱うことが可能となった。Fig. 12に今回追跡した2事例の雨水量の鉛直分布を示す。カラーバーは4章での追跡を行った積乱雲のstageと対応している。この図から約4kmよりも上空で徐々に蓄えられた雨水が最終的に落下し地表に豪雨をもたらす様子がわかる。雨水量の議論の際にはブライトバンドによるピークの出現が考えられるが，雨水量の鉛直分布だけでなく断面積の鉛直分布も同様に増加しており，鉛直断面図により明確なブライトバンドが存在していないことは確認している。すでに示した，Fig. 11の7月7日の降水域では新たなセルの発生とともにピークも明確に2つ現れたが，降水域のサイズが大きい場合，ピークは１つとなり，徐々に地表面に落下する挙動が示されている。これは降水セル内部での降水の落下挙動を把握し，数分後の地表面での豪雨を明確に示している。この5分，10分がゲリラ豪雨災害軽減に重要な時間であることを再度強調する。

Table 2 The results of early detection of high reflectivity from volume scan to low elevation scan.

day	time	立体観測	低仰角	強雨域早期探知
7月7日	1235	1240	1245	5
7月17日	1555	1615	1620	5
8月6日	1545	1555	1555	0
8月14日	1220	1225	1235	10
	1240	1250	1250	0
8月20日	1700	1720	×	×
	1755	1800	1805	5
	1830	1840	1845	5
8月24日	1535	1545	1550	5
	1610	1630	1635	5
	1655	1710	1715	5
8月27日	1450	1605	1605	0

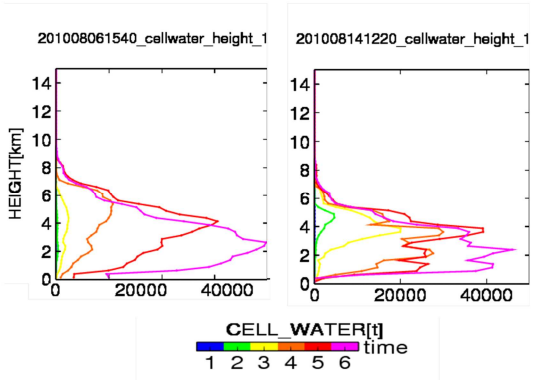


Fig. 12 The Vertical liquid water profile of the tracked cells.

(3)　ドップラー風速による事例解析

ドップラーレーダーにより降水域での大気の流れに関する情報を得ることができる。この大気の流れは降水域の盛衰を支配する気象要因のひとつであり，積乱雲の内部ではFig. 1に示したような風速場が存在している。このドップラー風速を用いて，積乱雲の発達に関係する収束域や内部の渦形成の様子等を把握する。まず，Fig. 13にタマゴ発生から発達せずに消滅する降水域のドップラー風速を示す。ドップラー風速がレーダーサイトから遠ざかる成分である暖色系色のみで占められており，降水域の移動方向のみの成分のみとなっている。次にタマゴ発生から発達する降水域のドップラー風速をFig. 14に示す。発達するに伴い降水域内部で暖色系色と寒色系色が混在しているがわかる。これは降水域内部で風速が収束，渦を形成していることを示唆するものであり，今後，複数台のレーダー観測によるドップラー風速を用いることで3次元的な風速分布を求め，収発散やシアーといった定量的な指標を構築することで，降水域が発達するかどうかの指標としての利用できる可能性を示している。

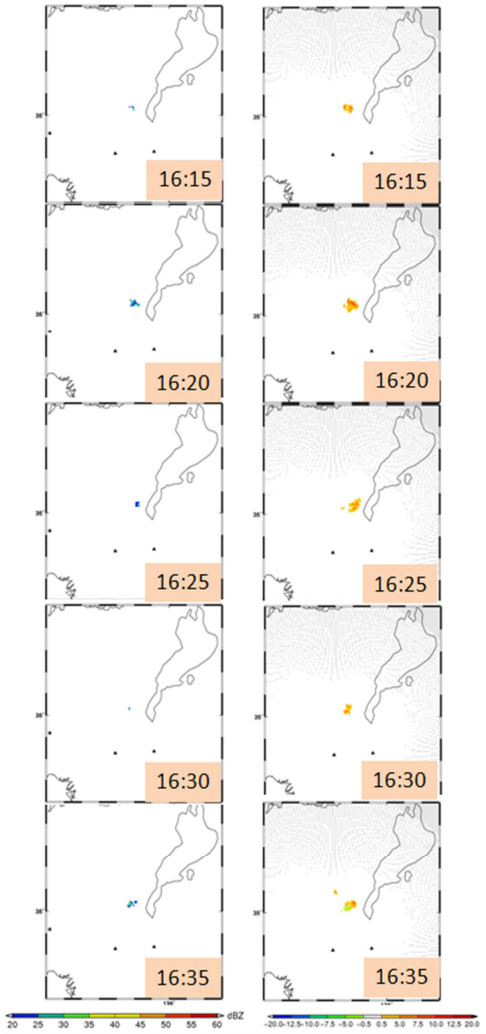


Fig. 13　Rainfall intensity and doppler velocity images from 16:50 pm to 17:10 pm. The baby rain cell does not grow up.

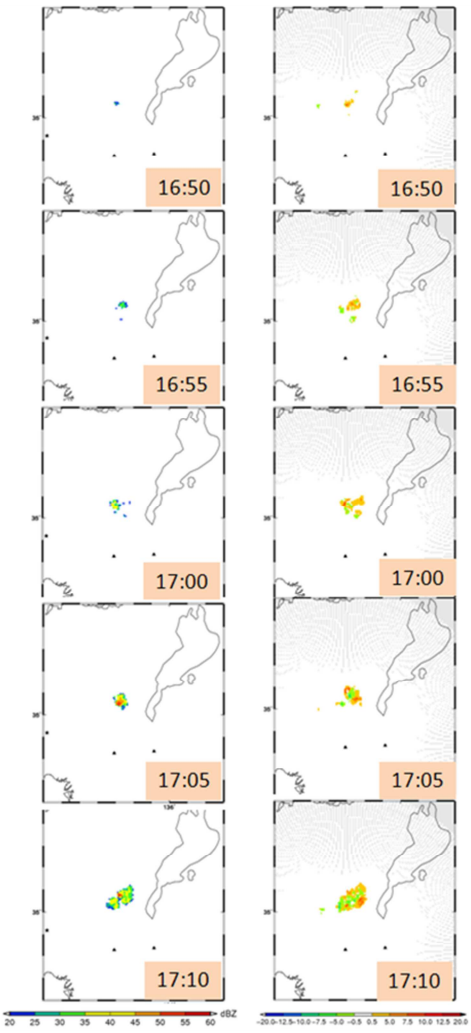


Fig. 14　Rainfall intensity and doppler velocity images from 16:50 pm to 17:10 pm. The baby rain cell grows up.

6. 結論

本研究は最新型偏波レーダーによるゲリラ豪雨のタマゴの探知に複数台のレーダーネットワークによる立体観測が有効であることを示し，ゲリラ豪雨の追跡手法を構築した。ゲリラ豪雨の追跡により強降雨強度域が地上で豪雨となる直前に立体観測では捉えられており，より5分，10分といった短い時間が大変重要な結果をもたらすゲリラ豪雨災害に対して，有効な手法となることを示した。ゲリラ豪雨災害は時間との戦いであり，実務の面での適用まで意識したゲリラ豪雨災害軽減に向けた情報としても有効である。そして，ゲリラ豪雨のより早期の予測のためには，タマゴの状態からの危険性を検討し，ドップラー速度が危険性判断の指標となることを示した。

ゲリラ豪雨災害軽減のためには豪雨をもたすタマゴの探知能力を上げ，追跡を行いながら，その降水域の危険予測を行うことが土台となり，早期に降水域を探知することで5分でも10分でも早く追跡，予測が開始でき，避難の時間を稼げることとなる。今後この5分，10分の定量的な予測手法の開発に取り組むことが必要である。本研究はゲリラ豪雨の予測に結びつく第一歩を示した。本研究がゲリラ豪雨災害軽減への助けとなることを願って結語とする。

謝　辞

本　‖　‟ Ɫ Ɯ ɔ ┗ ɞ ﻭ　⌐ ╒* ╒ ”　　„
Ή　ɔ ┗ ɞ　⌐ ╒* ，　⁴　　₪ ┗ ₴ ╒ ₹ ₈
√ Ḥ ”　ص ₌　—　ɭ　↑ †　　ᵑ ‟ ł ⌈ ̔Ω ‴
ł ◦　，　₀　‴　~

参考文献

白石栄一(2009): 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.

中北英一・山邊洋之・山口弘誠(2010):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.

深町有佑(2009):梅雨期の東アジアを対象とした降水セルの3次元検出アルゴリズムの開発，名古屋大学修士論文.

Dixon,M., and G. Wiener(1993): TITAN: Thunderstorm Identification, Track, Analysis, and Nowcasting-A Rader-based Methodology, JOURNAL OF ATMOTHPHERIC AND OCEANIC TECHNOLOGY, Vol . 1 0 , No.6.

Hand, W. H., and B. J. Conway(1995): An Object-Oriented Approach to Nowcasting Showers, WEATHER AND FORECASTHING, Vol.10, pp. 327-341.

Hirano, K and M. Maki(2010):Method of VIL Calculation for X-band Polarimetric Radar and Potential of VIL for Nowcasting of Localized Severe Rainfall -Case Study of the Zoshigaya Downpour, 5 August 2008-, SOLA, Vol. 6, pp.89-92.

Maki, M., S.-G. Park, and V. N. Bringi(2005): Effect of natural variations in rain drop size distributions on rain rate estimators of 3 cm wavelength polarimetric radar. J. Meteor. Soc.Japan, Vol.83, pp.871−893.

Sauvageot, H., F. Mesnard and R. Ten´orio(1999): The relation between the areaaverage rain rate and the rain cell size distribution parameters. J. Atmos. Sci.,Vol.56, pp.57–70.

Shusse,Y. and K.Tsuboki(2006),: Dimension characteristics and precipitation efficiency of cumulonimbus clouds in the region far south from the Mei-Yu front over the eastern Asian continent. Mon. Wea. Rev., Vol.134, pp.1942–1953.

Zipser, E. and K. Lutz(1994): The vertical profile of radar reflectivity of convective cells: a strong indicator of storm intensity and lightning probability, Mon. Wea. Rev., Vol.122, pp.1751–1759.

Early Detection and Tracking of Baby Rain Cell in the Guerrilla Storm Warning Using X-band Polarimetric Radar Network

Eiichi NAKAKITA, Hiroyuki YAMABE* and Kousei YAMAGUCHI**

* Graduate School of Engineering, Kyoto University
** Institute of Sustainability Science, Kyoto University

Synopsis

On July 28 in 2008, fifty people were washed away and five people were killed by a flash flood of Toga River, Kobe in Japan. Size of the river basin is small, i.e. about 10 km^2 and it is almost urbanized. The disaster was very tragic and caused by quite localized torrential rainfall that is called "Guerrilla-heavy-rainfall" in Japanese media. The rainfall was produced by an isolated cumulonimbus that grew rapidly. To prevent these disaster, 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 is developing an advanced early detecting and warning systems by the full utilization of the X-band polarimetric radar network.

Keywords: Guerrilla-heavy-rainfall, X-band polarimeric Doppler radar network

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Xバンド偏波レーダーによる雨滴粒径分布の時空間構造の推定と非偏波レーダーへの利用

中北英一・金原知穂*・山口弘誠**

＊ 京都大学大学院工学研究科
** 京都大学生存基盤科学研究ユニット

要 旨

本研究の目的は,最新型偏波レーダーを用いて雨滴粒径分布の時空間構造を推定することである。既往研究における雨滴粒径分布推定手法の問題点として,推定に主に用いられている偏波パラメータのレーダー反射因子差には特に強雨時に観測誤差が大きいことを確認し,そのため本研究では強雨時でも観測誤差の小さい偏波パラメータである位相差変化率を主に用いた雨滴粒径分布推定手法を新たに開発した。さらに,開発した雨滴粒径分布の推定手法を豪雨事例に適用することで対流性雲の発達過程における特徴を捉え,また,非偏波レーダーへの利用手法として,雨滴粒径分布情報を直接的に利用した降水量推定手法を開発した。

キーワード: 偏波レーダー，雨滴粒径分布，降水量推定，位相差変化率

1. 序論

1.1 研究の背景

近年，日本では都市化等による土地利用の変化により，河川流域が本来持っていた遊水・保水機能が失われ，降水流出が増加している。また，降水そのものについても集中豪雨，ゲリラ豪雨としてメディアで頻繁に扱われており，関心の高まりが感じられる一方で，雨の降り方が変わったのではないか，という人々の認識も伺うことができる。雨の降り方が変わったとされる原因として，気候変動や都市におけるヒートアイランド現象が考えられるが，仮にそれらが正しいとすれば，今後も集中豪雨やゲリラ豪雨による洪水災害の増加が懸念される。今後発生しうる洪水災害の被害軽減のためにも，河川への外力となる降水量を正確に把握することはますます重要となる。

河川流域での面的な降水観測ができる気象レーダーは河川への流出量を計算するうえで重要な役割を果たしている。本来，レーダーの反射強度から降水強度を推定するには雨滴粒径分布（Drop Size Distribution，以下DSD）に関する情報が必要であるが，現業用レーダーでは反射強度しか受信できず，DSD情報が得られない。そのため現状では，地上雨量計ネットワークを用いて統計的に反射因子から降雨強度に変換する定数を与えているにすぎない。DSDは時々刻々と大きく変化するため，DSDをリアルタイムで把握することは降水量推定精度の向上にはやはり必要不可欠である。

リアルタイムでDSD情報を得ることを目的として，偏波ドップラーレーダーの開発が進められており，偏波レーダーの観測パラメータ（偏波パラメータ）を用いたDSD推定は重要な研究テーマの一つとなっている。DSDを推定することの意義は，降水量推定精度の向上の他にも，降水現象に対する理解を深めることができることやその知見を大気モデルの雲物理過程へフィードバックすることによって豪雨に対する予測精度の向上が期待できる。また，ゲリラ豪雨をもたらすような積乱雲が持つDSDの特徴をいち早く捉えることで，ゲリラ豪雨に対する危険度の察知につなげることも可能であると考える。以上より，DSDの推定精度を向上させることを本研究の目的とする。

1.2 研究の方針

雨滴粒径分布推定に関する従来手法を用いて，偏

波レーダーからDSDを推定し，従来手法の推定精度の傾向と問題点を整理する。また，推定手法の開発に留まらず，推定したDSD情報を降水量推定に利用する手法を構築し，さらに豪雨をもたらす積乱雲におけるDSDの時空間構造の特徴を捉えることで，工学的利用を意識した開発を進める。

2. 偏波レーダーを用いた雨滴粒径分布の推定手法

ここでは，偏波レーダーを用いた雨滴粒径分布の推定手法について，既往研究を取り上げながら解説する。その際に用いたレーダーの概要とその諸因子についても簡単に説明する。また，雨滴粒径分布に関する基礎知識については，付録にて説明する。

2.1 雨滴粒径分布推定の概要

雨滴粒径分布（DSD）は修正ガンマ分布で近似することができるため，修正ガンマ分布を特徴づけるDSDパラメータを推定することにより，粒径分布の概形が求まる。

また，レーダーで観測される偏波パラメータには，雨滴粒子の形状に深く関係するパラメータがいくつか存在する。そこで，粒径分布を特徴付けるDSDパラメータと偏波パラメータの関係を理論的・経験的に導くことで，偏波パラメータから雨滴粒径分布を推定することができる。DSD推定の流れを簡単にまとめると，推定しやすいDSDパラメータをレーダーで観測される偏波パラメータを用いて推定し，さらにDSDパラメータ同士の関係式から他のDSDパラメータを推定していくことになる。

数あるDSD推定手法のうち，Constrained gamma methodは，Zhang et al.（2001）により提案され，後にBrandes et al.（2004）によって修正された手法である。3つのDSDパラメータ全てを推定できる手法であり，そのためDSD推定手法の中でも広く用いられている。ただし，もともとSバンド（10cm波長帯）レーダー用に開発された手法であり，Anagnostou et al.（2008）はそれをXバンドレーダー用に修正してDSD推定を行った。推定の手順として，降雨減衰していないと仮定したZ_{DR}とZ_{HH}を用いてD_0とN_wの推定を行い，μとΛにおける経験的関係とD_0からμとΛを推定する。μ-Λ間の経験式を用いることで，本来3つのパラメータを用いる修正ガンマ分布が2パラメータのモデルになることが最大の特徴である。以下に，この手法の詳細を示す。

まず，降雨減衰していないZ_{DR}とZ_{HH}から，D_0[mm]とW[g/m^3]を次式から推定する。

$$D_0 = 0.5 + 1.5Z_{DR} - 0.4Z_{DR}^2 + 0.03Z_{DR}^3 \quad (1)$$

$$W = 10^{-2.9} Z_{HH} 10^{\left(-2.48Z_{DR} + 1.72Z_{DR}^2 - 0.5Z_{DR}^3 + 0.06Z_{DR}^4\right)} \quad (2)$$

D_0とWが求まると，次にN_wが推定される。

最後に，μとΛを求める。Zhang et al.（2001）によると，地上雨滴形のデータを解析した結果，μとΛは相関が高いことが判明し，次のμとΛの経験式が得られる。

$$\Lambda = \gamma + \beta\mu + \alpha\mu^2 \quad (3)$$

さらに，Do，μ，Λには

$$D_0 = \frac{\mu + 3.67}{\Lambda} \quad (4)$$

の関係があり，式(3)に代入することで次式のμについての2次方程式が与えられる。

$$\Lambda = \gamma_1 + \beta_1\mu + \alpha_1\mu^2 \quad (5)$$

（このとき，$\alpha_1 = \alpha D_0$，$\beta_1 = \beta D_0 - 1$，$\gamma_1 = \gamma D_0 - 3.67$）

この方程式の2つのμのうち，μが物理的に取り得る範囲である-2から12の値をとる解をμとする。

2.2 使用する偏波レーダーと地上雨滴計について

[1]地上雨滴計

2次元ビデオディスドロメーター（2D-Video Disdrometer）は，雨滴の大きさを直接測定することを目的として開発された。

基本的な測定原理を簡単に述べる。内部に2台のラインスキャンカメラが直行するようにセットされている。それぞれのラインスキャンカメラは雨滴を検出するための光源がセットされている。この2台の光源が作り出すエリアを雨滴が落下すると，その光を遮ることになる。その影はカメラ内のライン状に配列された光を検出する素子で観測される。また，この2台のラインスキャンカメラが取り付けられた高さが異なるため，それぞれのカメラで検出した雨滴の影を対応させることにより，落下速度と水平方向の移動速度も計算することができる。さらに，解析プログラムにより降雨強度，雨滴粒径分布だけでなく，雨滴の扁平率や形状を可視化し，解析することが可能となっている。

[2]国土交通省Xバンドマルチパラメータレーダ

Xバンドマルチパラメータレーダは，主に都市域への豪雨に対する観測を強化するために導入され，2010年7月から関東，中部，近畿，北陸で試験運用が開始されている。

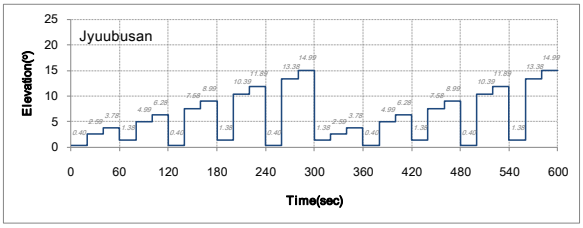


Fig. 1　Operation schedule of volume scan at Jyuubusan radar

従来のCバンドレーダーと比較すると，高い分解能かつ高頻度で観測することができ，またレーダー反射因子の他に偏波パラメータを観測できるため，詳細かつリアルタイムでの観測が可能となっている。近畿では，葛城，鷲峰山，田口，六甲の4カ所に設置され，実用化に向けた研究が進められている。

Xバンドレーダーの波長は3cmであり，従来の5cm波長帯のCバンドレーダーより波長が短く散乱が起こりやすいため，Xバンドレーダーは特に強い雨が降っているときに降雨による電波の減衰が極めて大きいことが問題として挙げられる。また，観測範囲は半径60kmであり，現業用レーダーの120kmより観測範囲が狭い。しかし，都市部において密なネットワークが構築され，レーダー間で観測範囲が重なっている範囲が大きいため，Xバンドレーダーの降雨減衰しやすい問題点を補っている。

Fig.1に鷲峰山レーダーのオペレーションスケジュールを示す。Fig.1に示されているように，XバンドMPレーダでは地上降水強度観測を目的に，2仰角の低仰角観測を1分ごとに行っており，鷲峰山レーダーではそれぞれ0.4度と1.4度の仰角で観測している。また，5分周期での立体観測も行われており，特にゲリラ豪雨の早期探知に期待されている。

3.　位相差変化率を用いた雨滴粒径分布の推定

本章の目的は，国土交通省XバンドMPレーダで観測される偏波パラメータを用いて雨滴粒径分布を推定することである。2.1で示したBrandes et al.（2004）が提案するConstrained gamma methodを国土交通省XバンドMPレーダで実際に観測された事例に適用して雨滴粒径分布を推定し，地上測器による精度検証を行いながら問題点を整理する。その問題点を解決するために，3.3～3.5では，偏波間位相差変化率K_{DP}という従来手法では使われていない偏波パラメータを利用して，新しい雨滴粒径分布の推定手法を構築する。

3.1　偏波パラメータの補正とデータ処理

本研究で用いる鷲峰山レーダーで観測された水平および垂直レーダー反射因子にはオフセットが存在する。本研究の主目的である雨滴粒径分布推定に関しては，Z_{HH}，Z_{VV}，Z_{DR}のわずかな観測誤差が粒径分布の形状に大きな推定誤差を生む。そこで，初めに受信電力値のゼロ補正を施すことでZ_{HH}とZ_{VV}のオフセット値を修正した。降雨減衰が起きていないと考えられる弱い降雨を選び，ディスドロメーターで観測されたDSDから算出されたZ_{HH}とZ_{VV}と比較する簡易的な補正方法を適用した。次に挙げる降雨減衰補正の効果の方がはるかに大きいため，簡易的な補正でも十分な効果があげられる。

次に，降雨が起因となる電磁波の吸収と散乱によって発生する降雨減衰はレーダー観測において大きな問題である。特に，本研究で用いる波長の短いXバンドレーダーは日本の現業用レーダーよりも降雨減衰の影響が大きく，無視できない。そこで，本研究では，ZPHIアルゴリズムを基にしたSelf-consistent法（Bringi et al. 2001）と呼ばれる手法を用いて降雨減衰補正を行った。

3.2　従来手法によるレーダー反射因子差を用いた雨滴粒径分布推定

ここでは，従来手法として2章で挙げたConstrained gamma methodを国土交通省XバンドMPレーダの一つである鷲峰山レーダーに適用し，地上雨滴計で直接雨滴を観測したデータと比較することで，従来手法の推定精度を比較する。この手法はZ_{DR}を主に用いているため，特にZ_{DR}の観測精度に着目しながらDSD推定精度を検証していく。

本研究で対象とした降雨事例は，2DVDを設置してある京都大学防災研究所で強い雨が観測された2010年7月14日の00:00～00:59である。Fig.8に示した降水強度の時間変化を見ると，強い雨が00:30から00:50にかけて京都大学防災研究所上空で観測されたことがわかる。

[1]　偏波パラメータの比較

DSDの推定精度を検証する前段階として，レーダーで観測される偏波パラメータの観測精度を評価する。強雨時にはレーダー観測されたZ_{HH}の値が2DVDで算出されたZ_{HH}より低いことが示された。これは，レーダーサイトと2DVD設置地点の間に強雨域があり，降雨減衰による影響と考える。3.1で示したように，減衰補正を施しているが，完全に補正しきれていないことを意味する。今後，減衰補正の研究が進み，高い補正技術の開発が期待されるが，現状では完全に補正されていないこと理解した上でZ_{HH}を取

り扱う必要がある。

次にZ_{DR}を比較すると，降水強度の強弱によらずZ_{DR}の観測誤差が大きいことが示された。2DVDから算出したZ_{DR}の変動幅が0.2～1.4［dB］であるのに対してRMSEが0.38［dB］と非常に大きい。これは，Z_{HH}とZ_{VV}の対数の差を取るパラメータであり，Z_{HH}やZ_{VV}の小さい誤差がZ_{DR}に大きく影響するからである。この降水強度によらない白色ノイズ的な観測誤差に加えて，強雨時には降雨減衰による誤差が顕著であり，0以下になっている時間帯さえ存在する。Z_{DR}は雨滴粒子の縦横比を表すため，一般的に粒径が大きい降雨時には比較的大きい正の値を取るべきであり，観測精度がいかに低いかわかる。強雨時には降雨減衰によってZ_{HH}やZ_{VV}の誤差が大きくなり，Z_{DR}の観測精度が低いことも理解できる。

最後にK_{DP}を比較すると，Z_{HH}やZ_{DR}が降雨減衰により観測精度が低下していた強雨時においても，比較的良い観測精度であることがわかる。また，降水量推定の観点から見ても，K_{DP}を用いた降雨量推定を行うと，特に強雨時において，Z_{HH}とZ_{DR}を用いた降雨量推定値より精度が高いことがわかる。

[2]　DSDパラメータの比較

前項で述べた偏波パラメータの観測精度をふまえた上で，ここでは2.1で取り上げたDSD推定に関する一つの従来手法であるConstrained gamma methodを適用して，付録で説明したDSDを特徴づける4つのDSDパラメータD_0，N_w，Λ，μの推定精度を検証する。従来手法から推定されたDSDパラメータを，2DVDから同定されたDSDパラメータと比較した。

Constrained gamma methodでは，4つのDSDパラメータのうち，まずD_0を推定し，推定されたD_0から他のDSDパラメータが推定されるため，D_0から検証を開始する。基本的に1時間を通した変化の傾向を捉えることはできているものの，0:28から0:53におけるような強雨時には推定精度が低いことが判明した。その理由は，D_0の推定式である式（1）に表されているように，D_0はZ_{DR}にのみ依存するため，Z_{DR}の観測精度が低いと自ずとD_0の推定精度も低くなるからである。加えて，[1]で述べたようにZ_{DR}が負の値を取ったために，D_0が正の値で推定されず，D_0を用いて推定される他のDSDパラメータが算出できない時刻も存在した。

次にμとΛは，D_0から直接推定されているため，時間変化がD_0と似た形となり，精度が低い時刻も一致した。2DVDのμとΛも付録に記したような式（A.9）の関係を持つため，値の時間変化がD_0と同様の挙動をみせており，μとΛの誤差はD_0の誤差が原因となっていることが確認できた。

最後にN_wについて検証する。基本的に時間を通した変化の傾向を捉えることはできているが，やはりD_0の誤差が大きいときにN_wの推定誤差も大きくなる。N_wの理論式（A.15）を見ると，N_wはWとD_0^4の関数であり，またWの推定式（2）にもZ_{HH}とZ_{DR}が用いられているため偏波パラメータの誤差がN_wに非常に大きく現れていることが理解できる。

3.3　位相差変化率とDSDパラメータの関係

ここでは，前節で得られた従来のDSD推定手法の精度特性を踏まえ，降雨減衰などが原因でZ_{DR}の推定精度が低い時間帯においても，観測精度の高いK_{DP}を主として用いる新しいDSD推定手法の構築に焦点を当てる。

理論式による検討を行う前に，2DVDを用いてK_{DP}とDSDパラメータの関係を確認すると，全てのDSDパラメータにおいて，K_{DP}に対して強い相関が見られなかった。一方，Z_{DR}と4つのDSDパラメータを同様に示したところ，特にD_0はK_{DP}と比較して相関が高く，Constrained gamma method はZ_{DR}の精度が高い場合に有効であることが改めて確認された。

ここで，Z_{DR}とK_{DP}の物理的な意味を考える。Z_{DR}とK_{DP}は雨滴の軸比に関係するパラメータであるにも関わらず，Z_{DR}のみがDSDパラメータとの相関が高く，K_{DP}は相関が低くなる理由を考える。Z_{DR}は雨滴の軸比に関するパラメータであり，数密度に依存しない。一方，K_{DP}は水平偏波と垂直偏波の位相の差を距離で微分したものである。位相差は軸比の積算であるため，数密度に依存する。

そこで，粒子の数密度が大きいほど高い値をとるK_{DP}を，切片を意味するN_wや，粒径分布を式中に含むZ_{HH}などの数密度と関連する“量的な”物理量で割ることによりZ_{DR}と同様に比を表すパラメータにならないか検討する。

Fig.2では，左がK_{DP}とD_0の関係，中央がZ_{DR}とD_0の関係，右がK_{DP}/N_wとD_0の関係である。左では両パラメータ間に一定の相関が見られない。一方，中央の図では，比較的まとまりが見られ，何らかの相関があると考えられる。そのため，既往研究ではZ_{DR}が多

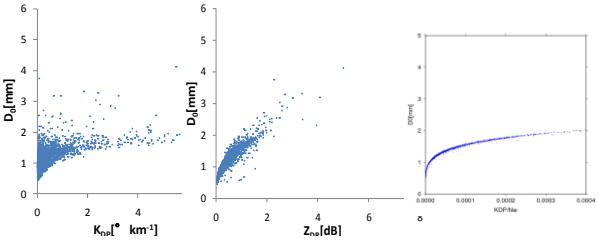


Fig. 2　Relationship between DSD parameters and polarimetric parameters

く用いられ，K_{DP}がDSD推定に用いられることはほとんど無かった。しかし，K_{DP}を切片を表すN_wで割ることで，K_{DP}/N_wとD_0の関係に強い相関が見られるようになった。そのため，K_{DP}を用いてDSDパラメータの推定を行うことにに十分見込みがあると考えることができる。

次に，2DVDのデータを用いて，実際に観測された雨滴粒子から算出した偏波パラメータとDSDパラメータがどのような関係を持つかさらに調べる。

2DVDのデータセットは，強い雨が観測された8事例，12日間分を用いる。

Fig.3にK_{DP}，Z_{HH}，D_0の関係を示す。まずK_{DP}とZ_{HH}の関係として，基本的にK_{DP}が大きいほどZ_{HH}も大きく，一定の範囲に分布していることがわかる。次いでD_0に注目してみると，D_0が大きいほど同じK_{DP}でもZ_{HH}の値が大きい。また，D_0の値を固定してみると，K_{DP}が大きくなるとともに少し幅をもつが，指数関数で表現できる形をしている。図で示したように，K_{DP}のみでD_0を表現することは難しいが，Z_{HH}の情報を付加することで，D_0が明瞭に分布していることが理解できる。

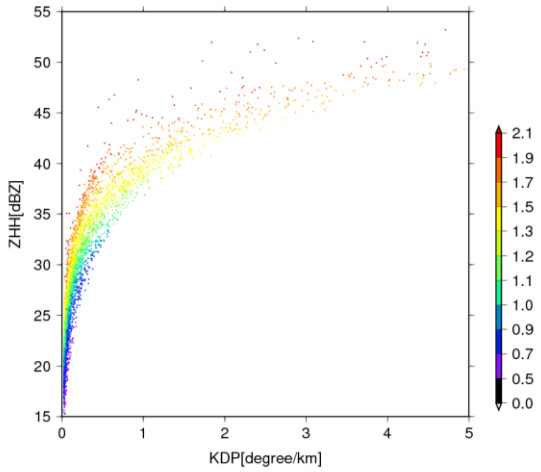


Fig. 3　Relationship between K_{DP} and Z_{HH} estimated from 2DVD data

次に，Fig.4にΛとK_{DP}/N_wの関係をそれぞれに応じて分類したものを示す。この図においてもμの値に応じてΛが分布している。節の冒頭で述べたように，K_{DP}を切片を意味するパラメータN_wで割ったK_{DP}/N_wはZ_{DR}と同様の意味を持った比を表す物理量であると考えられ，従来手法におけるZ_{DR}と同様に，K_{DP}/N_wをパラメータの推定に用いることができると考えられる。μの値に応じてΛがそれぞれ取る値の範囲が明確に分かれており，μの値を固定するとK_{DP}/N_wはΛに比例していることが確認された。

最後に，K_{DP}/N_wとD_0の関係をFig.5に示すと，一本の曲線に沿った関係が表された。μの変化はほとんどK_{DP}/N_wとD_0の関係に影響を及ぼさないと考えられ，K_{DP}/N_wはD_0にほぼ比例していることが確認された。

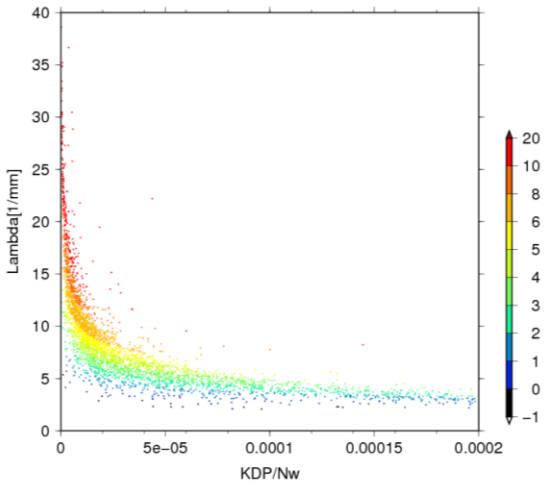


Fig. 4　Relationship between K_{DP}/N_w and Λ entimated from 2DVD data

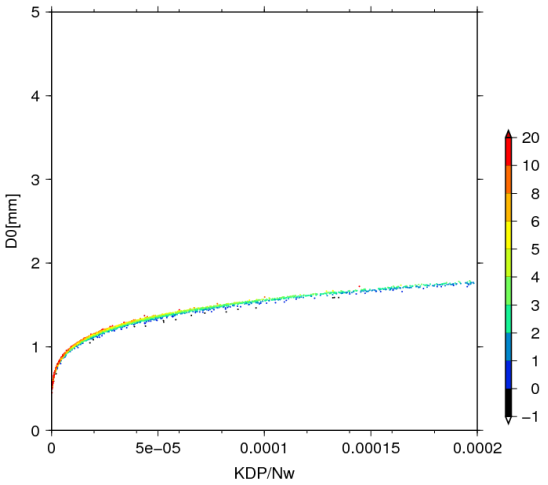


Fig. 5　Relationship between K_{DP}/N_w and D_0 estimated from 2DVD data

3.4　位相差変化率を用いる新しい雨滴粒径分布推定手法の構築

[1]　D_0の推定

K_{DP}，Z_{HH}とD_0の関係を表したFig.3を基にD_0の推定手法を構築する。3.3で述べたように，K_{DP}とZ_{HH}は一定の範囲内で分布しており，またD_0によって明瞭に分布する範囲が分かれている。D_0はK_{DP}とZ_{HH}の組み合わせによって推定可能であることが理解できる。つまり，K_{DP}とZ_{HH}に観測誤差がないと仮定すると，高精度でD_0の推定が可能であることを意味している。実際には，レーダーで観測される偏波パラメータは

それぞれ観測精度に関する特徴が異なるため，K_{DP}とZ_{HH}それぞれの得意とする値域を相補的に活かしながら，以下のようにしてD_0の推定手法を構築する。

ここで，3.2で示したK_{DP}とZ_{HH}の観測精度について改めて整理すると，降雨減衰が大きく起こるような強雨時において，Z_{HH}は完全ではない減衰補正のため過小評価傾向にある一方，K_{DP}の観測精度は高い。反対に，弱雨時において，K_{DP}はノイズ成分が混ざって観測精度が低いが，Z_{HH}は降雨減衰が小さいために観測精度が高い。この関係を用いて，互いに誤差を取り除くことができるものと考える。一方Z_{DR}は，降雨減衰している場合を除くと，観測誤差がどのような場合で大きくなるか明らかでない。

そこで，レーダーで観測されるK_{DP}とZ_{HH}の組み合わせは観測誤差がなければFig.3で表されたように一定の範囲に収まると仮定して，K_{DP}とZ_{HH}を現実的に取り得る範囲に修正し，修正されたK_{DP}とZ_{HH}を用いてD_0を推定する。以下，推定手法について具体的に説明する。

まず，Fig.3で分布しているK_{DP}とZ_{HH}の領域にはそれぞれ上限，下限が存在すると仮定する。領域の境界をFig.3から推定し，K_{DP}とZ_{HH}の関係式で表す。Fig.3から推定した領域の境界を表す関数を以下に記す。また，設定した境界とレーダーの観測値をFig.3に重ねたものをFig.6に示す。

$$\begin{cases} Z_{HH} = 42.289 K_{DP}^{0.1342} \\ Z_{HH} = 38.517 K_{DP}^{0.2262} \end{cases} (K_{DP} \le 0.5) \qquad (6)$$

$$\begin{cases} Z_{HH} = 42.289 K_{DP}^{0.1342} \\ Z_{HH} = 38.044 K_{DP}^{0.1688} \end{cases} (K_{DP} > 0.5) \qquad (7)$$

このとき，K_{DP}の観測精度がおよそ0.5以下から低くなると仮定し，K_{DP}=0.5を境に上式を分け，補正方法もそれぞれK_{DP}とZ_{HH}双方の誤差特性を活かした手法をとった。

1） 強雨時（K_{DP}＞0.5）における補正手法

強雨時ではK_{DP}が正しいと考えて，Z_{HH}がそのK_{DP}に対して取り得る範囲に収まっていなければ，降雨減衰によって過小評価されているため，Z_{HH}をそのK_{DP}に対して取り得る範囲の下限値と置き換える。この補正方法の模式図をFig.6に示すが，図中の赤矢印に対応する補正を施す。また，Z_{HH}が範囲内に収まっているときは何も行わない。

2） 弱雨時（K_{DP}≦0.5）における補正手法

弱雨時ではZ_{HH}が正しいと考えて，K_{DP}がそのZ_{HH}に対して取り得る範囲に収まっていなければ補正する。K_{DP}がそのZ_{HH}に対して取り得る範囲よりも小さいときは下限値と置き換えて，反対にK_{DP}がそのK_{DP}に対して取り得る範囲より大きいときは上限値と置き換える。Fig.6の青矢印に対応する補正を施す。1）と同様に，K_{DP}が範囲内に収まっているときは何も行わない。

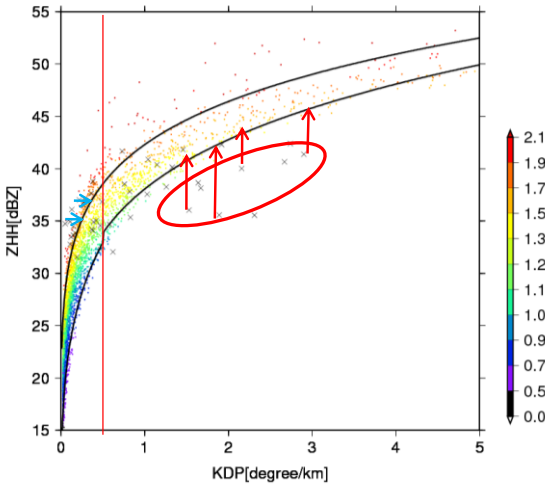


Fig. 6　Rough sketch of how to correct K_{DP} and Z_{HH}

最後に，補正されたK_{DP}とZ_{HH}の組み合わせを用いたD_0の推定方法について説明する。式（6）と式（7）で表されたとの取り得る範囲内において，この領域内を，3.3と同じデータセットから得られた，K_{DP}，Z_{HH}とD_0の関係を基に，K_{DP}とZ_{HH}の3次方程式を仮定して最小二乗法で近似し，内挿する。内挿されたK_{DP}，Z_{HH}とD_0の関係に，レーダーで観測された後に1）あるいは2）の方法で補正されたK_{DP}とZ_{HH}を代入することでD_0を推定する。

[2]　N_wの推定

Fig.5で示したK_{DP}/N_wとD_0の関係を用いて，N_wを推定する。3.3で述べたように，μの変化がほとんどK_{DP}/N_wとD_0の関係に影響を及ぼさないと考え，μを考慮に入れずFig.5の近似式を求めると，

$$\frac{K_{DP}}{N_w} = 10^{-5} D_0^{5.1775} \qquad (8)$$

となり，K_{DP}/N_wがほぼD_0^5に比例した近似式が得られた。観測されたK_{DP}と前項の手法で推定されたD_0を式（8）に代入することによりN_wを推定する。

[3]　Λとμの推定

Fig.4で示したK_{DP}/N_wとΛの関係を用いて，Λを推定する。3.3でも述べたが，[2]のN_wの時とは異なり，

μの変化を無視することはできないことに注意する必要がある。ただし，現状では第一次近似的な推定手法としてμを考慮に入れずFig.4の近似式を求めると，

$$\Lambda = 0.142\left(\frac{K_{DP}}{N_w}\right)^{-0.366} \quad (9)$$

が得られる。

ここで，式（9）で示したFig.4の近似式を，式（8）で示したFig.5のK_{DP}/N_wとD_0に関する近似式に代入し，K_{DP}/N_wを消去する。消去してできたD_0とΛの関係式は

$$\Lambda = 9.600 D_0^{-1.895} \quad (10)$$

となり，3.4の[1]で推定されたD_0を代入してΛを推定する。

最後に，μは式（4）に推定したΛ，D_0を代入してμを推定する。

本節で説明した新しいDSD推定手法の流れをFig.7にて簡単にフローチャートにまとめた。従来手法ではZ_{DR}を主に用いていたところをK_{DP}とZ_{HH}からDSDパラメータを推定していることがわかる。

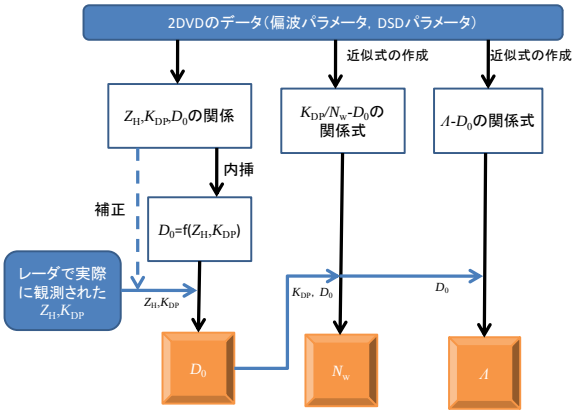


Fig. 7 The flowchart of new DSD retrieving method

3.5　新手法の精度検証と従来手法との併用によるアルゴリズムの構築

3.4で新たに構築した手法を用いて推定されたDSDパラメータを，従来手法と比較しながら，2DVDから同定されたDSDパラメータを用いて検証する。従来手法では，強雨時にZ_{DR}が減衰補正しきれていないことで強雨時におけるDSDパラメータの推定精度が低下していたが，そのときに新手法でK_{DP}を主に用いたことで推定精度がどのように変化したか着目しながら比較する。ただし，レーダーで観測されたK_{DP}

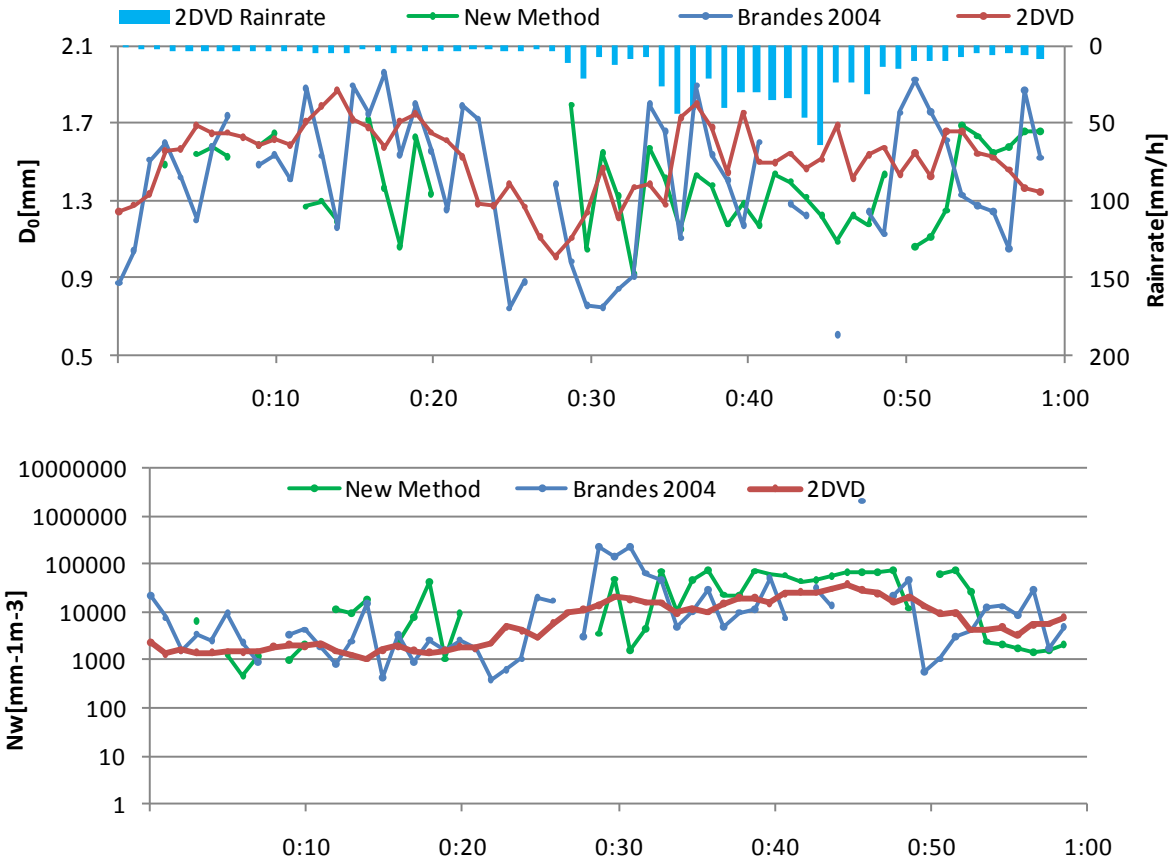


Fig. 8 Time series of rainrate and estimated DSD parameters (above:D_0, below:N_w)

は，値が小さい場合は観測ノイズが大きく欠測値として記録される場合があるため，弱雨時にはK_{DP}が観測されずDSDが推定できない時間があるので注意が必要となる。

Fig.8に新手法と従来手法を用いてそれぞれ推定されたDSDパラメータの時系列変化を示す。まず，D_0について検証すると，特に強雨時である00:42～00:49におけるD_0の推定精度は新手法の方が高い推定精度を示している。降雨減衰の影響を受けないK_{DP}を用いていることと，3.4の[1]の手法で減衰補正しきれなかったZ_{HH}が補正されたことの2つが精度向上の理由と考えられる。反対に，弱雨時では精度の低下が見られる。弱雨時におけるK_{DP}の挙動と照らし合わせると，新手法で精度が低い時間ではK_{DP}の値が小さい。K_{DP}が1以下となると，Fig.3にあるように，わずかなK_{DP}の差でD_0が大きく変化していることがわかる。K_{DP}が0.5以下のときはZ_{HH}を用いて補正しているが，0.5以上となるとK_{DP}の誤差が補正できていないために，D_0の精度が低下したと考えられる。

次にΛとμについて検証する。強雨時でD_0の精度が高いが，ΛをD_0の-1.8乗の単純な式から直接求めているため，Λの強雨時における推定精度はそれほど高くない。Λは推定されたD_0から直接推定されているが，精度が低い原因としてD_0の誤差以外に，3.4の[2]での導出の際，Fig.4を分布に幅があるにも関わらずμを考慮に入れず近似式を当てはめたために精度が低くなったと考えられる。μでは一転して，従来手法よりもかなり精度が向上しており，D_0の精度が高い時間ではほぼ一致している。Λとμとは2.1で述べているように式（4）の関係をもっており，式（10）でΛを推定しているため，結果的にμは$D_0^{-0.895}$を含む多項式で表された。そのため推定精度の傾向はD_0と似たものとなる。

最後にN_wについて検証する。縦軸が対数であるためにそれほど精度が高いとは言えないものの変動傾向を捉えることができており，従来手法と比較しても一概に精度が低いわけではない。また，Z_{DR}が負の値をとり従来手法では推定不可能な場合もあった強雨時においても，新手法ではある程度の推定精度が得られていることは非常に大きい成果である。ただし，精度が高くない理由として，N_wの推定には式（8）を用いて推定しており，理論的にも2DVDを用いた経験則的にも確からしい関係式であるにもかかわらず，N_wはD_0の5乗に比例しているために，D_0のわずかな推定誤差がN_wの推定に大きく影響を及ぼしているものと考えられる。

以上の比較により，特にD_0について，強雨時では新手法，弱雨時では従来手法の方それぞれ精度が高いことが明らかになった。両手法の特徴を捉えたところで，それぞれの長所を生かしたアルゴリズムの構築を行う。上で検証した新手法の推定精度を踏まえると，K_{DP}の値が低いときにはその観測精度が低いことから，K_{DP}が0.5［°km^{-1}］より大きいときは新手法を，0.5未満の時は従来手法を用いることとする。

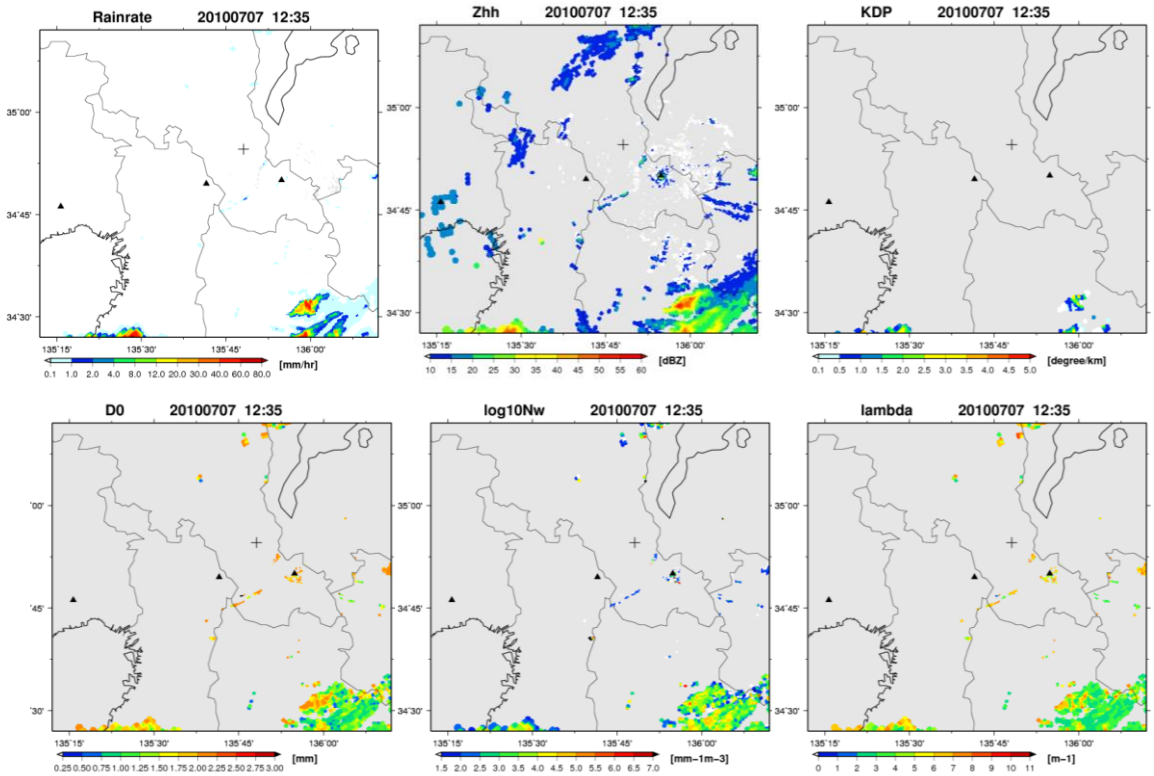


Fig. 9　Horizontal structure of polarimetric parameters and DSD parameters

以降，本論文ではこれを新アルゴリズムと呼ぶ。次章以降では，この手法を用いてDSDの時空間分布の推定と非偏波レーダーへの利用を行う。

4.　雨滴粒径分布の情報の気象学的利用と降雨量推定への利用

ここでは，3章で新たに構築したK_{DP}を主としたDSD推定アルゴリズムを用いて，DSDパラメータを推定し，DSD情報を対流性雲の特徴を降雨量推定へと利用する。

4.1　雨滴粒径分布の時空間構造の推定

3章で構築したDSD推定アルゴリズムを用いて，DSDの時空間構造を推定する。ここでは，積乱雲などの強い雨をもたらす対流性雲におけるDSDの時空間分布の特徴を捉えることを目的とする。

対象事例を2010年7月7日12:31～12:59とし，このときの偏波パラメータとDSDパラメータのそれぞれの水平分布を示す。

この事例では，鷲峰山レーダーから北西方向に約4kmにおける宇治田原町付近で雨域の急激な発達が確認された。

対流性降雨の発達過程に沿って，3つのDSDパラメータの時間変化を見ていく。今回の対象時間帯においては，宇治田原町での雨域以外にも降水強度がそれほど強くないものの，孤立性の降水セルが発達しており，その弱い降水セルのDSDパラメータと比較しながら，対流性雲におけるDSDパラメータの特徴を調べる。

まずD_0に着目すると，地上降水が確認された12:33の時点で，D_0は2[mm]以上であり，一般的には大きな値であることがわかる。その後，対流性雲の発達に伴って，強雨域では高値を示し，12:45において最大値2.5[mm]以上を示していた。ただし，宇治田原以外の弱雨も同程度の値を示しており，D_0のみで強雨の対流性雲を特徴づけることは困難であった。N_wを見ると，弱雨の孤立性降水セルと比較して高値を示していた。また，降水セルの発達に伴いN_wが大きい値を取る領域が広がっていた。加えて，始めにDSDパラメータが変化をみせた位置で，N_wは少なくともピークまで常に大きな値が継続していた。

これらのことから，D_0を同時刻のK_{DP}やN_wと併せて検証し，今後統計サンプルの数を増やしていくことで，対流性雲における詳細なDSDパラメータの特徴を捉えていきたい。さらに，ここでは低仰角観測による水平分布のみを示したが，今後は鉛直断面を調べて，大気上空での積乱雲の発生時にどのような挙動を示すか解析していく。ゲリラ豪雨災害をもたらすような積乱雲の特徴を大気上空でいち早く捉えることでゲリラ豪雨に対する危険度の察知へとつなげることも可能であると考える。

4.2　非偏波レーダーへの利用

近い将来に導入予定のフェーズドアレイ型レーダーによる高速スキャンでZ_{HH}が得られた時を想定して，偏波レーダーから推定されるDSD情報を降水量推定へ利用する方法を提案する。

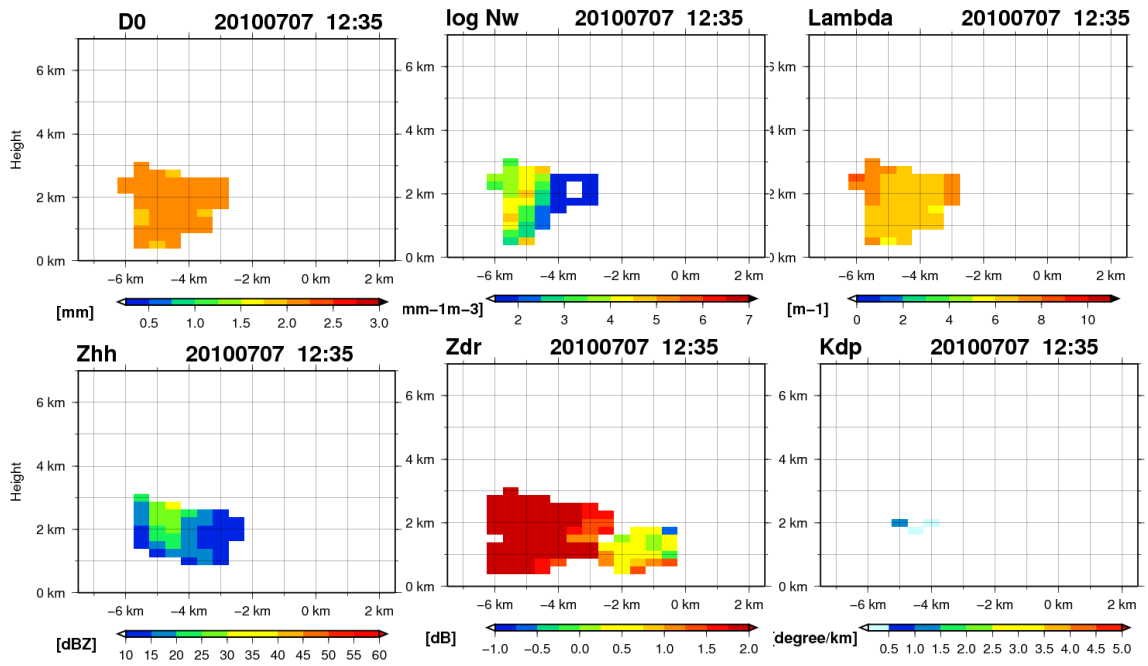


Fig. 10　Vertical Structure of polarimetric parameters and DSD paremeters

非偏波レーダーによる降水量推定においては，後述する式（11）で示すZ-R関係を用いて降水強度推定を行うのが一般的である。このとき，βとBを定数として扱い，非偏波レーダーで観測されたレーダー反射因子Zを与えてRを推定する。本来は，DSD情報を与えることで，Bを降雨の成因や雨滴粒径分布により変化するパラメータとして扱うことができる。そのため，偏波レーダーから推定された各地点でのDSDパラメータを偏波レーダーと観測範囲が重なっている非偏波レーダーに用いることで，Bの値を場所に応じて適切に変化させ，非偏波レーダーでの降水強度推定の精度を向上できると考えられる。本節では，3章で構築された新たなDSD推定手法を用いて推定されたDSDパラメータと，非偏波レーダーのZを想定して鷲峰山レーダーのZのみから降水強度推定を行う。

非偏波レーダーにDSD情報を与える降水量推定手法を推定するにあたり，理論式による方法，および，半経験則による手法の2種類の方法を構築する。

1)　理論式による方法

理論的に導かれたZとRの関係式

$$\frac{Z}{N_w}=\frac{F_z(\mu)}{\left[F_R(\mu)\right]^{7/4.67}}\left(\frac{R}{N_w}\right)^{7/4.67} \qquad (11)$$

に新手法を用いて推定されたμとN_wを与え，Bの値を求める。求めた式（11）の関係に，レーダーで観測されたZ_{HH}を与えることでRを推定する。

2)　半経験則による手法

2DVDのデータを用いてRとZ_{HH}の関係をD_0で色分けした結果，Z_{HH}とRの関係がD_0の値に応じて分布する範囲が異なることがわかる。

しかし，Rが同じ値であっても，小さい雨滴が数多くある場合と，雨滴の数は少ないが大きな粒が含まれる場合まで様々である。そこで，2DVDのデータを用いて，N_wとR/Z_{HH}の関係をD_0に応じて色分けした結果をFig.11に示す。これを見ると，R/Z_{HH}がD_0に応じて明瞭に分布していることが理解できる。

そこで，D_0を6クラスに分け，その範囲毎にN_wとR/Z_{HH}の関係を線形近似し，新アルゴリズムを用いて推定されたD_0に応じて，6つあるN_wとR/Z_{HH}の関係式のうちどの式を用いるか決定する。その式にD_0と同様に推定されたN_wとレーダーで観測されたZ_{HH}を与えることでRを推定する。

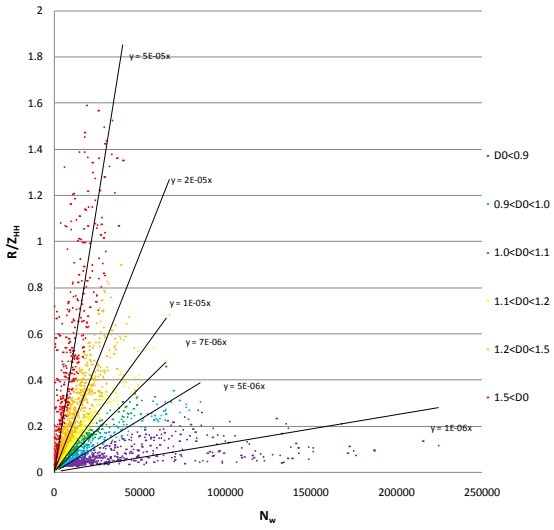


Fig. 11 Relationship between N_w and R/Z_{HH} with D_0 plots classified by color

Fig.12に新アルゴリズムで推定したDSDパラメータを用いて，それぞれ1）と2）の手法で推定した結果を示す。

Fig.12には比較対象として，2DVDで観測された地上雨量，国土交通省XバンドMPレーダで配信されている合成雨量，および，国土交通省XバンドMPレーダで観測されたに国土交通省の定めたXバンド用のB，βを用いて推定したRをそれぞれ図示している。

新手法から推定されたDSDパラメータを用いた降

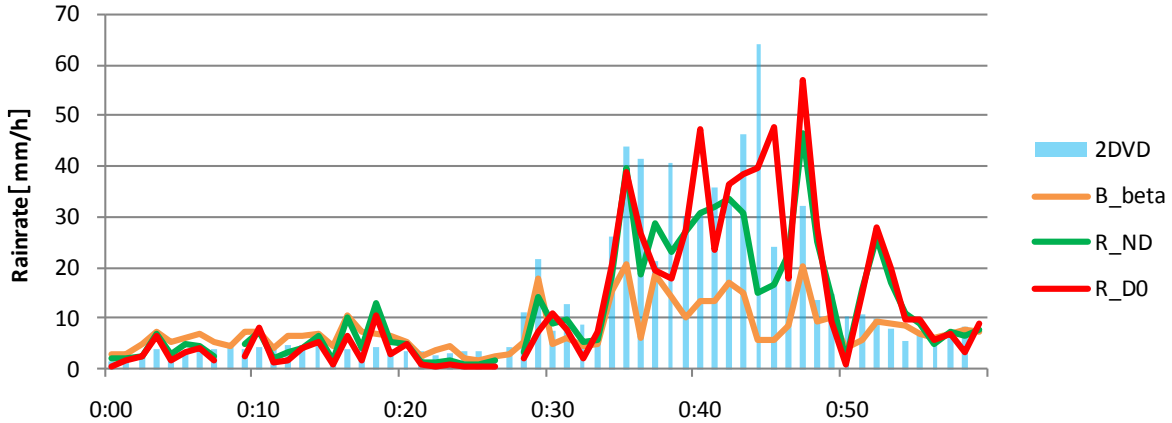


Figure 12　Time series of estimated rainrate (lines) and observed rainrate (bar)

水強度に関して，R-$N(D)$法とR-D_0法のいずれも推定精度が高いことがわかる。特に，Xバンド用のB，βを用いて推定した降水強度より精度が十分に高いことが理解できる。R-$N(D)$法は理論式から導いており，降雨強度推定の過程で誤差が発生するとは考えにくい。そのためR-$N(D)$法での推定誤差はDSDパラメータ推定時での誤差が原因と考えることができる。また，R-D_0法が2DVDと比較して最も良い降雨強度推定精度を示している。ただし，DSD情報には若干の誤差があると考えられること，また，Z_{HH}にも降雨減衰による観測誤差があるため，今後詳細な検討が必要である。それでも，R-D_0法では，D_0の値に応じてR/Z_{HH}-N_wの関係をクラス分けしたためにN_wの推定誤差が適度に相殺される良い手法であると考える。

以上の結果より，非偏波レーダーにDSD情報を与えることで，Z_{HH}のみを用いても十分高い精度で降水強度を推定可能であることが理解できた。最後に今後の検討事項として，フェーズドアレイ型レーダーの高速スキャンを想定した場合に，XバンドMPレーダが5分間に1回のボリュームスキャン観測であるため，推定されるDSD情報の時間解像度も5分ということであり，将来的には例えば雨滴粒径分布の時間発展モデルを導入していく方向でこの課題解決に取り組んでいく。

5. 結論

本研究では，雨滴粒径分布（DSD）の推定精度を向上させることを目的として，新たなDSD推定手法を開発した。

まず，DSD推定の既往研究で用いられてきた従来手法を国土交通省XバンドMPレーダの観測値を用いて実際の降雨事例に適用した。推定されたDSDパラメータを地上雨滴計を用いて精度検証し，従来手法の推定精度における問題点を整理した。その結果，従来手法で鍵となる偏波パラメータであるレーダー反射因子差Z_{DR}は，降雨減衰などの影響によってレーダーでの観測誤差が大きく，そのためにDSD推定誤差が大きくなることがわかった。

従来手法の問題点を踏まえたうえで，DSD推定精度の向上を目的として，強雨時でも観測誤差が小さい偏波パラメータである位相差変化率K_{DP}を用いたDSD推定手法を新たに開発した。開発した新しいDSD推定手法を適用し，精度検証を行った結果，従来手法と比較して強雨時では新手法の精度が高いことを示した。従来手法と新手法で互いの精度の高い値域を活かすため，両手法を用いた新アルゴリズムを構築した。

新アルゴリズムで推定されたDSD情報を2つの事柄へと利用した。1つは，降雨現象の理解を深めるため，DSDの時空間構造の推定を新アルゴリズムを用いて行った。DSDの時空間推定を行うことにより，対流性雲の発達過程においてDSDパラメータがどのような特徴を持っているかを知ることができ，ゲリラ豪雨をもたらすような積乱雲のDSDの特徴を早期に探知する可能性を提示した。

もう1つは，近い将来導入予定である新型レーダーを利用することを視野に入れ，レーダー反射因子ZとDSD情報を利用した降雨量推定を行った。その結果，非偏波レーダーでの降雨量推定時に，新アルゴリズムを用いて推定したDSD情報を与えることで，レーダー反射因子Zのみを用いても十分高い精度で降水強度を推定可能であることを明らかにした。

参考文献

深尾昌一郎・浜津享助（2005）：気象と大気のレーダーリモートセンシング，京都大学学術出版会，491pp.

Anagnostou, M. N., E. N. Anagnostou, J. Vivekanandan, and F.Ogden. (2008): Comparison of Two Raindrop Size Distribution Retrieval Algorithms for X-Band Dual Polarization Observations, Jour. of Hydrometeorology, Vol. 9, pp. 589-600

Brandes, A. E., G. Zhang, and J. Vivekanandan. (2001): An Evaluation of a Drop Distribution–Based Polarimetric Radar Rainfall Estimator, Jour. of Applied Meteorology , Vol. 42, pp. 652-660,

Kim, D.-S., M. Maki, and D.-I. Lee. (2010): Retrieval of Three-Dimensional Raindrop Size Distribution Using X-Band Polarimetric Radar Data, Jour. of Atmospheric And Oceanic Technology, Vol. 27, pp. 1265-1285

V. N. Bringi and V. Chandrasekar (2005): Polarimetric Doppler Weather Radar: Principles and Applications, Cambridge University Press, 636pp.

付　録

雨滴粒径分布に関するパラメータ

降水の粒径分布を表現するものとして，次の修正ガンマ分布が知られている。

$$N(D) = N_0 D^{\mu} \exp(-\Lambda D) \qquad (A.1)$$

$N(D)$のn次モーメントは，

$$m_n = \int_0^{\infty} D^n N(D) dD \qquad (A.2)$$

で定義される。

Γは完全ガンマ関数で，$\Gamma(n+1)=n\Gamma(n)$で表され，nが整数のときは，$\Gamma(n+1)=n!$である。

式(A.1)を式(A.2)に代入し，式(2.3)を用いると，粒径分布のn次モーメントはΓを用いて次式で表わされる。

$$m_n = N_0 \frac{\Gamma(n+\mu+1)}{\Lambda^{n+\mu+1}} \tag{A.3}$$

これを用いると，例えば後述するレーダー反射因子Zは第6次モーメントで，

$$Z = N_0 \frac{\Gamma(\mu+7)}{\Lambda^{\mu+7}} \tag{A.4}$$

で表わされる。

雲水量(Cloud water content)Wは単位体積中の含水量［g/m^3］で，降水粒子の密度をρ_w［g/m^3］をするとき，DとD+dDの間の雲水量Wは次式で表わされる。

$$dW = \frac{\pi}{6} D^3 \rho_w N(D) dD \tag{A.5}$$

したがって，雲水量Wは高次モーメントを用いて，

$$W = \frac{\pi\rho_w}{6}\int_0^\infty D^3 N(D) dD = \frac{\pi\rho_w N_0 \Gamma(\mu+4)}{6\Lambda^{\mu+4}} \tag{A.6}$$

と表すことができる。また，粒径分布の中央値とは，その中央値より大きな雨滴の質量の合計と，中央値より小さな雨滴の質量の合計が等しくなる直径をさし，その直径をD_0とし，以後粒径分布の中央値という。すなわち，D_0は

$$\frac{\pi\rho_w}{6}\int_0^{D_0} D^3 N(D) dD = \frac{W}{2} \tag{A.7}$$

で表され，また$N(D)$が修正ガンマ分布に従う場合は，式（A.6）と式（A.7）より，

$$\int_0^{D_0} D^{3+\mu}\exp(-\Lambda D) dD = \frac{3}{\Lambda^4} \tag{A.8}$$

が得られ，上式をにD_0ついて解くと，

$$D_0 = \frac{\mu+3.67}{\Lambda} \tag{A.9}$$

となる。

一方，粒径を質量に重み付けした平均粒径をD_mと定義すると，

$$D_\mathrm{m} = \frac{\int_0^\infty D^4 N(D) dD}{\int_0^\infty D^3 N(D) dD} = \frac{\mu+4}{\Lambda} \tag{A.10}$$

と表すことができ，以後D_mを粒径分布の中心値と呼ぶ。また，D_0とD_mの関係式は，式（A.9）と式（A.10）から，

$$D_0 = \frac{3.67+\mu}{4+\mu} D_\mathrm{m} \tag{A.11}$$

で表される。

粒径分布パラメータとしてD_0はΛよりも物理的に把握しやすいため，D_0を用いて粒径分布を表現することを考える。まず，式（A.9）から求まるΛを式（A.1）に代入すると，

$$N(D)(\mathrm{mm^{-1}m^{-3}}) = N_0 D^\mu \exp\left(-(3.67+\mu)\frac{D}{D_0}\right) \tag{A.12}$$

が得られる。同様に式のΛをD_0で置き換えれば，Wは次式で表わされる。

$$W = \frac{\pi}{6}\frac{\rho_w N_0 \Gamma(\mu+4)}{(3.67+\mu)^{\mu+4}} D_0^4 \tag{A.13}$$

WとD_0を用いてN_wを消去し，$N(D)$を表現し直すと，

$$N(D) = N_w \frac{6}{3.67^4}\frac{(3.67+\mu)^{\mu+4}}{\Gamma(\mu+4)}\left(\frac{D}{D_0}\right)^\mu \exp\left(-(3.67+\mu)\frac{D}{D_0}\right) \tag{A.14}$$

となる。ここで，N_w(mm^{-1}m^{-3})は，切片のような役割をし，

$$N_\mathrm{w} = \frac{3.67^4}{\pi\rho_\mathrm{w}}\left(\frac{W}{D_0}\right) \tag{A.15}$$

で表される。

式（A.13）を書き直すと，$N(D)$は以下のように表現できる。

$$N(D) = N_w f(\mu)\left(\frac{D}{D_0}\right)^\mu \exp\left[-(3.67+\mu)\right] \tag{A.16}$$

このとき，

$$f(\mu) = \frac{6}{3.67^4}\frac{(3.67+\mu)^{(\mu+4)}}{\Gamma(\mu+4)} \tag{A.17}$$

である。

Estimation of Space-Time Structure of Raindrop Size Distribution Using X-band Polarimetric Radar and Its Application to Non-Polarimetric Radar

Eiichi NAKAKITA, Chiho KIMPARA*, and Kosei YAMAGUCHI**

* Graduate School of Engineering, Kyoto University
** Institute of Sustainability Science, Kyoto University

Synopsis

In Japan, test operating of X-band polarimetric radar network started in July, 2010 by Ministry of Land, Infrastructure, Transportation and Tourism (MILT). Polarimetric radar has an advantage over conventional non-polarimetric systems because they measure some parameters related to raindrop shape. In this research, a retrieval method of raindrop size distribution (DSD) is developed to improve accuracy of rainfall estimation. The method uses specific differential propagation phase shift (K_{DP}), since K_{DP} is insensitive to rain attenuation which happens at heavy rainfalls. The new developed DSD retrieving method was superior then previous method when heavy rainfall occurs.

After retrieving DSD parameters, rain rate estimation for non-polarimetric radar is directly estimated from the retrieved DSD parameters. Two methods are used, and both are evaluated using disdrometer, and iti is shown that both are well estimated when compared with previous studies.

Keywords: Polarimetric radar, Drop size distribution, Rainrate estimation, Specific differential phase shift

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

気候変動に伴う我が国の集中豪雨の将来変化に関する基礎的検討

中北英一・宮宅敏哉*・Kyoungjun KIM・木島梨沙子*

＊ 京都大学大学院工学研究科

要 旨

近年，我が国では梅雨前線に伴う集中豪雨が頻繁に発生し多くの災害が起こっており，温暖化が進むことでさらにその数が増加するのか注目されている。これまでの温暖化研究により将来降水量が増加することは示されているが，それが集中豪雨によるものかは明確にされていない。そこで，本研究では気象庁気象研究所で開発された5km領域気候モデルの出力データを画像データとして目視し降水現象を捉えることで梅雨前線に伴う集中豪雨のみの将来変化を検討した。結果として，現在気候内において集中豪雨の増加傾向が見られ，21世紀末気候では，現在気候と比較して増加傾向が見られた。また，21世紀末気候では，東日本の太平洋側で集中豪雨の増加傾向が見られた。

キーワード：気候変動，集中豪雨，梅雨前線，RCM，発生頻度

1. はじめに

1.1 研究の目的

近年，我が国では，2009 年 7 月の中国・九州北部豪雨など，梅雨前線に伴った集中豪雨が頻繁に発生している．このような集中豪雨は、100 km 程度の長さで 10～20 km の幅をもち、6 時間～半日程度継続する特徴があり，流域面積が 100 km^2 までの流域面積をもつ中小河川および内水氾濫が問題となっている。一方，近年の経済成長に伴う CO_2 の排出量の増加により地球温暖化が進行しているとされており，その影響は，気温の上昇だけではなく，大気循環にも影響を与え，降水特性にも変化を及ぼし，特に極端降水が増加する可能性がある。気象庁の気候変動監視レポートによると，アメダス 1000 観測地点では 50mm/hr 以上の強雨が近年増加傾向にあり，地球温暖化と集中豪雨の関連性について注目されている。また，気象庁気象研究所で開発された水平解像度 5km の領域気候モデル（RCM：regional climate model ）を用いた温暖化の将来予測では，7 月上旬，8 月上旬に降水量の増加が示されている（Kanada et al.,2010）（Fig1）。しかし，上記のアメダス観測や気候モデルによる統計量解析では，統計値的には強い降水が増加していることが確認されたものの，これらの統計値からでは，実際にどのような降水現象により降水量が増加しているのか明確にされていない。

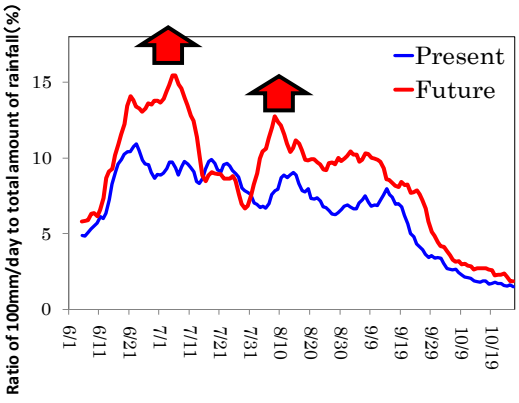


Fig. 1 Ratio of 100mm/day to total amount of rainfall (%)

そこで本研究では，5kmRCM の雨量画像データを用いて，日本域における降水現象を目視により確認することで，梅雨前線に伴う集中豪雨のみを抽出し，その発生頻度と出現特性の将来変化を解析することを目的とする。

1.2 使用データについて

本研究で使用している5kmRCMは，21世紀気候変動予測革新プログラムの中で，気象庁気象研究所で

開発されたモデルである．21世紀気候変動予測革新プログラムは，地球温暖化とそれに伴う気候の変化を，スーパーコンピュータを用いた気候モデルで予測すること，ならびに災害環境への影響評価を目的とし，2007年度から2011年度まで5年間の予定で行われている。その成果は，IPCCの第5次報告書に貢献するものと期待されている。

5kmRCMは20km全球気候モデル（GCM：general circulation model ）をダウンスケーリングしたモデルである。20kmGCMは，水平解像度がTL959（格子間隔約20km）であり，鉛直層数は64層である。境界条件として，現在気候では全球観測値，将来気候ではすべてのエネルギー源のバランスを重視して高い経済成長を実現すると仮定したA1Bシナリオにより出力された全球海面水温分布を与えている。一般的に数値モデルでは，格子間隔の10倍程度の現象を再現することができると言われており，20kmGCMでは，台風や梅雨前線などのメソαスケール（200km～2000km）がよく再現されている。そのため，台風による降水現象の影響評価が可能になった。しかし，集中豪雨のような空間スケール数10kmの現象の表現は難しく，そのような現象の影響評価は20kmGCM出力を用いては難しい。しかし，5kmRCMでは，水平解像度が5kmとなり，20kmGCMと比べ詳細な雲物理過程を用い，個々の積雲を表現する積雲対流スキームを用いているため，20kmGCMでは表現できなかった集中豪雨のような局所的な対流現象がもたらす降水のより正確な表現が可能となっている（Fig2）。また，5kmRCMは，日雨量において非常に良い再現性を示している（Kanada et al.,2010）。

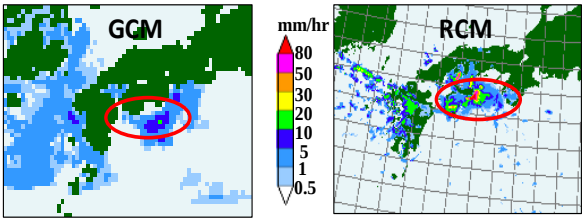


Fig. 2　20kmGCM(left) and 5kmRCM(right)

2. 集中豪雨の定義とその抽出方法

2.1　集中豪雨の定義

集中豪雨という言葉は，1953年8月15日の朝日新聞の夕刊（大阪本社版）で「集中豪雨木津川上流に」という見出しとして，初めて使用された言葉であり，正式な気象用語ではない。しかし，現象を端的に表現しているため，現在では学術的にも一般的にも広く用いられている。

気象庁によると「狭い範囲に数時間にわたり強く降り，100mmから数100mmの雨量をもたらす雨」と定義されている。

集中豪雨はその成因によって，梅雨前線による集中豪雨，台風による集中豪雨，熱雷による集中豪雨などに分類される。本研究で対象とする集中豪雨は先に述べたように梅雨前線による集中豪雨である。ただし，台風の影響で梅雨前線が活発化された場合は，梅雨前線による集中豪雨とする。

具体的に以下のような判断基準を用いて，梅雨前線による集中豪雨を定義する。

1)　30分雨量
- 時間雨量換算で 50mm 以上の雨域が同じ地域に2時間以上停滞する場合
- 時間雨量換算で 50mm 以上の雨域が同じ地域に2時間以内に2個以上出現する場合

2)　3時間雨量
- 150mm以上の雨域が出現した場合
- 100mm～150mm の雨域が出現し，その雨域が同じ地域に3時間以上停滞する場合

3)　梅雨前線の確認
- 地表面における相当温位の水平勾配が大きいこと

この 1)～3)の全てを満たすものを本研究における集中豪雨と定義する。ただし，相当温位を用いた梅雨前線の確認は，30分雨量，3時間雨量で梅雨前線と確認できなかった場合についてのみ行うものとする。

ここで，30分雨量を用いる理由として，RCMデータの出力時間解像度が30分であり，また，積乱雲が通常，成長期・成熟期・減衰期の3段階を経てその一生を終えるのは，30分～60分であるため，集中豪雨という現象を把握する上で有効であると判断したためである。また，3時間雨量を用いる理由として，同じ場所に停滞しているかどうかを判断できるからである。最後に，梅雨前線による豪雨かどうかを地表面における相当温位の水平勾配によって確定させる．

また，集中豪雨の数え方として，梅雨前線による集中豪雨の1事例の中で，集中豪雨が複数の地域で発生している場合は，2種類の数え方をする。1つ目は，同一の気象擾乱により，複数の地域に集中豪雨がもたらされた場合，別々の災害であり，別々の集中豪雨として数える。これを集中豪雨災害と呼ぶこととする。2つ目は，複数の地域に集中豪雨がもたらされたとしても，同じ気象擾乱によってもたらされているなら，同一の原因によるものとして1つと数える。

2.2　梅雨前線に伴う集中豪雨の抽出

解析期間は，現在気候（1979～2003），近未来気候（2015～2039），21世紀末気候（2075～2099）の梅雨期とする．梅雨期は通常，6月～7月である。し

かし，九州南部は5月の終わりに梅雨入りする可能性があり，また，8月初旬に梅雨の戻りや，梅雨明けがなく8月まで梅雨前線により雨が降り続く可能性があるため解析期間は各25年の5月17日～8月31日とする。

抽出の手順として，30分雨量を用いて梅雨前線による集中豪雨の候補を抽出する。ここでは，台風や熱雷による集中豪雨と梅雨前線に伴う集中豪雨を区別しながら，梅雨前線に伴う集中豪雨の候補を抽出する。抽出過程において注意することは，30分雨量は抽出の第一段階であるため，梅雨前線に伴う集中豪雨であるかどうか疑わしい事例はすべて抽出することである。また，集中豪雨の出現個数を数えるとともに，集中豪雨をもたらした気象擾乱の個数も数える。次に，30分雨量で候補に挙げた事例が3時間雨量の基準を満たしているか確認する（Fig3）。最後に，相当温位分布を用いて，梅雨前線に伴うものであるかどうかの確認をする。相当温位の等値線は梅雨前線に沿って分布し，梅雨前線を境に急激に差ができるため，等値線分布をみると線と線の間隔が狭くなる。台風の場合は，豪雨域を含んだ広い領域が高相当温位域になっており，梅雨前線と明確な違いがある。この特性を利用して梅雨前線の確認を行う。なお，本研究では，地表面の相当温位分布であるため，陸域では等値線がかなり複雑である。そのため，陸域だけにとどまらず，海上域も含めた広域において前線の確認を行う。

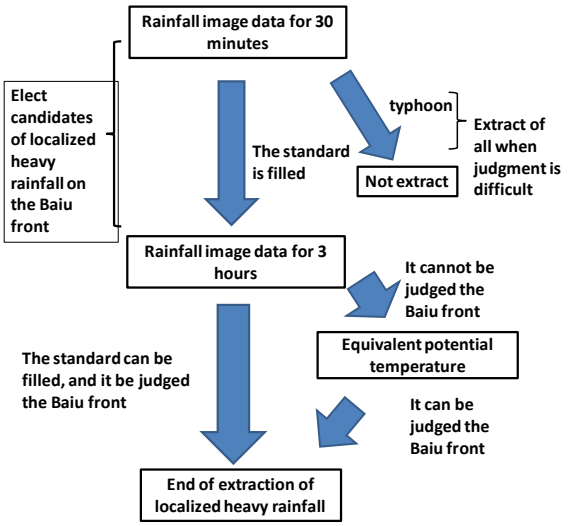


Fig. 3 The procedure of extraction

2.3　集中豪雨の抽出事例

以後，30分雨量で時間雨量換算50mm以上，3時間雨量で100mm以上の雨域を豪雨域と呼ぶこととする。

2081年7月6日～7日にかけて長崎県，佐賀県付近と広島県付近で再現されている雨域が集中豪雨かどうかを判断する。まず，30分雨量を用いて説明する。Fig4は，6日16時の九州，中国，四国の様子である。その時刻に九州地方に小さな雨雲がある。その後前線が発達し6日16時30分には長崎県，佐賀県付近に小さな豪雨域（A）が出現している。6日17時30分には大きな雨域となり，6日20時まで約3時間余り佐賀県付近に停滞している。また，6日20時には長崎県付近に新たな豪雨域（B）が出現している。Bは7日4時頃まで約8時間余り長崎県と有明海付近に停滞している。続いて，6日22時には，広島県付近に豪雨域（C）が出現している。さらに次の時間には，Cの東にもう1つ新しい豪雨域（D）が出現している。Cはあまり移動することなく，7日0時に少し北に移動した付近でDと結合している。その後7日1時30分にさらに新たな豪雨域（E）と結合し，7日2時までほぼ同じ地域に停滞している。以上，3地域とも豪雨域が同じ場所に停滞しているので，集中豪雨の候補として抽出する。

同様に，3時間雨量を用いて説明する。ここでの3時間雨量とは，表示時刻から3時間先までの合計雨量である。Fig5は，6日12時には特に豪雨域といえる雨域は存在しない。6日16時には長崎県，佐賀県付近に豪雨域（F）が出現している。その後，6日19時まで同じ場所にFが停滞している。さらに，Fの中でも150mm以上示す雨域が確認できる。また，6日18時には長崎県付近に豪雨域（G）が出現している。次の19時には150mm以上を示す雨域も出現し，その後7日4時までほぼ同じ地域に停滞している。6日21時に広島県付近に出現した豪雨域（H）は，6日23時まで約3時間同じ地域に停滞し，さらに150mmの雨域も出現している。以上．3地点とも定義した基準を満たしているため集中豪雨として断定する。

以上の事例では，集中豪雨を伴う梅雨前線の回数は1回で，集中豪雨の出現回数は，3地域で出現しているため，3回と数える。

Fig4は30分雨量画像データでFig5は3時間雨用画像データである。時間ステップは，30分雨量が30分で，3時間雨量は1時間である。また3時間量は表示時刻に後3時間雨量である。

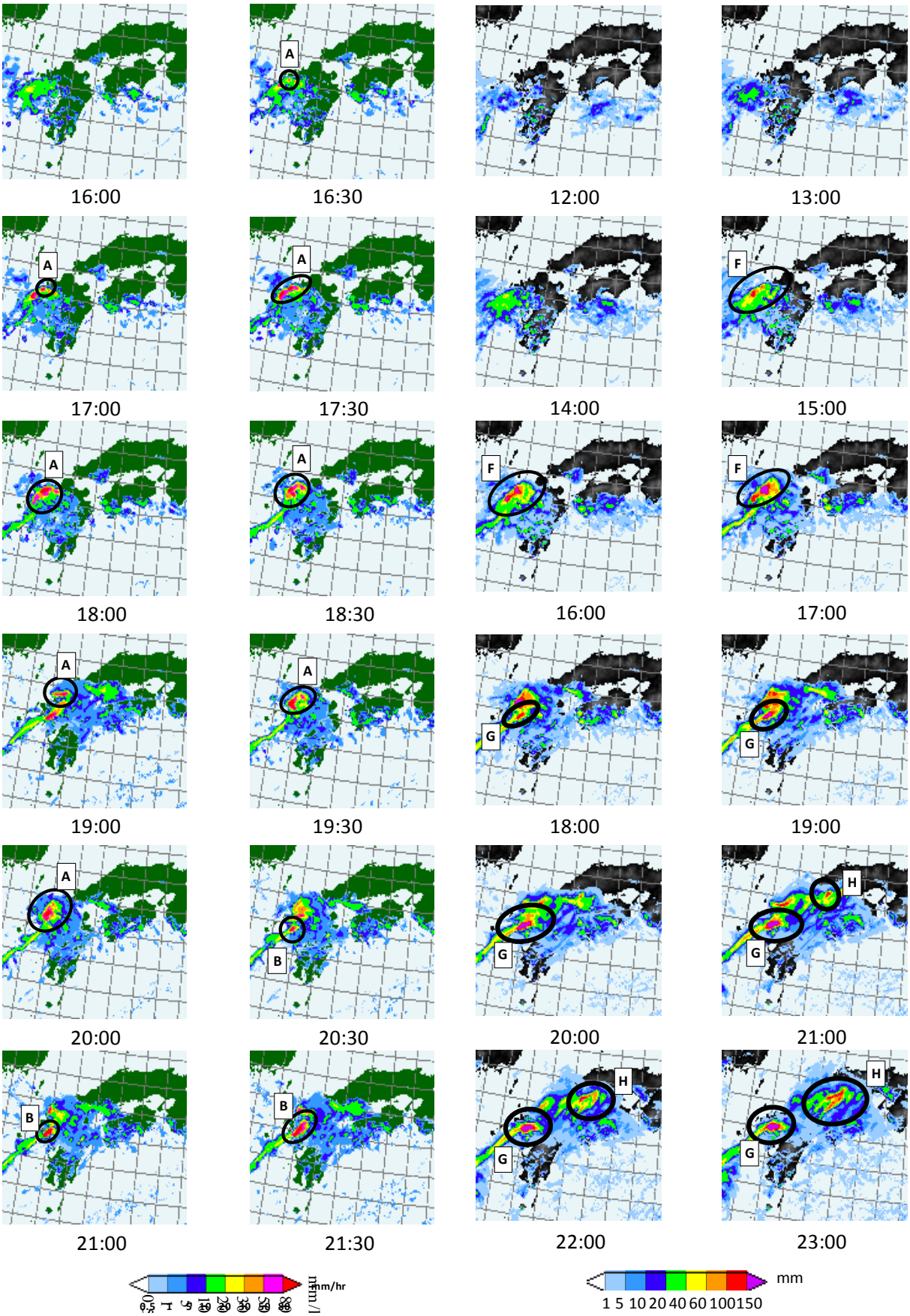


Fig. 4.1 Rainfall distribution for 30 minutes(16:00~21:30 on July 6, 2081) around kyusyu, chugoku, shikoku

Fig. 5.1 Rainfall distribution for 3 hours (12:00~23:00 on July 6, 2081) around kyusyu, chugoku, shikoku

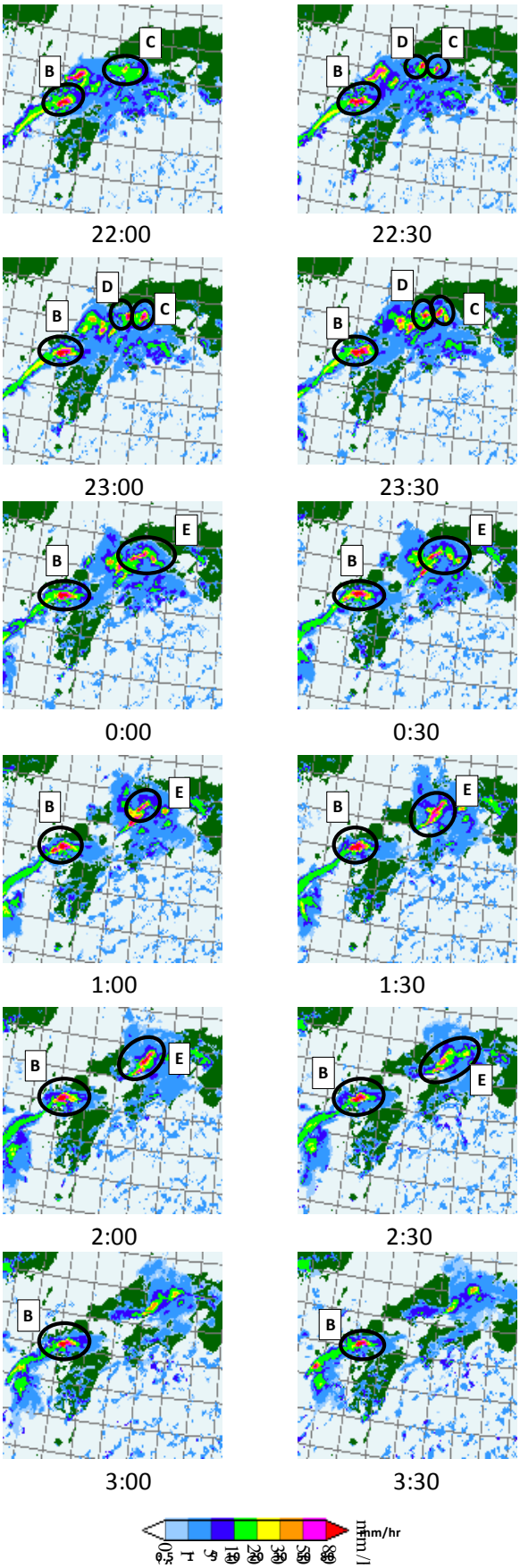


Fig. 4.2 Rainfall distribution for 30 minutes(22:00 on July 6~3:30 on Jury 7, 2081) around kyusyu, chugoku, shikoku

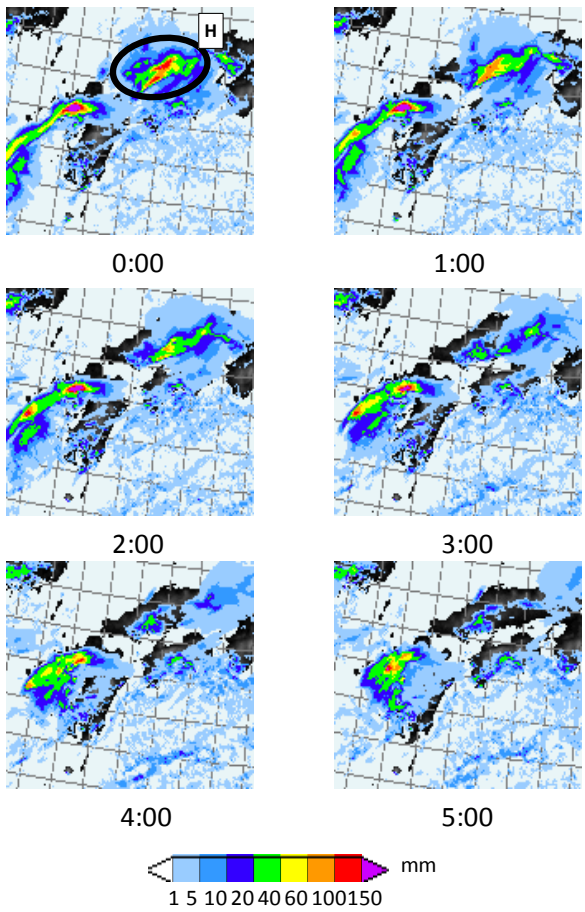


Fig. 5.2 Rainfall distribution for 3hours (0:00~5:00 on Jury 7, 2081) around kyusyu, chugoku, shikoku

3. 集中豪雨発生頻度の分析

3.1 検定方法

本研究では，仮説検定である T 検定と Mann-Kendall 検定を用いて検定を行った。仮説検定とは，母集団について設定した仮説の採否を，偶然のばらつきを含んだ標本の値（サンプル）に基づいて，一定の確率水準で判定することである。

仮説検定は，帰無仮説（H_0）と対立仮説（H_1）という2つの仮説を設け，標本調査から得られた標本統計量を検定統計量の公式に代入して値を計算し，その結果（T）とあらかじめ設定した有意水準，両側検定か片側検定か，自由度などから導かれる棄却域（R）とを比較し，$T \geqq R$なら帰無仮説を棄却して，通常起こりうる偶然のばらつきの範囲を超えて，何らかの意味のある違い，つまり，有意な差があると結論づけるものである。帰無仮説（H_0）とは，あらかじめ棄却されることを目的として設定されるものである。反対に，対立仮説（H_1）は，帰無仮説を棄却して目的とする命題が採択されることを前提に設定される。有意水準とは，仮説が正しいと仮定したときに，検定統計量が仮説の棄却域内に入る確率である。この

確率は，めったに起こらないことを示す意味で，通常，5%が用いられる。両側検定は例えばAとBに違いがあるかを調べるときに用い，片側検定はAとBの大小関係を調べるときに行う。自由度とは，自由に動ける変数の数である[10]。

T 検定とは，帰無仮説が正しいとした場合に，統計量 T が t 分布に従うことを利用した統計学的検定法である。2 組の標本について平均に有意差があるかどうかの検定などに使われる。本研究では，現在気候の平均値と比較して，近未来気候，21 世紀末気候の平均値が大きいかどうかを議論するため片側検定を行う。

まず，T 検定を行う前に，2 組の標本の母分散が等しいかどうかの F 検定を行う。F 検定では，2 つの標本分散 s_1^2，s_2^2 をもとに，母分散 σ_1^2，σ_2^2 が異なるかどうかを，F 分布を用いて判定する。検定手順を以下に示す。なお，サンプルサイズは n（n_1=n_2），有意水準は α とする。帰無仮説 H_0 は $\sigma_1^2 = \sigma_2^2$，対立仮説 H_1 は $\sigma_1^2 \neq \sigma_2^2$ とし，検定統計量 T は，

$$T = \frac{s_1^2}{s_2^2} \tag{1}$$

である．ただし，$s_1^2 \geqq s_2^2$ とする。自由度（n-1，n-1）の F 分布において，検定統計量 T と棄却域 F（α/2）を比較し，T が棄却域に入れば H_0 を棄却し，入らなければ H_0 を採択する。

上記の検定結果より，母分散数が同一の場合に，異なる 2 つの母集団の平均値が同じかどうかの T 検定を説明する。標本平均を $\bar{x}_1$，$\bar{x}_2$ とし，母平均を μ_1，μ_2 とする。また，サンプルサイズは n_1，n_2 であり，$n_1+n_2<100$ の場合にのみ適用できる。以下に手順を示す。

帰無仮説 H_0 は $\mu_1=\mu_2$，対立仮説 H_1 は $\mu_1 \neq \mu_2$ とし，検定統計量 T は，

$$T = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\sqrt{\frac{1}{n_1}+\frac{1}{n_2}} * \sqrt{\frac{(n_1-1)s_1^2+(n_2-1)s_2^2}{n_1+n_2-2}}} \tag{2}$$

である．自由度（n_1+n_2-2）の t 分布において，検定統計量 T と棄却域（α/2）を比較し，T が棄却域に入れば H_0 を棄却し，入らなければ H_0 を採択する。

次に，母分散が異なる場合の T 検定を説明する。この場合も，標本平均を $\bar{x}_1$，$\bar{x}_2$ とし，母平均を μ_1，μ_2 とする．また，サンプルサイズは n_1，n_2 であり，$n_1+n_2<100$ の場合にのみ適用できる．以下に手順を示す．

帰無仮説 H_0 は $\mu_1=\mu_2$，対立仮説 H_1 は $\mu_1 \neq \mu_2$ とし，検定統計量 T

$$T = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\sqrt{\frac{s_1^2}{n_1}+\frac{s_2^2}{n_2}}} \tag{3}$$

である。自由度 f は

$$f = \frac{1}{\frac{C^2}{n_1-1}+\frac{(1-C)^2}{n_2-1}} \tag{4}$$

である。ただし，

$$C = \frac{\frac{s_1^2}{n_1}}{\frac{s_1^2}{n_1}+\frac{s_2^2}{n_2}} \tag{5}$$

である．自由度 f の t 分布において検定統計量Tと棄却域（α/2）を比較し，Tが棄却域に入ればH_0を棄却し，入らなければH_0を採択する。

次に，水文データの経年変動を判定する方法の代表的な方法として，Mann-Kendall 検定が挙げられる。Mann-Kendall 検定は確率分布を仮定することなく，順位検定を基礎とした理論に基づき検定する方法である[11]。この方法は，ノンパラメトリック法と呼ばれる。検定手順は以下に示す。

Mann-Kendall検定における帰無仮説 H_0 と対立仮説 H_1 は次のように定義する。

- 帰無仮説 H_0 : n 個のデータが独立で同一の確率分布に従う
- 対立仮説 H_1 : n 個のデータが同一の確率分布に従わない

Mann-Kendall 検定では以下のような統計量 S を定義する。

$$S = \sum_{k=1}^{n-1}\sum_{j=k+1}^{n} \mathrm{sgn}(x_j - x_k) \tag{6}$$

$$\mathrm{sgn}(\theta) = \begin{cases} 1 & \theta > 0 \\ 0 & \theta = 0 \\ 1 & \theta < 0 \end{cases} \tag{7}$$

統計量 S の期待値と分散は以下のとおりである。

$$E[S] = 0 \tag{8}$$

$$\begin{aligned} Var[S] &= N_s - T_s \\ &= \frac{n(n-1)(2n-5)}{18} - \sum_{j=1}^{k}\frac{t_j(t_j-1)(2t_j+5)}{18} \end{aligned} \tag{9}$$

ここで，t_j はデータを大きさ順に並べ替えたときに，同じ値が連続して出現する個数を表し，k はその発

生する組数を表している。これらから，S を基準化した標準統計量 Z を以下の式より算定する。

$$Z=\begin{cases}\dfrac{S-1}{Var[S]^{1/2}} & S>0\\ 0 & S=0\\ \dfrac{S-1}{Var[S]^{1/2}} & S<0\end{cases} \qquad (10)$$

ここで，有意水準を α としたとき，標準正規分布において，$|Z|\geq Z_{\alpha/2}$ を満たす時，帰無仮説 H_0 が採択される。なお，$\alpha=0.05$ の時，$Z_{\alpha/2}=1.96$ であり，$\alpha=0.10$ の時，$Z_{\alpha/2}=1.64$ である。また，$S>0$ のとき，時系列データは上昇傾向であることを示している。反対に，$S<0$ のとき，下降傾向であることを示している。

3.2　日本全域における分析

ここでは，現在気候と比較して，近未来気候と21世紀気候の各25年平均発生頻度増加しているのか，各25年内で経年変動があるのかを解析し，その有意性の検定を行った。なお，これ以降では，集中豪雨災害という観点から分析を行う。すなわち，同一の気象原因によってもたらされた集中豪雨であっても，それが複数の地域に集中豪雨災害をもたらすならば別々の集中豪雨災害として捉えられるため，別々の集中豪雨として数えた場合である。

Fig. 6は現在気候，近未来気候，21世紀末気候それぞれの年度別集中豪雨発生頻度分布である。この分布図のデータを用いて，25年内の経年変動があるかどうかを判別するMann-Kendall検定を行ったところ，現在気候では，95%有意な増加傾向が見られ，21世紀末気候では，90%有意な減少傾向が見られた。しかし，近未来気候では有意な変化は見られなかった。次に，各25年の平均値が現在気候と比較して，増加しているかどうかを調べるT検定を行ったところ，近未来気候では有意な増加傾向は見られなかったものの，21世紀末気候では95%有意な増加傾向が見られた。以上より，現在気候では，経年変動として増加傾向があるものの，近未来気候では，その傾向が継続されていくとは判断できない。また，21世紀末気候では，現在気候と比較して，発生頻度に増加傾向が見られるが，25年内では減少傾向にある。しかし，各年のばらつきが非常に激しいためこのようなことが起こっていると考えられ，また，このように極端な現象が増加することを示唆している．

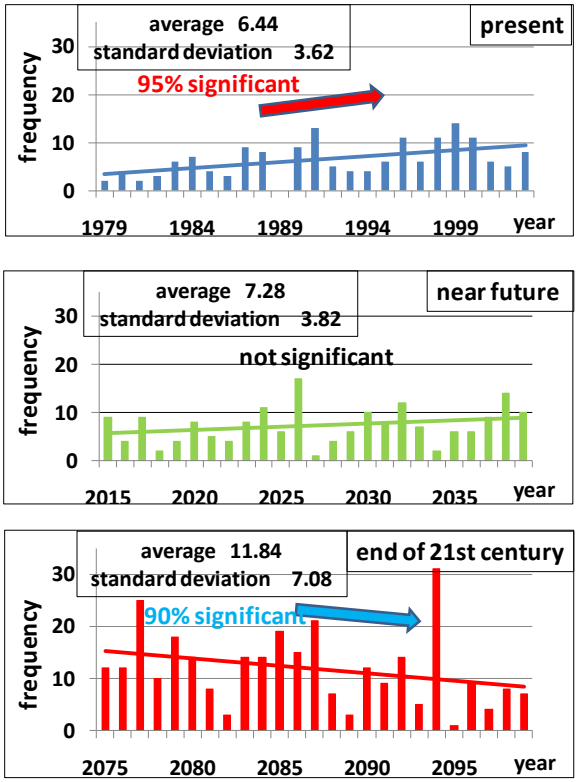


Fig. 6 The frequency of localize heavy rainfall present(top), near future(mid), end of 21st century(low)

Fig. 7はひと月を10日ごとに区切った旬別の集中豪雨の発生頻度分布である。図のピンク色の範囲では，現在気候と比較して，21世紀末気候が90%以上有意に増加傾向にあることを意味している。これより，7月上旬と7月下旬から8月上旬にかけて，21世紀末気候では有意な増加傾向が見られる。

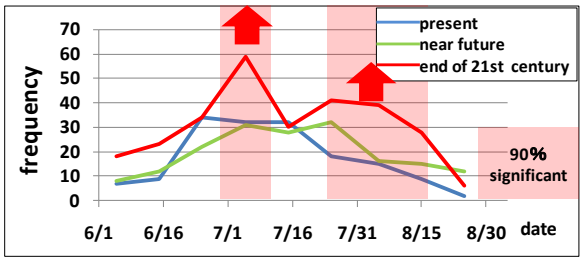


Fig. 7 The frequency in season of localize heavy rainfall

Fig. 8は1度に3つ以上の集中豪雨をもたらす気象擾乱の旬別発生頻度分布である。これより，21世紀末気候では，7月上旬と8月上旬に90%以上有意な増加傾向が見られ，また，近未来気候においても7月上旬と8月上旬に増加傾向が見られる。Fig. 7では現在気候と近未来気候でそれほど違いは見られなかった。しかし，Fig. 8でこのような違いが生じたので，近未来気候において，極端な降水現象が現れ始めているということができる。

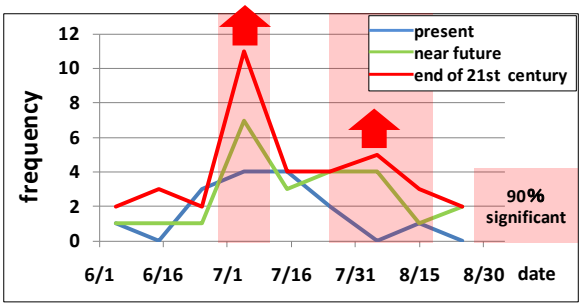


Fig. 8 The frequency in season of the weather disturbance that brings more than three localize heavy rainfalls

3.2 地域別における分析

ここでは，日本を九州，四国，中国，近畿，東海，関東甲信，北陸，東北の8つの地域に分割し，集中豪雨の発生頻度を解析した。ここでの集中豪雨とは，災害視点で見た集中豪雨のことである。検定方法は日本全域と同じで経年変動はMann-Kendall検定を，25年平均値の変化は*T*検定を用いた。Table 1は検定結果である。赤文字が95%有意増加で紫文字が90%有意増加である。また，青文字が95%有意減少である。この結果より，九州では近未来気候に，関東甲信では21世紀末気候に25年内で有意な減少傾向が見られた。また，四国，東海，関東甲信では近未来気候に，近畿は現在気候に有意な増加傾向が見られた。次に，25年平均頻度の現在気候との比較で，近畿では90%，東海，関東甲信では95%，近未来気候で有意な増加

Table 1 Analysis result in regional

		average	annual variability
Kyusyu	present		increase
	near future	decrease	decrease
	end of 21st century	increase	decrease
Shikoku	present		increase
	near future	increase	increase
	end of 21st century	increase	increase
Chugoku	present		decrease
	near future	decrease	increase
	end of 21st century	increase	decrease
Kinki	present		increase
	near future	increase	increase
	end of 21st century	increase	increase
Tokai	present		increase
	near future	increase	increase
	end of 21st century	increase	increase
Kanto Koshin	present		increase
	near future	increase	increase
	end of 21st century	increase	decrease
Hokuriku	present		increase
	near future	increase	increase
	end of 21st century	increase	increase
Tohoku	present		increase
	near future	increase	increase
	end of 21st century	increase	decrease

red , blue: 95% significant, purple: 90% significant

傾向が見られた。21世紀末気候においては，九州と中国を除くすべての地域で有意な増加傾向が見られた。そこで，現在気候と21世紀末気候のより詳細な頻度の変化をFig. 9に示す。地図上で赤色が95%有意増加に地域で，紫色が90%有意増加に地域で，黄緑色が有意な増加なしの地域である。また，図中の青色棒グラフが現在気候，赤色が21世紀末気候であり，すぐ上に表示しているのが，各頻度であり，□の中の数字が頻度の変化である。これより，東日本の太平洋側で21世紀末有意に増加していることが読み取れる。九州は増加量が多いにも関わらず，有意性が出ていないが，それは，現在気候において，すでに頻度が多く，各年のばらつき大きかったことが原因していると考える。反対に，東北や北陸などでは増加量が少ないにも関わらず，現在気候の頻度が少なくばらつきが小さかったために有意性が出たと考えられる。

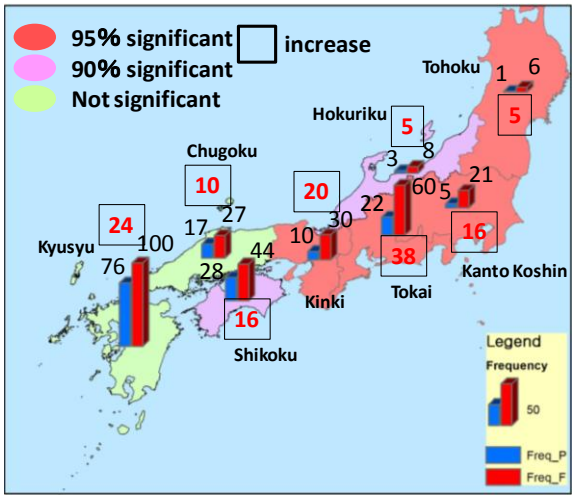


Fig. 9 Regional total frequency for 25 years and significance of changes in the future

4. おわりに

以上，本研究では，5kmRCMの雨量画像データを目視により確認することで，梅雨前線に伴う集中豪雨のみの抽出に成功した。

本研究で初めて分かった知見として，

- これまでの統計値解析で7月上旬と8月上旬に強い降水の増加は梅雨前線に伴う集中豪雨によるものである可能性が高いこと
- 現在気候内で増加傾向があり，これは集中豪雨が増加していると言われている現状と一致する
- 将来複数の集中豪雨をもたらすような強い気象擾乱の発生頻度が増加し，それに伴い同時多発的に災害が発生する危険性が高くなる
- 中日本・東日本の太平洋側で集中豪雨の発生頻

度が有意に増加する可能性が高い。また，九州では，有意な増加傾向は見られなかったものの発生頻度としては，圧倒的であり今後とも注意する必要がある。さらに，北陸や東北のようにこれまで集中豪雨の少なかった地域においても将来集中豪雨の発生頻度が増える可能性があるため，整備の行きわたっていない中小河川などでは今後の河川計画を見直す必要があると考えられる。

本研究では，発生頻度のみを対象としていたが，今後は，降水量についての解析も進めていく予定である。

参考文献

上田拓治: 44の例題で学ぶ統計的検定と推定の解き方, オーム社会, 210pp., 2000

気象庁: 気象庁気候変動監視レポート2007, 90pp., 2008

西岡昌秋・寶馨: Mann-Kendall検定による水文時系列の傾向変動, *京都大学防災研究所年報*, 第46号B, pp. 181-192, 2003

21世気候変動予測革新プログラム: 21世気候変動予測革新プログラム日本語Brochure2010版, 16pp., 2010

21世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 平成21年度研究成果報告書, 198pp., 2010

山崎剛・岩崎俊樹: *ダイナミックダウンスケールの課題と展望*, *2008年度秋季大会シンポジウム「地域の詳細な気象と気候の再現を目指して―ダイナミックダウンスケール技術の高度利用―」の報告*, pp.6-11, 2010

Kanada,S：personal communication 2010

Kanada, S, Masuo Nakano and Teruyuki Kato: Climatological Characteristics of Daily Precipitation over Japan in the Kakushin Regional Climate Experiments Using a Non-Hydrostatic 5-km-Mesh Model: Comparison with an Outer Global 20-km-Mesh Atmospheric Climate Model, SOLA, Vol.6, pp.117-120, 2010

Mizuta, R, Takao Uchiyama, Kenji Kamiguchi, Akio Kitoh and Akira Noda: Changes in Extremes Indices over Japan Due to Global Warming Projected by a Global 20-km-mesh Atmospheric Model, SOLA, Vol.1, pp.153-156, 2005.

Yoshizaki, M, C. Muroi, S. Kanada, Y. Wakazuki, K. Yasunaga, A. Hashimoto, T. Kato, K. Kurihara, A. Noda and S. Kusunoki: Changes of Baiu (Mei-yu) Frontal Activity in the Global Warming Climate Simulated by a Non-hydrostatic Regional Model, SOLA, Vol.1, pp.25-28, 2005.

Fundamental Investigation on Climate Change Impact on Localized Heavy Rainfall in Japan

Eiichi NAKAKITA, Toshiya MIYAKE*, Kyoungjun KIM and Lisako KONOSHIMA*

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

Disasters related to localized heavy rainfall on Baiu front seem to be increasing recent years and we are interested that the number of it increases further by advancing of Global warming. Whether it is caused by Localized heavy rainfall is not clarified, though it is shown that precipitation will increase in the future by a current Global warming research. Therefore, we examined the future change only of Localized heavy rainfall on the Baiu front by watching the output data of 5km Regional Climate Model developed by the Meteorological Research Institute of Japan Meteorological Agency as catching the precipitation phenomenon in this study. As a result, the increasing tendency of Localized heavy rainfall was seen in the current climate and the increasing tendency was seen in the climate at the end of the 21st century compared with the current climate. Moreover, the increasing tendency of Localized heavy rainfall was seen on the Pacific Ocean side of East Japan in the climate at the end of the 21st century.

Keywords: Climate Change, Localized Heavy Rainfall, Baiu front, RCM, frequency

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

衛星情報を用いた地表面温度の年々変動の分析

萬和明*・児玉隆敏*・Sunmin KIM*・立川康人*・椎葉充晴*

*京都大学大学院工学研究科

要　旨

局地的あるいは広域の水循環において地表面水文量が果たす役割は大いが，地表面状態の広範囲かつ長期間にわたる現地直接観測を実施するのは困難である。そこで本研究では，衛星 Terra および衛星 Aqua に搭載された MODIS センサによって観測される地表面温度に着目し，地表面状態の時間的な変動を分析した。本研究で使用したプロダクトは MOD11C1 および MYD11C1 の 2 種類の全球データであり，空間解像度は 6km，対象期間は 2001 年から 2010 年までの 10 年間である。本研究では，1 年を 8 日毎の 46 期間にわけた各期間における地表面温度の年々変動を分析した。その結果，各期間における地表面温度の年々変動の大きさは空間的・季節的に変化することが推定された。また，各期間における地表面温度の平年値からの偏差の標準変量を指標として，年々の偏差が大きい領域や時期が抽出された。

キーワード：地表面状態，衛星観測情報，地表面温度，年々変動，標準変量

1. 序論

局地的あるいは広域の水循環において地表面水文量が果たす役割は大きく，地表面温度や土壌水分量が夏季の降水量に寄与すると指摘されている (Koster et al., 2004)。また，森林伐採などの土地利用変化や植生状態の変化が降水量に影響することが示唆されている。しかしながら，地表面状態の広範囲かつ長期間にわたる現地直接観測を実施するのは困難であるため，地表面状態がどのように時間・空間的に変動するかについてはあまり議論されていない。

地表面水文量のなかでも地表面温度に着目すると，その観測には赤外線放射温度計を使うのが一般的であり，地上に設置した放射温度計を用いる方法と，衛星に搭載されたセンサを用いる方法とがある。地上で測定するときには観測点の記録しか得られないのに対し，衛星に搭載されたセンサを用いるときには，空間分布が得られる。特に，地上では計測困難な場所のデータが得られることが，衛星に搭載されているセンサを用いる大きな利点といえる。

そこで本稿では，地表面状態の時間的および空間的な変化を把握するため，衛星に搭載されたセンサから得られる地表面温度に着目する。本稿で用いる衛星情報は，地球観測衛星に搭載されている MODIS センサで観測される情報である。この衛星情報から推定される地表面温度を分析対象とする。MODIS センサから得られる地表面温度は，2000 年以降からの蓄積があり，年ごとの特色がつかめる情報量になったといえる。

そこで本稿では，衛星に搭載されたセンサによって観測される地表面温度の時間的な変動に着目し，年々変動や年々の偏差が大きい領域・時期を抽出することを目的とする。

2. 衛星情報から推定される地表面温度

本稿では，衛星 Terra および衛星 Aqua に搭載された中分解能撮像分光放射計 MODIS (MODerate resolution Imaging Spectroradiometer) による観測情報から得られる地表面温度プロダクトを用いる。使用したプロダクトは MOD11C1 および MYD11C1 の 2 種類の全球地表面温度プロダクトである。MOD11C1 と MYD11C1

は陸域を対象にした地表面温度プロダクトであり，MOD11C1 は衛星 Terra に搭載された MODIS センサから，MYD11C1 は衛星 Aqua に搭載された MODIS センサから，それぞれ推定された地表面温度のデータがアーカイブされたものである。

2.1 衛星情報

MOD11C1 と MYD11C1 には，緯度経度 0.05° 格子で値が収納されている。それぞれのプロダクトでは，格子内で観測された複数の値のうち，観測時の MODIS センサの天頂角や青色光の弱さなどの基準をもとに，最良と判断された 1 点の値がその格子全体の値として出力されている (Wan, 2008)。出力されている主たるデータは，band31 および band32 の観測値を用いて推定された地表面温度である。band31 および band32 の観測波長帯はそれぞれ 10.78–11.28 μm および 11.77–12.27 μm であり，赤外線に分類される電磁波の領域である。そのため，太陽の当たらない領域も観測値が得られる。ただし，陸域を想定したプロダクトであるため海洋のデータは存在しない。

衛星 Terra は南中時刻に対し 10 時 30 分に赤道を北から南に通過し，南中時刻に対し 22 時 30 分に南から北へ通過する。一方，衛星 Aqua は南中時刻に対し 13 時 30 分に赤道を南から北へ通過し，南中時刻に対し 1 時 30 分に北から南へ通過する。これ以降，本稿では MOD11C1 について，南中時刻に対して 10 時 30 分頃に観測されたデータを昼のデータ，22 時 30 分頃に観測されたデータを夜のデータと表し，同様に MYD11C1 について，南中時刻に対して 13 時 30 分頃に観測されたデータを昼のデータ，1 時 30 分頃に観測されたデータを夜のデータとそれぞれ表すことにする。

MOD11C1 および MYD11C1 プロダクトでは幾何補正と大気補正が施された地表面温度が提供されるが，完全には補正し切れていないため，各メッシュ毎に 8 日毎のコンポジットデータを作成し，1 年を 46 期間とした時系列データを分析対象とする。MOD11C1 は 2001 年から現在までのデータが，MYD11C1 は 2003 年から現在までのデータがそれぞれ蓄積されているが，本稿で分析対象とする期間は 2001 年から 2009 年までとする。

2.2 地表面温度

MOD11C1 および MYD11C1 で公開されている地表面温度は，generalized split window 法 (Wan, 1996) を陸域に適用し推定された地表面温度である。Generalized split window 法とは split window 法 (McMillin, 1975) の 1 つで，以下の式を用いて地表面温度 T_s を推定する手法である。

$$T_\mathrm{s} = C + \left(A_1 + A_2\frac{1-\varepsilon}{\varepsilon} + A_3\frac{\Delta\varepsilon}{\varepsilon^2}\right)\frac{T_{31}+T_{32}}{2} + \left(B_1 + B_2\frac{1-\varepsilon}{\varepsilon} + B_3\frac{\Delta\varepsilon}{\varepsilon^2}\right)\frac{T_{31}-T_{32}}{2}$$

ここで，A_i，B_i(i=1，2，3) および C は大気中の積算水蒸気量によって定まる係数を，T_{31} と T_{32} は band31 と band32 で観測された輝度温度 (K) を表している。また ε は 0.5 $(\overline{\varepsilon_{31}}+\overline{\varepsilon_{32}})$，$\Delta\varepsilon$ は $(\overline{\varepsilon_{31}}-\overline{\varepsilon_{32}})$ であり，$\overline{\varepsilon_{31}}$ と $\overline{\varepsilon_{32}}$ は band31 と band32 の波長帯における平均放射率をそれぞれ表している。

3. 分析対象とする地表面温度

本稿では，地表面温度の推定値のコンポジットデータをもとに年々変動を分析する。年々変動とは 1 年間のある時期に着目し，その時期の年ごとの変動のことである。例えば，12 期 (3 月 30 日–4 月 7 日) を対象としたときには，2001 年から 2009 年までの 9 年分の 12 期のデータを取り出して，その変動を調べることになる。

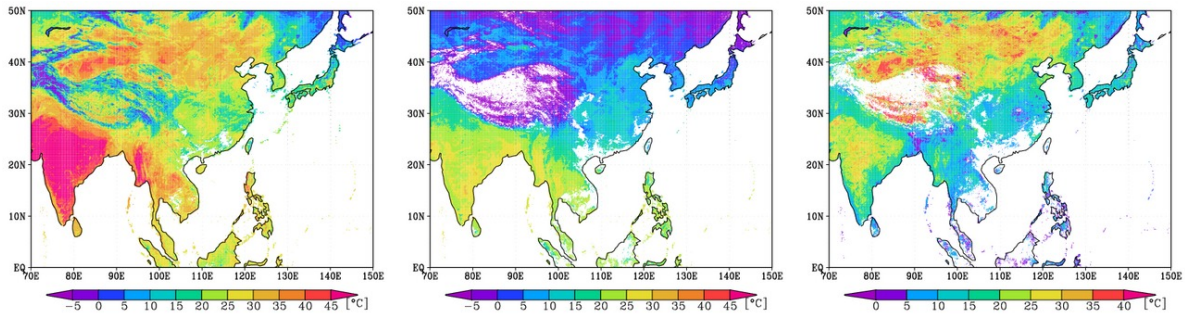
3.1 昼と夜の地表面温度と昼夜の温度差

MOD11C1 には昼と夜の 2 種類の地表面温度データが存在する。本稿では昼と夜の 2 つの地表面温度に加え，日中の温度上昇を表した地表面温度の昼夜差を分析の対象とする。

地表面温度の昼夜差は 1 日毎に昼夜差をとり，その平均もしくは最大値をコンポジットする方法が考えられる。しかし，昼に地表面温度の推定値が得られた領域において，同日に夜も地表面温度の推定値が得られるとは限らない。そこで，地表面温度の昼夜差は，コンポジットデータである昼の地表面温度の値から夜の地表面温度の値を減算して作成する。ただし，昼と夜のどちらか一方でも地表面温度が得られない領域では，昼夜差の値は出力していない。例として，Fig. 1 に MOD11C1 から得られる 2009 年 12 期 (3 月 30 日–4 月 7 日) の昼と夜の地表面温度とそれらのの差を示す。同図において，(a) 昼の地表面温度から (b) 夜の地表面温度を引いたものが (c) 地表面温度の昼夜差である。

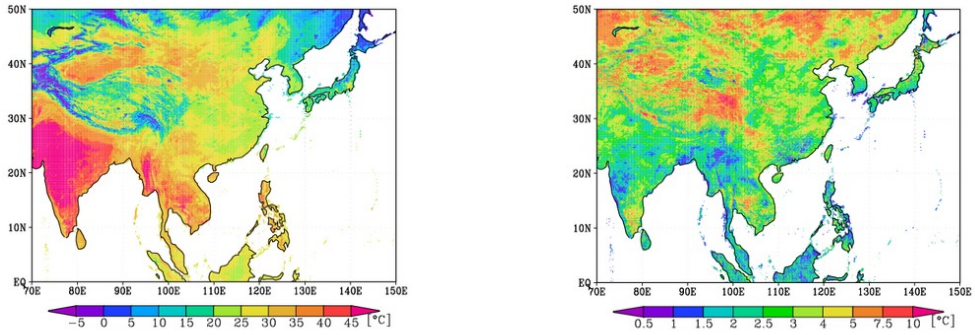
3.2 平均と標準偏差

2001 年から 2009 年までの 9 年分の地表面温度をもとに，各期ごとに地表面温度の平均と標準偏差を求める。例として，Fig. 2 に MOD11C1 から得られる 12 期 (3 月 30 日–4 月 7 日 (2004 年と 2008 年は 3 月 29 日–4 月 6 日)) における 9 年分の昼の地表面温度の平均 (a)，と標準偏差 (b) を示す。同様に MYD11C1 から得られる



(a) Day　　(b) Night　　(c) Difference between Day and Night

Fig. 1　Land surface temperature on 12th term 2009 derived from MOD11C1.



(a) Average (2001–2009)　　(b) Standard deviation (2001–2009)

Fig. 2　Daily land surface temperature on 12th term.

地表面温度の推定値のコンポジットデータについても7年分の平均と標準偏差を算出している。これ以降，平年とは，MOD11C1から得られる9年分の地表面温度の平均，または，MYD11C1から得られる7年分のコンポジットデータの平均を表すことにする。

ただし，同じ平均，標準偏差であっても。9年分の地表面温度の値が得られる場所での標準偏差と，例えば3年分しか値が得られない場所での標準偏差では意味合いが異なることに注意すべきである。そこで，各メッシュにおいて，9年間で得られる地表面温度の値の個数を求めたところ，9–18期(3月6日–5月25日)ではほとんどの領域で6年分以上の地表面温度の値が得られる。したがって，本稿では観測値が多く得られる9–18期を対象に地表面温度の年々変動を分析する。

4.　標準変量による分析

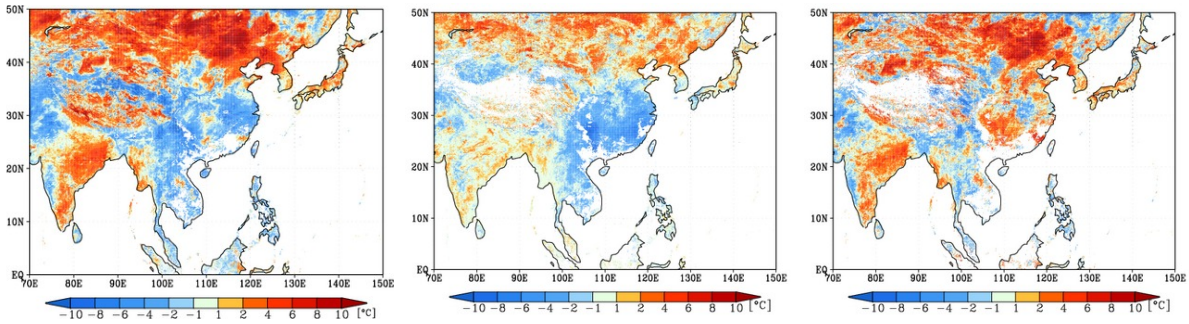
昼と夜の地表面温度と昼夜の地表面温度差について，各年各期における値が平年からどのくらい差があるか，という観点から地表面温度の年々変動の分析を行う。Fig. 3に2009年12期(3月30日–4月7日)における昼と夜の地表面温度と昼夜の地表面温度差について，それぞれの平年との差を示す。Fig. 2 (b)とFig. 3 (a)を比較すると，平年からの差が大きい領域は，地表面温度の標準偏差が大きい領域と概ね一致することがわかる。

そこで，各年における地表面温度の平年からの差を標準偏差で除した標準変量を指標に年々変動の分析を行うこととする。標準変量を数式で表すと，i年j期の標準変量s_{ij}は

$$s_{ij} = (T_{ij} - \bar{T}_j)/\sigma_j$$

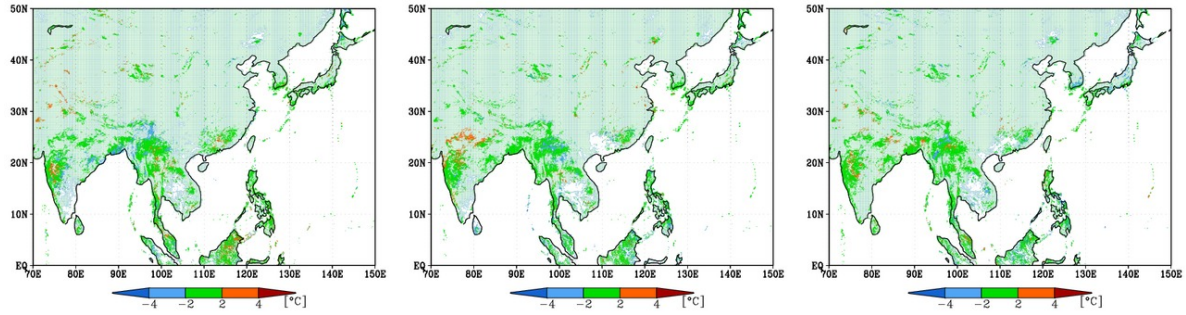
と表せる。ここで，T_{ij}はi年j期の地表面温度，$\bar{T}_j$は9年間のj期の地表面温度の平均，σ_jは9年間のj期の地表面温度の標準偏差である。

地表面温度の標準変量s_{ij}の絶対値が大きいほど，その年の地表面温度の平年からのずれが大きいことを示す。ただし，標準変量s_{ij}は，分母である標準偏差σ_jが小さいと極端に大きな値になってしまうため，地表面温度の標準偏差の値によって年々変動の分析に用いる指標を次のように場合分けする。



(a) Day (b) Night (c) Difference between Day and Night

Fig. 3 Deviation of land surface temperature from 9 years average on 12th 2009 derived from MOD11C1.



(a) 2004 (b) 2005 (c) 2006

Fig. 4 Deviation of daily land surface temperature from 9 years average on 12th 2009 derived from MOD11C1. In this figure, the region which has less than 2 degree standard deviation is vivid colored.

4.1 標準偏差が2°C以下の領域

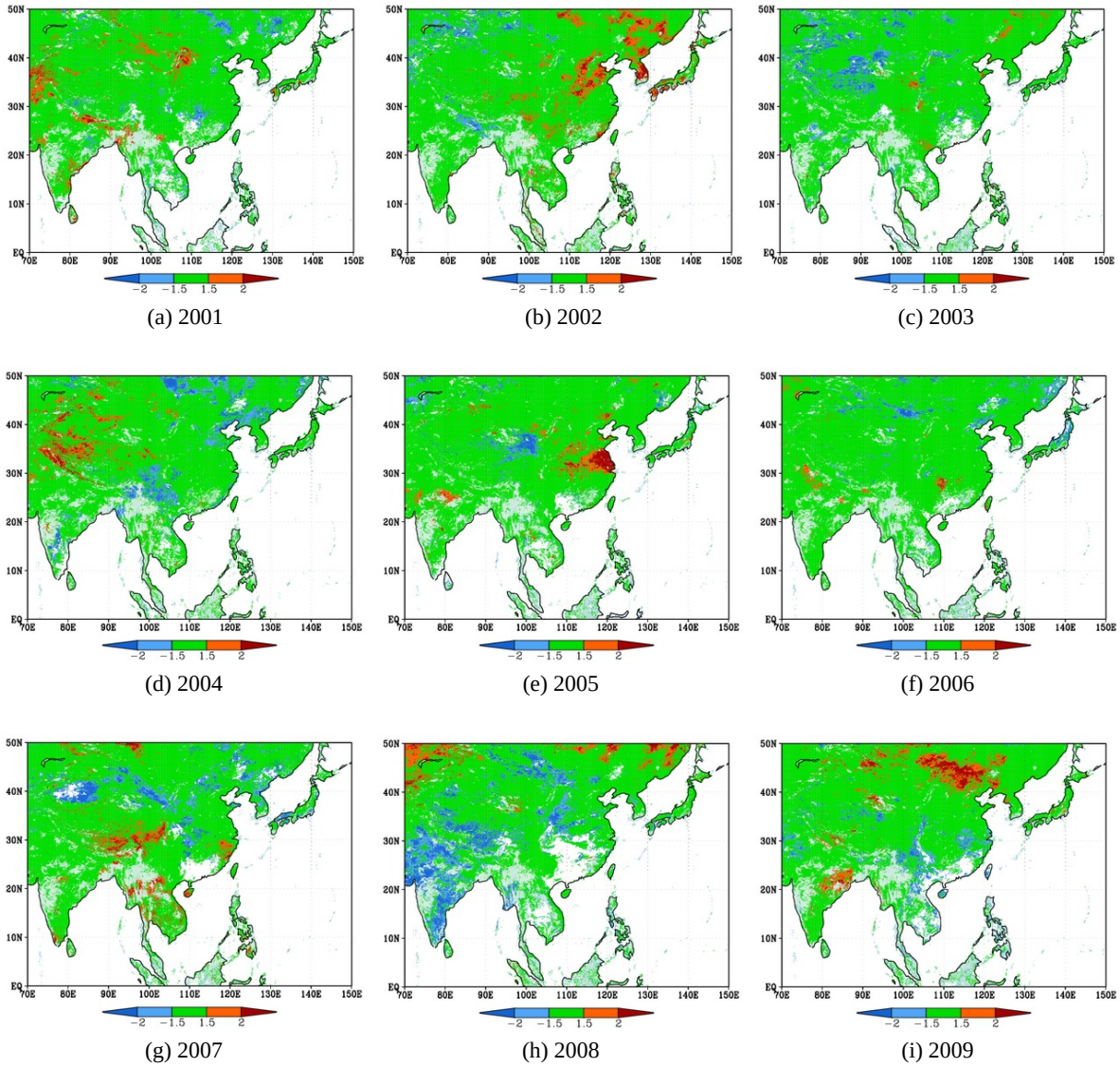
まず，標準偏差が小さい領域において，ある年に平年とは大きく異なる地表面温度が推定されているような領域を抽出する。対象とする領域は，地表面温度の標準偏差が2°C以下の領域とする。標準偏差が小さいため，標準変量ではなく平年からの差$(T_{ij} - \bar{T}_j)$を指標に分析する。

標準偏差が2°C以下である領域を対象とした分析の例として，Fig. 4 に2004–2006年の12期 (3月30日–4月7日) において，MOD11C1 より得られた昼の地表面温度の平年からの差を示す。同図では，地表面温度の標準偏差が2°C以上の領域は薄緑色で着色している。同図からは，地表面温度が平年から大きく外れた値を示す領域はみられない。図は省略するが，夜の地表面温度やMYD11C1プロダクトについても同様であった。地表面温度のデータが9年分しかないため，その1つが極端な値となると，地表面温度の平均・標準偏差に大きな影響を与えるため，標準偏差が小さい領域では，ある年だけ平年からずれた地表面温度を記録している領域を見つけ出すことはできないと考えられる。

4.2 標準偏差が2°C以上の領域

次に，標準偏差が大きい領域において，ある年に平年とは大きく異なる地表面温度が推定されているような領域を抽出する。本項では，地表面温度の標準偏差が2°C以上の領域を対象に，標準変量$s_{ij} = (T_{ij} - \bar{T}_j)/\sigma_j$を用いて年々変動の分析をする。

Fig. 5 は，MOD11C1 から得られた9年分の昼の地表面温度の標準変量を12期 (3月30日–4月7日) を対象に示した図である。同図では，地表面温度の標準偏差が2°C以下の領域は薄緑色で着色している。同図 (e) から，2005年における上海付近に地表面温度の標準変量が2以上となる広い領域が見られ，また，同図 (h) から，2008年におけるインド周辺に地表面温度の標準変量が-2以下となる広い領域があることがわかる。このように，地表面温度の標準変量を用いて，ある年の地表面温度の値が平年に比べ著しく

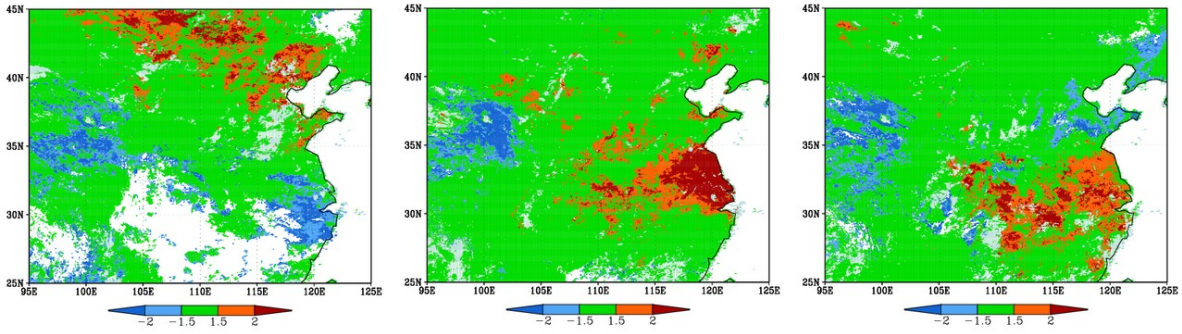


(a) 2001 (b) 2002 (c) 2003

(d) 2004 (e) 2005 (f) 2006

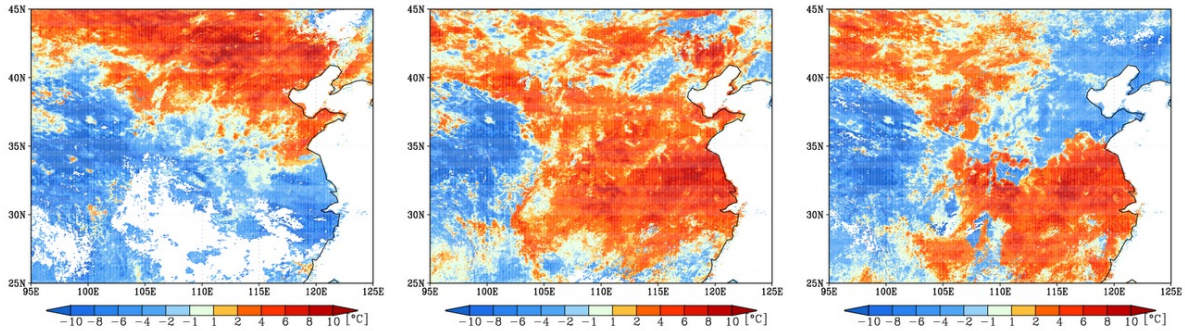
(g) 2007 (h) 2008 (i) 2009

Fig. 5 Standard error of daily land surface temperature on 12th term derived from MOD11C1. In this figure, the region which has more than 2 degree standard deviation is vivid colored.



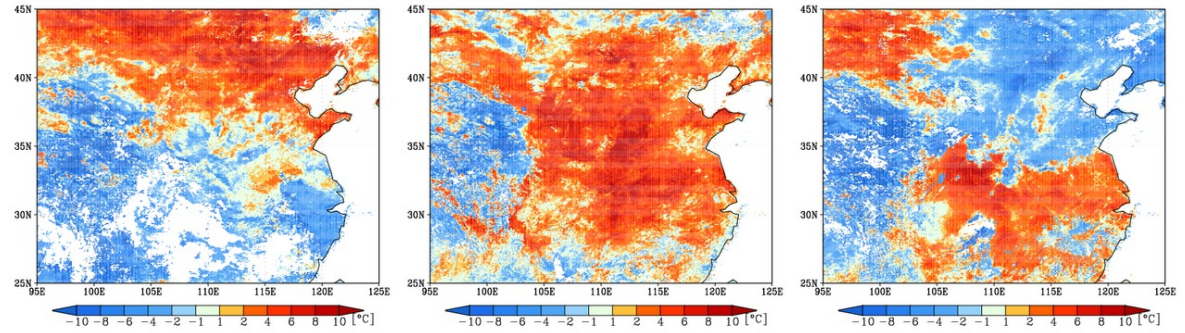
(a) 11th term (22 Mar – 30 Mar) (b) 12th term (30 Mar – 7 Apr) (c) 13th term (7 Apr – 15 Apr)

Fig. 6 Standard error of daily land surface temperature from 11th to 13th term derived from MOD11C1. In this figure, the region which has more than 2 degree standard deviation is vivid colored.



(a) 11th term (22 Mar – 30 Mar)　(b) 12th term (30 Mar – 7 Apr)　(c) 13th term (7 Apr – 15 Apr)

Fig. 7　Deviation of daily land surface temperature from 9 years average from 11th to 13th 2005 derived from MOD11C1



(a) 11th term (22 Mar – 30 Mar)　(b) 12th term (30 Mar – 7 Apr)　(c) 13th term (7 Apr – 15 Apr)

Fig. 8　Deviation of daily land surface temperature from 9 years average from 11th to 13th 2005 derived from MYD11C1

異なる領域を抽出することができる。

5.　年々変動の分析

本節では，前節で述べた方法を用いて抽出された，標準変量 $s_{ij} = (T_{ij} - \bar{T}_j)/\sigma_j$ の絶対値が大きい領域の中から，特徴的な2つの領域について詳細に年々変動を分析する。

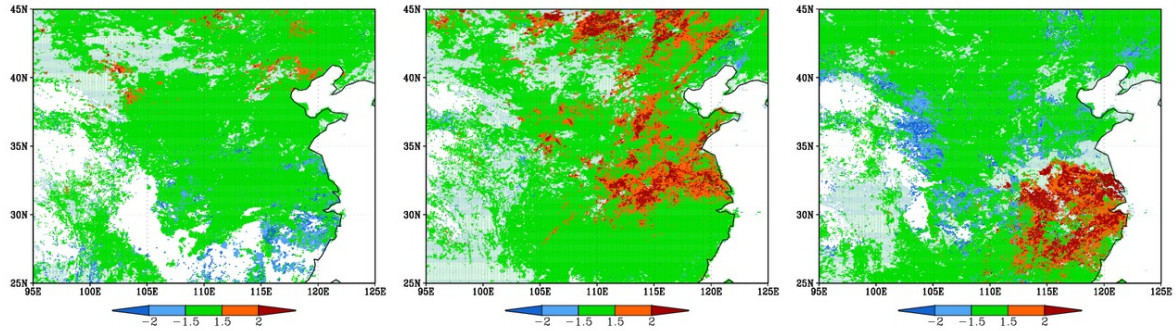
5.1　2005年における上海付近

Fig. 6 は2005年の11–13期 (3月22日–4月15日) において MOD11C1 から得られた上海付近の昼の地表面温度の標準変量を示した図である。同図 (a) から，11期 (3月22–30日) において上海付近では地表面温度の標準変量は低い値を示している。しかし，同図 (b), (c) から，12期 (3月30日–4月7日)，13期 (4月7–15日) における上海付近では昼の地表面温度の標準変量は高い値を記録している。このことより，2005年における上海付近では，12期に急激に地表面温度が高くなったことが推定される。

次に，Fig. 7 に11–13期において MOD11C1 から得られる昼の地表面温度の平年からの差を示す。Fig. 6 と同じように，2005年11期における上海の昼の地表面温度は平年と比べて著しく低いが，12期および13期の地表面温度は平年よりも著しく高い値を示すことがわかる。

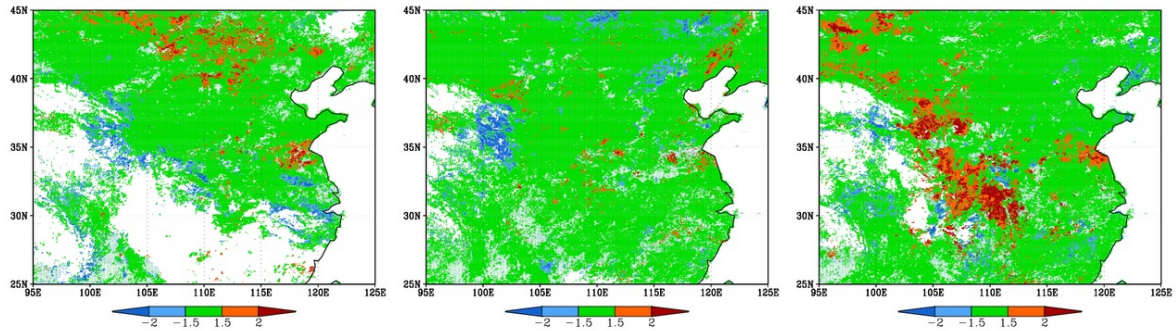
加えて，衛星 Aqua によって観測された MYD11C1 から地表面温度の推定値をコンポジットしたデータを考察する。MYD11C1 での地表面温度の推定値は標準偏差が小さいために，標準変量を指標にすることは適切ではない。そこで，MYD11C1 による分析には平年からの差を指標に用いることにする。Fig. 8 に，11–13期において MYD11C1 から得られる上海付近の昼の地表面温度の推定値と平年との差を出力した図を示す。観測時刻が10時30分頃の Terra による MOD11C1 の地表面温度の推定値同様，観測時刻が13時30分頃の Aqua による MYD11C1 の地表面温度の推定値でも，上海付近では12期に急激に地表面温度が高い値になったことが確認される。

また，昼の地表面温度だけでなく，夜の地表面温度と昼夜の地表面温度差についても同様に分析する。Fig. 9 は，2005年11–13期において MOD11C1 か



(a) 11th term (22 Mar – 30 Mar)　(b) 12th term (30 Mar – 7 Apr)　(c) 13th term (7 Apr – 15 Apr)

Fig. 9　Standard error of land surface temperature at night from 11th to 13th term derived from MOD11C1. In this figure, the region which has more than 2 degree standard deviation is vivid colored.



(a) 11th term (22 Mar – 30 Mar)　(b) 12th term (30 Mar – 7 Apr)　(c) 13th term (7 Apr – 15 Apr)

Fig. 10　Standard error of land surface temperature diference between at day and at night from 11th to 13th term derived from MOD11C1. In this figure, the region which has more than 2 degree standard deviation is vivid colored.

ら得られる上海付近の夜の地表面温度の標準変量である。同図より，11期から13期にかけて夜の地表面温度の標準変量が徐々に増大していることがわかる。Fig. 10は，11–13期においてMOD11C1から得られる地表面温度の昼夜差の標準変量であり，同図から昼夜差については，特に平年と変わらない値を示していることがわかる。

したがって，2005年12期頃の上海付近では，日中および夜間ともに地表面温度が平年と比べ高い状態であったことが推測される。

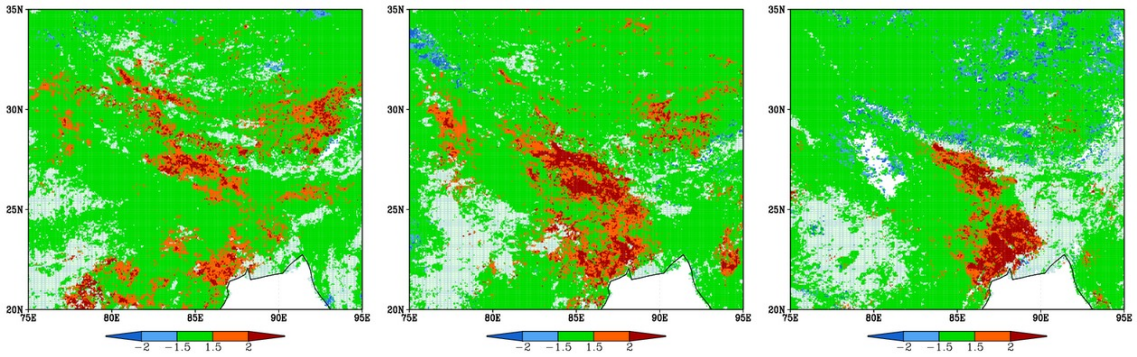
5.2　2009年におけるバングラディッシュ近辺

Fig. 11は，2009年15–17期 (4月23日–5月17日) においてMOD11C1から得られるバングラディッシュ近辺を対象に図示した昼の地表面温度の標準変量である。同図から，16期(5月1–9日)，17期(5月9–17日)におけるバングラディッシュ近辺の昼の地表面温度は，標準変量が2以上となることから，平年と比べると異常に高い地表面温度を記録しているといえる。図は省略するが，2009年は12期(3月30日–4月7日)から昼の地表面温度の標準変量が高い値を示すようになり，17期に標準変量が2以上を示す範囲が最大となっている。

次に，夜の地表面温度について考察する。Fig. 12は，2009年15–17期においてMOD11C1から得られるバングラディッシュ近辺を図示した夜の地表面温度の標準変量である。広い範囲で標準偏差が2°C以下であることから，日中とは異なり夜間については2009年15–17期の期間中，平年並の地表面温度であったことが推定される。

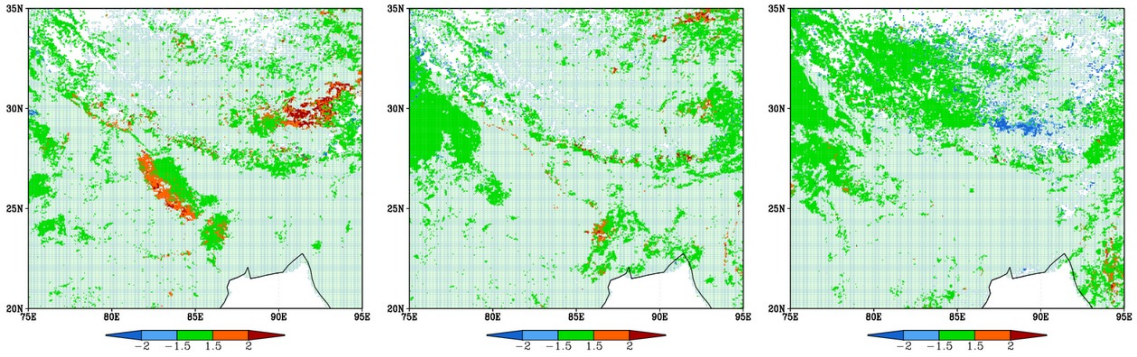
一方，MOD11C1から得られる同期間の地表面温度の昼夜差の標準変量をFig. 13に図示すると，昼の地表面温度の標準変量と同じように高い値を示していることが分かる。

以上より，2009年の4月初めから5月中旬におけるバングラディッシュ近辺では，夜間は平年並みの地表面温度であったが，日中は平年に比べ地表面温度が高い状態が続いていたと推定される。



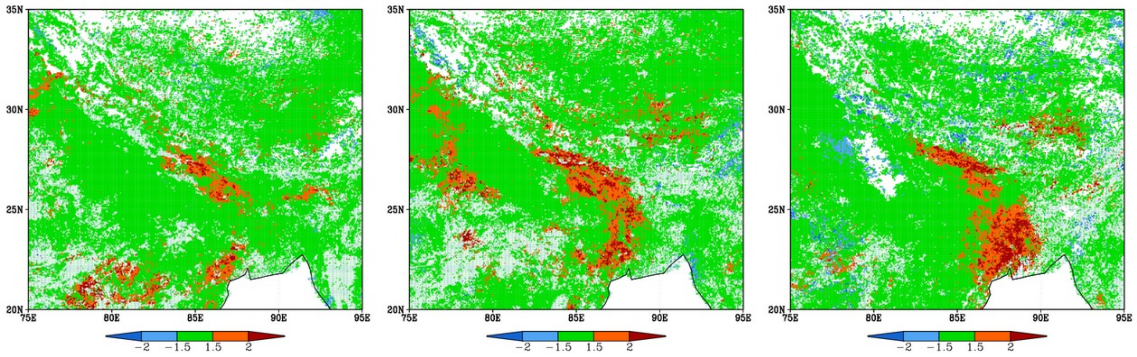
(a) 15th term (23 Apr – 1 May) (b) 16th term (1 May – 9 May) (c) 17th term (9 May – 17 May)

Fig. 11 Standard error of daily land surface temperature from 15th to 17th term derived from MOD11C1. In this figure, the region which has more than 2 degree standard deviation is vivid colored.



(a) 15th term (23 Apr – 1 May) (b) 16th term (1 May – 9 May) (c) 17th term (9 May – 17 May)

Fig. 12 Standard error of land surface temperature at night from 15th to 17th term derived from MOD11C1. In this figure, the region which has more than 2 degree standard deviation is vivid colored.



(a) 15th term (23 Apr – 1 May) (b) 16th term (1 May – 9 May) (c) 17th term (9 May – 17 May)

Fig. 13 Standard error of land surface temperature diference between at day and at night from 15th to 17th term derived from MOD11C1. In this figure, the region which has more than 2 degree standard deviation is vivid colored.

6. 結論

本稿では，衛星から得られた地表面温度の推定値から年々変動の分析を行った。

地表面温度の情報として，地球観測衛星 Terra および Aqua に搭載された MODIS センサから generalized split window 法を用いて推定された。MOD11C1 および MYD11C1 プロダクトの地表面温度の推定値を用いた。プロダクトの推定値から，9 日間を 1 期とする 1 年 46 期の地表面温度のコンポジットデータを作成し，各期ごとの年々変動を分析した。

MOD11C1 プロダクトについては 2001 年から 2009 年までの 9 年間の昼と夜の地表面温度の推定値のデータを対象とし，新たに昼夜差の地表面温度のコンポジットデータを作成した。9 年間のコンポジットデータから，各期の 9 年間の地表面温度の平均と標準偏差を求め，各々のコンポジットデータと平年との差を求めた。同様に MYD11C1 プロダクトについては 2003 年から 2009 年までの 7 年間の昼と夜の地表面温度の推定値定値のデータを対象とし，各期の 7 年間の地表面温度の平均と標準偏差を求め，各々のコンポジットデータと平年との差を求めた。コンポジットデータと平年との差は，標準偏差の大きさに強く左右されるため，標準偏差が 2°C 以下の領域では平均からの差を，標準偏差が 2°C 以上となる領域では標準変量をそれぞれ指標として，平年と比べ著しく地表面温度が変動する領域を抽出した。

以上のような手法で年々変動を分析した結果，2005 年 11 期–13 期 (3 月 22 日–4 月 15 日) の上海付近，2009 年 15-17 期 (4 月 23 日–5 月 17 日) のバングラディッシュ近辺では，平年に比べて地表面温度が極端に高い領域の抽出することができた。今後の課題としては，これら地表面温度が平年と比べ極端に異なる原因の追究と，このことがもたらす水文・気象・気候学的インパクトに関するさらなる分析が挙げられる。

最後に，本稿では 9 年分のデータをもとに分析を行ったが，今後データが蓄積されるに伴い地表面温度の平均や標準偏差が変化し，今回の結果とは異なる結果が得られることが予測される。継続的に衛星情報を蓄積し，それらを分析することで，地表面状態の推定研究の発展が期待できる。特に本稿で地表面温度の変動が大きいと抽出された上海とバングラディッシュは，ともに Koster et al. (2004) において降水量に地表面温度が深くかかわる可能性が高い場所として挙げられたた領域である。また，2005 年の上海では，猛暑や暴風，寒波などで年間を通じて 56 回の天災予報警報が出されたような，異常気象に見舞われた年だったという。一方，バングラディッシュでは 2007 年 6 月に 70 人以上の死者を出した集中豪雨が起こっている。本稿では，地表面温度と異常気象との関連まで分析はできなかったが，今後はこれら課題に取り組む予定である。

謝　辞

本稿を執筆するにあたり，千葉大学環境リモートセンシング研究センター樋口篤志准教授には，有益なコメントをいただきました。また，分析に使用した衛星観測情報は同センターより提供をいただきました。ここに記して謝意を示します。

参考文献

Koster,. R. D. and *co-authers*: Regions od strong coupling between soil moisture and precipitation, *science*, Vol.305, pp.1138-1140, 2004.

McMillin, L. M.: Estimation of sea surface temperatures from two infrared window measurements with different absorption, *J. Geophys. Res.*, Vol.80, No.36, pp.5113–5117 1975.

Wan, Z.: New refinements and validation of the MODIS Land-Surface Temperature/Emissivity products, *Remote Sens. Environ.* , Vol. 112, pp.59-74, 2008.

Wan, Z. and Dozier, J.: A Generalized Split-Window Algorithm for Retrieving Land-Surface Temperature from Space. *IEEE Trans. Geosci. Remote Sensing*, Vol.34, pp.892–905. 1996.

Analyzing Interannual Variability of Land Surface Temperature Derived from Satellite Data

Kazuaki YOROZU*, Takatoshi KODAMA*, Sunmin KIM*, Yasuto TACHIKAWA* and Michiharu SHIIBA*

*Graduate school of engineering, Kyoto University

Synopsis

Atmosphere-land surface interaction plays a dominant role on the hydrologic cycle. To get much deeper knowledge of hydrologic cycle, land surface hydrologic variables observed by satellite were analyzed. In this study, land surface hydrologic products derived from MODIS sensor, which have 6 km spatial resolution, are daily data sets and are available from 2001 to 2010, are used for time series analysis. Firstly, daily data is composited into 8-days data to remove unrealistic values even if daily product was already calibrated or corrected. It was found that there are spatial and temporal distribution of 10-years average and standard deviation for each 8-days term. The areas which have extreme interannual variability were pointed out from the analysis of standard score for each term.

Keywords: land surface state, satellite obserbation, land surface temperature, interannual variability, standard score

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

降雨予測誤差を考慮した雨水貯留施設の制御戦略に関する研究

鳥井宏之*・城戸由能・中北英一

*京都大学大学院工学研究科

要 旨

本研究では近年の気候変動に伴う豪雨の多発や，都市化の進展による降雨流出量の増加及び非特定汚染源からの汚濁負荷流出量の増加という背景のもと，浸水対策として建設されている雨水貯留施設において，汚濁負荷削減目的でも利用するために降雨の予測誤差が貯留施設の運用に与える影響について検討を行った。その結果雨水流出モデルによって計算された降雨誤差の大小によって異なる河道からの浸水量を降雨予測誤差が従うと仮定した確率分布をもとに，誤差の発生確率を求め，それを浸水量にかけ合わせることで求めた浸水量の期待値について評価を行うとともに，浸水量を浸水深に変換した。浸水深の計算結果から，床上浸水が発生する可能性が高いのは浸水量が 11 万㎥を越えたときで，初期貯留容量を 18,000 ㎥以下にすれば，20 年確率降雨においても床下浸水が初期貯留によって床上浸水に悪化する事態を防ぐことができるという可能性を示すことができた。

キーワード：降雨予測誤差，雨水貯留施設，施設制御戦略

1. 序論

1.1 はじめに

近年，世界各地で異常降雨が発生し大きな被害を引き起こしている。特に人口の集中する都市部で災害が発生するとその被害は甚大となる。我が国においても都市への人口や産業の集中，都市域の拡大，産業構造の変化，ライフスタイルの変化や近年の気候変化等，都市を取り巻く社会条件や環境条件は変化してきており，雨天時の総流出量の増加や流下速度の増大等で都市では局地的集中豪雨による内水浸水が多発し，地下街の浸水被害も顕在化し，それらの対策が急務となっている。一方,都市化により排出負荷量の増加や面源負荷，大気由来の微量有害物質等の増加により水環境の悪化が懸念されている。このように現在の都市が抱えている問題に対して対策を講じることが求められている。

1.2 研究の背景と目的

1.2.1 近年の都市における水災害の特徴

急激な都市化により,都市を中心とする水循環，水収支は変化してきている。田畑の宅地化や道路の増大等による不浸透面積率の増加や下水道整備の進捗は，雨水の公共用水域への流達時間の短縮化,ピーク流量の大幅な増大を招いている。また，地下への浸透が減少し，直接流出(流出率)が大幅に増加するため，総流出量も増大する。このような都市化の進展により生じるようになった水害は都市型水害と呼ばれ，内水氾濫および内水氾濫を伴う都市の中小河川からの氾濫も含め，1960 年頃から頻繁に発生するようになった。このように都市への資産集中・増大に伴い，近年，浸水面積当たりの一般資産被害額(水害密度)は急増している。

また近年，日本の各地で集中豪雨や局地的な大雨による被害が多発している。特に人口や資産の集積する都市部で豪雨が発生することで，内水氾濫による浸水や地下街への浸水被害など，甚大な被害を引き起こしている。このような都市水害の対策のため，流域全体での流出抑制対策を含めた総合的な雨水対策が,昭和55年の事務次官通達「総合治水対策の推進について」に基づいて，17河川を対象に実施され，その後，2000年(平成12年)の東海豪雨災害による未曾有の豪雨災害を受けて，平成16年には「特定都市河川浸水被害対策法」が成立し，神奈川県の鶴見川，大阪府の寝屋川の流域などが指定され，より多くの河川流域を対象とした総合的な雨水対策進められようとしている。本研究が対象とする西羽束師川流域は，流域貯留浸透事業実施河川として総合治水対策のプログラム評価の中で取り上げられ，地下トンネル貯留施設による浸水防止事業が進行中である。

1.2.2 都市域における水質環境を取り巻く状況

高度経済成長期以降のポリ塩化ビニル(PCB)による人体中毒(カネミ油症)が問題をはじめとする化学物質使用による汚染問題や有機水銀やカドミウムを原因とする公害病の発生を受けて，それら有害物質の製造や排出の規制が行われてきた。また有機汚濁対策もとられ，特に海域や湖沼といった閉鎖性水域で汚濁が激しいことから，濃度規制に加え総量規制が制度化され，1979 年(昭和 54 年)には東京湾，伊勢湾，瀬戸内海を指定水域とし，COD を指標とした規制が実施された。琵琶湖においても同年に富栄養化防止条例が制定された。しかし 1980 年代から生活様式の欧米化によるライフスタイルの変化などにより生活用水の使用量が増大し，都市内の中小河川等の公共用水域の汚濁原因において生活系負荷の比重が高まってきたことを受け，1983 年(昭和 58 年)の浄化槽法の制定や，1990 年(平成 2 年)の水質汚濁防止法の改正などにより生活排水対策についても制度化されてきた。都市においても下水道を中心とした汚水処理システム(下水道，合併処理浄化槽等)が普及してきたことにより家庭や工場といったいわゆる特定汚染源（Point Source）由来の汚濁負荷の浄化進み，河川などの公共用水域に放流される汚濁負荷は減少してきた。しかし都市河川の水質改善は 1990 年代以降鈍化してきている。これは不浸透化が進んだ都市域で，雨天時の直接流出量が増大し，また降雨によって流出する汚濁物質量も増加していることが一因である。その負荷源は，大気からの降下物や自動車のタイヤ片など様々な汚濁物質が地表面や屋根面などに堆積したもの(非特定汚染源負荷：Non-point Source)や，合流式下水道からの雨天時越流水(CSO: Combined Sewer Overflow)であり，これらの汚濁物質によって河川水質改善が思うように進まなくなっているのである。このため河川や湖沼の水質悪化の原因として非特定源汚濁物質の影響が大きくなってきている。湖沼等の閉鎖性水域における水質汚濁防止のためにはこれまでの工場や事業所等のポイント負荷対策だけでは不十分であり，農地や市街地等のノンポイント負荷対策が必要である。

また 2000 年(平成 12 年)9 月に東京のお台場海浜公園に動植物油等を主成分とする白色あるいは灰褐色の固形物(オイルボール)が漂着したことから，新聞報道を経て合流式下水道からの越流水問題が社会一般に顕在化した。2003 年(平成 15 年)の下水道法施行令の改正(原則 10 年での合流式下水道の改善を義務づけ)を受けて自治体では，合流改善事業に着手している。改善策としてあげられる雨水滞水池の設置などは都市部での土地の制約から地下のトンネル型貯留管として整備される都市も多い。京都市でも鴨川左岸地域の合流式下水道整備区域において，その改善を目的とした幹線下水道である東大路幹線が建設中である。

一方で分流式下水道整備区域においては当初，流出雨水は水質的に問題がないと考えられていたが，実際は都市域の地表面には多量の汚濁物や有害物質が堆積しているため，降雨初期に都市の道路面や屋根面に堆積している負荷の流出が集中し，高濃度の汚濁水が流出する，いわゆるファーストフラッシュ現象が発生する。このファーストフラッシュにおける高濃度の汚濁負荷を含む流出雨水の水質は無視できないことが明らかになった。このノンポイント汚濁の改善としても貯留施設の利用が検討されている。このファーストフラッシュにおける高濃度の汚濁水を貯留し，下水処理システム等により処理したのちに河川など公共用水域に放流することで，汚濁負荷の流入量削減が検討されている。このとき，貯留施設として利用が考えられているのが，浸水被害防止目的で建設が行われている貯留管である。

1.2.3 研究の目的

このような背景のもと，本研究は貯留施設の有効利用として浸水防止，汚濁負荷削減の両目的での利用可能な制御戦略について検討を行うことを研究の目的とする。特に浸水防止目的で整備された貯留施設は，単一目的での使用の場合，年に数度あるいは数年に一度程度の利用頻度となることが考えられ，汚濁防止目的でも利用することで，より有効に利用することができると考えられることから，本研究では西羽束師川流域において浸水防止目的で建設の進む貯留管において，ノンポイント負荷削減の目的でも利用する上での運用戦略について検討を行う。

2. 研究対象の概要と研究方法

2.1 研究対象の概要

2.1.1 対象流域の概要

本研究は，淀川水系の中流域に位置する一級河川桂川の支川で桂川の右岸地域に位置し，京都市，向日市を流域に持つ一級河川西羽束師川流域を対象としている。Fig.1 に西羽束師川の位置を示す。

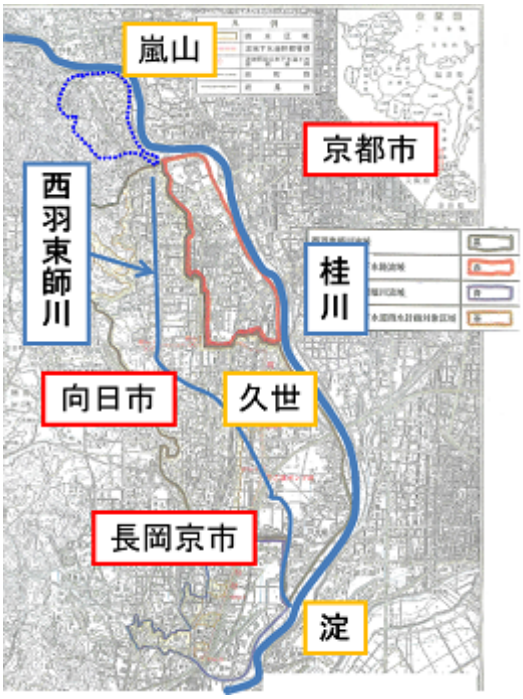


Fig.1 The map of study area

西羽束師川は京都市右京区の嵐山付近で桂川の水を農業用水として取水する一ノ井農業用水路が流域の北端で，京都市伏見区淀付近で桂川に合流する。本流域周辺地域は，ＪＲ東海道本線や阪急電鉄京都線及び国道171号などの交通網が発達し，高度経済成長期から急激に都市化が進行し，住宅地や企業が混在するなかで，人口密度も非常に高い地域となっている。このため人為的な負荷源である特定汚染源負荷とともに都市地表面等の非特定汚染源負荷が降雨時に流出することから，河川水質の汚染レベルが高くなっている。一方，この流域は，一級河川の小畑川と桂川に挟まれたすり鉢状の地形であることや，多くの鉄道橋や道路橋が架かっているために拡幅困難な寺戸川や石田川などの西羽束師川の上流部や支川にあたる中小河川が主な排水路となっていることから，これまでに幾度となく浸水被害を伴う氾濫を繰り返してきた経緯がある。また交通網の盛土などで氾濫流が妨げられ，氾濫原が地形的に固定され，このために浸水深が高くなりやすいという地形的特性をもっている。Table 1に近年の浸水被害状況をまとめた。これによると，本流域では過去20年に浸水戸数100戸以上の浸水被害が何度も発生していることが分かる。近年，短時間で局地的に猛烈な雨が降る，いわゆる「ゲリラ豪雨」が全国的に多発している。平成20年7月28日の，神戸市都賀川におけるゲリラ豪雨による水難事故が記憶に新しいが，同日に本研究対象地域でも，1時間雨量63㎜という豪雨に見舞われ，向日市では地下道の急激な冠水により幼稚園バスや乳児を乗せた乗用車が水没し，消防隊に救助されるといった被害が発生した。

Table 1 The history of flood in study area

年月日	時間最大雨量	総雨量	浸水戸数
1990/9/13	70.5mm	349.5mm	約810戸
1991/7/15	37.0mm	109.0mm	約570戸
1993/7/5	29.5mm	165.0mm	約400戸
1997/8/5	48.5mm	103.5mm	約20戸
1998/8/27	55.5mm	61.5mm	約30戸
1999/6/27	67.5mm	125.0mm	約480戸
1999/6/29	37.5mm	177.0mm	約440戸
2008/7/28	63.0mm	121.0mm	8戸
2010/8/12	56.0mm	84.5mm	7戸

Table 2 Outline of flood prevention project of Katsura river

事業名	桂川右岸流域下水道事業（雨水対策事業）
事業主体	京都府
対象地域	京都市，向日市及び長岡京市の一部
計画排水区域面積	約14.21㎢
計画対象降雨	61.1mm/hr（1/10確率規模）
施設内容 幹線管渠	全体延長：9,179m 北幹線　延長4,919m，容量約107,000㎥ 第1号管渠　内径8.5m，延長935m，容量約53,000㎥ 第2号管渠　内径3.0m，延長2,864m，容量約21,000㎥ 第3号管渠　内径6.1m，延長1,120m，容量約33,000㎥ 南幹線　延長4,260m，内径5.1m，容量82,750㎥
排水ポンプ場	寺戸川ポンプ場　計画放流量0.27㎥/秒 乙訓ポンプ場　計画放流量0.61㎥/秒 呑龍ポンプ場　計画放流量10.0㎥/秒
全体事業費	500億円（北幹線250億円+南幹線250億円）

2.1.2　西羽束師川流域における治水計画の概要と雨水地下貯留施設（いろは呑龍トンネル）

京都市の「安らぎ　華やぎ　京都21推進プラン」(京都市，2002)の年次計画書によると，河川・下水道等の連携による総合的な治水対策の推進の一環として，西羽束師川や有栖川流域において，河川・下水道の連携による河川改修，および雨水幹線・ポンプ場・雨水貯留池の整備など総合的な治水対策の推進が挙げられている。寺戸川流域においては，平成9年から供用を始めた向日市の寺戸川1号幹線，および平成13年から暫定供用を開始した京都府「いろは呑龍トンネル」(以下呑龍トンネル)が流出抑制の役割を果たし，両者を合わせた貯留能力は約6万㎥である。

呑龍トンネルは計画延長約9.2km，容量約18万㎥の大規模な施設である。Table 2に呑龍トンネルの概要を示す。この呑龍トンネルのうち，北西端部

の北幹線1号管渠(全長935m, 内径8.5m)について平成13年6月1日から暫定供用が開始され, 約5万㎥の雨水が貯留可能となった。暫定供用では貯留された雨水は河川水位の低下後に毎秒約0.27㎥の能力で徐々に西羽束師川上流部の寺戸川へ排水されている。この先トンネルが延長されると途中の乙訓ポンプ場と最下流端の呑龍ポンプ場から排水される計画となっている。その延長部分である北幹線2・3号管渠についても, 掘進作業が平成19年8月に完了し, 現在は平成23年度の北幹線全線供用開始を目標に乙訓ポンプ場などの排水施設や接続施設の工事が進んでいる。これにより全体計画の約半分の区間が供用されることとなる。

このように治水計画の進む西羽束師川流域において10年確率の治水安全度を確保するためには, 様々な対応策を検討する必要がある。まず, 西羽束師川流域に完成している各施設を統合的に管理することにより, 各施設の流出抑制効果を最大限に発揮させる運転管理・施設制御方法の検討を行うべきである。そのためには, 河川と下水道が一体となった流出モデルを構築し, これを活用して, 各種運転管理の方策をシミュレーションにより検証することが重要である。

また西羽束師川は大阪湾という閉鎖性水域を最終受水域とする淀川水系に位置していることから, ノンポイント汚染源からの雨天時流出汚濁物質による河川水質の汚濁に対しても対応することが求められる。つまり, 貯留施設を浸水対策目的のみでなく汚濁削減目的でも利用することが重要となってくる。

2.2 貯留施設運用方法について

2.2.1 リアルタイムコントロールに関する知見

雨水貯留施設の有効な運用方法としてリアルタイムコントロール（RTC）が挙げられる。このRTCに関して国内外で多くの研究がなされている。Rouault. P, et alは都市における雨水排水モデルであるInfoWorksを用いてベルリン排水区においてレーダー雨量情報から流出解析を実施し, 最大流量とその到達時間に基づき, 越流操作を行い, 既存の操作ルールの制約条件下で0.8%の越流水削減できるとしている。国内では和田らが雨水滞水池のRTCによる合流式下水道の改善効果の定量を試みている。年間解析により, 総放流負荷量を18～26%, 越流回数を14～29%削減できるとしている。またRTC行うことと同様の効果を得られる雨水滞水池を新たに整備した場合の費用と比較して約14.5億円の効果があることを示している。また金らは分流式下水道整備区域において末端の雨水貯留施設に汚濁制御, 洪水制御, 水利用の3機能をもたせてRTCの導入によりその効果の検討を行っている。その結果, 後期集中型の降雨波形の時にはRTCによる汚濁削減の効果が高いことや貯留施設設置による汚濁負荷削減効果に加えてRTCの導入によってさらに20%以上の負荷削減が可能であるとしている。

このように合流式下水道, 分流式下水道双方の整備区域においてもRTCによる汚濁負荷削減の効果があることがすでに多くの研究がなされており, 新たに同等の効果をもつ施設を整備する場合と比べて費用的にも効率的であることが示されている。本研究でもこのRTCによって治水目的で整備された貯留施設を汚濁負荷削減目的でも利用するための運用方法について検討した。次項に本研究におけるRTCのポイントである, 汚濁水の貯留と放流について詳しく述べる。

2.2.2 降雨初期流出汚濁水の貯留と緊急放流

雨天時のノンポイントソースからの汚濁物の公共用水域への流入削減を行うことを考える上で重要なことは, 流出初期のファーストフラッシュを貯留(初期貯留)し, 処理することである。これはファーストフラッシュにおける汚濁物質濃度が極端に高いからである。ただし総量的にはピーク時も汚濁物質の流出量が多くなるが, 雨水流量も多いことから濃度は低くなる。一方, 内水災害防止, 軽減のためには, 流出ピークを貯留 (ピークカット貯留) することが重要である。そのため降雨初期には汚濁対策として貯留容量の一部を使用して初期貯留を行い, 降雨終了後に下水処理場において処理することで汚濁負荷の削減が期待できる。しかし, 降雨開始後初期貯留を行っている時に浸水発生が予測されるような降雨が予測された場合, 本来ピークカット貯留に割かれるべき容量がすでに使用されていることから, 貯留容量不足に陥ることが考えられる。この事態を避けるために, 予測降雨で浸水発生が予測されると直ちに初期貯留雨水を排水する(緊急排水)ことでピークカット貯留の容量を確保し, 出水に備えることが可能となる。このように本研究では普段は汚濁対策として貯留施設を利用し, 緊急に貯留容量の確保が必要になった時には出水前に緊急排水を行って貯留容量を確保し浸水対策として貯留施設を利用する制御方法を想定して検討を行った。

2.2.3 リアルタイムコントロールにおける課題と降雨予測誤差

以上のようにRTCにより初期貯留でファーストフラッシュを含む流出雨水をノンポイントソースからの汚濁負荷削減を行いつつ，予測降雨により浸水発生が予測されるとピークカット貯留に必要な容量を確保するために初期貯留雨水の緊急排水を行う制御戦略について述べてきた。しかし，操作の上で大変重要である降雨予測には誤差が含まれており，その誤差によって予測よりも早期に大規模出水が発生する可能性がある。その場合，緊急排水が間に合わず，浸水氾濫を招く恐れが生じてしまう。また，初期貯留容量を最小限に留めて安全率を高く設定しても浸水リスクを完全にゼロとすることはできない。このことが初期貯留とピークカット貯留を行う RTC が実施設への導入には至っていない大きな理由である。本研究では降雨予測誤差による浸水の発生を確率的に評価し，初期貯留容量と浸水リスクの関係を解析することで実施設でも導入可能な制御戦略の提案を目指している。

2.3 降雨予測誤差の確率的解析

2.3.1 降雨予測に用いられる移流モデルの概要と予測降雨の誤差構造

本研究では予測降雨と観測降雨の誤差がどのような分布をもち，その平均や標準偏差などを分析するために，移流モデルを用いた降雨予測を行った。利用したのは椎葉ら の移流モデルである。水平面上に直行座標系 x, y をとり，地点(x,y)，時刻 t での降雨強度 $r(x,y)$とすると，

$$\frac{\partial r(x,y)}{\partial t}+u(x,y)\frac{\partial r(x,y)}{\partial x}+v(x,y)\frac{\partial r(x,y)}{\partial y}=w(x,y), \tag{2.1}$$

によって雨域の移動や変形が表されるものとする。ここで$u(x,y)$， $v(x,y)$は雨域の移流ベクトル，$w(x,y)$は，移流ベクトル$u(x,y)$， $v(x,y)$に沿った発達衰弱量を表す。

ここでu,v,wの推定を線形最小自乗推定問題として定式化できるようにするために，これらを位置座標の一次式と置き，

$$u(x,y)=c_1x+c_2y+c_3, \tag{2.2}$$

$$v(x,y)=c_4x+c_5y+c_6, \tag{2.3}$$

$$w(x,y)=c_7x+c_8y+c_9, \tag{2.4}$$

としている。ここで c_1～c_9は推定されるべきパラメータである。これにより逐次観測データが得られるごとにオペレーショナルにパラメータを同定し予測値を得ることを可能としている。

立川らはこの移流モデルを用いて予測降雨場の誤差構造のモデル化について研究している。降雨場の予測誤差の統計的な特性を調査し，

$$K_E=\frac{R_o-R_p}{R_p} \tag{2.5}$$

で表される予測降雨の相対誤差式による相対誤差の頻度分布が対数正規分布に近い分布を示すことを明らかにしている。ここで R_oは観測降雨値，R_pは予測降雨値である。このとき得られた相対予測誤差の頻度分布を Fig.2 に示す。

本研究では降雨予測誤差を与える誤差の確率分布として R_oは観測降雨値 R_pは予測降雨値として

$$E_r=\frac{R_o-R_p}{R_o} \tag{2.6}$$

で表される相対誤差E_rを用いて，E_rが確率分布に従って発生するという仮定のもと降雨予測誤差の発生を確率的に解析した。

2.3.2 本研究で使用する降雨予測誤差の標準偏差

本研究では実際の降雨事例に対して，移流モデルを用いて降雨予測を行い，予測降雨と観測降雨

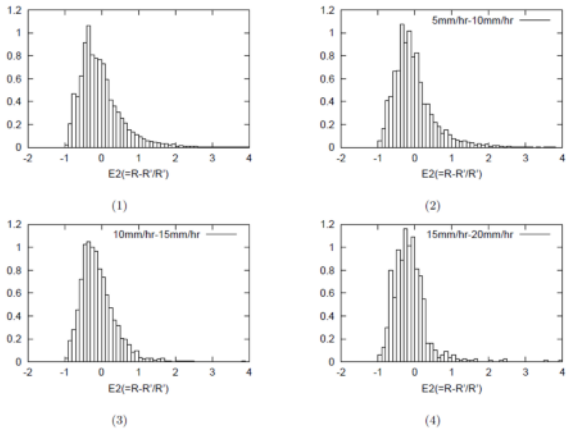


Fig.2 The histogram of relative error

の誤差の標準偏差と平均を求めた。今回使用した事例は対象エリアである西羽束師川流域に大雨をもたらし，暫定供用中である貯留施設において過去最大の貯留量をもたらした 2010 年 8 月 12 日の台風 4 号事例である。対象範囲を近畿地方として 1 時間後の降雨予測計算を行い，それによって得られた予測降雨と観測降雨の相対誤差の頻度分布を作成した。2010 年の台風事例には気象庁レーダー情報を利用した。またこの相対誤差の平均と標準偏差を算出した。

2010 年台風 4 号事例の予測計算の結果について Table 3 に示す。本研究では相対予測誤差の分布を考えることから，誤差の頻度において観測降雨強度がある程度弱い地点の結果が全体の頻度に及ぼす影響を小さくするために，一定の観測降雨強度以上の点を抜き出して頻度分布を作成した。抽出基準を 30mm/hr 以上とした場合，予測相対誤差の標準偏差は 0.56 となり，本研究における予測相対誤差の発生が従う確率分布は平均ゼロ，標準偏差 0.56 の正規分布と設定した。他の解析事例では X バンドレーダーによる降雨予測と C バンドレーダーによる降雨予測の結果に違いがみられた。X バンドレーダーによる予測結果では C バンドレーダーによる予測結果と比較して誤差の平均はゼロに近いが，標準偏差は C バンドレーダーよりも大きくなるという傾向が見られた。標準偏差の大小については X バンド MP レーダーの持つ高時空間分解能によって C バンドレーダーよりも強雨域を正確にとらえられるため，その情報をもとに行う降雨予測結果と実際の観測降雨との誤差の幅が C バンドレーダーを用いた場合よりも大きくなる例が多かったと推測できる。一方誤差の平均については C バンドレーダーを用いた場合に 30mm/hr 以上の点で過小予測傾向が続いたことから，誤算全体が過小予測側に寄った結果となったと考えられる。このようにレーダーの種類によっても誤差の平均，標準偏差は異なる値や傾向を示すことから，これらの値が浸水量に及ぼす影響などについて第 4 章で考察を行う。

Table 3 Result of prediction error mean and Standard deviation (Kinki area C-band radar)

	平均	標準偏差
30mm/hr 以上	39.93%	56.15%
20mm/hr 以上	31.82%	67.39%
10mm/hr 以上	36.54%	72.87%

3. 流域のモデル化と雨水流出解析

3.1 現象のモデル化

3.1.1 雨水流出モデル

本研究では流域に降った降雨が流出する過程について Kinematic Wave Model を用いて流出現象のモデル化を行った。対象流域である西羽束師川流域の中央部は低平地で，既存の農業用水路と都市排水路を用いた雨水排除が行われており，流下方向は水路網により特定される。また，主要な鉄道・道路等が盛土で立体交差となっており，これが堤体となってため雨水流下方向は必ずしも地表勾配に沿った流れとはならない。水路網や交通用地等を考慮して計 73 個の支流域に分割を行い，支流域ごとに左右の斜面に分割し，斜面面積，斜面勾配，等価粗度などを設定した。今回の研究では観測値においても背水の影響を受けていない三反田橋を解析上の下流端として扱っているため，Kinematic Wave Model を用いても良好な再現精度が得られている。そのため今回は河道流についても Kinematic Wave Model を用いて計算を行った。モデルのキャリブレーションは三反田橋での観測結果のうち単峰型の水位上昇が見られるイベントを抽出し，その時の降雨としてアメダス長岡京地点の 10 分雨量を入力降雨として再現計算を行うことでモデルの再現性を確認した。

Kinematic Wave Model を用いるために，流域をブロック分割し，各ブロックを長方形斜面と河道からなるものとして流域のモデル化を行う。

モデル化された長方形斜面の雨水流には式(3.1)の Manning 式を適用する。なお斜面勾配および粗度係数は斜面上でそれぞれ一様とみなす。

$$v = \frac{1}{N} I^{\frac{1}{2}} R^{\frac{2}{3}} , \qquad (3.1)$$

ここに，v は流速，N は等価粗度，I は斜面勾配，R は径深である。薄層流を仮定すると，$R \fallingdotseq h$（h：斜面上の水深）と近似できる。単位幅あたりの流量は式(3.1)を用いると，

$$q = \frac{1}{N} I^{\frac{1}{2}} h^{\frac{5}{3}} , \qquad (3.2)$$

となる。これを水深 h について解くと

$$h=\left[\frac{N}{I^{\frac{1}{2}}}\right]^{p} q^{p}=Kq^{p}, \tag{3.3}$$

となる。ここに p=0.6, $K=\left[\frac{N}{I^{\frac{1}{2}}}\right]^{p}$ である。また連続式は

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial q}{\partial x}=r, \tag{3.4}$$

と表される。ここに, r は有効降雨強度, x は距離, t は時間である。

河道流に対しても斜面の場合と同様に Manning 則を適用して,

$$v=\frac{1}{n}I^{\frac{1}{2}}R^{\frac{2}{3}}, \tag{3.5}$$

と表される。ここに，n は粗度係数である。径深 R については

$$R=k_1A^{z}, \tag{3.6}$$

と近似できる。ここに，A は流積，k_1・z は河川横断面より決まる定数である。河道の流量 Q は式（3.5）と式(3.6)より,

$$=A^{\frac{3+2z}{3}}\frac{1}{n}k_1^{\frac{2}{3}}I^{\frac{1}{2}}, \tag{3.7}$$

と表される。式(3.7)を A について解くと,

$$A=\left[\frac{n}{k_1^{\frac{2}{3}}I^{\frac{1}{2}}}\right]^{\frac{3}{3+2z}} Q^{\frac{3}{3+2z}}=KQ^{p} \tag{3.8}$$

となる。ここに，$p=\frac{3}{3+2z}$，$K=\left[\frac{n}{k_1^{\frac{2}{3}}I^{\frac{1}{2}}}\right]^{p}$ である。また河道における連続式は,

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=q \tag{3.9}$$

で表される。計算では, 斜面流については式(3.3), (3.4)を，河道流については式(3.8)，(3.9)を特性曲線法を用いて解く。

3.1.2 貯留施設のモデル

対象流域には第 2 章でも述べたように地下貯留施設である呑龍トンネルが建設されている。本研究ではこの呑龍トンネルをモデル内に組み込むことで雨水の貯留や貯留しきれなかった雨水の溢水といった現象を表現した。本研究ではこの貯留管のモデルとして 1 つの大きなタンクを仮定した。流入した水は直ちに広がり，水面形状は一定に上昇すると考えている。本研究が対象としている初期貯留及び緊急放流といった現象はある程度の水量が貯留管内に存在する状態を初期条件としてポンプによる排水などを行うことから，貯留管内の流下を省略しても再現精度が大幅に悪化することはないと考えた。

貯留管への流入点は 2 か所とし，河川流量がある一定値を越えると越えた分が貯留管に流入するように設定され，ピークカットを行うコントロールポイントとして設定した流入点と，降雨初期の流出水を貯留管内に取り込み，汚濁負荷削減目的の貯留を行うコントロールポイントとして設定した流入点の 2 か所である。また貯留した河川水を緊急排水するためのポンプ場は 1 か所設定した。ポンプ能力は 10 ㎥/s とした。

貯留管全体の容量としては平成 23 年度の供用開始が予定されている呑龍トンネルの北側半分である乙訓ポンプ場までの区間まで開通した場合で 100,000 ㎥とした。Table 4 に貯留管の設定をまとめる。河川からの雨水の取り込みについては河道の水位(流量)がある一定以上になった時点で流入が開始されると考えた。この呑龍トンネルへの流入が開始する流量を定めることでモデルにおいても貯留管への雨水の流入を表現した。このときの流量を *Qin* とし，*Qin* を越えた流量はすべて呑龍トンネルへ流れ込むものと考えた。*Qin* の設定は 2010 年 8 月 12 日の台風 4 号の事例で再現計算を行った結果，Qin は 40 ㎥/s とした場合に良好な再現性を得られたため，本研究では Qin を 40 ㎥/s と定めた。(Fig.3)

初期貯留の容量に関する設定を以下に説明する。1 時間先の流量を予測し，それによって緊急排水を行うかどうか判断するため，排水を開始し

て 1 時間後には貯留施設を空にできる必要があるため，ポンプ排水能力に基づき初期貯留容量は 36,000 ㎥を基本とし，初期貯留容量を 9,000 ㎥から 90,000 ㎥の間で変化させて解析を行った。

3.1.3 降雨モデル

本研究では入力降雨として対象地域の 10 年確率降雨，15 年確率降雨，20 年確率降雨，および 7 年確率降雨の計画降雨を作成し，この計画降雨を流域一様に与えて解析を行った。予測流量の誤差を考える上では流域内の雨域の偏在状況や雨域の移動方向などの影響が大きく検討課題であるが，本研究の対象エリアでの主たる豪雨の移動方向が流域の流下の主軸方向とほぼ直交することから，今回はそれらの影響を除いた条件での解析を行った。

今回 10 年確率降雨を入力降雨としたのは本研究の対象である貯留施設が 10 年確率降雨規模に対応するように計画されているためである。そのため解析は 10 年確率降雨を入力した場合を基本とする。一方で計画降雨規模を超える降雨が発生した場合，初期貯留を行った結果増加する浸水量の評価を行うために，10 年よりも大きい再現期間の降雨についても解析する必要があるため，15 年確率降雨と 20 年確率降雨についても解析を行うため，入力降雨として作成した。また逆に，10 年よりも小さい再現期間の降雨において，初期貯留を行うことによって新たに浸水が発生するような場合について，その発生確率を評価する必要があることから，7 年確率降雨の入力降雨についても作成した。

対象流域における 10 年確率降雨は時間雨量で 61.1mm，日降雨量は 176.9mm とされており，

$$I = \frac{1776.61}{t^{\frac{3}{4}} + 7.522} \qquad (3.10)$$

で示される降雨強度式)を利用した。ここに I は降雨強度(mm/hr)，t は降雨継続時間を表す。全体の降雨時間は 6 時間とし降雨継続時間 t を 10 分から 6 時間まで 10 分ごとに式 3.10 に代入しピークから順に各継続時間の降雨強度が式 3.10 を満たすような 10 分雨量を Fig.4 に示すように後方集中型の降雨波形に設定した。

こうして得られた対象流域の 10 年確率計画降雨をもとに，7 年確率，15 年確率，20 年確率規模の計画降雨の作成を行った。対象流域における確率降雨強度式は 10 年確率のものしか手に入れることができなかったため，社団法人日本道路協会がホームページ上で公開しているアメダス確率降雨分布図(Fig.5 に一部抜粋を示す)から対象流域に最も近いアメダス観測点の長岡京地点の 5 年確率降雨，7 年確率降雨，20 年確率降雨， 30 年確率降雨の 1 時間値を読み取り，それらの値を用いて多項式近似により 15 年確率降雨の 1 時間値を決定した。10 年確率降雨の降雨波形を引き延ばし，あるいは縮小することでそれぞれの確率年数をもつ入力降雨を作成した。

Table 4 Status of tank model

	北幹線完成暫定供用時
貯留容量	100,000㎥
ポンプ場	乙訓ポンプ場
排水能力	10㎥/s
排水先	西羽束師川 （石田川）

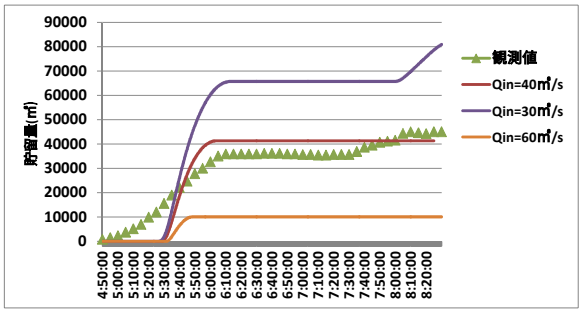


Fig.3 Calibration of tank model

現在の降雨予測は主に移流モデルが用いられており，レーダー等で補足された雨域を移流ベクトルに沿って数時間先まで移動させたものを予測降雨としている。本章の解析では，逐次降雨予測を行うのではなく，モデル降雨に一定の予測誤差を加えたものを入力降雨として流出解析を実施し，貯留施設の運転操作を評価する。降雨の予測誤差は，降雨イベント毎に空間的にも時間的にも変動するものであり，予測誤差を含む流量に基づいて緊急排水等の貯留施設の運転操作を実施するために，緊急排水の遅れや空振りが発生する。このことを統計的に評価するために，上述のように一定の予測誤差を加えた入力降雨を用いることとした。降雨予測誤差の特徴として，1)観測降雨を基準とした相対誤差の分布は概ね正規分布，あるいは対数正規分布に従う，2)予測降雨が過大であるか過小であるかという誤差の傾向は数時間継続する，が報告されており，今回対象とする流域規模と貯

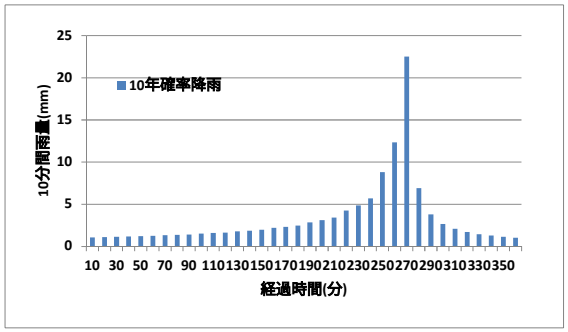


Fig.4 Designed storm of 10-year probability rainfall

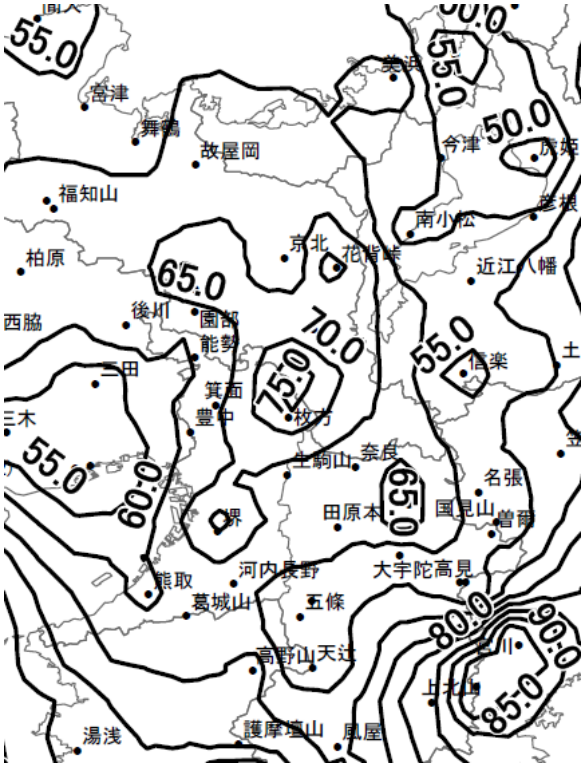


Fig.5 Contour graph of 20-year probability rainfall

留施設操作を実施する上での予測時間は 1 時間程度であり，一定の予測誤差が継続するものとした。降雨予測誤差の特徴として，1)観測降雨を基準とした相対誤差の分布は概ね正規分布，あるいは対数正規分布に従う，2)予測降雨が過大であるか過小であるかという誤差の傾向は数時間継続する，が報告されており，今回対象とする流域規模と貯留施設操作を実施する上での予測時間は 1 時間程度であり，一定の予測誤差が継続するものとした。また，相対予測誤差は－∞～1.0 の間で分布し，ひとまず正規分布を仮定した確率密度を仮定し，平均相対誤差および標準偏差については，2.3.2 で述べた予測誤差の標準偏差をもとに設定した。

3.1.4　貯留施設操作と浸水量算定方法

本節では貯留施設操作の考え方ついて述べる。

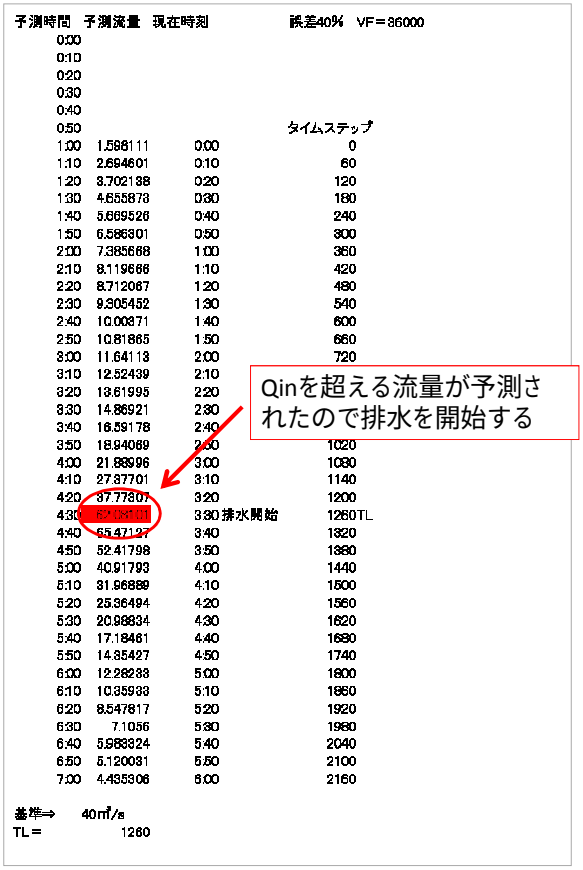


Fig.6 Determination of ‘TL’ value

解析の流れはまず，降雨初期は石田川の河川水を全量呑龍トンネルへ流入させることで初期貯留を表現している。この貯留は貯留施設の汚濁対策容量(V_F)まで行い，容量が満たされると貯留は停止する。その後は予測降雨により流量予測を行い，呑龍トンネルへの流入口がある向陽小学校付近の流量を監視する。ここでの流量が *Qin* を越えると予測された時点（T_L）で初期貯留分の排水を行いピークカット貯留に備える。この操作のリードタイムは 1 時間とし，1 時間先までの予測降雨をもとに 1 時間先の流量の予測を行った。この計算は 10 分毎に行うのである時点で 1 時間後の予測流量が *Qin* よりも小さいときにその 10 分後に行う流量予測で 1 時間後に *Qin* を越える流量が予測された場合，その時点を T_L と考える。つまり T_L は 10 分間隔となる。Fig.6 に流量予測の結果と T_L 決定方法について示す。貯留施設の緊急排水操作を決定するのは，1 時間先までの一定の予測誤差を含む入力降雨情報に基づき算定された流量が河道排水網の排除能力を上回る場合で，予測降雨が過小であると緊急排水開始が遅れ，浸水被害は増大する。逆に予測降雨が過大であると緊急排水により貯留施設を空にしても流量が増大せず，操作は空振りとなる。相対予測誤差を－100%～＋100%の区間

で離散的に一定値を与え，1時間先の予測降雨を作成した。予測は10分間隔で更新され，現時刻までの降雨は観測降雨（計画降雨）に置換される各予測誤差の発生する確率は誤差の確率分布により決定される。解析ではこの予測誤差をもった予測降雨をもとに流出予測計算をし，流入口のある地点での流量がある一定の流量に達する時間を予測する。

貯留施設の実時間制御を行うために予測降雨をもとに流量を予測するが，本研究では予測降雨として1時間先までの10分雨量が得られると仮定し，その予測降雨をもとに貯留管への流入口における1時間後までの流量の予測を行った。予測降雨は10分毎に更新されていき，予測流量も10分毎に更新される仕組みである。Fig.7にこの流出予測の概念図を示す。浸水量は貯留施設呑龍トンネルが満杯のため上流部流入口からの貯留が不可能となり，雨水排水網の流下能力を超えた雨水が排除不能となり河道近傍で発生する浸水の総量を表しており，その危険度を評価する上でまず浸水深の算定を行い，氾濫区域での床上・床下浸水の発生を評価した。

3.1.5　浸水量の評価

本研究では，これらの氾濫状態を解析するためにポンドモデルを用いた。ポンドモデルは氾濫域をひとつのポンド(池)として表現し，ポンド間の氾濫流の流れを簡略化して表現するモデルであり，下水道治水対策の検討のために広く使われている手法のひとつである。基礎式を以下に示す。連続式は

$$A_i \frac{\partial h_i}{\partial t} = \sum_{j=1}^{m} Q_{ij} + Qin_i \qquad (3.11)$$

と表される。ここで，A：ポンドiの有効底面積，h：水深，t：時間，Qij：ポンドiが接するj番目の接続面から流入する流量，m：ポンドiが接している周辺ポンド総数，Qin：ポンドiへ直接流入する浸水量，である。また，運動方程式は

$$\frac{L}{gA} \cdot \frac{dQ}{dt} = (Hj - Hi) - \alpha \cdot L \cdot Q \cdot |Q| \qquad (3.12)$$

$$\alpha = \frac{n^2 \cdot S^{4/3}}{Ab^{10/3}} \qquad (3.13)$$

と表され，ここで，H：水位，Q：流量，g：重力加速度，L：隣接ポンド間の図心距離，Ab：ポンド接続断面積，α：損失係数，n：マニングの粗度係数，S：接続断面潤辺，である。

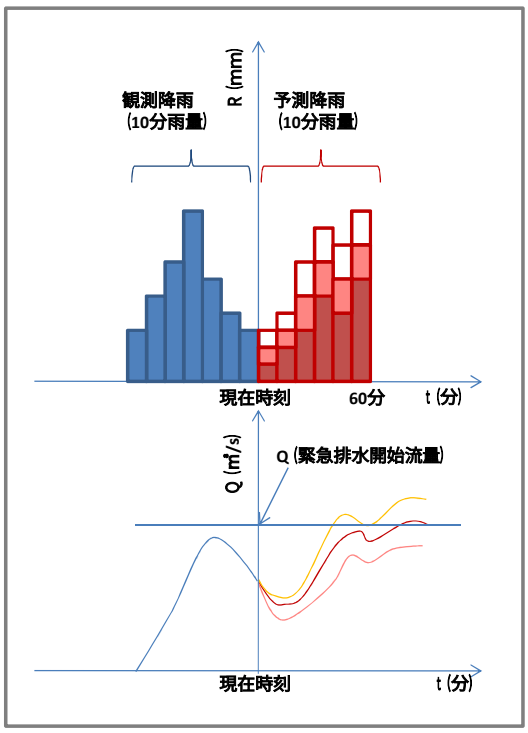


Fig.7　Methodology of emergency pumping operation

今回の氾濫対象エリアは農地であり，大型建物等は無いため，ポンドiの有効底面積はポンド全体と考えることができる。また，地表標高差の少ない薄層流を仮定すると運動方程式は Kinematic Wave モデルに置き換えることができる。呑流トンネルへの流入口がある寺戸川周辺の土地利用はほぼ水田・畑であり，過去の氾濫実績（Fig.8）から西側は丘陵部沿いの府道，東側は鉄道盛土によっ

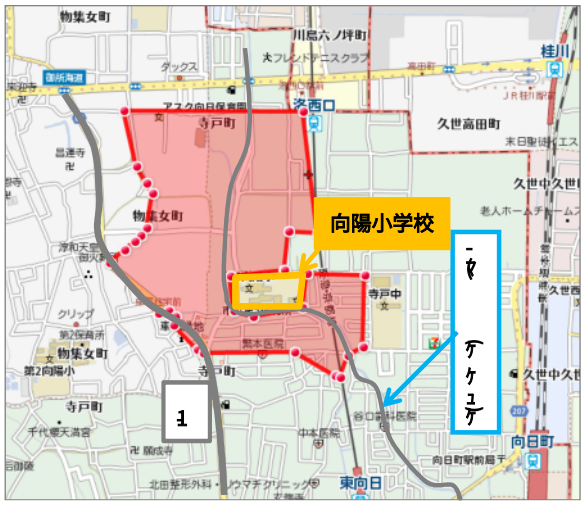


Fig.8 The map of historical flood area

て囲われた低平地が氾濫域となっているので，この地域を複数のポンドに分割して浸水深を求めた。

3.2　解析結果

3.2.1　初期貯留対策容量の設定

本研究では汚濁負荷削減対策に降雨初期のファーストフラッシュを貯留する初期貯留を行うことを想定しているが，貯留施設の容量をすべて使用して初期貯留を行うと緊急排水を行っても初期貯留分を排水しきれないことから，浸水リスクの増加が懸念される。そこで本研究では初期貯留を行うための容量をポンプ能力(10 ㎥/s)と予測のリードタイム(1 時間)から，緊急排水を開始してピークカット貯留が始まるまでに初期貯留時に貯めていた雨水をすべて排水可能な容量として，36,000 ㎥を基本的な初期貯留対策容量と設定した。また，本研究では降雨予測誤差によって貯留施設の操作が影響を受けて緊急排水開始が遅れることによって初期貯留分の排水が間に合わない場合や，逆に緊急排水が早く開始されることによって余分に初期貯留分を排水できる状況が考えられることから，初期貯留対策容量を基本の 36,000 ㎥から増減させた場合の浸水量やその期待値の増減を解析することによって，初期貯留を行うことによって増加する浸水量が許容可能となる最適な初期貯留対策容量を求めることを目的として解析を行った。今回の解析において設定した初期貯留対策容量は 9,000，18,000，27,000，36,000，45,000，54,000，63,000，72,000，90,000(㎥)である。対象としている貯留施設の計画降雨規模である 10 年確率降雨を入力降雨として解析した結果について述べる。各予測誤差における緊急排水開始時刻 TL を Table 5 に示す。この時刻は降雨開始時からの経過時間である。この TL をもとに排水操作を行ったときの流量や貯留管の貯留量などの計算結果を記す。各地点(寺戸川，久世，石田川，三反田)におけるハイドログラフと，貯留管の貯留量及び貯留しきれずに溢水し，浸水した浸水量のグラフを Fig.9 から Fig.11 に示す。解析の結果，北幹線完成時点では呑龍トンネル単体での貯留能力では 10 年確率降雨には対応しきれず，流域で溢水が発生する可能性があることが分かった。Fig.12 に貯留管に流入しきれずに溢水し，浸水した浸水量と，降雨予測誤差の関係を初期貯留容量毎にプロットした図と，Fig.13 に浸水量と初期貯留量の関係を降雨予測誤差毎にプロットした図を示す。Fig.10 から Fig.12 の各図において寺戸川の流量はピークカットにより最大流量の 40 ㎥/s となっている。また Fig.10 の貯留管貯留量の変化をみると初期貯留により一度貯留量が増加するが緊急放流によってまた貯留量がゼロになる様子がみてとれる。Fig.11 の貯留量の変化をみると放流開始が遅れたためピークカット貯留分が流入する時点で初期貯留分を

Table 5 Summary of ‘TL’ value

降雨予測誤差	TL(計算開始からの経過時間(秒))
100%	なし
90%	なし
80%	なし
70%	なし
60%	13200
50%	12600
40%	12600
30%	12000
20%	12000
10%	11400
-10%	10800
-20%	10800
-30%	10200
-40%	10200
-50%	9600
-60%	9600
-70%	9000
-80%	9000
-90%	8400
-100%	8400

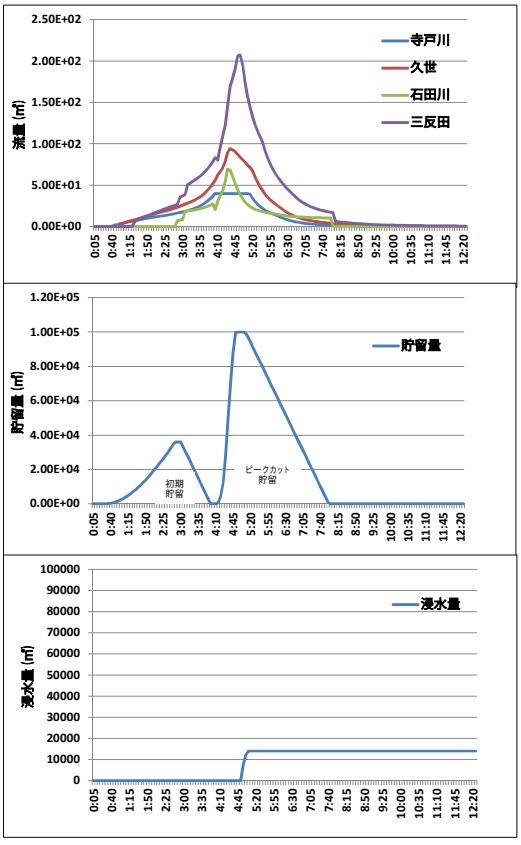


Fig.9 Runoff graphs (prediction error 0%)

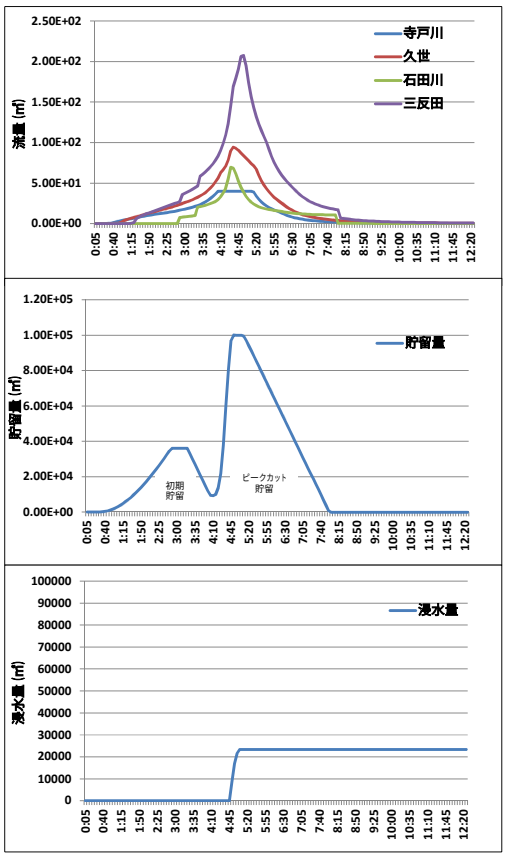


Fig.10 Runoff graphs (prediction error +20%)

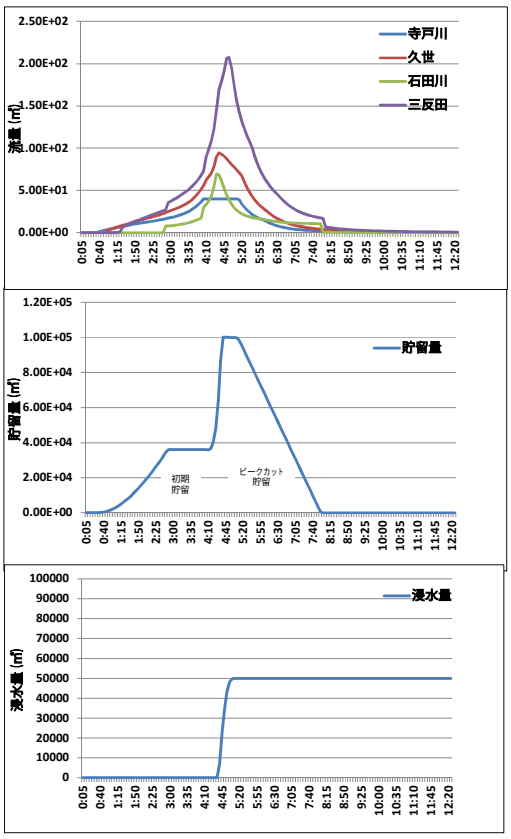


Fig.11 Runoff graphs (prediction error +70%)

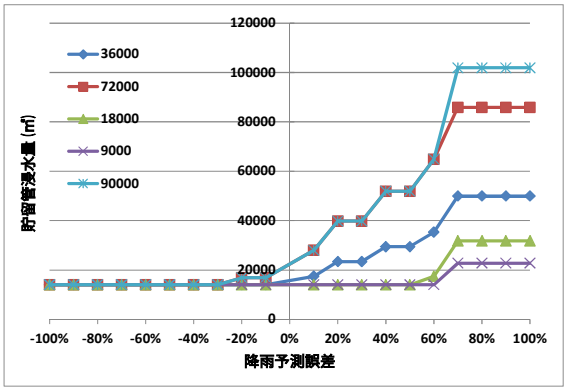


Fig.12 The relationship between prediction error and flood volume (10-year probability)

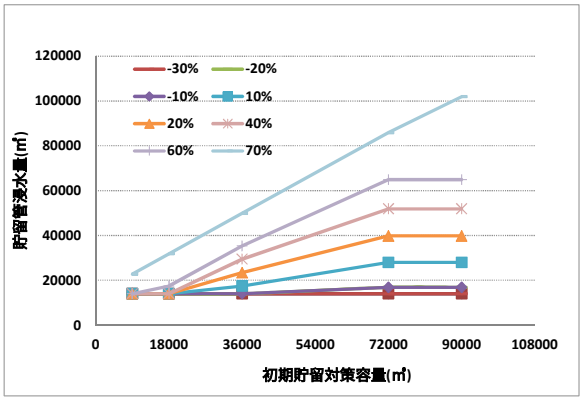


Fig.13 The relationship between initial storage volume and prediction error (10-year probability)

排水しきれず，貯留管に入りきらない溢水量が増加する様子がわかる。Fig.13 では予測の誤差が大きいために流量予測では Qin に達しないと予測された結果，事前に放流することができずに初期貯留分がそのまま溢水量増加につながっている，危険な状況を表している。Fig.13 は横軸が降雨予測誤差，縦軸が浸水量を表しており，初期貯留対策容量ごとに降雨予測誤差が変化した時の浸水量の変化を示している。これをみると初期貯留対策容量が大きいときは降雨予測誤差がゼロであっても浸水量が増え始め，予測の誤差が正に大きくなると浸水量は急激に増加する様子が分かる。一方初期貯留対策容量が小さい時はある程度予測の誤差が正に大きいときでも浸水量の増加は小さく抑えられるが，最小の 9,000 ㎥と設定しても誤差が 70%を越えると浸水量が増加してしまうことが分かる。また Fig.14 は横軸が初期貯留対策容量，縦軸が浸水量を表しており，各降雨予測誤差ごとに初期貯留対策容量によって浸水量の違いを表している。初期貯留対策容量が 9,000 ㎥の時は浸水量の増加

は最大誤差の時を除いて見られないが，18,000 ㎥のところから，僅かに増え始める。しかし 36,000 ㎥になると誤差が大きくなると急激に浸水量の増加がみられ，72,000 ㎥まで増加が続く。このことから，浸水量増加を小さく抑えるためには急激に増加する手前の 18,000 以下に設定する必要があることが分かる。

3.2.2　降雨規模を変えた場合の解析結果

次に貯留施設の計画降雨規模である 10 年確率降雨を超える降雨規模の降雨が発生した場合に初期貯留を行うことが浸水被害に対してどの程度の影響を及ぼすのかを評価するために 15 年確率降雨と 20 年確率降雨を入力降雨として解析を行った。また，逆に計画降雨規模の 10 年確率降雨よりも小さい規模の降雨の時に初期貯留によって新たに浸水が発生する状況について評価を行うために，7 年確率降雨を入力降雨とした場合についても解析を行った。

20 年確率降雨を入力降雨として解析した結果について示す。浸水量と降雨予測誤差の関係を Fig.14 に，浸水量と初期貯留量の関係を Fig.15 に示す。20 年確率降雨では下流の三反田地点でもマニング式から導かれる最大疎通能力 240 ㎥／秒を超過するため，河道での溢水が発生する。20 年確率降雨という貯留施設の計画規模を大きく超えた降雨現象に対して，全体的に浸水量は増えているものの，初期貯留を行うことによって増加する浸水量は初期貯留対策容量を 18,000 ㎥程度に設定することで小さく抑えられることが分かる。

逆に 7 年確率降雨を入力降雨として解析した結果を示す。浸水量と降雨予測誤差の関係を Fig.16 に，浸水量と初期貯留量の関係を Fig.17 に示す。7 年確率降雨では乙訓ポンプ場までの暫定供用時においても初期貯留を行わない状態では浸水が発生しないことが分かった。Fig.16 と Fig.17 をみると初期貯留対策容量が 27000 ㎥以下では，7 年確率降雨においては緊急排水が行われなくなる，予測誤差 60%以上とならない限り浸水は発生しないことがわかる。そしてこの予測誤差が 60%以上となる確率は 15%程度である。この確率が許容可能であるかどうかは，実際の運用者の判断にゆだねられるところである。

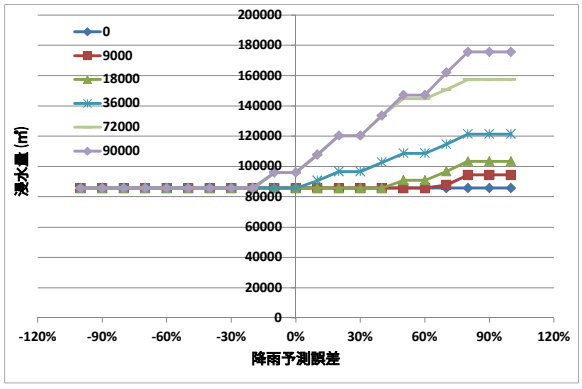


Fig.14 The relationship between prediction error and flood volume (20-year probability)

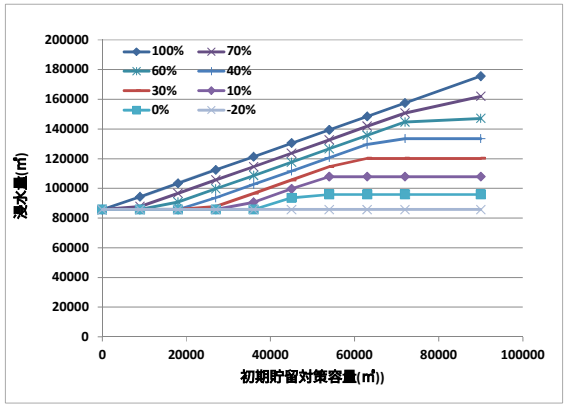


Fig.15 The relationship between initial storage volume and prediction error (20-year probability)

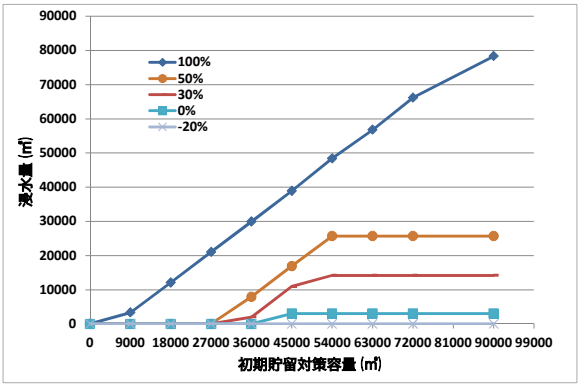


Fig.16 The relationship between prediction error and flood volume (7-year probability)

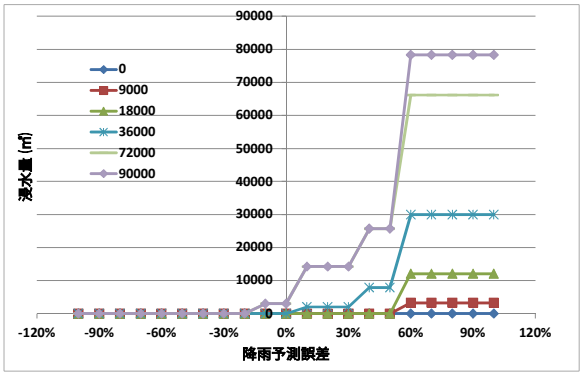


Fig.17 The relationship between initial storage volume and prediction error (7-year probability)

4. 浸水量の評価と感度解析および実事例への適用

4.1 浸水量の評価

4.1.1 浸水量の期待値と初期貯留対策容量の関係について

前章で行った，設定降雨予測誤差を入力条件としたときの貯留施設の実時間制御に伴い発生する浸水量の生起確率を降雨予測誤差の生起確率分布をもとに与えて浸水量の期待値を求めた。Table 6 に 7 年確率降雨，10 年確率降雨，15 年確率降雨，20 年確率降雨における浸水量の期待値を示す。いずれの確率降雨においても初期貯留を行うことで浸水量の期待値は当然増加する。また初期貯留による浸水の増加量の期待値を Table 7 に示す。浸水の増加量とは設定した容量の初期貯留を実施した場合と初期貯留を実施しなかった場合の差分を表している。この結果では，10 年確率降雨と 15 年確率降雨，20 年確率降雨については初期貯留量の増加に伴い，概ね同程度の増加量を示している。これは降雨規模が大きくなっても浸水量期待値の変化は小さいことを示している。このように初期貯留容量を増やす浸水増加量も増えるが容量がある程度小さければ，10 年確率降雨でも 20 年確率降雨でも浸水の増加量の差異は小さく，計画規模を超過する降雨現象に対して初期貯留を実施することによる影響は拡大傾向にはないと考えることができる。

4.1.2 浸水危険度の評価

20 年確率降雨が降った時の浸水深についてまとめたものを Table 8 に示す。この結果から 20 年確率降雨発生時には初期貯留を行わない状態でも最大約 34cm の浸水があることがわかった。一方計算した中で最悪の浸水量となったケースでは最大で水深が約 70cm となることが分かり，床上浸水の判断基準となる浸水深 45cm を越えるため，家屋がある地点では床上浸水となる恐れがあることが分かった。

またこれらの計算を通じて概ね浸水量が 11 万㎥を越えると床上浸水が発生する可能性があることがわかった。そこで降雨予測誤差によって最大で浸水量が 10 万㎥程度と計算された，初期貯留容量 18,000 ㎥のケースにおける浸水深を計算したところ，最大水深がほぼ 41cm となり，領域平均では床上浸水の基準に達しなくなることが分かった。また初期貯留量 27,000 ㎥での最大浸水時のケースでは浸水深がほぼ 45cm となり床上浸水が発生する可能性が高くなるが，この最大浸水を引き起こす予測誤差が発生する超過確率は 10%未満となる。20 年確率降雨という貯留施設の計画規模を超える降雨現象に対して貯留施設がどこまでの治水安全度確保することを求められるのかは，実際の運用者である自治体の判断に委ねられるところであるが，浸水被害を悪化させる事態が発生する超過確率がこうして示されることで，この確率が許容可能であるかどうかの判断材料として活用することが考えられる。

Table 6 Summary of expectation of flood volume

初期貯留容量(㎥)	7年確率降雨	10年確率降雨	15年確率降雨	20年確率降雨
0	0	13,631	27,515	83,498
9,000	506	14,660	28,536	84,318
18,000	1,858	15,843	29,720	85,782
36,000	5,749	21,719	36,327	91,863
72,000	15,769	33,036	49,407	106,105

Table 7 Summary of expectation of increasing flood volume

初期貯留容量(㎥)	7年確率降雨	10年確率降雨	15年確率降雨	20年確率降雨
9,000	506	1,029	1,021	818
18,000	1,858	2,212	2,198	2,267
36,000	5,749	8,089	8,228	8,361
72,000	15,769	19,405	20,069	22,596

Table 8 Summary of flood level in case of 20-year probability rainfall

		初期貯留容量				
		0㎥	18,000㎥	27,000㎥	36,000㎥	90,000㎥
降雨予測誤差	10%	34.5cm	34.5cm	34.5cm	36.5cm	43.4cm
	40%	34.5cm	34.5cm	37.7cm	41.0cm	53.8cm
	80%	34.5cm	41.6cm	45.3cm	48.9cm	70.8cm

4.2 降雨予測精度の向上による浸水量期待値の変化

降雨予測の観点に立てば，相対誤差の平均値は当然ゼロに近く，予測誤差の分散は小さい方が望ましい。浸水防止の観点からは予測が過大な場合(相対誤差が負値)の場合は安全側の予測であり，気象・避難等の警報発令や貯留施設操作の上では空振りとなる。ただし，安全側であることを考慮すれば最優先で改善すべきこととはいえない。逆に，予測が過小（相対誤差が正値）の場合には，警報発令や貯留施設操作の遅れによって甚大なる被害を招く可能性がある。本節では降雨予測の精度が向上することによって降雨予測誤差の分散が縮小し，また平均も 0.0 に近づくことによって浸

水量の期待値がどの程度変化(改善)するのかについて検証を行う。逆説的に考えると，貯留施設の実時間制御を実施する上で必要となる降雨予測の精度について検討することとなる。

4.2.1　降雨予測誤差分布の標準偏差の縮小の影響

今回は誤差の確率分布の標準偏差として 0.56 という値を用いて計算してきた。しかし事例の抽出条件によって標準偏差は異なってくる。そのため標準偏差が縮小あるいは拡大した場合にどの程度浸水量の期待値が変化するのかを検証した。

実際の予測誤差情報を利用して，降雨予測誤差の標準偏差が縮小した場合として 0.38，拡大した場合として 0.73 という値と用いて浸水量の期待値を計算した。20 年確率降雨における浸水量の期待値を各標準偏差で計算した時の結果を Fig.18 に示す。標準偏差が 0.56 の時と比較して，0.38 では浸水量期待値が最大で約 6,000 ㎥低くなり，0.73 では浸水量期待値が最大約 5,000 ㎥が大きくなった。また，初期貯留容量が 63,000 ㎥を越えると，浸水量期待値の差が標準偏差の差に比して大きくなる傾向を示した。さらに，降雨予測誤差が 80%を越えると，誤差が大きすぎて予測流量が極端に過小評価となり Qin を越えず，緊急排水を実施しないため浸水対策容量が大幅に不足した状態となるが，標準偏差が 0.38 程度になると，予測誤差 80%は 2σ 以上に相当し，その超過確率は 2.5%以下となる。

4.2.2　降雨予測誤差分布の平均の変化の影響

次に予測誤差の平均が変化した場合について評価する。解析では平均を 0.0 として計算を行ってきたが，これまで示してきた降雨予測事例によっても様々な値となる。相対誤差がマイナスの場合は予測が過大評価であり，浸水制御の観点からは安全側である。そこで誤差の平均がプラス側に偏っている場合の浸水量期待値の変化について検証した。上述の 2010 年台風 4 号事例において，降雨強度別の予測誤差平均値は，0.31～0.39 の値となった。また，同年 7 月の板橋豪雨についての予測事例では 10 分間雨量予測で 21.0%という数値が報告されている。そこで，相対誤差平均が 0.0 の時から 0.4 の時までの浸水量期待値を算定した。Fig.19 に 20 年確率降雨における浸水増加量期待値と初期貯留容量の関係を示す。当然のことながら，誤差の平均が 0.0 に近づくほど浸水量期待値は低減し，相対誤差平均が 0.0 の時と 0.4 の時では最

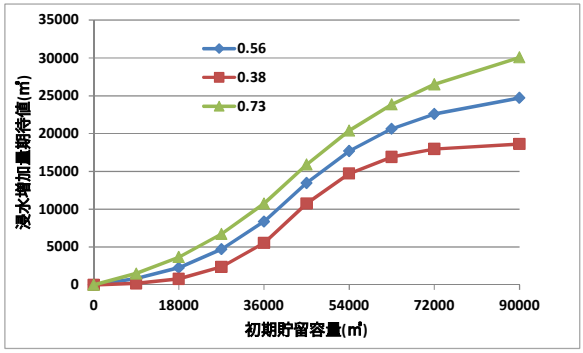


Fig.18 Expectation of flood volume

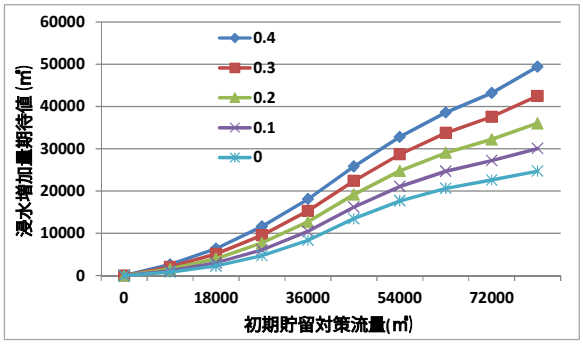


Fig.19 Expectation of increasing flood value

大で約 25,000 ㎥の差が生まれることが分かった。上述の標準偏差に比べて，相対誤差の差異が浸水量期待値を大きく変化させるので，予測誤差を考慮する上では，相対誤差平均の重要性が高いといえる。

本研究では降雨予測誤差の過大予測，過小予測の傾向は数時間程度一定に保たれると仮定してきたが，実事例を解析した結果，実際の降雨予測誤差の傾向は過大予測から過小予測へ，または逆に過小予測から過大予測への移行が起こることが分かった。また，この過大予測と過小予測が逆転するのは降雨のピーク付近であることが多い。本研究では単峰型の降雨を入力降雨として解析を行ってきたがその場合でもピーク以降過小と過大が逆転することが考えられる。しかし本研究で重視している点ははじめの降雨ピークの前に必要であれば緊急排水を行うという操作であることから，ピーク以降の誤差構造よりもピーク前の誤差構造が重要であり，ピーク前にランダムに過大予測と過小予測が入れ替わるような事例でなければ本研究の仮定している誤差傾向一定という考え方でも十分現象を再現しうると考えられる。今後は単峰型の降雨だけでなく二山型の降雨などについても解析を行うことでより複雑な現象を評価できると考えられる。

5. 結論

本研究では近年の気候変動に伴う豪雨の多発や，都市化の進展による降雨流出量の増加及び非特定汚染源からの汚濁負荷流出量の増加という背景のもと，浸水対策として建設されている雨水貯留施設において，汚濁負荷削減目的でも利用するために降雨の予測誤差が貯留施設の運用に与える影響について検討を行った。その結果雨水流出モデルによって計算された降雨誤差の大小によって異なる河道からの浸水量を降雨予測誤差が従うと仮定した確率分布をもとに，誤差の発生確率を求め，それを浸水量にかけ合わせることで求めた浸水量の期待値について評価を行うとともに，浸水量を浸水深に変換することで浸水被害の度合いを分かりやすく表現することができた。浸水深の計算結果から，床上浸水が発生する可能性が高いのは浸水量が 11 万㎥を越えたときで，初期貯留容量を 18,000 ㎥以下にすれば，20 年確率降雨においても床下浸水が初期貯留によって床上浸水に悪化する事態を防ぐことができるという可能性を示すことができた。また降雨予測モデルの精度が向上し，誤差の平均が 0.0 に近づき，標準偏差も小さくなるほど浸水リスクを低減できることが分かった。

本研究では，汚濁負荷削減目的の初期貯留容量を設定し，緊急排水をともなう貯留施設の操作運用を行う実時間制御を降雨予測の相対誤差に着目して評価し，初期貯留操作を導入する上で，許容可能な範囲であるか否かを意思決定する評価指標のひとつとなりうると考えられる浸水量およびその期待値を算定した。

実際の降雨予測では過大・過小予測傾向が一雨の間一定とはならず，降雨量ピーク時刻を境にそれらが逆転するような状況が多く見られた。今後はそうような予測誤差の傾向が変化するようなパターンについても検討する必要があると考えられる。また一方で汚濁負荷削減の効果を検証することで浸水被害の増加の恐れのある初期貯留を行うことの環境改善効果，および費用的効果を算定することで浸水被害額との間で最適となる初期貯留の設定などを行うことで貯留施設の有効活用をさらに検討していく必要がある。

謝　辞

本研究を進めるにあたり，貴重な研究データを提供して頂き，また適切なご助言を頂いた株式会社日水コン，木村誠さんに感謝致します。降雨予測モデルを用いて様々な解析結果を提供してくれた中北研究室の吉開朋弘氏に心から感謝致します。

参考文献

賈玉石:移流モデルによる降雨予測誤差の評価に関する研究，京都大学卒業論文，2003 片山直樹・星清・橋本識秀: 予測雨量の誤差を考慮した実用的洪水予測モデルの開発，第 60 回土木学会北海道支部論文，2003

金泰成・山田淳・文亨夫:雨水貯留施設による雨天時ノンポイント流出汚濁物のリアルタイム制御，環境システム研究論文集 Vol.28, pp.105-113, 2000

椎葉充晴・高棹琢馬・中北英一:移流モデルによる短時間降雨予測手法の検討，第 28 回水理講演会論文集，第 28 巻，pp423-428，1984

立川康人・小松良光・寶馨:移流モデルによる予測降雨場の誤差構造のモデル化と降雨場の発生，京都大学防災研究所年報第 45 号，B-2，2002

和田有朗・岸本宏司・道奥康治: 流出抑制及び面源負荷軽減対策における雨水貯留施設の評価，水工学論文集，第 54 巻，pp.1327-1332，2010

和田安彦・尾﨑平・村岡基:下水道施設のリアルタイムコントロールによる合流式下水道改善に関する研究，土木学会論文集 G Vol.62 No.1，pp.201-210，2006

Rouault.P, et al. : Consideration of online rainfall measurement and nowcasting for RTC of the combined sewage system, Water Science Tech., Vol.57, p.1799-1804, 2008.

Control Strategy of Stormwater Storage System for Urban Pollutant Reduction Considering Rainfall Prediction Error

Hiroyuki TORII*, Yoshinobu KIDO and Eiichi NAKAKITA

*Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

In this study, availability analysis is focused to use the flood control system for pollutant reduction derived from non-point sources. In Nishi-hadukashi river basin, big tunnel stormwater storage system named “Donryu” is under construction for flood prevention. In this study, the basin was modeled assuming the completion of the storage system, and we simulated of the reservoir operation by using this model. This study aims to set the optimal conditions of the storage control by a probabilistic analysis of the impact of flooding expansion by the rainfall prediction error.

Keywords: rainfall prediction error, stormwater storage system, control strategy

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

京都盆地における地下水汚染シミュレーション解析
―平面二次元と準三次元解析による汚染影響評価―

バトル　アブドレイム*・城戸由能・粟津進吾*・中北英一

*京都大学大学院工学研究科

要　旨

京都盆地水系における将来的な水資源の利用可能性や水環境の保全対策を検討･実施するためには,地下水利用の現状を把握するとともに,水質汚染状態を管理する必要がある。地下水は一度汚染されると短期間での汚染改善は困難であり,汚染状態の継続は長期間に及ぶため，水資源の安全な利用の観点からも地下水質の継続的な監視が求められる。さらに，地震等災害時の緊急用水としての地下水利用可能性を検討するためには，時空間的な水位・水質分布特性の解析が重要となる。そこで，本研究では，京都盆地水系における平面二次元および準三次元の地下水流動・水質解析を行い，汚染源からの物質伝播の時空間的な影響範囲の予測について検討した。

キーワード: 京都盆地水系，地下水汚染，準三次元解析，水質影響評価

1.　はじめに

京都盆地水系における将来的な水資源の利用可能性や水環境の保全対策を検討・実施するためには，地下水利用の現状を把握するとともに，水質汚染状態を管理する必要がある。地下水は一度汚染されると短期間での汚染改善は困難であり，汚染状態の継続は長期間に及ぶため，水資源の安全な利用の観点からも地下水質の継続的な監視が求められる。さらに，地震等災害時の緊急用水としての地下水利用可能性を検討するためには，時空間的な水位・水質分布特性の解析が重要となる。そこで，本研究では，京都盆地水系における準三次元地下水流動・水質解析を行い，汚染源からの物質伝播の時空間的な影響予測について検討する。

京都盆地の地下水は古来から清浄で豊富で，醸造業・染色業等の産業や茶道・華道などの文化を支える重要な水資源として利用されてきた。そのため，名水・名井として有名な井戸・湧水が多く存在するが，近代以降枯渇したものも多く，水質の悪化のために地下水利用を中止して水道水へ転換せざるを得ない場合も見られた（総合研究開発機構，1986）。

京都盆地水系は桂川，木津川，宇治川が京都～大阪府境界である男山と天王山の間で合流する。　近年京都・大阪の都市化が進み，水資源としての地下水への依存度は高くなってきた。また，地震等災害が起きたとき，緊急用水として確報できるかは重要である。そして，地下水汚染に対しては，十分な対策が必要になる。そして，京都盆地における準三次元地下水浸透解析を行い，汚染源に対して移流・拡散挙動についても検討する。

2.　京都盆地の地形・地質・水文特性

2.1　地形・地質特性

京都盆地は内陸性の盆地であり，東，西及び北の三方を山地または丘陵地によって囲まれ，南に開いている。盆地内では北縁，北大路付近の基盤標高が最も高く地表の勾配も急である。盆地南に向かうにつれて基盤標高は低くなり，地表勾配も緩やかになる。三川合流地点の基盤標高は低くなって，地表とほぼ水平になる。京都盆地周辺部とは京都盆地を取り囲む山地及び丘陵地と京都盆地の境界部分であり，この地域の基盤は，ほとんどの場所に大阪層郡が出現することが特徴である。盆地内側北部は地形的みれば段丘と扇状地で，粘土層は薄い，礫層は地表近くから堆積している。盆地南部は地形的みれば，桂川，宇治川及び木津川の氾濫原であり，緩い砂及び

軟らかい粘土が互層もしくは単独で表層部を厚く覆っている。盆地南部の支持層も礫が主体であるが，盆地北部に比べて粘土や砂をかなり大きく割合で含んでいる。特に木津川沿いでは砂層の比率が高くなっている。

基盤構造調査によると，東西・北側を山地域に囲まれ，盆地南部地域で深くなっています。帯水層基盤が最大震度となっていますが，盆地南西部のおおやまざき・おとこやま付近でその深度は30～50ｍと浅くなっていて，ダム堤体のような構造をしているため，京都盆地の地下水は停滞性が強く，一旦汚染された地下水の水質を回復するためには，長い時間が必要となる。

2.2　京都盆地の堆積構造

第四紀（200万年前以降），数回にわたって大阪湾を通じて京都盆地内にも海水が浸入して海域になり，海成層が堆積した。この時代の地層は大阪層群に相当する。京都盆地丘陵地で150～200ｍある（新関西基盤，2002）。京都盆地は琵琶湖の南西，大阪平野の北東に位置する東・西・北方を山地に囲まれた小規模な盆地であり，京都府の南東端にあたる。盆地の大部分を占める京都市の人口は，京都府全体の半数以上にのぼる。

山地ほとんどは，砂岩・泥岩・チャート・緑色岩などから構成される丹波帯の中・古生層からなる。丘陵地の大阪層群は，主に半固結の粘土・シルト・砂・礫から構成された。その層厚は，京都盆地の丘陵部で150～200mあり，大阪の丘陵部で400mや地下での1500mに比べると，全般に薄い。

深草地域の丘陵に露出する大阪層群は，層厚130mで砂礫層を主とし，4枚の海成粘土層，ピンク，山田，アズキ，深草，八町池など5枚火山灰層を挟んでいる。京都盆地の段丘は北部発達するほか，西山丘陵の東麓や東山の西麓にみられる。河川成あるいは扇状地成の段丘構成層であり，礫層を主体とする。

扇状地・沖積低地とその地下：京都盆地内の低地部は，南部で標高10～20mであり，巨椋池干拓地付近が最も低くなる。ここを中心にして，沼沢地や後背湿地で堆積したとみられる軟弱な粘土・シルト層が分布する。沖積層厚は北から南へ増加しているが，東西方向でほぼ同様である。そして南部地域地下水中で有機物が多い。

京都盆地東方にある東山山地を境として，標高20～50ｍの山科盆地が位置している。これらの低地部には，扇状地成の砂礫層を主とする堆積物が分布する。

堆積層は，主に段丘堆積層や大阪層群に属する砂礫，砂，粘土などよりなり，堆積物の形成年代を特定するために重要な指標となる火山灰層や，海域に堆積した海成粘土層(Ma3～Ma6，Ma9)などが確認された。地質粒子に分類：礫の粒径２ｍｍ以上，砂の粒径は2mm～１/16mm，シルトの粒径は１/16mm～１/256mm，粘土粒径は１/256　mm下になっている。

京都盆地は内陸性の盆地であり，東，西及び北の三方を山地または丘陵地によって囲まれ，南に開いている。盆地内では北縁，北大路付近の基盤標高が最も高く地表の勾配も急である。盆地南に向かうにつれて基盤標高は低くなり，地表勾配も緩やかになる。三川合流地点の基盤標高は低くなって，地表とほぼ水平になる。

京都盆地周辺部とは京都盆地を取り囲む山地及び丘陵地と京都盆地の境界部分であり，この地域の基盤は，ほとんどの場所に大阪層群が出現することが特徴である。盆地内側北部は地形的みれば段丘と扇状地で，粘土層は薄い，礫層は地表近くから堆積している。盆地南部は地形的みれば，桂川，宇治川及び木津川の氾濫原であり，緩い砂及び軟らかい粘土が互層もしくは単独で表層部を厚く覆っている。盆地南部の支持層も礫が主体であるが，盆地北部に比べて粘土や砂をかなり大きく割合で含んでいる。特に木津川沿いでは砂層の比率が高くなっている。

3.　モデル解析用データ

解析対象範囲は京都盆地の南北約30km，東西約15kmの領域とし，水平方向については100mメッシュに分割し，鉛直方向については地質負荷源を考慮して，沖積世砂礫層，沖積世粘土層，洪積世礫層の三層にわけて解析することとした。帯水層の基盤標高は2006年度版関西圏地盤情報データベースから抽出したボーリングデータに基づいて作成した。また，国土細密数値情報の土地利用データおよびAMeDAS日雨量データをもとにHortonの浸透能モデルを用いてメッシュごとに涵養量を設定した。

Fig.1は解析対象地域における国土交通省が実施している観測井戸22本の位置を示す。これらの地点では年１回の標準項目，年３回の簡易項目の水質分析データが公表されている（国土交通省河川局編(1992～2002)）。これらの観測では水質変化の経年的な変動は解析できるが，季節的変化および降雨後の地表面浸透や河川からの涵養現象を解析するには不十分である。そのため，筆者らは2009年12月から伏見・桃山地域の５箇所の井戸に自記水位計・自動水質計を設置し，10～20分間隔で地下水水位および地下水水質を自動観測を行うとともに，月２回程度の頻度で，計測器のメンテナンスおよび地下水採水を実施

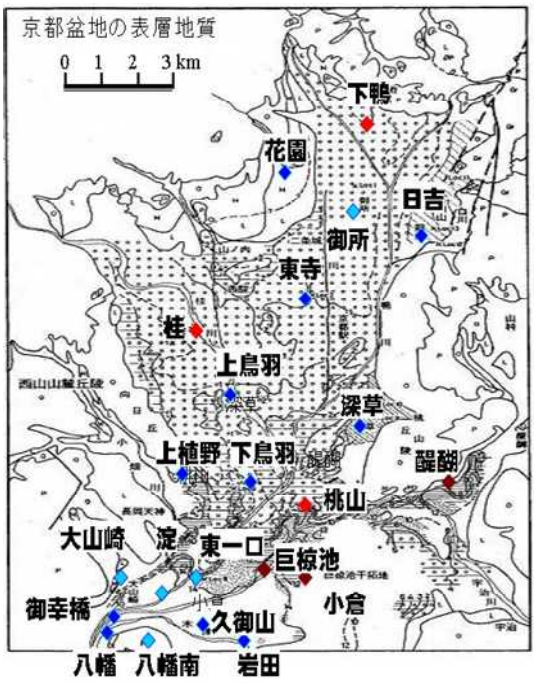


Fig.1　Groundwater observation well spot of analysis area

し，採水試料については実験室内で水質分析を実施している(城戸, 2009)。自己観測データ（2009～2011）は国交省（1992～2002）データに時間的近い観測点，井戸深度が近い同じ分類地点群を観測した。

関西地盤データベース(KG-NET,2007)のボーリング図から代表的地点のボーリングコアデータを読み取り，準三次元解析のために京都盆地の地層構造に基づいて三層の層厚を決定した。代表地点の層厚を基準として，空間内挿を行うことでグリッドの平均層厚を与えた。まず，地表付近の沖積砂礫層の層厚と，今回の解析で重要となる沖積粘土層の層厚を決定し，既往研究（田中，2009）で決定した帯水層基盤の標高地と比較して，最下層の洪積砂礫層を決定する。標高データと帯水層厚の不整合がないかを最終的に確認した(Fig.2)。

盆地南部域のボーリングコア図は鮮明であり，三層の層厚を容易に特定できた。しかし，盆地北部と丘陵地域では，ボーリングそのものが浅いために，明確に三層の層厚を特定できなかった点もみられた。京都盆地全域における沖積砂礫層・沖積粘土層・洪積砂礫層の三層の層厚の特徴を以下にまとめる。

伏見・桃山地域では，沖積粘土層は標高7～17mの間に堆積しており，もっと深い地点では標高20m以深の地点もあった。平均層厚は10mであった。京都市域南部では，沖積粘土層は標高6～14m以深に堆積し，その平均層厚は8mであった。八幡・久世地区では，標高-3～10mの間に沖積粘土層が堆積しており，その平均層厚は13m，三川合流地域では，標高-4～8

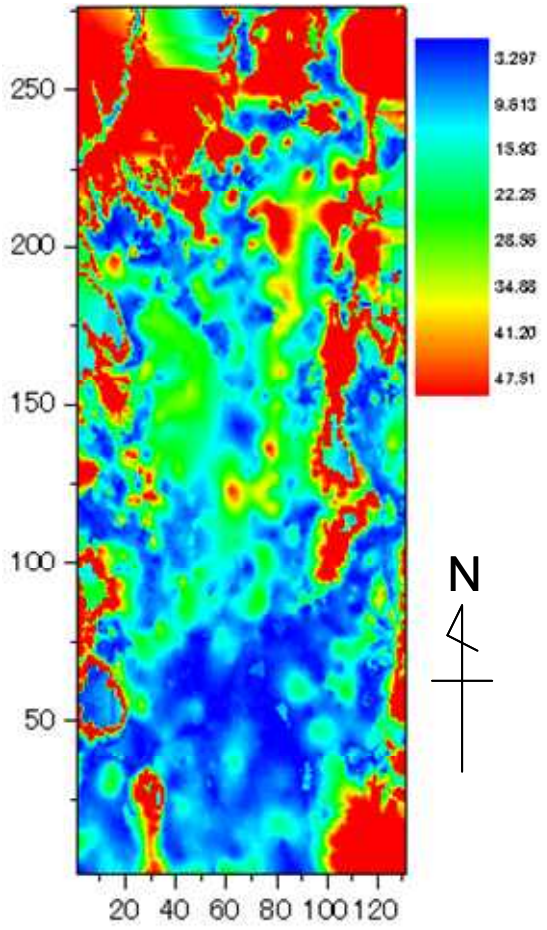


Fig.2 Thickness of Aquifer in Kyoto Basin

mの付近に沖積粘土層が堆積しており，その平均層厚は12mであった。おおよそ京都盆地中央部と南部での沖積粘土層厚さは10m程度，これに対して，北部および丘陵部で確認できたボーリングコアデータから算定された沖積粘土層の厚さは1m程度であり，非常に薄い層厚であることが確認できた。北部および丘陵部における沖積粘土層厚の設定は準三次元モデル解析を行う上で重要な要素となる。

4.　モデル解析手法

4.1　地下水流動モデル

準三次元地下水モデルを用いて，流動および水質の移流・拡散シミュレーションを実施した。三次元地下水流動基礎式を以下に示す。

$$\lambda\frac{\partial h}{\partial t}=\frac{\partial}{\partial x}\left\{k_x(h-s)\frac{\partial h}{\partial x}\right\}+\frac{\partial}{\partial y}\left\{k_y(h-s)\frac{\partial h}{\partial y}\right\}+\frac{\partial}{\partial z}\left\{k_z(h-s)\frac{\partial h}{\partial z}\right\}+\varepsilon \quad \cdots (1)$$

ここで，hは水位標高，sは基盤標高，Kx, Ky, Kzはx,y,z方向の透水係数(m/s)，λは有効間隙率，εは単位面積あたり流出入量である。

既往研究をもとにして三次元方程式を準三次元方程式に変換した。これは，水平方向の地下水流動が鉛直方向に比較して大きいと仮定できるためである。水平方向の流れを表現するためにモデルシミュレーションした。そして，鉛直方向浸透量を無視している。透水係数に２桁程度の差異があれば，鉛直方向の流れを無視することができると考えた。

さらに，準三次元モデルでの仮定として，任意の平面位置（x,y）において，z(x_3)方向の全水頭は一定である（静水圧分布）：$\frac{\partial h}{\partial x_3}=0$ と仮定している。

京都盆地対象透水係数(m/sec)：沖積層は1.0×10-4，粘土層は1.0×10-7，洪積層は1.0×10-5。粘土層の透水係数は沖積層と洪積層の透水係数より小さい，目的は地質の影響を表現する，また八幡のような深層地下水質が河川，表面水の水質特性を持っている，このような河川水の影響受けている特徴も表現するために，鉛直浸透量を無視してはいかない。第一滞水層から第二滞水層への浸透速度は粘土層の透水係数になる。水平方向の計算結果と組み合わせる。

4.2　地下水水質モデル

同様に三次元地下水水質解析モデルの基礎式を以下に示す。

$$\frac{\partial C}{\partial t}=D_x\frac{\partial^2 C}{\partial x^2}+D_y\frac{\partial^2 C}{\partial y^2}+D_z\frac{\partial^2 C}{\partial z^2}$$
$$-u\frac{\partial c}{\partial x}-v\frac{\partial C}{\partial x}-w\frac{\partial C}{\partial z}+\frac{\varepsilon}{h-s}C_\varepsilon+k_iC \quad \cdots(2)$$

ここで，Cは汚染物質濃度，D x ,Dy,Dzはx,y,z方向の拡散係数，u,v,wはx,y,z方向の流速 は流出入物質濃度，ｋiは生成消滅項を示す。京都盆地中央部には大阪層群を含む洪積世堆積層の上に沖積粘土層と砂礫層が堆積しており，盆地周辺部では洪積世地層が表層付近に位置している。地下水水質データの解析の結果，盆地中央部に河川水や浅層地下水の水質特性を示す井戸が多く，盆地周辺の丘陵部では地質・地層由来の物質濃度が高い井戸が存在していた。そのため，地質・地層からの水質影響を評価するために，鉛直方向を三層とした準三次元のレイヤーモデルを採用した。

5.　モデル解析の結果

モデル解析では各種のパラメータを設定する必要がある。基本的には過去の文献・調査等(北岡他, 2009)

Table1.The coefficient of permeability of Kyoto Basin

	透水係数(X,Y) (cm/sec)	透水係数(Z) (cm/sec)	有効間隙率(%)	比貯留係数 (1/m)
沖積層	1.0×10-2	1.0×10-4	30	4.0×10-3
粘土層	1.0×10-5	1.0×10-6	10	1.0×10-7
洪積層	4.0×10-3	1.5×10-3	30	2.0×10-6

をもとにしてパラメータの数値範囲を設定し，その範囲内でパラメータを調整しながら観測値の再現性が高くなる数値を決定する。今回設定した透水係数・有効間隙率の範囲をTable 1に示す。その前段階として感度解析を実施した。モデルパラメータを設定するための感度解析であるとともに，負荷量等の増減による水質影響の時空間的影響範囲を評価することになる。

5.1　地表負荷量に関する解析

地表浸透負荷量について，標準負荷量を与えたケースで2009年1月1日～12月31日までの降雨データをくり返し入力して10年間の各Gridの濃度分布を計算した。さらに，地表浸透負荷量を増減した場合についても同じ降雨データを入力とした10年間のシミュレーションを実施した。両ケースの各Grid濃度の差を取って，濃度差等高線グラフを作成した。巨椋池地点の濃度負荷量を1.5倍追加した場合のケースの濃度差等高線グラフは下の図です。巨椋池付近は干拓事業により大規模な農地（水田・畑）となっており，農業用肥料の使用状態によって，肥料に含まれる窒素負荷量が増減する可能性が想定される。現況の地表浸透水の窒素濃度に１mg/L濃度を追加した場合の計算例をFig.3に示す。

三層化した帯水層における地質負荷源として沖積世砂礫層，沖積世粘土層，洪積世礫層にわけて地層土壌と地下水の間で汚濁物質が物理化学的な平衡関係に基づいて移動する現象を解析する。三層モデ

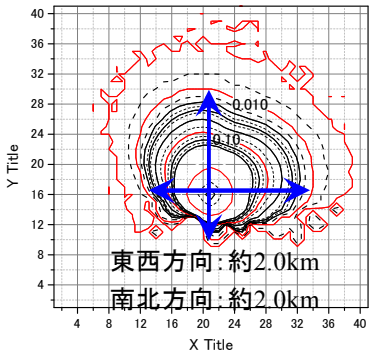


Fig.3 Example of Impact Area Assessment by Additional Surface Pollutant Load

ルでは井戸深度と水質の関係を表現する。平面二次元解析で計算した到達濃度（Grid濃度）は鉛直方向に対して平均値である。三層モデル解析で，到達濃度は二次元解析より大きい。二次元解析で水質濃度が沖積世砂礫層のほうが沖積世粘土層，洪積世礫層より大きいためである。

濃度到達時間は二次元解析で沖積世砂礫層のほうが沖積世粘土層，洪積世礫層より小さい。さらに，濃度到達距離は沖積世砂礫層のほうが沖積世粘土層，洪積世礫層より大きいという特性が明らかとなった。

河川負荷量（T-N,T-P,COD）の影響と地表面負荷量（T-N,T-P,K）の影響を比較すると沖積世砂礫層のほうが沖積世粘土層，洪積世礫層より大きい。地層負荷量（Mn,Fe,SO4）の影響は沖積世粘土層が洪積世礫層より大きくなった。

5.2　帯水層構造に関する解析

三層モデルでは，水平方向の拡散係数は一定であり，鉛直方向の拡散係数は小さく設定している（Table 1）ので，水平方向の移流拡散が卓越する。そこで，拡散係数に関する感度解析を行った。

標準値として設定した拡散係数の値を5，10，50，100倍にして，ほかのパラメータ項目を変化させないで計算した結果と初期条件計算結果の差を取って比較した。100倍という設定は極端ではあるが，傾向を捉えるために用いた。しかし，拡散係数を50倍にして計算した結果は100倍にして計算した結果と，初期条件からの水質濃度上昇の最高値・最小値地点が同じ地点(grid)となり，その上昇濃度も小さくなった。透水係数を大きくすると，当然地下水は早く移動するが，また，地下水位を下がる，その理由として，地下水が領域内に滞留しにくく，境界外部に流出することが挙げられる。

拡散係数を10倍にした計算結果と初期値の差を取った場合，水質濃度上昇の最大値がGrid(X73,Y8）地点で現れ，その地表土地利用は森林であった（滞水層が24）。一方，最小値が現れたのがGrid（X51,Y15）地点で土地利用は同じく森林であった（滞水層が7）。

拡散係数5倍にした計算結果と初期値の差を取った結果，水質濃度上昇の最大・最小値が現れる地点は拡散係数10倍にした結果と同じであった。

拡散係数を大きくするほど，水質濃度上昇の最大値はより大きくなっていくが，最小値の変化は非常に小さかった。

拡散係数を100倍にして計算した結果は，濃度最高値地点滞水層が最小値地点滞水層より小さかった。また，拡散係数10倍では，最高値地点滞水層が最小値地点滞水層より大きくなった。

拡散係数を10倍にした場合，観測評価地点のひとつであるGrid(X50,Y85)の地点において水質濃度が0.23mg/Ｌ下がった。この地点は土地利用が水田と設定されている区域である。また，水質濃度上昇が最大となった地点（Grid（X73,Y8））と，最小となった地点（Grid（X51,Y15））の土地利用はともに森林であった。さらに，これらの地点の帯水層厚との関係性について考察した。その結果，滞水層層厚が大きい地点では，拡散係数が大きくなったら水質濃度が下がり，逆に拡散係数が小さくなると水質濃度が上がる。

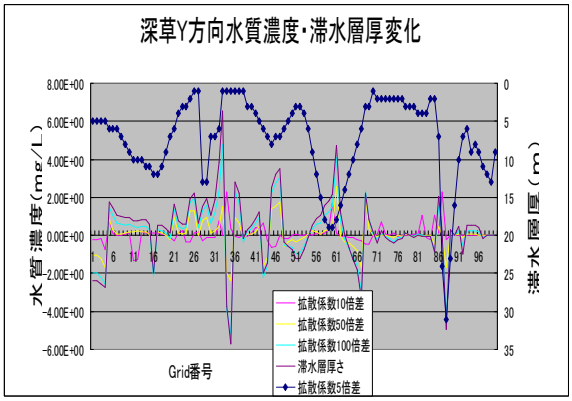


Fig.4　Example of Sensitivity Analysis on Diffusion Coefficient

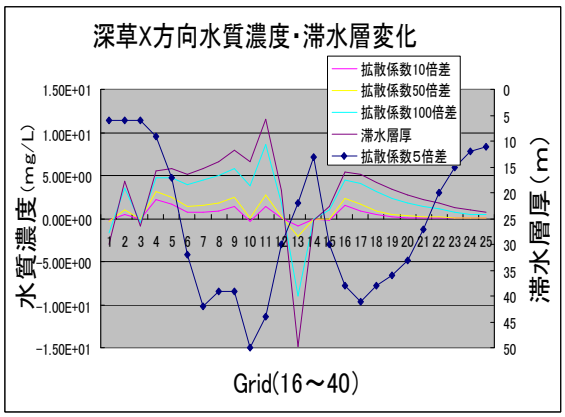


Fig.5 Example of Sensitivity Analysis on Diffusion

拡散係数を５倍にした計算結果と初期条件結果との差を取った場合の水質濃度上昇の最大・最小値が発生する地点のGrid番号は拡散係数を10倍にした結果と同じであった。また，拡散係数が大きくするほど水質濃度上昇の最大値はより大きくなり，最小値の変化は非常に小さかった。

5.3　水質影響範囲と帯水層層厚との関係

拡散係数を100倍，地表面浸透水中の濃度変化が無い場合と初期条件の差を取ると，水質濃度上昇の最大値が発生する地点（Grid[X73,Y9]）の滞水層厚は8m，土地利用は林であり，水質濃度上昇の最小値が発生

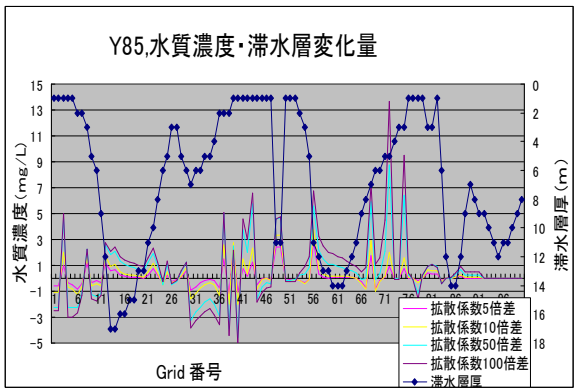


Fig.6 Example of Sensitivity Analysis on Diffusion Coefficient

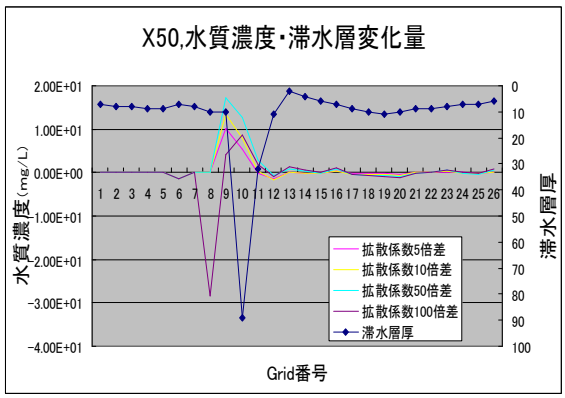


Fig.7 Example of Sensitivity Analysis on Diffusion Coefficient

する地点(Grid[X72,Y3])の滞水層厚は75m，土地利用は森林であった。拡散係数を50倍にして場合は，100倍にした計算と同じ地点で水質濃度上昇が最大・最小となり，その値の変化は微少であった。

つまり，拡散係数を大きくすると，滞水層が薄いところで水質濃度が上昇し，滞水層が厚い地点水質濃度が下がる傾向にある。逆に，拡散係数を小さくすると，滞水層が薄いところで水質濃度が下がり，滞水層が厚い地点水質濃度が上昇する傾向が明らかとなった（Fig.4～Fig.7）。これは，拡散現象によって厚い滞水層のところから滞水層が薄いところへの拡散が卓越して，汚染物質が滞留することで水質濃度が上昇すると考えられる。また，帯水層厚が薄いために地下水位の低下で極端に帯水層内の地下水量そのものが小さくなるため，同じ汚濁物質量移流・拡散により運ばれてきても，相対的に濃度数値が上昇することも考えられる。

拡散係数が小さくなると，滞水層が薄い地点で水質濃度が下がり，滞水層が厚い地点で水質濃度が上昇した。拡散係数が小さくなると，水質濃度が薄い滞水層から滞水層が厚いところへ拡散されてきた汚染物質が滞留して水質濃度が上昇し，厚い滞水層の流動速度が遅いことが要因として考えられる。京都盆地水系全体の帯水層厚の分布（Fig.2）と水質影響の時空間的特性についての解析は不十分であるが，複数の地点での水質影響特性を明らかにした。

6. 結論

本研究では，京都盆地水系を対象とした地下水水位および水質観測結果に基づき，平面二次元および準三次元の地下水流動・水質解析を行い，汚染源からの物質伝播の時空間的な影響範囲の予測について検討した。その結果，特定の地点における地表面からの負荷量浸透が増大した場合と帯水層の拡散係数が変化した場合，領域内の代表的な地点での水質影響の時空間的特性を明らかにした。

今後は，モデル解析を進めて，帯水層厚以外の水質影響の時空間的分布に与える影響要因を特定し，時空間的に連続した影響範囲の特定やその結果に基づいて過去の汚染事例の回顧分析，将来的な負荷量の増減や気候変動の影響を想定した京都盆地水系の地下水水質影響の評価を行う予定である。

謝　辞

観測にご協力いただいた井戸所有者の方々に深く謝意を表します。

参考文献

北岡貴文，楠見晴重(2009)：京都府城陽市域における3次元地下水汚染シムレーション解析，地盤の環境・計測技術に関するシンポジウム

城戸由能・栗津進吾・バトル アブドレイム・鳥井宏之・中北英一(2010)：京都盆地水系における表流水ー地下水間の水・物質収支に関する観測調査，京都大学防災研究所年報，Vol.53，pp.495-505

国土技術政策総合研究所資料(2006)：地下水モデルに関する研究報告書，ISSN 1346-7328,国総研資料，第322号

国土交通省河川局編(1992～2002)：地下水水質年表。

斉藤 泰久・鈴木 章浩・伊藤 覚(2008)：準三次元地下水浸透流解析モデルを応用した分布型水循環モデル(WCAP)の構築，http://www.pacific.co.jp/tech/study/ water/files/water_50.pdf

田中幸夫・城戸由能・中北英一(2009)：京都盆地水系を対象とした地下水流動および水質解析，京都大学防災研究所年報，Vol.52B(CD-ROM)，pp.607-624

Model Simulation for Groundwater Quality Analysis in Kyoto Basin

-- Impact Assessment by Two and Quasi-three Dimensional Water Quality Model --

BATUER Abudoureyimu*, Yoshinobu KIDO, Shingo AWADSU* and Eiichi NAKAKITA

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

It is important to investigate and analyze the groundwater Quality conservation and utilization of the water resources. Especially, it refers to water resource management for the future and emergency water supply. In former study, analysis of groundwater quality in Kyoto basin indicated water quality of wells located around the basin belongs to different water quality type than surface water. It requires another pollutant sources than surface water recharge for groundwater quality management. So, in this study the quasi three-dimensional model is applied for analysis of groundwater quality in Kyoto Basin.

Keywords: Kyoto Basin, groundwater pollution, quasi-three dimensional model analysis, impact assessment

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

京都盆地水系における表流水－地下水間の水・物質収支に関する観測調査と解析

栗津進吾*・城戸由能・バトル アブドレイム*・中北英一

＊ 京都大学大学院工学研究科

要 旨

京都盆地水系の地下水は古来より飲料用や産業用に利用され，その良好な水質は多くの名水・名井として保全・活用されてきた。高度経済成長期の工場等の過剰な揚水による盆地南部域での地盤沈下は，その後の規制により沈静化してきたが，現在も湧水の消失や散布肥料・工場排水等による水質汚染などの問題がみられる。本研究では，京都盆地の地下水動態を明らかにし，今後の地下水利用の適正化を図ることで，地下水の持続可能な水資源としての利用を進めるために，表流水と地下水との間における水・物質挙動の解析を行った。まず京都盆地における地下水の既存の水質観測データおよび独自の連続観測のデータを，ヘキサダイアグラムを用いて水質分類し，表流水の地下水への影響を評価した。次に連続観測のデータを用いて数値シミュレーションモデル計算結果のフィードバックを行い，水収支と汚染物質動態の両面からモデルの改良を試みた。

キーワード: 地下水，水位・水質連続観測，流動・水質モデル解析，京都盆地水系

1. はじめに

将来的な水資源の確保や災害時の緊急用水利用のためには，地域内の水資源となる河川表流水や地下水の動態を解明した上で，その利用可能性を検討する必要がある。そのためには，河川流域における水・物質循環を水系一環としてとらえ，その経年的変化や将来変化を調べることが重要となる。本研究では，京都盆地における地下水の重要度に着目して，既存の地下水観測データとともに，水質特性を把握するための地下水水位と水質の連続観測を開始してデータを分析した。さらに，平面二次元飽和地下水流動モデルと移流・分散を基本とする水質モデルを用いた地下水解析を行って流動および水質特性を明らかにした。

2. 研究対象領域と観測研究の経緯

京都盆地は丹波高地南縁と滋賀県や大阪府との境界付近に展開する山地山麓およびこれらに囲まれた山間盆地であり，六甲山地殻変動・地盤変動により内陸盆地として形成された．周囲を囲む山脈とその内部への海水の侵入と海域の後退をくり返すことで，洪積層の上部に盆地床のもととなる厚い堆積層が形成され，これらの地層内に地下水帯水層が存在する。その後，桂川・宇治川・木津川など諸河川の流入により扇状地や三角州などの沖積低地が発達してきた。また，反射探査法により中北部の基盤が比較的浅い部分と南部の巨椋池周辺の基盤が深い凹地とが，宇治川断層によって分かれていることが明らかになっている。

京都盆地では，国土交通省・京都府・京都市による河川水・地下水観測が実施されており，自記水位計による連続的水位観測，および定期的な水質観測が行われている。河川の水質観測は月に一度の採水分析，地下水質は基本的に年4回実施され，そのうち8月期においては各種イオン類を含む多項目，他の3回については限定項目についての分析が実施されているが，河川と地下水で共通する分析項目は少ない。しかし，京都市の市街地の地下水では地表水の混入が大きく，塩化物イオンと硝酸イオンが多い傾向が見られたのに対し，郊外部では汚染の少ない良好な水質が見られるといった研究結果も発表されている。また，地下水と河川水との間の水交換現象は近年「交

流現象」と呼ばれ，河床からの河川水の浸透と扇状地扇央および先端部での地下水から河川水あるいは地表への流出（湧水）の両現象が同じ領域で水位変動に伴い発生することが注目されている。京都盆地でも鴨川上流部扇状地（出町橋以北）や，桂川右岸の西羽束師側流域において，表流水系と河床地中水系に関する流動と水質特性の解析を進められている。京都盆地以外でも扇状地において表流水と地下水の交流現象があることが，山中らによって水位・水質観測にもとづいて述べられている。また，一般水質だけでなく同位体比の分析からも同様のことが評価されている。

以上の観測調査・先行研究を踏まえて，京都盆地内部の地下水水質が表流水の影響を強く受けていることにもとづき，地下水と河川水等の表流水間の水および物質挙動特性を解明するために，桂川・鴨川・宇治川に挟まれた盆地南部域の伏見桃山地区を主対象として自記水位計および自動水質計を井戸に設置し，定期的な採水分析と自動観測器による連続観測を実施2009年末から開始した。本研究では，既存観測データと独自の連続観測データにもとづき，地下水の水質分布特性を解析し，地下水－表流水間の水および物質挙動についてモデル解析を実施した。

3.　地下水・表流水観測データの解析

3.1　解析の視点

京都盆地水系内の地下水の主要な供給源は河川や地表からの涵養とともに，上流部山地域地層内を長期間通過してきた地下水が挙げられる。それにより，盆地中央部の平地では地下水位が降水量や河川水位に強く影響を受ける地域が存在するとともに，地下水揚水が多い盆地南部域ではその影響が強く，盆地周辺の山麓部および河岸段丘部では，その水質が周辺地域の堆積地層地質の影響を比較的強く受けていることが推定される。このように，地下水には地表地形・土地利用，揚水，帯水層の基盤地形・土壌特性などが影響を及ぼしている。

汚濁負荷源としては，浮遊大気汚染物質等を含む降水負荷，下水道処理水等の排水を含む河川水中汚濁物質，晴天時降下物や路面堆積負荷，農地農薬等の人為活動に伴う散布物質，さらに帯水層内の土壌成分由来の土壌地質負荷が挙げられる。地表から供給される汚濁負荷は基本的に降水の地表浸透と河床からの浸透に伴い流入するので，上述の供給源と関係性が深い。また，地下水帯水層内の移流・拡散等によって長時間地下水帯水層内を通過してきた地下水中の汚濁物質は，移動中に帯水層内土壌成分と物理・化学的反応による溶出や吸着および分解現象を伴うので，土壌土質特性も汚濁負荷源として重要な役割を果たす。

以上より，地下水の流動および水質特性を明らかにするためには，表流水および土壌堆積構造を考慮して，水・物質挙動を解析する必要があり，表流水からの涵養現象のみで表現することは不十分である。帯水層通過中に水・河川水との交流現象で涵養・湧出する成分，地表からの涵養により供給される成分，土壌土質との物質交換まで考慮して，水量と物質量の両者の収支にもとづいて流動・水質特性を解析すべきである。

そのため，まず既存観測および独自の連続観測データを用いて地下水の水質特性を類型化することで，盆地南部域における空間分布特性を考察する。さらに，集中的な観測データの解析を通して得られる特性に基づいて地下水流動および水質モデルの構造とパラメータの同定を実施する。地下水の水量・水質の両面からパラメータの評価を行うためには，それぞれの連続的な観測データが必須であり，それらを独自の観測によって入手して行うところを本研究の特徴の１つとしてあげる。

3.2　連続観測の概要

本節では現在実施中の地下水位・水質の連続観測と月２回の採水分析の概要について述べる。対象領域は表流水・地下水間の交流現象が見られると推定した盆地南部の伏見・桃山地区とした。京都市内には，現在「京都市災害時協力井戸制度登録井戸」（現在570件以上）を含めて多くの井戸が，家庭用・産業用として利用されている。現地踏査の結果，現在使用中の井戸の多くは，ケーシングパイプを埋め込みその上部にポンプを固定したものが多く，直接計測器を設置することができなかった。そこで，地域内で彫り込み式井戸を探し，それぞれの所有者に観測許可をもらい観測機器を設置した。連続観測井戸は５カ所，河川水観測地点を4カ所設定した。水位観測は自記水位計（HOBO社製のU20－001）で行い，計測項目は水圧，水温，大気圧であり，圧力差から水深が測定できる。水位の測定間隔は10分とした。水質観測は自動水質計（堀場製作所社製のW－23XD）を用いた。計測項目はpH，電気伝導率，濁度，溶存酸素，水温，水深，塩分，全溶存固形物量，海水換算時比重，酸化還元電位[ORP]，Cl^-，NO_3^-，Ca^{2+}であり，メモリー容量を考慮して測定間隔は20分に設定している。さらに自動計測データの回収時に井戸水を直接採水し，実験室において機器分析を行った。採水分析項目は有機態炭素[TOC, POC, DOC]，窒素[T-N, P-N, D-N, NH_4-N, NO_2-N, NO_3-N]，陽イオン[Na^+, Li^+,K^+,Mg^{2+},Ca^{2+}]，陰イオン[PO_4^{2-},F^-,Cl^-,Br^-,

SO_4^{2-},HCO_3^-]，浮遊性粒子状物質[SS]である。分析装置は全有機態炭素計（島津製作所製:TOC－V/SCN）およびイオンアナライザー（島津製作所製：PIA-1000）である。



Fig. 1 Distribution map of the wells that can be used in time of disaster



Photo 1 Digging type well

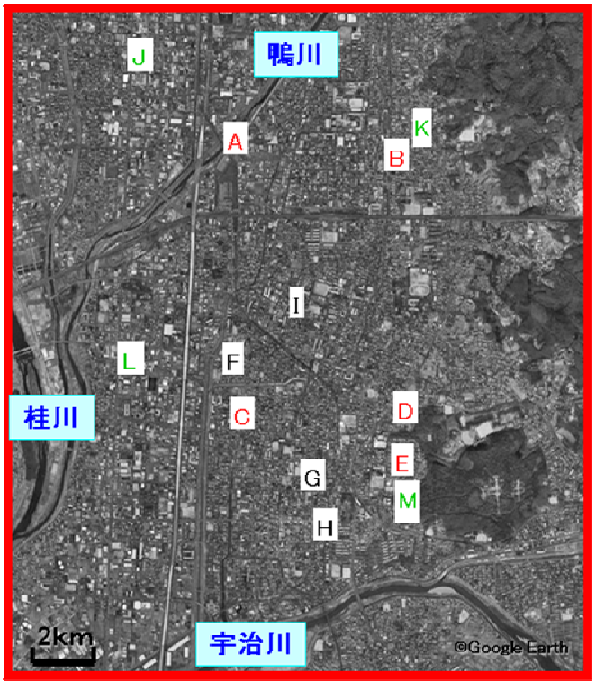


Fig. 2 Distribution map of the points used for analysis

3.3　既存の観測データについて

京都盆地内には，国土交通省による地下水観測が行われており，時間水位および年数回の採水水質分析が行われている。このうち1992～2002年の水質データを解析に用いた（国土交通省，1994～2004）。観測は年４回(2・5・8・11月)，毎年8月に主要な溶存イオン類を含む26項目の水質分析が行われ，他の3回は電気伝導度等の17項目に限定されている。そのため，今回の分析には8月の分析結果のみを用い，盆地南部域の4地点のデータを本研究の観測データとともに解析する。盆地南部域に絞った代わりに，解析地点の空間密度が高いことが本解析の特徴のひとつである(Fig.2)。国土交通省による観測地点では8月の全観測期間平均値を用い，本研究の観測地点は2009年12月～2010年12月末までの2週間に1度の採水データの平均値を用いた。

3.4　水質類型の解析結果

解析にはヘキサダイヤグラム法を用いた。ヘキサダイヤグラム法は水平の3本の軸と1本の垂直軸を設け，水平軸上の左右それぞれに地下水水質で特徴的な陽イオン(Kation)・陰イオン(Anion)の当量値(mEq/L)をプロットし，各点を結んだ六角形のダイヤグラムによって，水の組成や傾向を比較する方法である。図の形状から水質組成や傾向が，図の大きさから溶存イオン濃度構成比率の特性をそれぞれ判定でき，図形が単純なため比較的容易に分類することが可能である(Fig.3）。

○［$CaSO_4$,$CaCl_2$型（非重炭酸カルシウム型）］：温泉水・鉱泉水および化石塩水等の影響が大きい。一般的な河川水・地下水ではまれであり，温泉水や工業排水等の混入の可能性が考えられる。

○［$Ca(HCO_3)_2$型（重炭酸カルシウム型）］：河川水の影響を強く受けた循環性の地下水に特徴的な類型である。日本の地下水は大半がこの型に属する。特に，石灰岩地域の地下水に多く見られる類型である。

○［$NaHCO_3$型　（炭酸ナトリウム型）］：停滞性の強い地下水に見られる類型であり，地表から比較的深い地下水がこれに属する。

○［$NaSO_4$,NaCl型（非重炭酸ナトリウム型）］：温泉水や海水に強く影響を受けた地下水の類型であり，沿岸域の海水が混入した地下水等で多く見られる。

○［中間型］：Ⅰ～Ⅳの中間の類型であり，河川水・伏流水，循環性地下水の多くが属する。

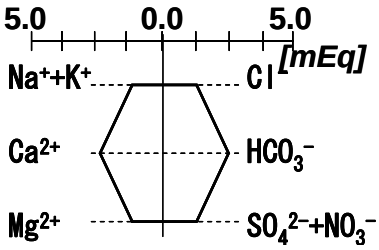


Fig. 3 The legend of Hexa-diagram

Fig.2の観測地点における採水データの平均値を用いてヘキサダイヤグラムによる類型分析を行った。分析結果の空間分布をFig.4に示す。なお，Fig.2の赤文字A～Eは連続観測の地下水，黒文字F～Iは河川水，緑文字J～Mは既存の地下水観測データである。

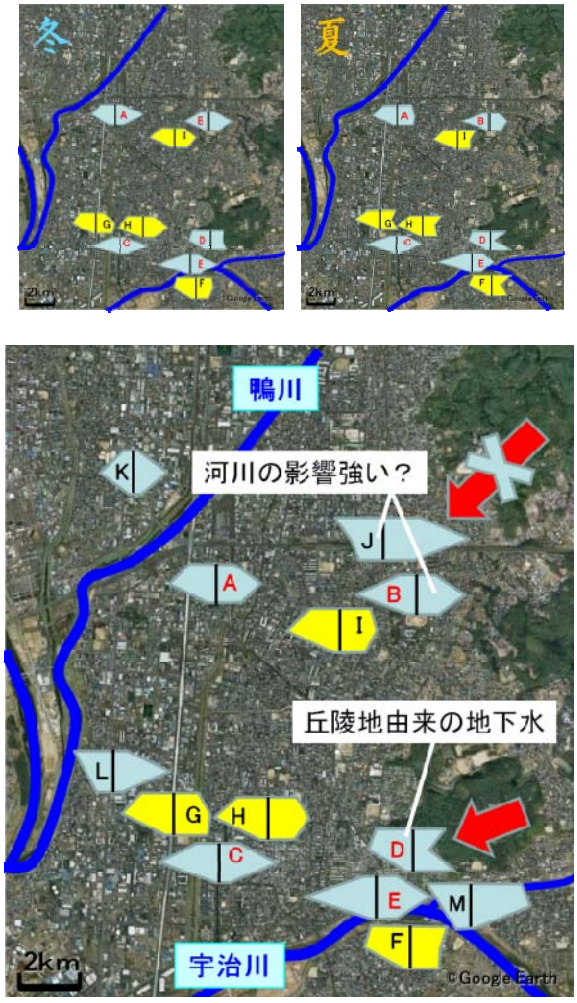


Fig. 4 Result of Hexa-diagram analysis（left-upper : average of winter season, right-upper : average of summer season, under : average of whole period）

地下水のダイヤグラムは水色，河川水のダイヤグラムは黄色にしている。河川に近い地下水の多くは重炭酸カルシウム型に分類されているものが多く，河川の影響を受けていることが分かる。特筆すべきはB地点で，鴨川からある程度離れた距離にあり，北東の丘陵地から流れてくる地下水の影響が強く出ると予想していたが，そのような結果にはならなかった。逆に非重炭酸型の地点は，河川の影響よりも帯水層内の土壌成分の影響を強く受けていることが多い。D地点は北東の桃山丘陵地由来の地下水の影響が，宇治川からの涵養による影響よりも大きいと考えられる。

また，年間通して水質データのあるA～I地点については，冬季（2009年12月～2010年2月）と夏季（2010年6月～8月）の平均値のヘキサダイヤグラムを比較した。結果，どの地点においても夏季は冬季よりも炭酸水素イオンが少ないという季節変動がみられた。これは夏季に水温が上がるため，炭酸水素イオンが気体として出て行ってしまうからと考えられる。

ヘキサダイヤグラムによる水質分類の結果，河川に囲まれている盆地南部では河川水の影響を比較的強く受けている地下水が多い一方で，丘陵地近くでは土壌成分由来の地下水の影響が強く出ているところもあることが分かった。ただし，河川水の影響を受けている地域は，上空からの地形図だけでは厳密に特定することができず，地下水の帯水層がどのように分布しているのかを把握した上で，詳細な流動計算にもとづいた水質計算によって評価しなければならない。また，水質の季節変動も見られ，既存観測の年1回の水質データでは特性を把握するためには不十分であると言える。

4. 地下水流動解析

4.1 飽和平面二次元地下水流動モデル

本研究の地下水流動モデルには，先行研究にならい飽和帯だけを対象とした飽和平面二次元の地下水流動モデルを用いた．基礎式は以下の式で表される。

$$\lambda\frac{\partial h}{\partial t}=\frac{\partial}{\partial x}\left\{k(h-s)\frac{\partial h}{\partial x}\right\}+\frac{\partial}{\partial y}\left\{k(h-s)\frac{\partial h}{\partial y}\right\}+\varepsilon \quad \cdots\cdots\cdots(4.1)$$

ここで，λ：有効間隙率，h：地下水位(m)，k：透水係数，s：帯水層基盤標高，ε：涵養量(m)，x,y：空間座標，t：時間とする。この式で示される涵養量には地表面および河川河床部からの浸透とともに揚水量が含まれており，揚水量については公的なの統計データと土地利用データに基づいて地下水からの引き抜き量として与えている。今回，浸透量についてはできるだけ物理的現象を組み込むことを目的として後述するサブモデルを組み込んだ。また，運動方程式はDarcy則に従うとする．数値計算の境界条件

としては，領域部の基盤標高の高低差に従って流出入を算定する分水嶺境界条件と流量境界条件の二種類の条件を用いている。初期条件は基盤標高に一定の水位を足した状態で数年間のスピンアップ計算を行い，その後，揚水量等の入力条件下で本計算を実施した。空間差分間隔は100(m)，時間差分間隔はCFL条件の考え方に基づき 3,600(s)を与えた。また，くり返し前後の水位差の収束判定条件を1×10-5(m)以下とした。

4.2 帯水層基盤標高設定方法

流動計算では，地下水が通る帯水層をボーリングデータをもとに設定する。ボーリングデータは2006年度版関西圏地盤情報データベースにもとづいて，盆地内2123地点のデータから基盤標高を設定している。これにより，以下のような河川涵養の影響評価も行うことが出来る。

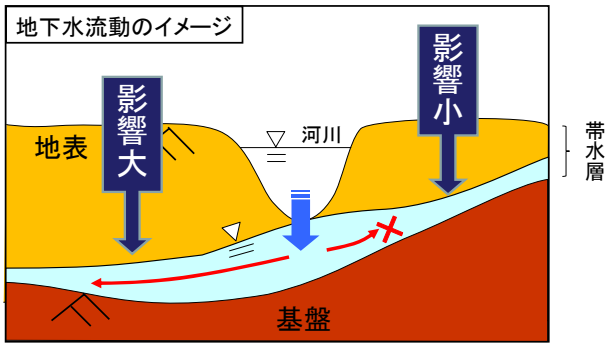


Fig. 5 Influence range of river cultivation caused by aquifer slope

4.3 地表からの地下水涵養量算定方法

先行研究では地表からの地下水涵養量を土地利用毎に降雨浸透率を与えることで表現している。また，一定量以上の強降雨時には表面流出が卓越するため，40(mm/日)以上の降雨は表流水系へ流出し，40(mm/日)分のみが地下浸透すると設定している。さらに，標高90(m)以上の山地域では，斜面流下過程でのいわゆるパイプ流などの地表面浅層部の中間流出が卓越することを考慮して，地下水浸透が無いものとしている。これらの設定は，既往調査研究に基づいてはいるが，降雨浸透現象を簡略化することで地下水流動へ影響を及ぼすこと，また地下水水質を考えた場合，重要な供給源である地表面負荷の評価に影響を及ぼす可能性が高い。そこで本研究では，より物理的なプロセスを表現できるHortonの浸透能式に基づいて涵養量の評価を行った。Hortonの提唱によると，地面は土質や地被条件に応じて決まった浸透能の挙動性質をもっており，地面に到達した雨水はここで浸透分と地表流下分に分けられる。降雨によって浸透能は低下し，降雨強度が浸透能を越すようになると，浸透しない部分は地表流下となり，浸透能以上の降雨の地下水への涵養は起こらない。今回用いた浸透能式は，状況によって3つの式で表されるものとする。

Ⅰ：降雨強度が浸透能より小さいとき

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-\frac{f_c}{Sm}t} \quad \cdots\cdots\cdots(4.2)$$

Ⅱ：降雨強度が浸透能より大きいとき

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-\frac{f_0}{Sm}t} \quad \cdots\cdots\cdots(4.3)$$

Ⅲ：降雨がないとき（浸透能の回復）

$$f(t) = f_0 + (f_c - f_0)e^{-\frac{f_0}{10Sm}t} \quad \cdots\cdots\cdots(4.4)$$

ここで，f：浸透能，f_0：初期浸透能，f_c：最終浸透能，Sm：最大表層水分保留量，t：降雨時間である。雨水浸透能の評価のために，初期浸透能，最終浸透能，最大表層水分保留量については，文献（Robert et al. 1939；平良他，2003）を参考にして土地利用毎に一定の値を定めた。ただし，水田においては灌漑期と非灌漑期を考えて，5～8月は雨水による浸透はほとんどないものとした。

また，地面が乾いているときには，初期降雨は地中の水分として保留されて地下に涵養しないので，これを初期損失で表現した。初期損失量は，浸透域と不浸透域を考慮し，土地利用毎に設定した。ただし，１度の降雨イベント時間を考えて，１日あたり設定した初期損失量が発生するものとする。

4.4 河川と地下水間の交流現象モデル

河川メッシュ上では，河川水の一部が地下に涵養すると考えられる。本研究では成戸ら（2000）が用いたモデルを参考にして涵養量を計算する。このモデルは，河床に薄い難透水層が存在することを仮定して，その透水係数から河川の鉛直浸透量を評価する。Fig.6に示す河川水面と地下水面の水位差をΔh，難透水層の厚さa，難透水層の透水係数k_mをパラメータとして，次式を用いて鉛直浸透量q_mを求める。

$$q_m = k_m \frac{\Delta h}{a} \quad \cdots\cdots\cdots(4.5)$$

地下水位が河川水位よりも高くなるときは，逆に地下水から河川に流出しているとして，河川・地下水間の双方向の水のやり取りを表現した。また，成戸らはa =0.1[m]，k_m=0.4 [m/h]としているが，成戸らが対象とした河川と研究対象領域の桂川・宇治川で

は河川の規模が異なるので，この数値を基本として感度解析を実施する。上述の河川涵養モデルを適用するためには，計算時間ごとに変動する河川水位を全ての河川メッシュで決める必要があるので，対象領域内の河川メッシュの判定を細密数値情報により厳密に行い，国土交通省水文水質データベースから対象領域内の河川観測所の水位観測値を内挿補間して全河川の水位を算定した。また，河床標高については，厳密な測量が行われている地点がほとんどないので，その他の地形情報等から推定した。

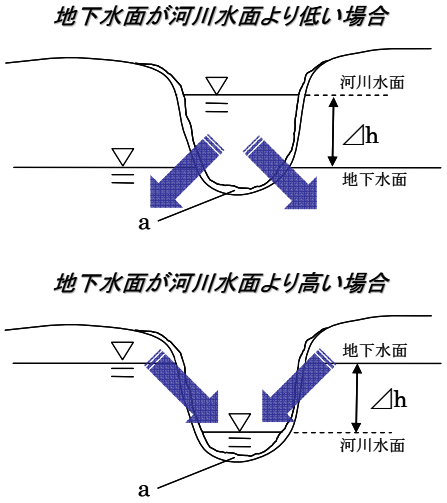


Fig. 6 Image of interchange between river and grandwater

4.5　流動計算結果と考察

今回のモデル計算では，気象庁京都地点のアメダス1時間雨量データを用いて，2009年から2010年までの2年間の地下水流動シミュレーションを行い，2009年12月～2010年11月までの観測結果の再現性を評価した。

また，地表データ・基盤データ・土地利用データを用いて，京都盆地水系における計算条件を設定し，そこに2008年の降雨量を与え，年内変動が定常状態になるまでスピンアップ計算を行い，その後あらためて，2009年から2010年までの期間についての地下水流動モデルの計算を行い，連続観測の水位観測値と比較・検証した。代表としてB地点とC地点の2地点の水位比較結果を示す。C地点は観測値と計算値の水位差が1m以下であり，変動も概ね合っているのに対し，B地点は水位の誤差が大きく変動も合わない。

原因を調べたところ，B地点の計算水位は地下水位の上限と設定している地表標高に達していることが分かった。C地点が標高勾配の小さい平野部なのに対し，B地点は標高勾配の大きい山の斜面なので，計算メッシュである100mごとの平均標高を設定すると，上記のような制限がかかってしまう箇所が存在していた。山岳部などの勾配が大きい箇所では，計算上このような現象が起こっていることが予想されるので，この問題をいかに克服するかは今後の課題としたい。

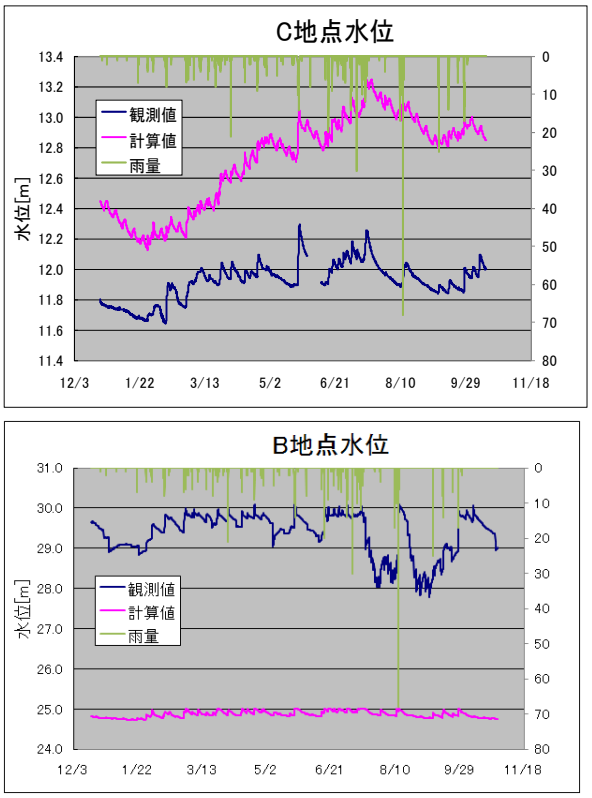


Fig. 7 Comparison with observed value

5.　地下水水質解析

5.1　地下水水質モデル

地下水水質計算には，移流分散を基本とするモデルに揚水・涵養と生成消滅項を加えた次式を用いた。

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} - u\frac{\partial C}{\partial x} - v\frac{\partial C}{\partial y} + \frac{\varepsilon}{h-s} C_\varepsilon + k_i C \qquad \cdots\cdots(5.1)$$

ここで，C：地下水の物質濃度，D_x,D_y：x,y方向の拡散係数，u,v：x,y方向の浸透流速[m/h]，ε：涵養量，C_ε：涵養に伴う濃度変化量，k_i：生成消滅係数（i=1：吸着係数，i=2：脱着係数，i=3：分解係数），t：時間である。対象物質を全窒素とし，文献値をもとに分散係数や生成項係数，および地表涵養水の水質濃度等の基本値と調整可能な上下限値を設定した。

浸透流速や涵養量は流動計算と連動しており，流動計算と水質計算は同時に行う。各種係数は文献値をもとに設定しているが，現段階では全領域で一律であり，この値を改良するのは今後の課題とする。

5.2　水質計算結果と考察

水質計算は流動計算と連動しているため，流動計算と同様2008年の降雨量でのスピンアップ計算による定常状態を初期濃度分布とする。2009～2010年の全期間平均濃度の空間分布を以下に示す。

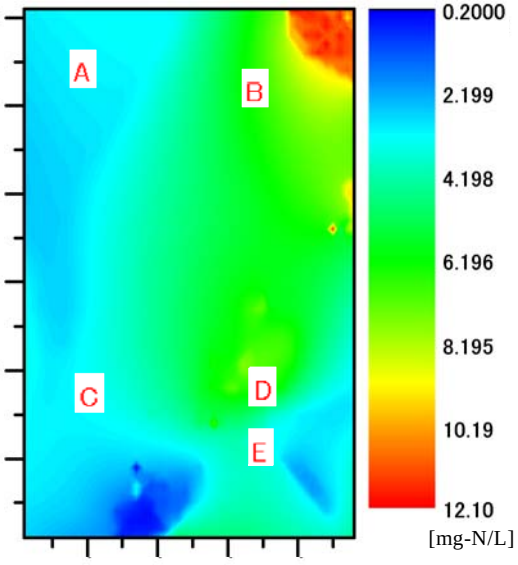


Fig. 8 Spatial distribution of total nitrogen

計算結果では，B地点とD地点の全窒素濃度が高いという結果になった。これらの共通点は丘陵部であるということであり，その影響を強くうけていると考えられる。しかし，採水分析によるヘキサダイヤグラム（fig.4）をみると，B地点にはおいては丘陵部にもかかわらず河川の影響が強いという結果になっており，D地点とは異なる水質を示していた。また，採水分析の全窒素平均値（fig.9）でも濃度が高いのはD地点のみとなっており，まだ計算モデルの再現性が高いとは言えず，今後感度分析を繰り返していく必要がある。

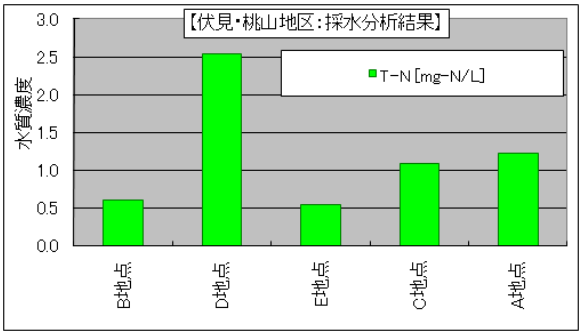


Fig. 9 Average of total nitrogen of each observation point

6.　結論

観測データから京都盆地南部の表流水と地下水の水質特性の類似性を明らかにし，地下水流動・水質モデルによる解析を行った。現在実施中の連続観測で得られる時空間的に密な水位・水質データに基づいて，水収支および汚濁物質収支を算定評価して地下水流動・水質モデルの再現性を確認し，最終的に京都盆地全体の地下水動態を定量的に評価する。

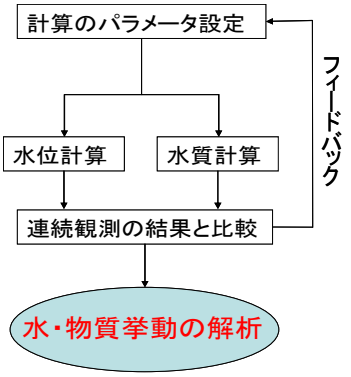


Fig.10 Model improvement process

謝　辞

本研究調査にあたり，こころよく所有井戸での観測を了解いただいた関係者の方々に深く謝意を表します。

参考文献

城戸由能・井口貴正・深尾大介（2004）：河床底泥が河川水質に及ぼす影響，京都大学防災研究所年報，Vol.47B，pp.809-818.

城戸由能・川久保愛太・井口貴正・田中幸夫・中北英一(2007)：鴨川における河川水と地下水間の水・物質循環の解明，京都大学防災研究所年報，Vol.50(CD-ROM)，pp.579-594.

城戸由能(2008)：西羽束師川流域の水文・環境観測と水・汚濁負荷流出解析，京都大学防災研究所年報，Vol.51(CD-ROM)，pp.549-564.

城戸由能・鳥井宏之・中北英一(2009)：賀茂川水系の汚濁負荷流出過程の解析，京都大学防災研究所年報，Vol.52(CD-ROM)，pp.625-636.

KG-NET・関西圏地盤情報協議会（2007）：関西圏地盤情報データベース，2006年度版.

国土交通省河川局編(1992～2002)：地下水水質年表.

田中幸夫・城戸由能・中北英一(2009)：京都盆地水系を対象とした地下水流動および水質解析，京都大学防災研究所年報，Vol.52B(CD-ROM)，pp.607-624.

成戸章典・岡太郎・石井将幸(2000)：高知県春野町における地下水塩水化の平面二次元解析，海岸帯水層中の塩水の有効利用に関する研究報告書，pp.57-69.

バトルアブドレイム･城戸由能･粟津進吾･中北英一(2010)：京都盆地水系における地下水水質の時空間特性解析，土木学会環境工学論文集(投稿中).
平良康貴・藤村和正(2003)：乞田川流域におけるGISデータを用いた洪水流出解析，第30回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集.
Kido, Y., Fukao, D. and Nakakita, E.)2006): Pollutant Runoff Impacts on a Urban River Environment through the Combined and Separate Sewerage System, Proc. of the 6th Japan-Taiwan Joint Seminar on Natural Hazard Mitigation , pp.Session B-7-1 ～ Session B-7-11.
Robert E. Horton(1939): Analysis of runoff-plot experiments with various infiltration-capacity. Trans. Amer. Geophys. Union，pp. 693-711.
Yoshinobu KIDO, Yukio Tanaka, Aita KAWAKUBO and Eiichi NAKAKITA(2009): Water Budget Analysis by Combination Modeling of Groundwater and River water flow in Kyoto Basin, Proc. of 4th Conf. of the APHW，pp.348-353.

Investigation and Analysis on Water Budget and Pollutant Balance between Surface Water and Groundwater in Kyoto Basin

Shingo AWAZU*, Yoshinobu KIDO, Batuer Abudoureyimu* and Eiichi NAKAKITA

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

The groundwater in Kyoto basin has been utilized for the domestic and industrial use, because of stable water temperature and good water quality. The ground subsidence in the southern part of the Kyoto basin by an excessive pumping during the high economic growth period has been made quiet by the legal restriction afterwards, but there remain some problems such as spring water depletion and water pollution in present. In this study, water budget and pollutant balance between surface water and groundwater in Kyoto basin are observed and analyzed for sustainable utilization of groundwater resources. The groundwater flow is simulated by the two-dimensional saturation groundwater model, and ground water quality is also simulated by the advection and diffusion water quality model. These numerical simulation models are improved by feedback loop between each model output for the concordance of water budget and pollutant balance.

Keywords: groundwater, continuous observation of water level and water quality, model analysis, Kyoto Basin

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

水没した自動車からの避難の難しさ（その２）

馬場康之・石垣泰輔*・戸田圭一

＊ 関西大学環境都市工学部

要　旨

本報では，自動車水没時におけるスライドドアを通じた避難行動について，実物大の自動車模型を用いた避難体験実験，およびスライドドアを開けるために必要となる力の計測結果について報告するものである。内水氾濫時に，氾濫水が地下駐車場や道路・鉄道下のアンダーパスに浸入した際には，車から人が脱出できない事態が発生し，場合によっては人的被害が発生することもある。本実験で用いた自動車模型は，軽自動車のワンボックスタイプである。避難体験実験では運転席ドア（横開き）とスライドドアからの避難に関する体験実験を被験者の協力を得て行い，スライドドアについては開けるために必要な力の計測をロードセル，手動ウィンチを用いて行った。本実験においては，スライドドアからの避難が困難になる水深条件は，先だって行われたセダンタイプの自動車を用いた実験結果とほぼ同等であることが示された。

キーワード：都市水害，水没車，避難実験，実物大模型，スライド式ドア

1.　はじめに

近年，降雨強度の強い雨が局地的に降る事例が散見されるようになり，雨水の排水能力を上回る降雨により短時間のうちに内水氾濫の被害が発生することがある。特に，都市域は急速な都市化に伴う土地利用形態の変化により，雨水の流出がより早期に，かつ規模が大きくなる傾向のあることが指摘されている。その結果，都市化以前と比べて内水氾濫発生の危険性も増大することとなり，氾濫の発生時には周辺よりも相対的に低い場所で浸水被害が発生し，自動車が水没する事故が何件か報告されている。

先の報告（馬場ら，2009，2010）では，セダンタイプの自動車模型を用いて行われた避難体験実験，および自動車水没時の安全な避難行動についての考察を行った。ここでは，浸水時のスライドドアからの避難行動に関する避難体験実験，さらにはスライドドアを開ける際に必要となる力の計測に関する実験結果について報告する。

なお，本実験においても，車体の水没状況（水没初期はエンジン等のある重い方向に傾くなど）や車内の浸水状態によって，ドアの内外から作用する水圧の状況が変化することについては考慮しておらず，ドアの外側から作用する水圧のみを想定している。

2.　実験装置および方法

実験に用いた実物大の自動車模型の概要を**Fig. 1**，**Photo 1**に示す。装置は小型のワンボックスタイプの自動車と浸水状況を再現するための水槽（図中赤枠内）および給排水設備から構成され，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ている。

実験装置に使用された自動車は5ドアの小型のワンボックスカー（長さ3.4m，幅1.5m）であり，床面に固定されている。水槽（長さ6.0m，幅1.5m）は自動車の運転席側に設置されており，浸水深は床面から最大1mまでの間で設定できる。

水槽内の水深は，水槽の一部に設置された角落しの高さを変えることで調節され，角落としから越流した水は低水槽を経て，ポンプにより再び模型に循環される。水を循環した状態で実験を行うことにより，ドアを開けた際に多量の水が自動車内部に流れ込んで，水槽側の水深が大きく低下して，ドアに作用する水圧が急激に変化することを最小限に抑えている。

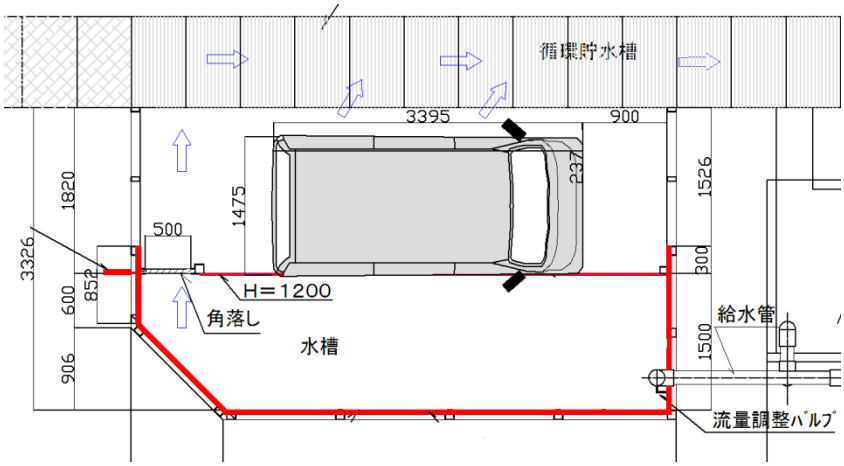


Fig. 1 Experimental set-up





Photo 1 Real scale car model

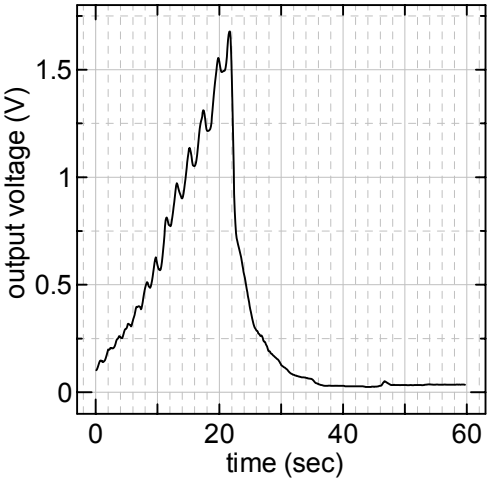


Fig. 2 Measurement result of pulling force

避難体験実験では，水槽内の水深を所定の条件に設定した後，被験者が一人ずつ自動車模型に乗り込み，運転席ドアまたはスライドドアを通じて車外（水槽側）へ移動する。実験時には，車外への移動の可・不可の判定，および実験開始から身体が車外に出るまでに要した時間（避難所要時間）の計測を行った。ドアから車外に出ることができた被験者数の全被験者数に対する割合を避難成功率として，実験条件毎に整理した。また避難所要時間の計測は，担当者を決めて計測されており，同一の計測条件が確保されるよう配慮した。

本実験では，スライドドアを開ける際に必要となる力の計測も行った。力の計測には，ロードセル，手動式ウィンチを用いた。ロードセルからの出力電圧と力の関係については，ばねばかりを用いた検定実験を事前に行った。**Fig. 2**は力の計測結果の一例である。手動式ウィンチを使用しているため，ドアを引く力が段階的に増加している。実験中，ドアが開いた時点を複数名により確認し，ドアが開いた時点と計測値が最大値となるタイミングがほぼ対応することがわかっている。

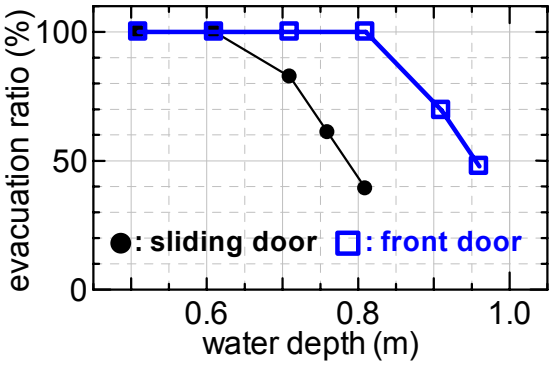
3. 自動車からの避難体験実験

スライドドアからの避難体験実験は，2010年8月3日，4日に行われた。被験者数は全27名であり，男性

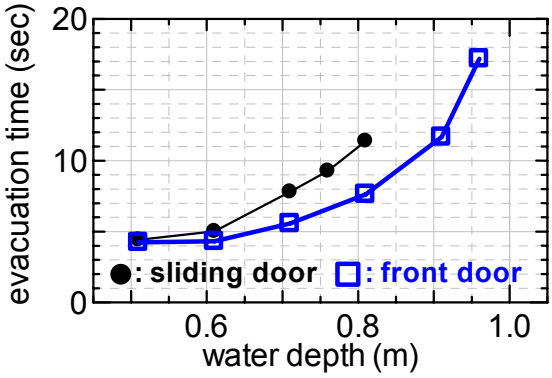




Photo 2 Evacuation experiment (sliding door)



(a) evacuation rate through the front door and sliding door



(b) evacuation time through the front door and sliding door

Fig. 3 Experimental result of evacuation

23名，女性4名であり，そのほとんどが大学生である（平均年齢：男性25.6 歳、女性21.7 歳）。実験（**Photo 2**）では，運転席ドア（一般的な横開き）とスライドドアの両方において，ドアを通じての車外への避難行動の可否について実験を行った。水深条件は，以下の通りである。なお，本実験では女性の被験者数が少数であるので，以下で示す実験結果では男性のみの結果を示す。

運転席ドア：0.51m，0.61m，0.71m，0.81m，0.91m，0.96m（6段階）

スライドドア：0.51m，0.61m，0.71m，0.76m，0.81m（5段階）

※水深は，床面を基準とする※

Fig. 3には，避難成功率と避難に要した時間と水深条件の関係をそれぞれ示す。避難成功率は，ドアを開けて避難できた被験者数を全被験者数で除したものであり，所要時間は避難開始から自動車の外に完全に出るまでの時間である。車外の水深の上昇に伴って，避難成功率の減少，避難に要する時間の増加が確認できる。また，運転席ドアとスライドドアの結果（避難成功率）を比較すると，スライドドアからの避難は運転席ドアからの避難よりもより困難であることがわかる。本実験装置では，運転席ドアの面積がスライドドアよりも小さく，水深に応じてドアに作用する水圧が相対的に小さいことが，両者の実験結果の違いを生む要因の一つである。

もう一点，運転席ドアとスライドドアの大きな違いは，ドアの開き方が挙げられる。一般的な横開きのドアは，回転軸周りにドアが回転することで開閉し，浸水時の避難行動においてはドアに作用する水圧と正反対の方向（外向き）に力を加えてドアを開け始めることになる。一方，スライドドアは自動車側面をレールに沿って，ほぼ平行に移動する。ただし，開け始めの段階では，ドアが後方に移動するとともにドアが外向きに移動する。スライドドアの開き始めの移動軌跡を示したものが**Fig. 4**である。**Fig. 4**では，自動車右側のスライドドアの移動軌跡を上から見た様子を示しており，黒色実線はドアの初期位置，青色実線はドアが車体に沿って平行移動に移る位置を示している。黒色と赤色の丸印は，ドアの前端，後端の移動軌跡を示しており，図中灰色の破線はドアの開き始めのごく初期の段階におけるドアの

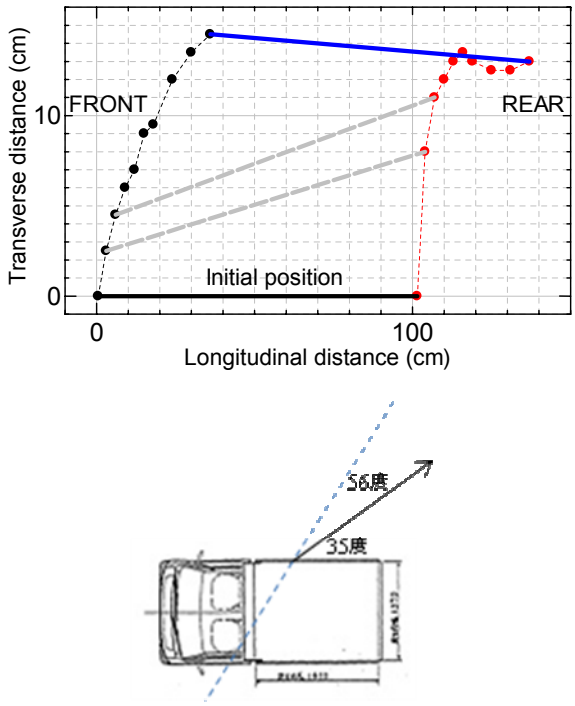


Fig. 4 Movement track of the sliding door (top view)

位置を示している。図から，スライドドアは開き始めの段階で10数cm程度外側に移動することがわかる。特に，スライドドア後端が外側に移動する割合は前端よりも大きく，本実験装置では後端部は最大56度（図中横軸から反時計まわり）の角度で移動することが確認されている。スライドドアが外側に膨らむ動きは，ドアに作用する水圧に逆らう方向となる。従って，ドアを開ける初期段階において，十分な外向きの力により水圧に対抗し，ドアを外側に移動させることができなければ，スライドドアを開けることができなくなる。

避難体験実験結果より，運転席ドアでは床面からの水深が80cmを超えた段階，スライドドアでは水深が60cmを超えた段階で避難成功率が減少，すなわちドアを通じて車外に避難できない被験者が存在することが示された。ドア下端までの高さが床面から31cmであるので，スライドドアではドアが30cm程度水没すると避難行動が徐々に難しくなる状況が確認できる。この結果は前報で示されたセダンタイプの自動車からの避難体験実験とほぼ同等である。運転席ドアについては，床面から80cm程度，ドア下端から50cm程度で避難行動が難しくなっている。

ただし，上で示した実験結果は成人男性（ほとんどが20代の大学生）によるものであり，女性の被験者や年少者，高齢者が避難する状況を考え合わせると，避難が困難となる水深条件は本実験結果よりも小さくなることが予想される。

4. スライドドアを開ける力の計測結果

浸水時のスライドドアを開けるために必要となる力を，ロードセル，手動式ウィンチ等を用いて計測した。スライドドアを引く位置は，スライドドア後端中央，ドアを移動させるためのレールと同じ高さである。また，力の計測時は，車体に対して35度開いた角度でスライドドアを引いて計測し，計測された力の最大値を，ドアを開けるために必要な力として整理した。

実験時の水深条件，計測された力などを**Table 1**に示す。計測された値（単位：kgf）は，車体後方35度方向の力であるので，①側方向き，②自動車後方向きの成分をそれぞれ求めている。

ドアに作用する水圧に対して働くのは側方向き（外向き）の成分であり，それらの力の大きさは**Table1**に示す通りである。これら側方成分の力とドアに作用する静水圧の割合は，水深が小さいケースを除くと4割弱～5割弱程度（38～48%）となる。これをセダンタイプの自動車を対象に行われた実験（馬場ら，2010）と比較すると，セダンタイプの自動車の前部ドアを開けるために必要な力は作用する水圧の4割を少し下回る程度（38～39%）であるので，スライドドアを開ける際にはセダンタイプのドアの場合よりもより大きな割合の力が必要になることがわかる。

ここで，スライドドアの開き方に着目すると，開き始めの段階では後方に移動すると同時に側方に膨らむ方向（外向き）にもドアが移動し（**Fig. 4**参照），ドア全体が10数cm外側に移動した後，車体に沿って後方に移動する。このように，スライドドアは開き始めの段階にガイドレールに沿って外向きにも移動する。スライドドアに作用する水圧はドアに直角に外側から内向きに作用するので，ドアの移動軌跡においてドアが外側に移動する段階，すなわちドアの開き始めの段階において水圧に対抗してドアを開けるための力が必要となる。

スライドドアを後方に移動させる際，ドアを外側に押し出す力はガイドレールから受ける反力が挙げられる。ガイドレールから受ける反力の大きさは次のように推定することができる。ドアを後方に移動させる力は，ガイドレール上においてレールに沿う向きとレールに直交する向きに分解することができる。分解された力のうち，レールに直交する方向の力の大きさは，スライドドアがレールから受ける反力に相当し，その力の側方成分（外向き）がドアを外向きに押し出す力に相当すると考えられる。

Fig. 4に示すスライドドアの移動軌跡から，スライドドアは前端に比べて後端が開き始めの段階で大き

Table 1 Experimental results of pulling force

	P		①	①÷P	②	②-2	②-3	①+②-3	(①+②-3)÷P
水深 (m)	全水圧 (kgf)	計測値 (kgf)	側方成分	水圧との比	後方成分	レール直交成分	側方成分	側方合計	水圧との比
0.47	11.86	2.26	1.29	0.109	1.85	1.53	0.86	2.15	0.181
0.57	31.64	17.44	10.01	0.316	14.29	11.85	6.62	16.63	0.526
0.66	57.76	39.03	22.39	0.388	31.97	26.51	14.82	37.21	0.644
0.67	61.15	40.86	23.43	0.383	33.47	27.75	15.51	38.95	0.637
0.74	87.69	60.82	34.88	0.398	49.82	41.30	23.10	57.98	0.661
0.77	100.57	84.00	48.18	0.479	68.81	57.04	31.90	80.08	0.796
0.84	133.35	110.06	63.13	0.473	90.16	74.74	41.80	104.92	0.787

く移動すること，また車体に対する移動軌跡の角度も前後で異なる様子が確認できる。先に示したように，スライドドアが外側へ移動する際の車体に対する最大の角度は56度（**Fig. 4**，図中横軸から反時計まわり）である。ドアの移動軌跡，すなわちガイドレールの車体に対する角度が大きいほど，ドアがレールから受ける反力が大きくなる。この反力の側方成分がドアを外向きに押し出す力となり得るので，以下ではガイドレールが車体に対して56度の角度を持つ場合について実験データを整理する。

自動車後方向き成分（ドアを後ろに引く力，**Table1**②）が，車体に対して56度の角度を持つガイドレールに沿って外向きに移動する際（ドアの開き始め，**Fig.4**参照），②-1レールに沿う成分と②-2レールに直交する成分に分解される（注：②-1は**Table1**には示していない）。このレールに直交する成分はドアがレールから受ける反力となり，その側方成分（外向き成分）が**Table1**の②-3となる。本実験では，車体に対して35度後方にドアを引いた場合に，ドアを開けるために必要となる力を計測しており，ドアを側方（外向き）に引く力としては**Table1**の①と②-3の2つが挙げられる。仮に，この2つの力の合計が水圧に対してドアを外向きに移動させるものと考えると，合計の力はドアに作用すると推定される水圧の65～80%に達することがわかる。

一方，水深の小さい条件（水深0.47m）では，ドアに作用する全水圧よりもかなり小さい力でスライドドアが開く結果となった。水深の小さい条件では，ドアに作用する水圧が小さいために，ドアを開ける動作の支障にはなりにくい状況が考えられる。しかしながら，水深が0.1m上昇するだけでドアを開けるために必要と想定される力は全水圧の50%以上に急激に増加するので，水没時の早い段階での避難行動が重要であることを示している。

5. おわりに

本報告は，水没した自動車のスライドドアからの避難行動に関して，被験者による避難体験実験結果と，スライドドアを開ける際に必要となる力の計測結果についてまとめたものである。得られた主要な知見は以下のとおりである。

（１）運転席ドアからの避難行動は，床面からの水深が0.8m程度になると避難が困難になることが示された。この結果は，先に行われたセダンタイプの自動車を使った実験結果に比べて，避難が困難になる水深条件がやや大きい結果となった。これは，本実験で使用した自動車の運転席ドアが，セダンタイプの自動車の運転席ドアに対して面積が小さく，作用する全水圧が小さかったためと考えられる。

（２）スライドドアからの避難行動は，床面からの水深が0.6m程度になると困難になり始まるとの結果が得られた。この水深条件は，運転席ドアからの避難よりも低く，セダンタイプの自動車を用いた実験結果とほぼ同等の条件である。スライドドアと一般的なドア（横開き）では，開閉の機構が大きく異なることが一因と考えられるが，水没時にスライドドアを開けるためにはより大きな力が必要と考えられることが，力の計測結果から得られている。

（３）スライドドアを開けるために必要となる力の計測では，手動のウィンチを用いて，車体に対して35度の方向にドアを引き，計測された最大の力を，ドアを開けるために必要な力とした。スライドドアは，開き始めの段階においてガイドレールに沿って

斜め後方に移動するので，水圧に逆らってドアを外向きに移動させる力としてドアがレールから受ける反力の側方成分（外向き成分）も考慮して実験結果を整理した。その結果，スライドドアに作用する全水圧に対して，ドアを開けるためには全水圧の65～80%程度の力を要することが示された。この結果は，セダンタイプの自動車模型を使って計測された同様の実験結果（全水圧に対して約40%の力が必要）に比して大きな割合となっており，スライドドアからの避難行動が，一般的な横開きのドアに対して容易なものではないことを示している。

なお，本実験ではスライドドアの下半分が主に水没した条件で実験を行っている。実験中，主にドアの下半分に作用する水圧のために，ドアがねじれた状態で開閉している様子が確認されている（後端のガイドレールがスライドドア中央の高さにあるため）。また，体験実験に参加した被験者から，水深条件が大きいときにドアがガイドレール上を滑らかに動かないという感想があった。他の被験者からは，スライドドアはドアを移動させる方向（後向き）と水圧に対してドアを押す方向（外向き）が異なるので，一般的な横開きのドアに対して開けづらい（力をかけづらい）という感想もあった。

このようにスライドドアの開閉機構の特殊性もあるので，ドアを開けるために必要となる力とドアに作用する全水圧との関係については検討の余地が残るが，スライドドアを通じての避難行動は一般的な横開きのドアに比べて同等以上に困難になる可能性が本実験結果から示された。

なお，浸水時には，自動車のパワーウィンドウなどが正常に動作しなくなることが実験で確認されている（JAFユーザーテスト，2010）。ドアが開かない状況では，窓からの避難が次の行動として大切になるが，開かない状況も想定されるので，窓を割るためのハンマーや類似の先端の堅いものなどの準備が必要となる。

謝　辞

体験実験に被験者として参加していただいた方々，またデータの計測・整理に協力いただいた根来悠司君（当時関西大学学生），高橋祐樹君（関西大学大学院）に感謝の意を表します。

参考文献

馬場康之，石垣泰輔，戸田圭一，中川　一（2009）：水没した自動車からの避難に関する体験実験，地下空間シンポジウム論文･報告集，第14巻，pp.159-164.

馬場康之，石垣泰輔，戸田圭一（2010）：水没した自動車からの避難の難しさ，京都大学防災研究所年報，第53号B-2, pp. 553-559.

JAFユーザテスト（2010）：冠水時と水没時，車はどうなる，JAFMate，第48巻，第5号，pp.22-25.

Difficulty of Evacuation Behavior from a Submerged Vehicle (2)

Yasuyuki BABA, Taisuke ISHIGAKI* and Keiichi TODA

* Faculty of Environment and Urban Engineering, Kansai University

Synopsis

Many cities in Japan are located in alluvial plains, and the vulnerability of urbanized areas to flood disaster is highlighted by flood attack due to heavy rainfall or typhoon. Low-lying areas like "bowl-shaped" depression and underpasses under highway and railroad bridges are prone to floods. The underpasses are common sites of accidents of submerged vehicles, and severe damage including human damage occasionally occurs under flooding conditions. We have shown some experimental results of evacuation tests from a submerged vehicle and discussed the limit for safety evacuation though the doors of vehicle. This time, we executed the additional experiment using a vehicle with slide typed door. From the experiment, it is found that the difficulty of evacuation is almost same for both open typed door and slide typed one.

Keywords: urban flood, submerged vehicle, evacuation experiment, real scale model, slide typed door

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

内水氾濫時における大規模地下空間浸水と避難

石垣泰輔*・戸田圭一・尾崎　平*・馬場康之・井上和美**

＊ 関西大学環境都市工学部
＊＊　関西大学大学院理工学研究科

要　旨

近年，記録的短時間降雨の発生頻度が増加しており，下水道による雨水排水能力を超えた内水氾濫や中小河川の疎通能力を超えた外水氾濫が発生している。本研究は，大規模地下街を含む都市域を対象にし，内水氾濫時における地下空間の浸水に対する脆弱性と避難困難度についての検討を行ったものである。地表部での内水氾濫を下水道網を考慮したモデル（InfoWorsk CS）を用い，地下街への流入量を算定して地下空間の脆弱性を検討した。さらに，２次元構造格子モデルを用いて大規模地下街における浸水過程を計算し、実物大模型を用いた避難体験実験結果に基づく避難困難度指標を用いて地下空間浸水時の避難困難度を評価した。その結果，安全な避難計画の策定に資する避難困難度マップが得られた。

キーワード：都市型水害，内水氾濫，地下空間浸水，大規模地下街，避難

1.　はじめに

都市域では，雨水を排水するために下水道が整備されているが，その排水能力は，１時間に 30mm～50mm の雨を対象として設計されている。しかしながら，記録的短時間降雨が都市域で発生した場合，雨水の排水能力を上回り，内水氾濫が発生する。そのため，都市部では，内水氾濫による被害額が外水氾濫による被害額を超えているのが現状である。路上に溢れた水は，地盤の低い区域に溜まるとともに，より低い位置にある地下街や地下鉄などの大規模地下空間やビル等の小規模地下空間へと浸水し，甚大な人的・物的被害が生ずる。

これまで，地下空間浸水時の避難について，実物大模型を用いた避難体験実験結果に基づく避難困難度指標の提示，その適用として地下空間の浸水解析と組み合わせた避難困難度の検討を行ってきた（石垣ら，2005，2006；大西ら，2007，2008；浅井ら，2009；Ishigaki et al, 2005, 2006, 2008a, 2008b, 2009, 2010; Onishi et al., 2009; Asai et ai, 2010）。その結果，**Table 1** に示す単位幅比力を用いた避難困難度指標を得た。この指標は，流速 uと水深 hを用いて，$Mo=u^2h/g+h^2/2$ と表され，**Fig.1** に示すように浸水時

Table 1. Criteria of safe evacuation presented by the specific force per unit width, M_0 (m^3/m)

	Limit of safe evacuation	Difficult without any help
Male	0.125	0.250
Elderly male	0.100	0.200
Female	0.100	0.200
Elderly female	0.080	0.160

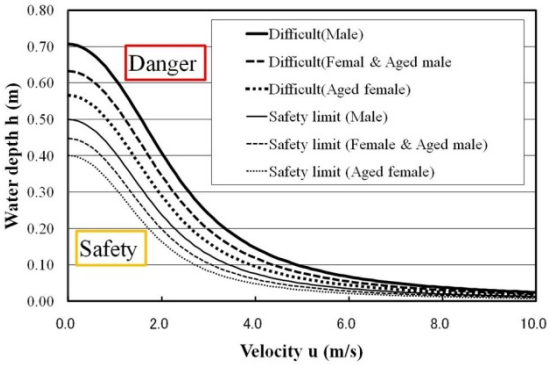


Fig. 1 Criteria of safe evacuation described by water depth and velocity

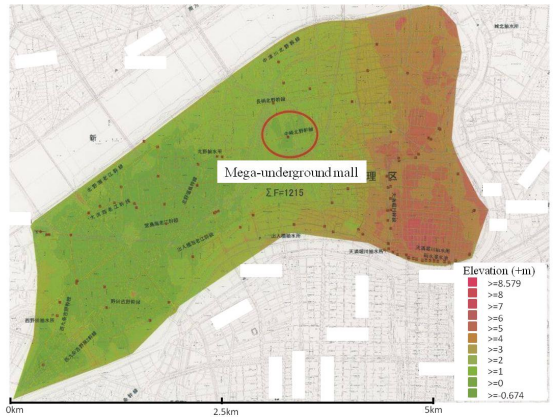


Fig. 2 Study area and elevation map



Fig. 3 Drainage system (D>200mm) in the study area

の歩行安全度を流速と水深で領域分割して評価できる。したがって，この指標は，浸水時の避難のみならず水難事故等の流水中を歩行する場合にも適用が可能である。さらには，可搬式浸水ドア模型を用いた避難体験実験を行い，地下浸水の危険性を啓蒙してきた（中畑ら，2010）。ここでは，わが国でも有数の大規模地下空間である大阪梅田地下街を対象に浸水リスクと脆弱性を検討し，避難対策で考慮すべき課題を探った（森兼ら，2011；井上ら，2011）。

2. 対象地区の概要

本研究で対象としたのは，北を淀川，東と南を大川に囲まれた地区であり，**Fig.2** の地盤高分布が示すように東高西低の地形を有する。図中の〇で囲った地区に一日約60万人と言われる日本でも有数の大規模地下街がある。この地区は，大阪市の洪水ハザードマップによると，外水氾濫（淀川の氾濫）では浸水深が3m以上，東海豪雨規模の降雨による内水氾濫では0.5～1.0mの浸水深が想定されている。この地区の雨水排水は，**Fig.3** に示す海老江処理区（排水面積

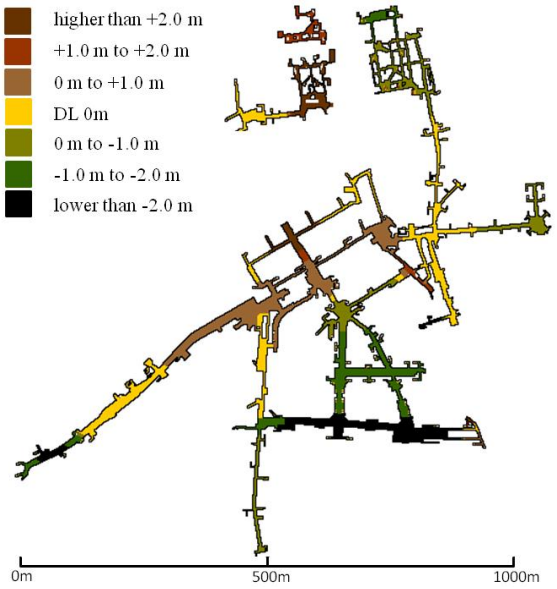


Fig. 4 Surveyed floor level of passages in the mega-underground mall

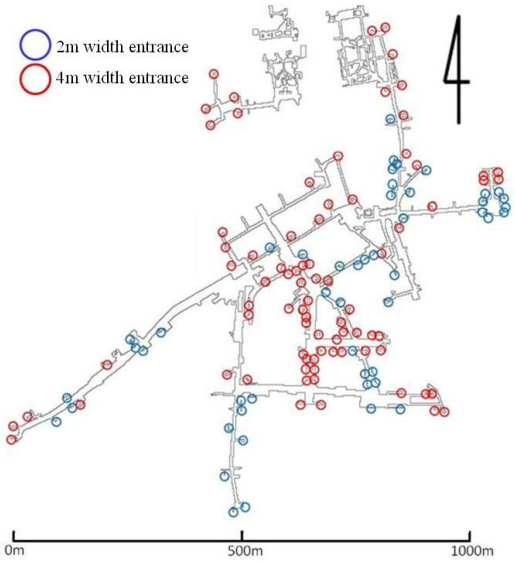


Fig. 5 129 considered entrances of underground mall for calculations of inundation

1215ha）の下水道網が担っており，4か所の抽水場から正蓮寺川および堂島川に放流されている。

ここでは，雨水排水能力を上回る集中豪雨による内水氾濫時の地下街浸水について検討した結果を示す。検討に先立ち，地下街の構造について現地調査を行った。**Fig.4** は，地下街の店舗を含まない通路のみで構成したモデル図であり，フロアレベルの高低差を併示している。図より，地下街は1km四方の範囲に及んでおり，フロアレベルは最大4mにも達していることが分かる。また，**Fig.5** は地上より地下に通ずる出入口の位置を示しており，これらの出入口から浸水する可能性がある。なお，これらの出入口は，

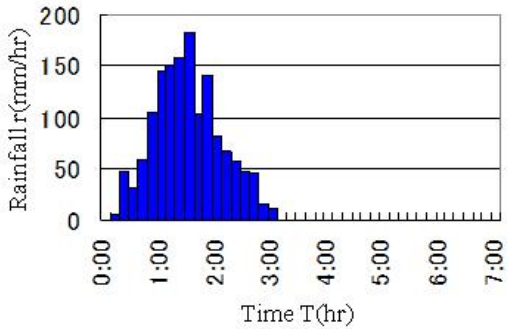


Fig. 6 Heavy rainfall observed on 29, August, 2008 in Okazaki, Aichi, Japan

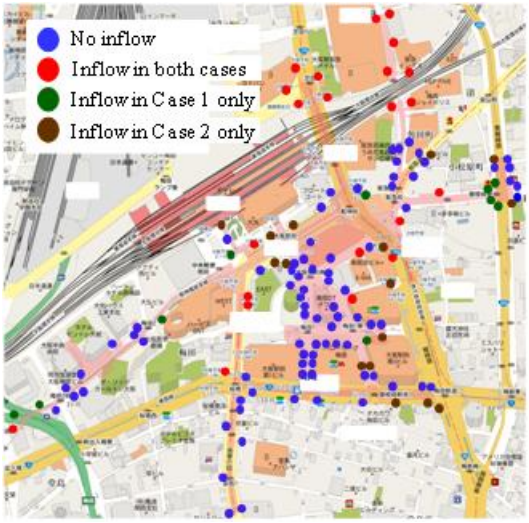


Fig. 7 Location of the entrances from where rainwater intrudes

道路面に直結している公共のものであり，隣接ビル等の私有地から地下街に連絡している出入口は含んでいない。また，地下街には地下鉄駅が存在するため，氾濫水は改札口を通して地下鉄構内にも流入する可能性があるが，ここでは，地下鉄への流入は止水板等で遮断されるとして考慮していない。

3. 大規模地下街の浸水脆弱性

地下街の浸水状況は，内水氾濫時の道路上の浸水深により決まる流入条件により異なる。この流入条件（流入量の時間変化）を設定する方法として最も簡便な方法は，内水氾濫の浸水深の時間変化を浸水対策ガイドライン等を参考にし，出入口での越流水深から流入条件を設定する方法である。一方，現状に近い流入条件を設定するには，雨水排水施設を考慮し，マンホールからの溢水や道路上を流れる雨水の挙動を考慮した計算を行い，出入口付近の浸水深の時間変化から流入量を算定する方法である。本研

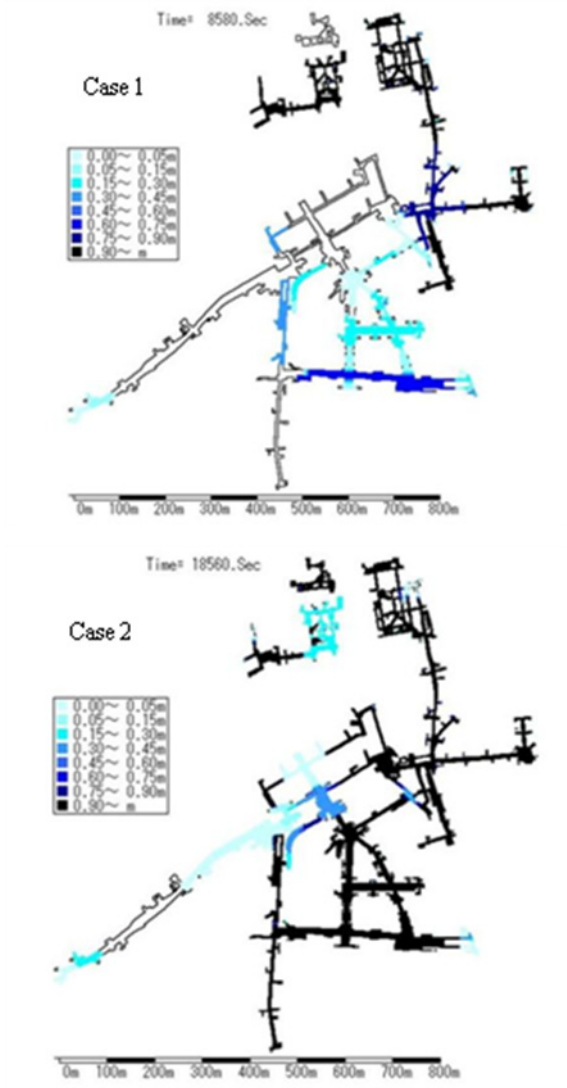


Fig. 8 Distributions of inundation depth when the total volume is 50,000 m^3 in Case 1 (upper figure; considering only ground level of entrances) and Case 2 (lower figure; considering drainage system)

究では，これら二通りの流入条件を設定して得られる浸水過程や避難困難度評価の差異を明らかにし，適切な避難計画策定時に考慮すべき事項について検討することを目的とした。ここで用いた簡便な条件設定として，浸水深が地下空間の浸水対策ガイドラインを参考に内水氾濫時には毎分2cmで上昇するとし，出入口の地盤高とマウンドアップ高を考慮した場合，つまり，地盤高の低い出入口から順番に流入するCase 1と，現状に近い条件設定として，**Fig.3** に示した雨水排水網の流れをプライスマンスロットモデル，道路上の流れを非構造格子を用いた２次元浅水流として取り扱う汎用モデルであるInfoWorks CSを用いて出入口からの流入量を算定したCase 2の２ケースを対象にした。ここに，Case 2 を計算する際の降雨としては，平成20年8月の岡崎豪雨（ **Fig.6** ）

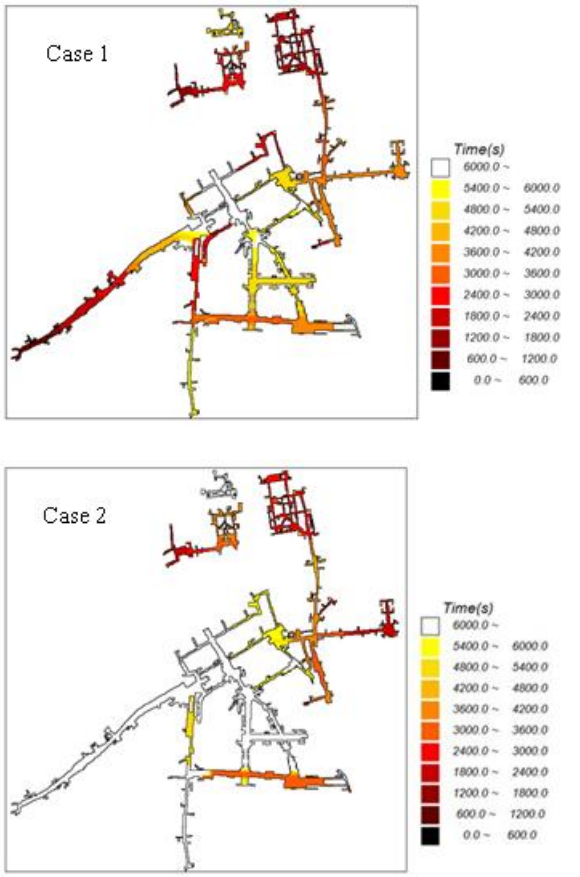


Fig. 9 Difficulty of evacuation for elderly female obtained on the basis of criteria of safe evacuation by using the specific force per unit width, M_0=0.08 m^3/m in Case 1 (upper) and Case 2 (lower)

を用いた。これらの２ケースで得られた流入条件を用い，**Fig.4** に示した構造格子モデル（2m正方格子）を用いて浸水状況を計算した。なお，Manningの粗度係数は0.02，計算差分時間は0.01秒とした。

Fig.7 は，検討した２ケースにおいて氾濫水が流入する出入口を示したものであり，ケースにより流入する出入口が異なる結果となっている。これは，Case 2 においてはマンホールより溢れだした雨水が道路上を流れて局所的に低い場所に集まることによって浸水深が増加し出入口高さを超えることがあることを示している。Case 1 とCase 2 の差異は，**Fig.8** に示した地下街の浸水状況で明確に見られる。この図は，積算した流入量が50,000m^3となった時点での浸水域の広がりと浸水深の分布を示したものである。図より，Case 1 の場合は地下街の南西と北東ブロックより浸水が始まるのに対し，Case 2 では北東・東・南西ブロックよりほぼ同時に浸水が始まり浸水域が広がって行く。このように，地上の氾濫状態が地下浸水過程に影響するため，内水氾濫による地下街の浸水脆弱性を検討する際には雨水排水施設を考慮した地上氾濫計算が必要である。なお，この結果は，雨水排水系統，雨水排水ポンプ容量，道路網とその諸元等の影響が大きいことを考慮しておく必要がある。

Table 2 Inflow discharge into the mega-underground mall which calculated for the three heavy rainfalls

Order of inflow	Inflow discharge (m^3)			
	Area	Okazaki rain (2008.8)	Toyonaka rain (2006.8)	Fukui rain (2004.7)
3rd	A	109,925	18,458	60,629
2nd	B	137,662	25,236	68,255
6th	C	3,446	0	0
4th	D	19,121	1,547	537
1st	E	5,358	1,466	1,978
5th	F	216	1	0
	Total	275,727	46,799	131,399

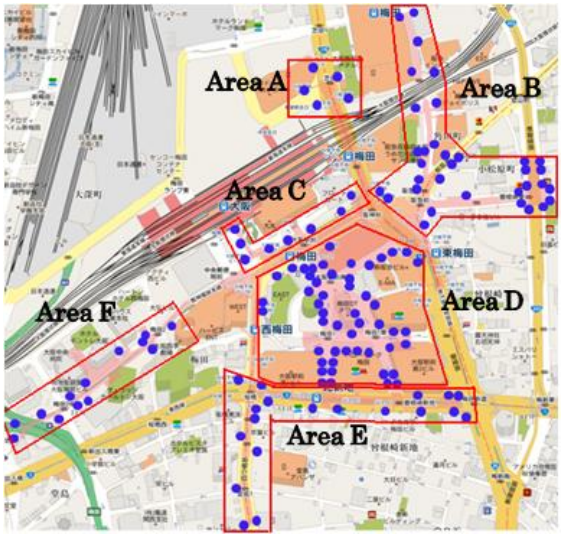


Fig. 10 Six blocks of entrances for calculating inflow discharge into the mega-underground mall

4. 内水氾濫による地下浸水時の避難困難度

これまで，浸水状態での避難困難度について，実物大模型装置を用いた避難体験実験結果に基づいて検討してきた。その結果，性別・年齢別に，流れによる力と水圧による力を考慮した単位幅比力によ難困難度指標を示した。ここに，避難困難状態とは，避難時の危険を感じる状態であり，避難限界状態とは手すりや命綱等の補助なしでの避難が困難な状態を示している。以下では，ほぼ全員が避難することが必要なことから，もっとも低い指標である高齢女性の避難困難状態にあたる0.08m^3/mを用い，上記した２ケースの浸水状態での避難困難度評価結果を示

す。**Fig.9** は，地下街に流入が始まってから，避難困難状態になるまでの時間，すなわち，各地点での流速と水深から計算される単位幅比力の値が$0.08m^3/m$に達する時間の分布を図示したものである。図より，いずれのケースでも地下街の多くの部分が避難困難状態に達していることが分かり，地下浸水の危険性が再確認される。また，ケースにより，同じ地点でも避難困難状態に達する時間が異なることが知れるとともに，フロアレベルの低いブロックに堪水するなど流入条件により避難誘導を重点的に行うブロックがことなることから，避難計画策定時には条件設定が重要であることが示唆される。

5. おわりに

以上，内水氾濫時の大規模地下空間の浸水脆弱性と避難困難度について検討した結果を示した。ここでは，大規模地下空間のみを対象としたが，地下浸水に対してより脆弱なのは中小規模の地下空間，すなわち，民間ビル等の地階や地下室であるため，同様の方法で，その脆弱性と避難困難度について検討する必要がある。以上の結果は，避難計画策定の基本情報となるものであり，**Table 2**（ブロック分けは **Fig.10** 参照）に示すように他の規模の降雨でも地下空間への浸水が予測されるため，今後さらなる検討を加え，より有益な結果を示して行く予定である。

謝　辞

本研究を行うにあたり，防災研究所宇治川オープンラボラトリーの方々，ならびに関西大学環境都市工学部都市システム工学科の島田広昭先生，学部生，大学院生に実験等でお世話になりました。ここに心からの謝意を表します。

参考文献

浅井良純・石垣泰輔・馬場康之・戸田圭一（2009）：高齢者を含めた地下空間浸水時における避難経路の安全性に関する検討，土木学会水工学論文集，第53巻，pp.859-864.

石垣泰輔・戸田圭一・馬場康之・井上和也・中川　一・吉田義則・多河英雄（2005）：実物大階段およびドア模型を用いた地下空間からの避難に関する水理実験，京都大学防災研究所年報，第48号B, pp.639-646.

石垣泰輔・戸田圭一・馬場康之・井上和也・中川　一（2006）：実物大模型を用いた地下空間からに避難に関する実験的検討，水工学論文集，第50巻，(98)，(on CD-ROM)．

井上知美・川中龍児・石垣泰輔・尾崎　平・戸田圭一（2011）：内水氾濫による大規模地下街の浸水過程と避難の安全性に関する検討，土木学会水工学論文集，第55巻，pp.973-978.

大西良純・石垣泰輔・馬場康之・戸田圭一（2007）：地下空間浸水時の避難困難度と利用者の水防意識について，土木学会水工学論文集，第51巻，pp.559-564.

大西良純・石垣泰輔・馬場康之・戸田圭一（2008）：地下空間浸水時における避難困難度指標とその適用，土木学会水工学論文集，第52巻，pp.841-846.

中畑佳城・石垣泰輔・島田広昭・戸田圭一（2009）：可搬式ドア模型による浸水時避難体験実験と参加者の水防意識について，土木学会水工学論文集，第54巻，pp.913-918.

森兼政行・石垣泰輔・尾崎　平・戸田圭一（2011）：大規模地下空間を有する都市域における地下空間への内水氾濫水の流入特性とその対策，土木学会水工学論文集，第55巻，pp.967-972.

Asai, Y., Ishigaki, T., Baba, Y. and Toda, k. (2010): Safety analysis of evacuation routes considering elderly persons during underground flooding, Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering, JSCE, Vol.28, No.2, pp.15-21.

Ishigaki, T., Baba, Y., Toda, K. and Inoue, K. (2005): Experimental study on evacuation from underground space in urban flood, Proc. of XXXI IAHR Congress, Seoul, (on CD-ROM).

Ishigaki, T., Toda, K., Baba, Y., Nakagawa, H. and Shimada, H. (2006): Difficulty of evacuation from underground space in urban flood, 7th International Conference on Hydroinformatics, HIC2006,Nice France, pp.614－620.

Ishigaki, T., Onishi, Y., Asai, Y., Toda, K. and Shimada, H. (2008a) : Evacuation Criteria during Urban Flooding in Underground Space, Proc. of 11th International Conference on Urban Drainage, Scotland, UK, (on CD-ROM).

Ishigaki, T., Kawanaka, R., Onishi, Y., Shimada, H., Toda, K. and Baba, Y. (2008b) : Assessment of safety on evacuating route during underground flooding, Proc. of 16th IAHR-APD Congress, Nanjing, pp.141-146.

Ishigaki, T., Asai, Y., Nakahata, H., Shimada, H. Baba, Y. and Toda, K. (2009) : Evacuation of aged persons from inundated underground space, Proc. of 8th International Conference on Urban Drainage Modelling, Tokyo, (on CD-ROM).

Ishigaki, T., Asai,.Y., Nakahata, Y., Shimada, H., Baba,

Y. and Toda, K. (2010): Evacuation of aged persons from inundated underground space, Water Science and Technology, IWA Publishing, 62.8, pp.1807-1812.
Onishi, Y., Ishigaki, T., Baba, Y. and Toda, K. (2009): Criterion and its application for safety evacuation during underground flooding, Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering, JSCE, Vol.27, No.1, pp.83-88.

Rainwater Flooding into Mega-Underground Space and Evacuation

Taisuke ISHIGAKI*, Keiichi TODA, Taira OZAKI*, Yasuyuki BABA and Tomomi INOUE**

* Faculty of Environment and Urban Engineering, Kansai University, Japan
** Graduate School of Science and Engineering, Kansai University

Synopsis

Torrential rains have been observed frequently in recent years in Japan and these rainfalls caused inundations in urban areas. Intensity of such rainfalls were sometimes excess over the capacity of drainage systems and rainwater was running over the road. In these floods, some portion of rainwater intruded into underground spaces and people there faced the danger of underground flooding. In this paper, underground flooding in a mega-underground mall were investigated by using 2D shallow flow model with structural mesh and evacuation from there was also studied with the criteria of safety evacuation obtained by evacuation tests. The results show that flooding processes and safety of evacuation depend on the inflow conditions into underground space.

Keywords: urban flood, rainwater flooding, underground inundation, mega-underground space, evacuation

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Hydraulic and Morphological Consequences of Bank Protection Measures along the Jamuna River, Bangladesh

Hao ZHANG, Hajime NAKAGAWA, Yasuyuki BABA, Kenji KAWAIKE,
Md. Munsur RAHMAN* and Mohammad Nazim UDDIN**

* Institute of Water and Flood Management, Bangladesh University of Engineering and Technology
** Department of Civil Engineering, Dhaka University of Engineering and Technology

Synopsis

Bank erosion is a severe problem in the rivers of Bangladesh. Besides the important scientific and engineering relevance, bank erosion also exerts significant social and economic impacts in this southern Asian country. This paper describes typical bank protection measures as well as their hydraulic and morphological consequences in the lower part of the Brahmaputra River (named the Jamuna River in Bangladesh). Based on a series of field investigation results, attempts have been made to clarify the mechanisms of bank erosion along this large alluvial river. Moreover, the performances of existing bank protection measures are evaluated and possible solutions for further enhancement are proposed. Special attention is paid to a historied and indigenous river training structure: Bandal. The recurrent use of Bandal-like structures is suggested for bank protection and channel stabilization of the braided Jamuna River.

Keywords: Brahmaputra/Jamuna River, bank protection, channel stabilization, field investigation, Bandal, spur dyke

1. Introduction

The southern Asian country: Bangladesh is one of the most populated nations in the world. The land of Bangladesh is covered by a complex river network system consisting of three major rivers: the Ganges, the Brahmaputra and the Meghna, together with their numerous tributaries and distributaries. A brief overview of the rivers in Bangladesh is referred to Oka (2004). One important hydrological aspect of rivers in Bangladesh is that 92% of the drainage basin of these rivers lies outside of the country (FAP21, 2001). Moreover, the sediment within Bangladeshi rivers consists primarily of fine sands and silts with little clay matrix (Coleman, 1969). Therefore, river banks are highly susceptible to erosion when the flow conditions change. In the past several decades, frequent flood and continuous erosion have consumed large areas of floodplains, made thousands of people homeless and destroyed a huge amount of infrastructures. The problems related to the Brahmaputra River are particularly gigantic, and this river is selected as the target for the current study.

The Brahmaputra River is named the Jamuna River within the border of Bangladesh. It originates from the Kailas Range of the Himalayas and flows across China, India and Bangladesh. The river meets with some major rivers in its lower part: the Teesta, the Ganges and the Meghna and supplies sediment into one of the world's largest deltas before finally entering the Bay of Bengal. The location and the catchment area of the Brahmaputra/Jamuna River are shown in Fig.1.

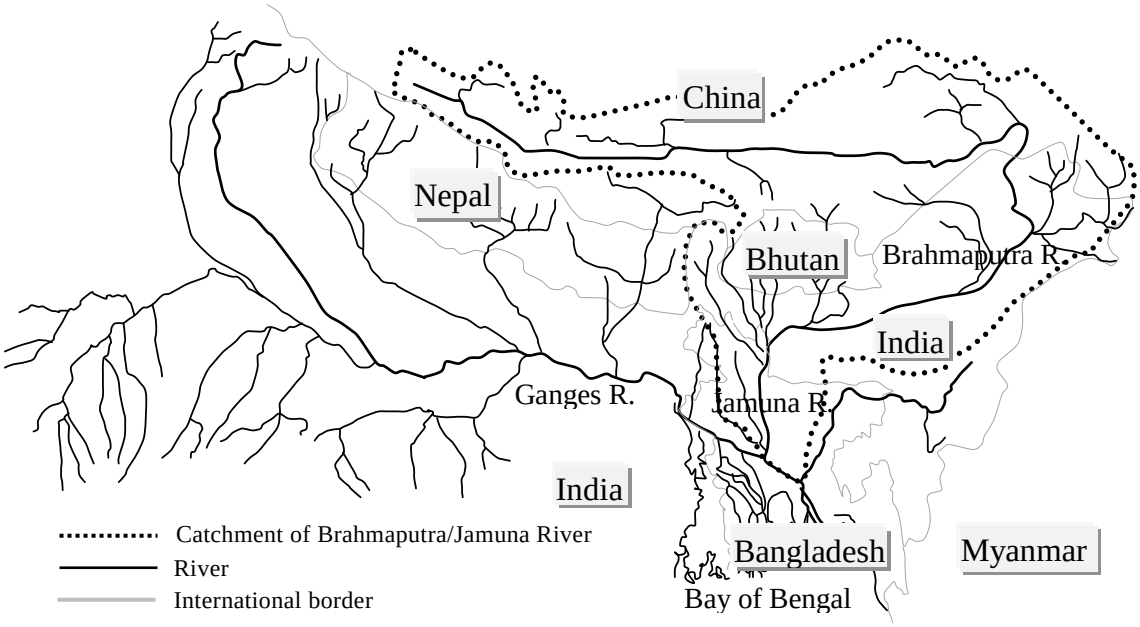


Fig. 1 Location and catchment of the Brahmaputra/Jamuna River

As is known, the Brahmaputra/Jamuna River ranks in the top group of the earth's large rivers in terms of both water and sediment discharges. In the reach within Bangladesh, the river wanders with a distance of approximately 240km and has a mean bankfull width of some 11km. The average annual flow discharge of the Jamuna River is around 20,200m^3/s and sediment transported through the river is about 590 million tons per year at the Bahadurabad gauging station (Sarker et al., 2003). The annual hydrograph of the Jamuna River is characterized by low flows during the winter dry season and high flows during the summer time due to snowmelt in the Himalayas and heavy local rainfall in the monsoon. The river is braided with meta-stable islands and nodal reaches, mobile sandbars, shifting anabranches and severe bank erosion (Thorne et al, 1993). Systematic analysis of time-series of dry season satellite images and with the supplement of available historical maps and aerial photographs, CEGIS reported that the Jamuna River shows a persistent trend of westward migration (CEGIS, 2004, 2005, 2006 and 2007). Analysis indicates that the centerline of the river has moved an average of 4.3km towards west since year 1830 with a maximum westward movement of 13km at its northern end. In recent years, the Jamuna River is migrating westward at an average of 75m per year. Moreover, the river is widening at an average rate of 145m/year, accompanied by the annual creation of 1960 hectares of char land from sediment trapped within the channel. As one of the most crowded countries in the world and the majority of the population being still wholly dependent upon land holdings, the bank erosion and migration of the river have significant impacts on the development of the society and economy. According to combined analyses of population data with satellite images, it is found that during the period of last 10 years, an average of almost 46,000 people were relocated every year due to bank erosion along the Jamuna River (IWFM, 2008).

In order to protect lives and properties from frequent flooding, an earth embankment was built during the later 1950s and mid 1960s along the west bank of the Jamuna River, extending for some 220km. The embankment is generally known as the Brahmaputra Right Embankment (BRE). The on-going bank erosion by the river, however, has led to breaches of the BRE with attendant crop loss and damage to buildings and infrastructures as well as successive costly retirements of the BRE over the past several decades (Halcrow et al, 1994). Improvement of the performance of the BRE is therefore an important part of flood protection and measures against bank erosion. In order to seek long-term strategy for the protection of the BRE, the Government of Bangladesh has commissioned a series of studies since 1990. A master plan was

formulated and construction of bank protection structures at different probable locations was suggested to save priority areas. From the mid 1990s, construction of major structures was started and there are now around 28 major bank protection structures along the BRE. In general, these structures may be categorized into two kinds: one kind is intended to mainly strengthen the resistance of the bank to be protected with insignificant interference on the river flow, e.g. revetments. The other kind is aimed to decrease the hydraulic impacts directly in front of the protected area, e.g. spur dykes.

It has to be mentioned that most of the existing bank protection structures along the BRE were designed using extrapolation methods based on research results and experiences of small rivers in other places such as some European countries. The resulted structures were generally very huge in both size and cost corresponding to the scale of the Jamuna River. Although positive roles of some of the bank protection structures have been reported after an overall performance assessment based on available literatures, field investigations and discussions with engineers and the stakeholders (BWDB, 1999), the applicability and sustainability of these structures were still questionable for large Bangladeshi rivers. The fact is that most of them experienced frequent damages or failures after their completion. On the other hand, a locally developed structure: Bandal, deserves special attention. A Bandal structure may be simply described as a vertical screen mounted on a frame. The main construction materials are bamboo mats with a bundle of bamboo sticks. Bandal structures are quite cheap since bamboos are locally available and inexpensive labors are easily employable on site without any special training. When the sediment-laden flow approaches the Bandal, flow separation occurs: low sediment-concentrated flow at the upper layer is diverted to the main channel and is accelerated, resulting in bed degradation in the main channel, while high sediment-concentrated flow at the lower layer passes through the Bandal and deposits behind it due to velocity reduction there. Bandal structures may be physically considered as combined structures of spur dykes and pile dykes (Zhang et al., 2010). They have been successfully used in the India subcontinent historically. Unfortunately, their working principles are not well clarified and design guidelines are not available yet due to shortage of scientific evidences.

In this paper, the hydraulic and morphological consequences of typical bank protection measures in selected river reach are investigated. Based on the investigation results, the performances of these measures are evaluated. The mechanism of bank erosion in large alluvial rivers is discussed, improvement methods for existing bank protection structures are suggested and probable cost-effective solutions for the training of the Jamuna River are proposed.

2. Study sites and research methods

Referring the master plan report of the Brahmaputra River training studies of the Bangladesh government and based on the first-hand knowledge and experiences from field visits, the Sirajganj Hardpoint (revetment) and the Betil/Enayetpur spur dykes were selected as the target structures to investigate the existing bank protection measures. These two sites ranked in the top group of the priority areas to be protected designated by the government. Bandal structures near the Jamuna Bridge at the Randhunibari market are also included in the study as a reference site. Field investigations to the three sites were made in 2008, 2009 and 2010. The locations of them are sketched in Fig.2.

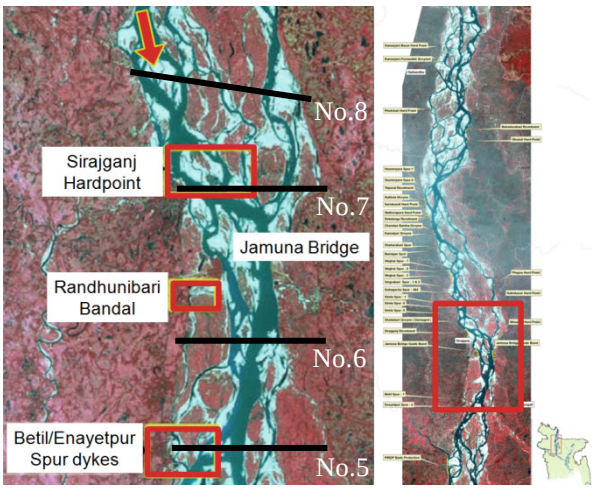


Fig. 2 Location of study sites (Left to Right: Study sites, the Jamuna River and Bangladesh)

This study is conducted primarily on the basis of literature review, field measurements, discussing with local people and collecting information from BWDB (Bangladesh Water Development Board), CEGIS (Center for Environmental and Geographic Information Services) and BUET (Bangladesh University of Engineering and Technology) with the aid of our collaborators in Bangladesh. The authors have conducted a series of researches on spur dykes over the past several years (e.g. Zhang et al., 2006, Zhang et al., 2007, Zhang and Nakagawa, 2008 and Zhang et al., 2009), the knowledge acquired from those studies are partially extended to this research if necessary. Moreover, preliminary experimental and numerical results from the authors' research group on Bandal-like structures are also used as supplement information to understand the fundamentals underlying the physical phenomena.

As a field-based applied research, field trips and field measurement systems are of great importance. In this study, a measuring system consisting of an ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) and a GPS (Global Positioning System) is used to record the 3D velocity vectors in the river. The ADCP (1200kHz, WH-ADCP Rio Grande by Teledyne RD Instruments) was mounted downward beneath the water surface on a particularly designed plastic boat. And the plastic boat was dragged by a local wooden boat during measurements. The ADCP and the GPS are connected with a laptop installed with a real-time data visualization and data analyzing/ post-processing program. A snapshot of the field measurement is shown in Photo1, with the specifications of the measuring system.



Photo1 Field survey on the Jamuna River

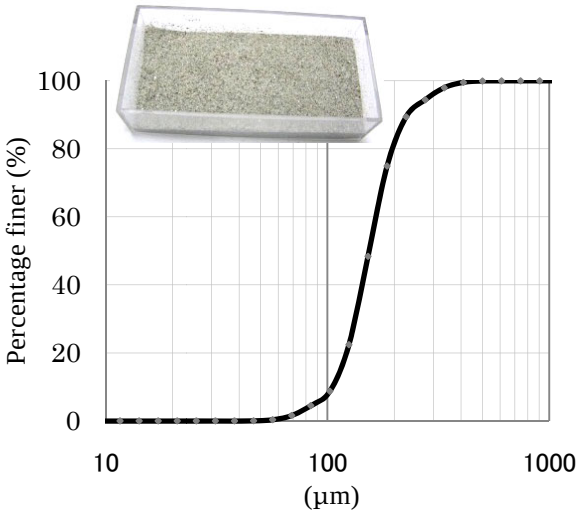


Fig.3 Sieve analysis result of sediment samples

Before filed measurements, basic information on the sediment properties and hydrological and morphological characteristics related to the study area is collected.

The Jamuna River is characterized by fine sedimentary environment with highly mobile beds and banks. The sediment is uniformly graded and has very low strength and transport resistance. Mean sediment sizes of the river vary from 220um to 165um (FAP21, 2001), showing insignificant changes from the upstream to the downstream. Sediment samples taken from the floodplain near the Sirajganj Town were analyzed during the first field trip as shown in Fig.3. It is found obviously that the sediment is much finer than that in typical Japanese or European rivers. The mean diameter is 181um, having a geometric deviation of 1.36.

On the other hand, the daily discharge at the upstream Bahadurabad gauging station and the monumented surveyed cross-sections (Section No.5-No.8 as depicted in Fig.2) near the three study sites were obtained from BWDB are shown in Fig.4 and Fig.5. The hydrograph at the Bahadurabad gauging station shown in Fig.4 ranges from year 1998 to year 2006 temporally. The low flow season and the high flow period are evidently distinguished from year to year. The river generally peaks during the period of July and August. Peak discharge is found to be generally around 60,000cumecs, exhibiting insignificant changes over years. Extreme flood discharge occurred in 1998 and the country suffered one of its worse ever floods between July and September in that year.

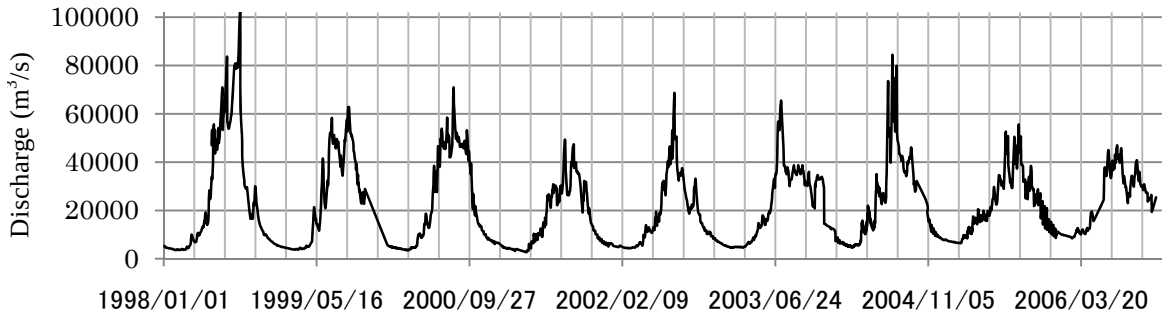


Fig.4 Daily discharge at the upstream Bahadurabad gauging station

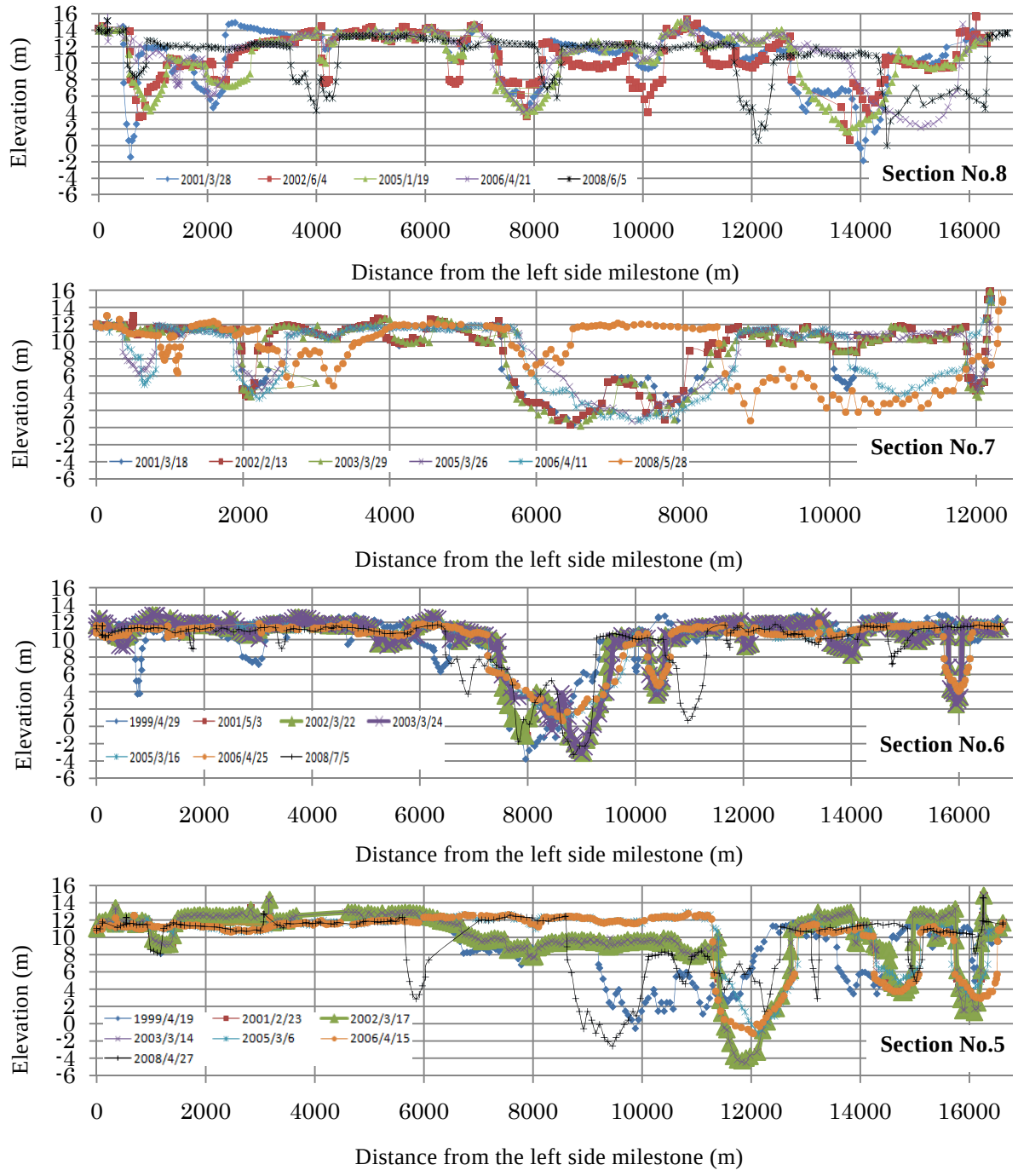


Fig.5 Temporal variation of typical cross-sectional profiles near study sites

The changes of the bed elevation at four typical cross-sections in Fig.5 demonstrate the highly active nature of the mobile bed of the Jamuna River in the past several years. The locations of the sections are depicted in Fig.2. Section No.8 is in the near upstream of the Sirajganj Hardpoint. Section No.7 is very close to the termination of the Sirajganj Hardpoint. Section No.6 is in the near downstream of the Jamuna Bridge and the Randhunibari Bandal sites and Section No.5 is very close to the Betil and Enayetpur spur dykes. The river is obviously composed of numerous channels and these channels frequently shift year to year. In the river, there are all kinds of sandbars and islands and some of which migrate frequently. With the background information on the sediment properties and flow discharges, the morphological changes shown in Fig.5 might not be so much surprising. Nevertheless, the difficulties lying in seeking suitable solutions to manage the morphological processes really come to researchers and engineers as a surprise. Without a detailed understanding on the mechanisms involved and more quantitative field data, decisions cannot be made confidentially and measures cannot be taken appropriately.

3. Revetments

3.1 Description of the Sirajganj Hardpoint

The old established town: Sirajganj is located in central Bangladesh, about 8km upstream of the Jamuna Bridge and about 110km northwest of the capital city: Dhaka. According to analyses results of satellite images, Sirajganj is observed to have the highest erosion rate in the catchment area (CEGIS, 2007). The erosion of the bankline since the 1950s has resulted in parts of the historic town fronting directly onto the river bank (Halcrow et al., 1994). In order to protect the town, revetment works were launched by the Bangladesh Government in 1998, known as Sirajganj Hardpoint. The hardpoint intends to control the shape of the BRE with the lowest level of intervention to the river flow. The hardpoint was constructed with cement concrete cubic blocks and consisted of a straight portion along the BRE together with a round upstream termination. The basics of the Sirajganj Hardpoint are listed in Table1 and a photo is shown in Photo2.

Table 1 Basics of the Sirajganj Hardpoint

Length of revetment reach	2.55km
Crest level over PWD	16.75m
High flood level over PWD	15.75m
Low water level over PWD	6.80m
Apron setting level over PWD	-4.20m
Design scour level over PWD	-13.25m
Thickness of apron	1.93m
Side slope	1:3.5
Size of cement concrete block	55cm & 85cm
Completion of the hardpoint	1998

*PWD: Public Work Datum, 0.457m below the seal level

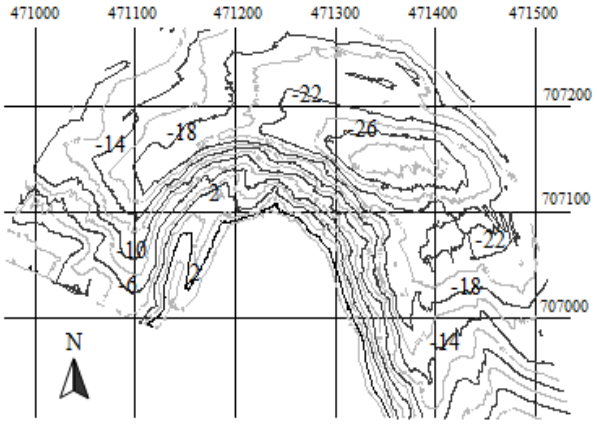


Photo 2 Sirajganji Harpoint

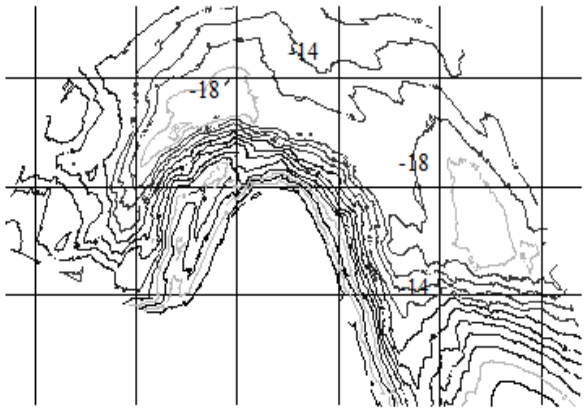
The Sirajganj Hardpoint is exposed to the main anabranch channel of the Jamuna River, receiving year-round hydraulic attacks. The hardpoint, especially the area near the upstream termination, has been almost damaged almost every year since 2007. Velocity measurements were conducted during March 22-23, 2008 and March 19, 2009. In addition, the bathymetry survey data around the upstream termination was collected from the branch office of BWDB.

3.2 Bed change around upstream termination

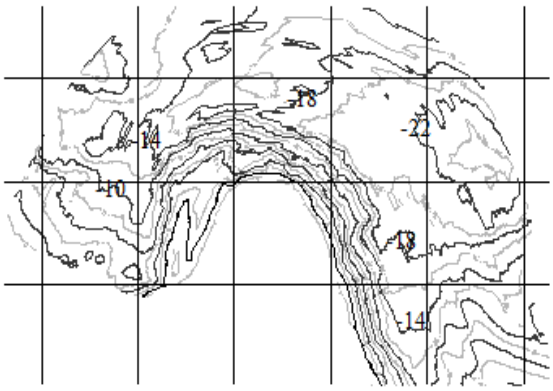
The monthly change of the bed elevation around the upstream termination of the Sirajganj Hardpoint from January 2008 to February 2009 was plotted in Fig.6. The plot series provided valuable information on the bed evolution characteristics in the proximity of the termination. Basically, the bed morphology around the termination was dominated by a scour hole and the hole changed its shape as well as its bottom elevations almost all the time even in the dry season. The similarities in the scour geometry and the fluctuations in the maximum scour depth from January to the beginning of July indicated that the transport of bed forms played an important role in the bed evolution during the low flow season.



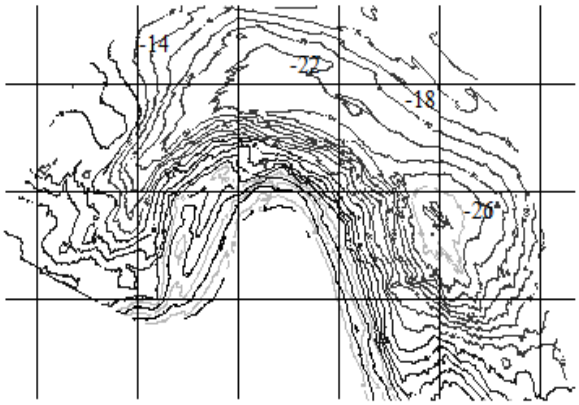
January 10, 2008



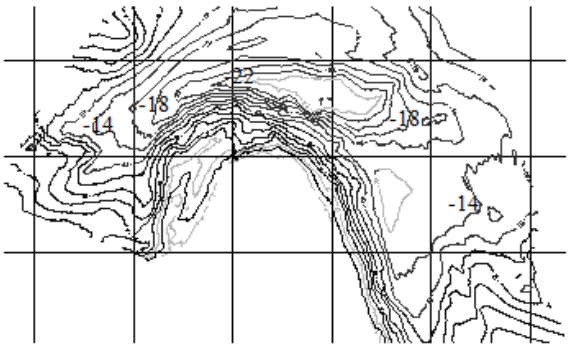
May 16, 2008



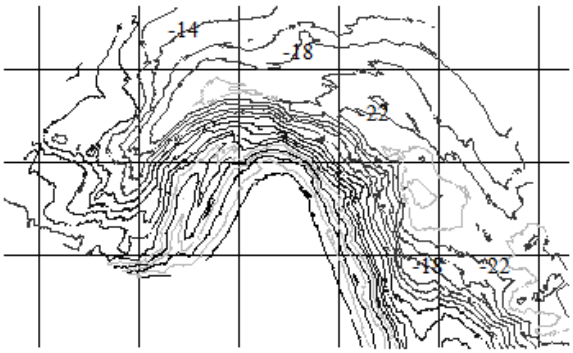
February 21, 2008



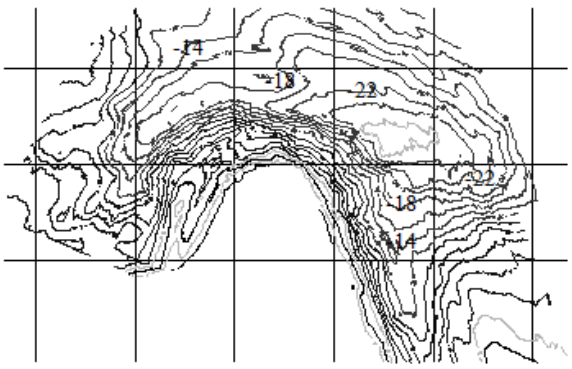
June 19, 2008



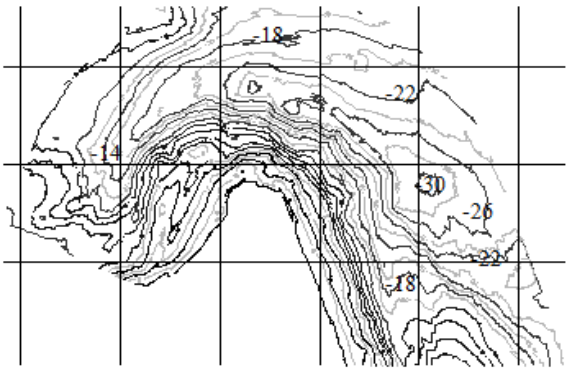
March 9, 2008



July 2, 2008

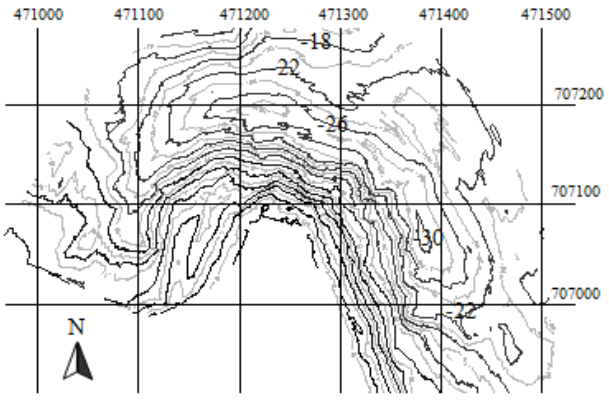


April 11, 2008

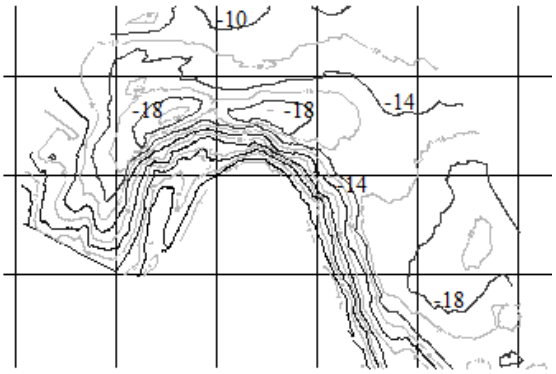


August 16, 2008

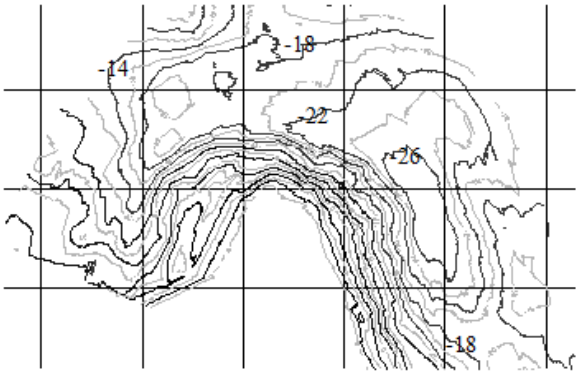
Fig.6 Bed level change at termination



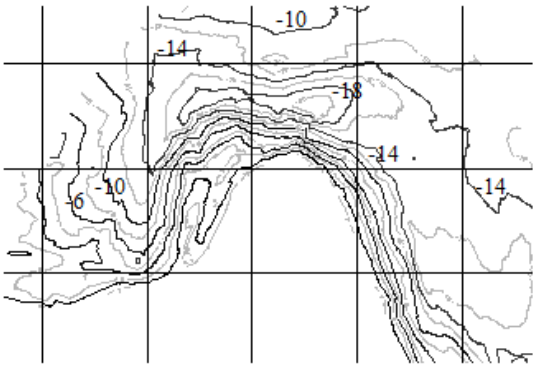
September 20, 2008



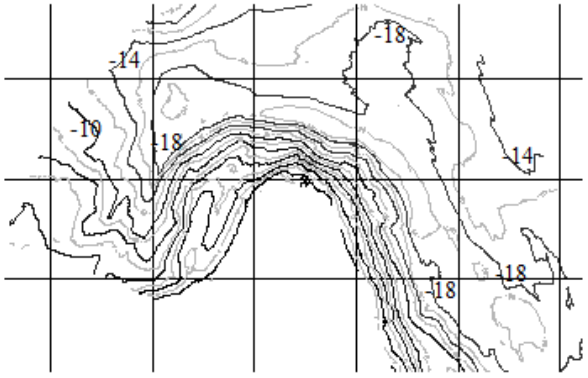
January 11, 2009



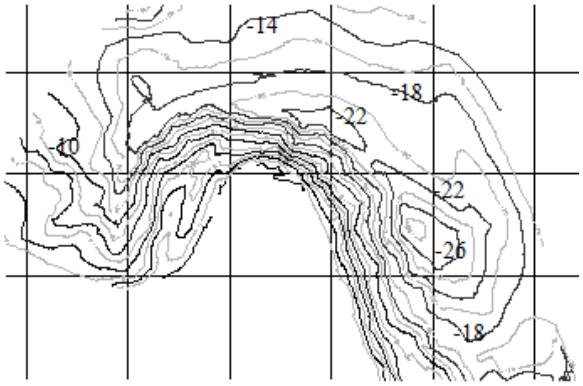
October 8, 2008



February 4, 2009



November 1, 2008



November 20, 2008

Fig.6 Bed level change at termination (Ctd.)

Fig.6 Bed level change at termination (Ctd.)

The scour hole exhibited significant changes during the flood as shown in the plots in August and in September. In particular, the maximum scour depth was dramatically increased and the location of the deepest point also shifted a bit to the downstream of the termination. After the flood, the scour hole area was refilled with sediment and the maximum scour hole depth returned to the pre-flood level as obviously shown from the plots after October. Although the 2008 flood enlarged the scour hole, the final scour hole in January of 2009 was even much smaller and shallower than that in January of 2008. It has to be mentioned that the termination partially failed in September of 2008 during the flood. The severe scour at the toe of the termination resulted in stability problems of the termination, i.e. the sliding of the apron and the sand materials beneath it took place. The observations suggested that the mitigation of the scour due to flood and the enhancement of the termination against scour were probably the keys to ensure the effectiveness of the Sirajganj Hardpoint.

3.3 Flow field at the Sirajganj Hardpoint

Although the hardpoint did not exert direct influence on the flow field, it altered the flow field through the morphological changes around it. The typical flow velocity patterns in year 2008 and year 2009 were plotted from Fig.7 to Fig.10 and compared with each other.

The horizontal velocity vectors near the water surface were shown in Fig.7 and Fig.8, together with the sketches of major sandbars based on field investigations and satellite images. In 2008, the approach flow channel was diverted into two parts by two sandbars. The flow attacked the termination of the hardpoint and resulted in two circulation flows in front of and behind the termination, respectively. In 2009, the west part of the big sandbar on the east was washed away and the width of the approach flow channel was significantly enlarged. On the other hand, a small sandbar appeared in the approach flow channel just in front of the termination. These changes affect a lot on the flow structure near the termination. The two circulations remained in 2009, but became much weaker than those in 2008. The flow in 2009 was further divided into two parts after passing the hardpoint due to the detachment of the downstream sandbar from the embankment. If one took a look at the velocity field in the vertical direction passing the termination in Section P as shown in both Fig.8 and Fig.9, the differences in the flow structure could be evidently distinguished. A vortex occupied the scour hole in front of the termination in both years, but the one in 2008 was much stronger than that in 2009. As this vortex was the major engine for the local scour around the termination, it was then easily understandable that the scour depth in 2009 was smaller than that in 2008 as have been confirmed by the bathymetry data in Fig.6.

The observations indicated that the movement of sandbars significantly influenced the flow structure and the bed morphology around the hardpoint. Although the problem related to the hardpoint was a very local scale one, understanding the migration characteristics of sandbars in a broader scale was of crucial importance. Moreover, the horizontal and vertical velocity vectors indicated that the local flow structure around the termination was of three-dimensional nature.

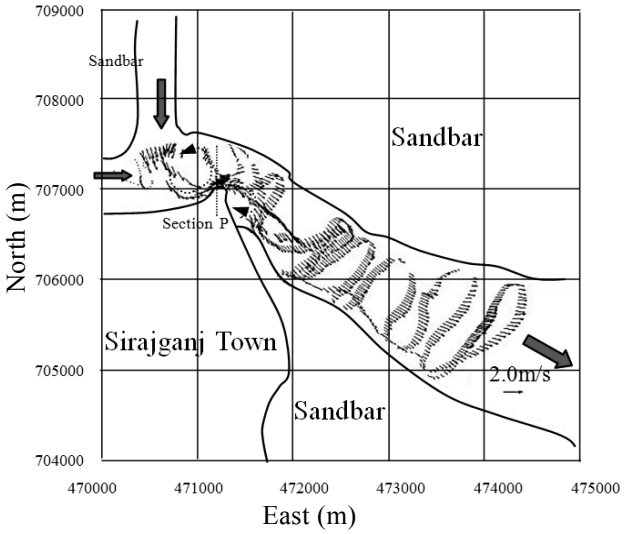


Fig.7 Horizontal velocity 0.86m beneath the water surface in 2008

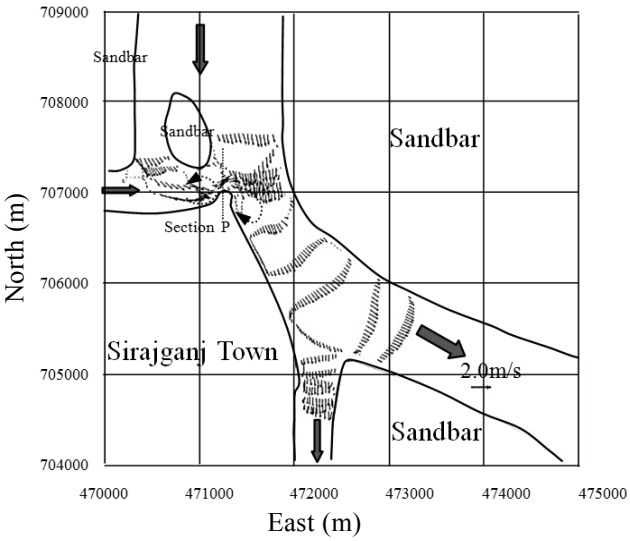


Fig.8 Horizontal velocity 0.86m beneath the water surface in 2009

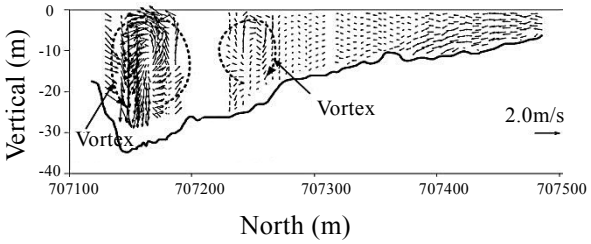


Fig.9 Vertical velocity vectors at section P in 2008

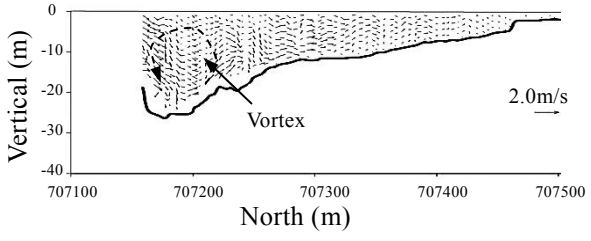


Fig.10 Vertical velocity vectors at section P in 2009

4 Spur dykes

4.1 Description of Betil/Enayetpur spur dykes

The Betil and Enayetpur spur dykes are located in the eastern part of Belkuchi and Chowhali Upazilla, about 25km south of Sirajganj town. The Betil and Enayetpur Bazar areas are historically well known for their handloom textile production. There are lots of important public and private establishments such as schools, madrasahs, colleges, mosques, hospitals and industries. This area is one of the high priority areas to be protected designated by the government.

Since 1914, the bankline of this area has shifted towards west by around 5km (Halcrow, 1994). In order to protect the bank, two spur dykes were constructed in 2002. The distance between the two spur dykes is around 2.5km. The Betil and Enayetpur spur dykes basically follow the same design methods. Either of them consists of an earthen shank and a RCC (Reinforced cement concrete) head. The RCC head is not deep penetrated into the riverbed but is supported by in-situ casted concrete piles with a diameter of 0.5m. Therefore, the lower part will be permeable if the bed level is degraded enough. The connection between the RCC head and the earthen shrank is in the form of a bell-mouth and has been found to be one of the weakest points according to past failure experiences. Although RCC blocks and geo-bags are dumped into the water to provide additional protection to the spur dykes, the earthen parts have suffered from damages frequently in monsoon seasons since their completion. The main parameters related to the Betil/Enayetpur spur dykes are listed in Tab.2.

Table 2 Basics of Betil/Enayetpur spur dykes

Parameters	Betil	Enayetpur
Length of earth shank	801m	1050m
Length of RCC part	150m	150m
Crest level over PWD	15.50m	15.30m
Width of crest	6m	6m
Side slopes	1:2 (up) 1:3 (down)	1:2 (up) 1:3 (down)
Design scour depth	18.5m	17.0m
Completion of spur	2002	2002

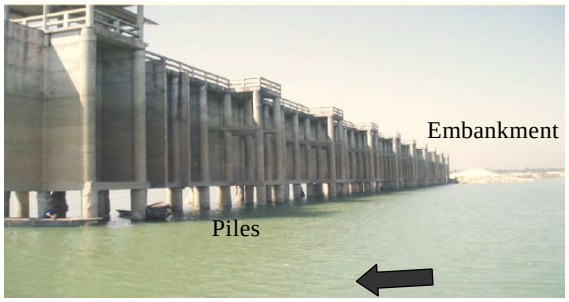


Photo3 The Betil spur dyke

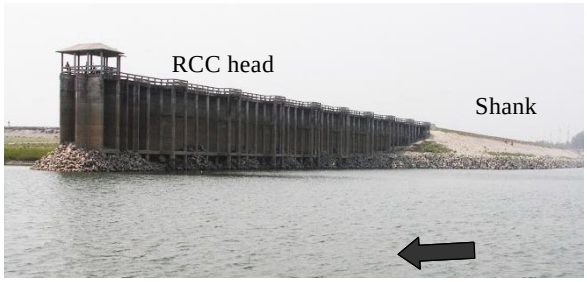
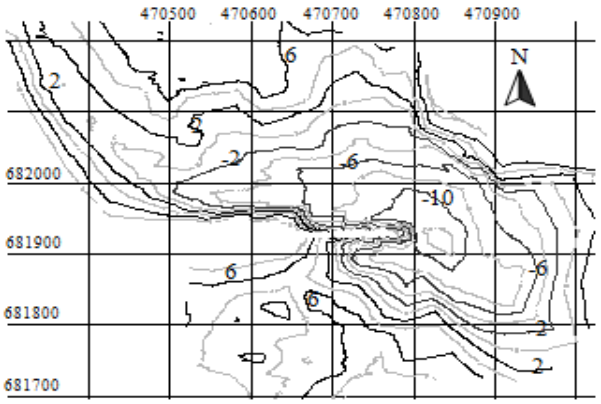


Photo4 The Enayetpur spur dyke

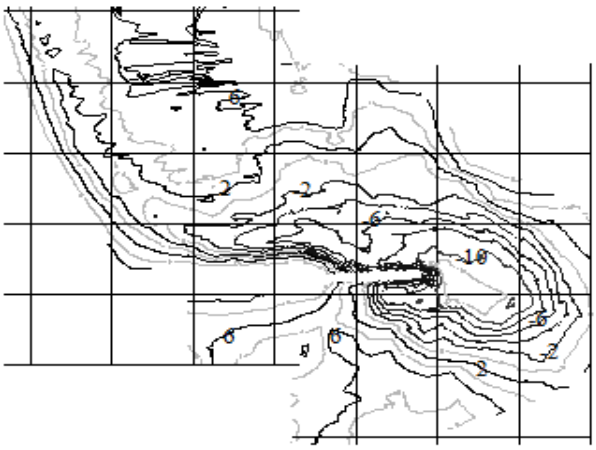
4.2 Bed deformation around Betil/Enayetpur spur dykes during flood

The Betil/Enayetpur spur dykes were constructed along the secondary channel of the river as depicted in Fig.2. In the dry season, almost no flow passed the channel. But during the flood period, the channel might become active and made threats to the embankment. The temporal variations of the bed bathymetries around the two spur dykes during the 2008 flood were plotted in Fig.11 and Fig.13. The information on the flow discharge of the river at the upstream Bahadurabad gauging station was plotted in Fig.12 for reference.

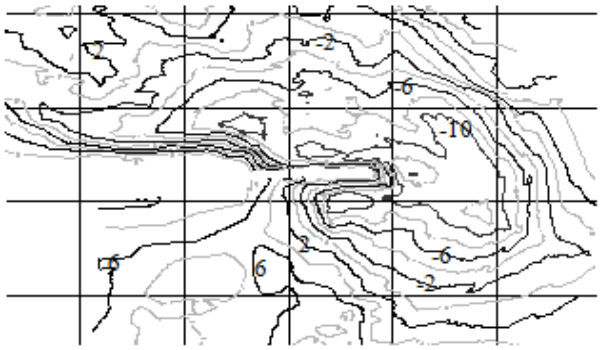
Due to severe local scour at the toe of the Betil spur dyke, the lower portion of the RCC part became permeable. Therefore, the hydraulic and morphological function of the RCC part of the Betil spur dyke would be similar to those of a Bandal. The downstream Enayetpur spur dyke, however, was still impermeable. It was evident from Fig.11 that the local scour area at the toe of the Betil spur dyke exhibited insignificant changes although there was slight increase of the maximum scour depth after the flood peak. Taking into account previous scour records (e.g. Zhang et al., 2008), it might be concluded that the flood discharge would not always enlarge the local scour. The continuous supply of sediment from the upstream channel might prevent the bed from continuous degradation.



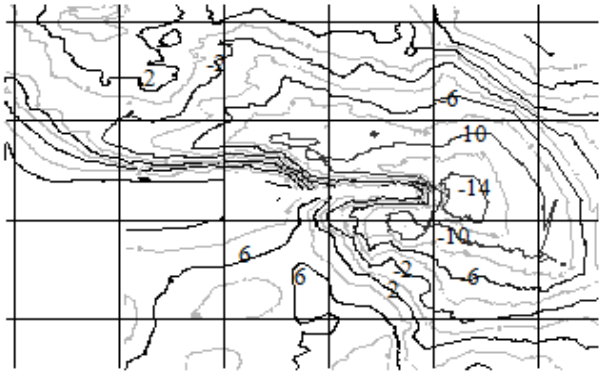
June 21, 2008



July 19, 2008

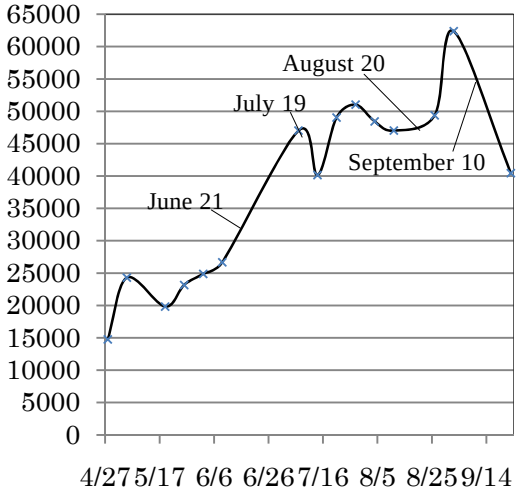


August 20, 2008



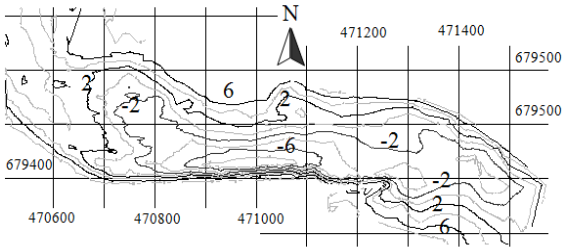
September 10, 2008

Fig.11 Bathymetry at the Betil spur

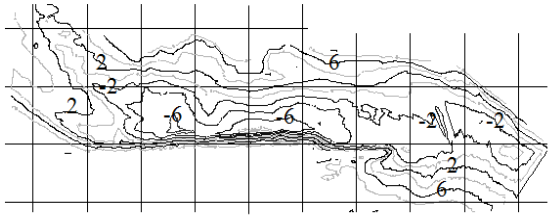


Date (Month/Date)

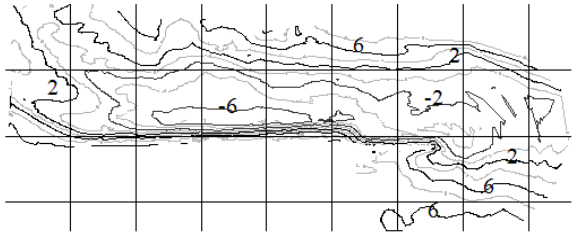
Fig.12 Discharge in 2008 monsoon at Bahadurabad



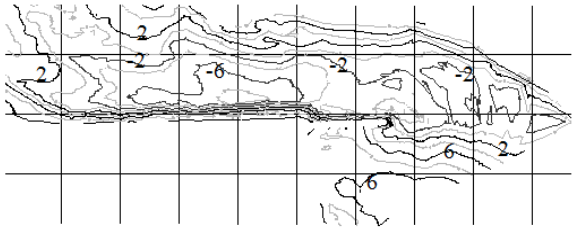
June 21, 2008



July 19, 2008



August 20, 2008



September 10, 2008

Fig.13 Bathymetry at the Enayetpuril spur

A large area of deposition was found behind the Betil spur dyke, and the Enayetpur spur dyke was situated immediately downstream of the area. The bed level around the Enayetpur spur dyke did not change so much in the flood season (Fig.13), indicating the flow and the bed morphology were well controlled by the upstream Betil spur dyke. Moreover, the lowest bed located along the earthen shank of the Enayetpur spur dyke instead of the toe, which was completely different from that around a typical impermeable spur dyke. Similar to that of the Betil spur dyke, land was created behind the Enayetpur spur dyke due to sediment deposition there.

4.3 Flow structure around Betil/Enayetpur spur dykes during flood

The velocity field was measured on July15, 2008 and the resulted velocity vectors in a horizontal plane near the water surface around the two spur dykes were plotted in Fig.14. Major sandbars were also sketched in the figure according to field investigations and satellite images. Due to the existence of various sandbars, the approach flow did not attack the head of either spur dyke, which made the scour phenomena around the two spur dykes somewhat unique.

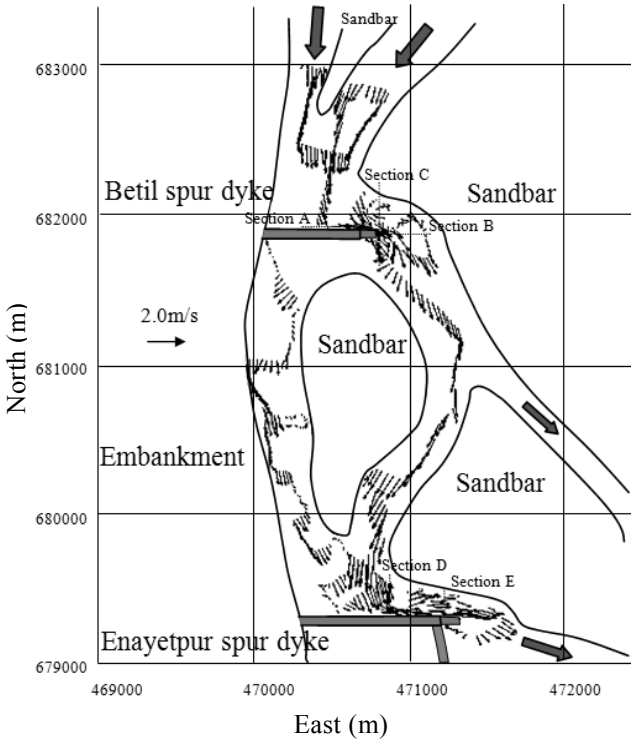


Fig.14 Velocity vectors around the Betil/Enayetpur spur dykes 0.86m beneath the water surface

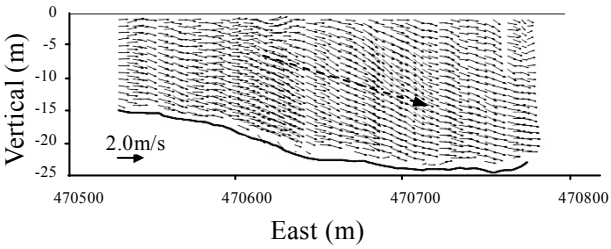


Fig.15 Velocity vectors at Section A

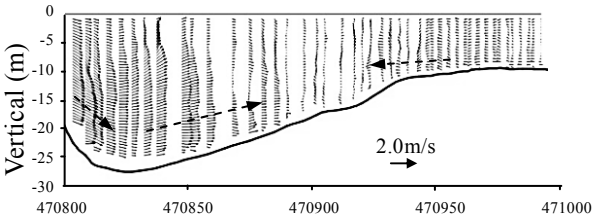


Fig.16 Velocity vectors at Section B

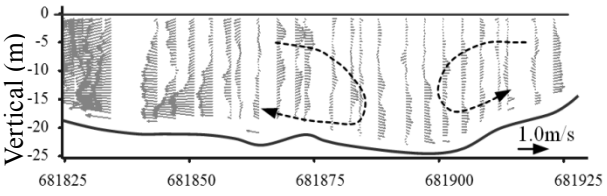


Fig.17 Velocity vectors at Section C

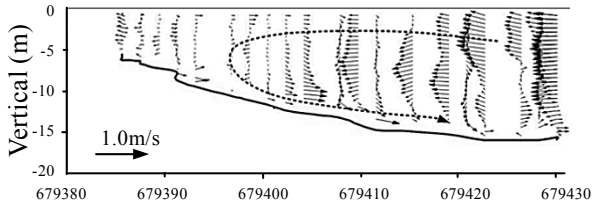


Fig.18 Velocity vectors at Section D

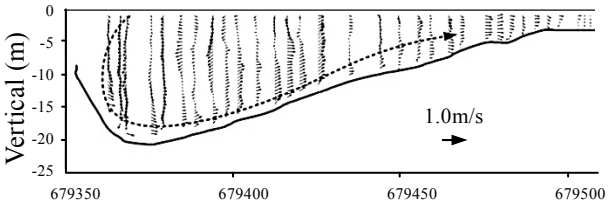


Fig.19 Velocity vectors at Section E

When the flow approached the spur dykes, it was blocked, changed its direction paralleling to the spur dyke and flowed towards the spur dyke heads. The parallel flow had a potential to remove sediment on its way to the head which gave the

answer why severe scour took place along the earthen shank of the Enayetpur spur dyke. At the head of either spur dyke, flow circulation was recognizable although the data was not fine enough to resolve the details.

The velocity vectors in several vertical planes were also presented from Fig.15 to Fig.19. The locations of the vertical planes were depicted in Fig.14. The velocity vectors in Section A described the typical parallel flow along the earthen shank of the Betil spur dyke. And similar flow structure was expected around the Enayetpur spur dyke. In Section B, strong downward flow detached from the Betil spur dyke was observed. This downward flow was the main cause for the lateral enlargement of the local scour hole. The downward flow attacked the bed, turned upward and mixed with the downward flow from the sandbar in front of the spur dyke. Section C showed the longitudinal variation of the flow velocity at the head of the Betil spur dyke. Two circulating cells were recognized: one was situated in the upstream and the other one was in the downstream of the spur dyke. They were the major engines for the development of the scour hole in the longitudinal direction. The circulating cells resulted from the blockage of the approach flow at the earthen shank and the RCC head of the Enayetpur spur dyke were shown in Section D and Section E, respectively. Although the bed profiles were quite different, the circulating flows followed the same direction. Both of them are capable of removing sediment from the bed and result in scour at the foot of the spur dykes.

5 Bandal and Bandal-like structures

5.1 Introduction

The handloom enriched Randhunibari locates along the west bank and immediately downstream of the Jamuna Bridge as shown in Fig.2. Oblique flow towards the bankline during the monsoon season put the Randhunibari market nearby in a very dangerous situation. In order to protect the bank from erosion and to test the performance of traditional river training structures, a group of Bandals was constructed by RRI (the River Research Institute) during the period of year 2007-2008. Each Bandal structure protruded into the water course with a length of about 10m and made an angle of 50^{o}-60^{o} to the bankline. The Bandal was made of groups of vertical bamboo piles with a spacing of 46cm. The diameters of the bamboo piles ranged from 6cm to 9cm. The piles were connected with each other by cross bamboos with a vertical spacing of around 75cm. Moreover, inclined bamboos were set at an angle of 45^{o} to the bamboo piles to enhance the stability of the Bandal structure. The upper part of the Bandal was closed with bamboo thatch while the lower part is open. The Bandals were arranged in a group along the secondary channel of the river as show in Fig.2. The distance between two consecutive Bandals is around 32m. The details of one of the Bandals are shown in Photo1 which was taken during the field investigation in July, 2008. On the other hand, Photo2 demonstrates the sediment deposition behind the Bandal structure along the bank and the photo was taken in July 2009, one year after the first field trip. It is found that a large area of land is created behind the Bandal within only one year. The two photos give visible evidence on the deposition-promoting performance of the Bandals.



Photo 5 Randhunibari Bandal (July, 2008)



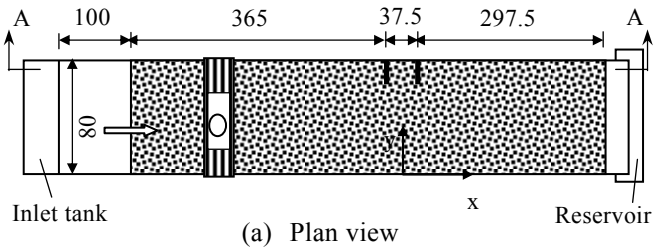
Photo 6 Randhunibari Bandal (July, 2009)

5.2 Experiments

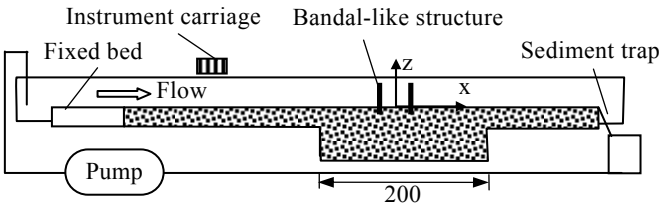
A structure, having the similar functions as a Bandal, is named a Bandal-like structure herein despite its construction materials, shape and layout. Hence, the Betil spur dyke may be considered as a Bandal-like structure and the flow velocity information of which may be of reference for the Randhunibari Bandal site. In order to understand the flow structure more precisely, laboratory experiments are conducted in the Ujigawa Open Laboratory, Kyoto University. In the experiment, powdered anthracite is used as model sediment, which has a mean size of 0.835mm and a specific gravity of 1.41. A pair of Bandal-like structures is set perpendicular to the left side of a flume. The flume is 10m-long and 80cm-wide and has a slope of 1/800. Each Bandal-like structure is made of 12 brass cylindrical piles, having a vertical steel plate mounted at the upper part. The details of the Bandal-like structure and the experiment setup are shown in Fig.20.

The experiment is carried out under live-bed scour condition, i.e. the approach flow velocity is larger than the critical flow velocity for the sediment entrainment. As a result, bed forms develop in the whole movable bed area. It is the case in the Jamuna River. The hydraulic parameters in the experiment are shown in Tab.3.

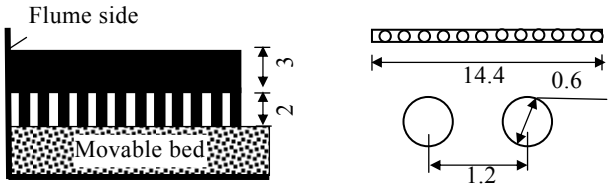
The experiment starts from a flat bed and continuous sediment supply is ensured from the upstream of the flume. The total amount of sediment supplied is the same as that collected from the downstream, which is determined by some trial experiments. After 6 hours, a dynamic equilibrium condition is reached. The pump is then stopped. When the bed is drained out, a laser displacement meter is then used to measure the bed deformation. The measured bed configuration is shown in Fig.21. In the deformed bed, bed forms and large areas of sandbars occur due to sediment movement in the whole movable bed domain. Local scour takes place at the toes and along the bodies of the Bandal-like structures, particularly the upstream one. Moreover, sediment deposition is observed in the wake zones behind both structures. The local bed morphology around the Bandal-like structure exhibits typical features of both an impermeable spur dyke and a permeable spur dyke (Zhang and Nakagawa, 2009).



(a) Plan view



(b) Section A-A



(c) Structure details: side view, top view & piles details

Fig.20 Experiment setup (Unit: cm)

Table 3 Hydraulic conditions of the experiment

u_* : friction velocity, u_{*c} : critical friction velocity

Flow discharge	7.76 l/s
Mean velocity	24.25 cm/s
Approach flow depth	4.0 cm
u_*/u_{*c}	1.91 (live-bed scour)
Reynolds number	7,460
Froude number	0.387

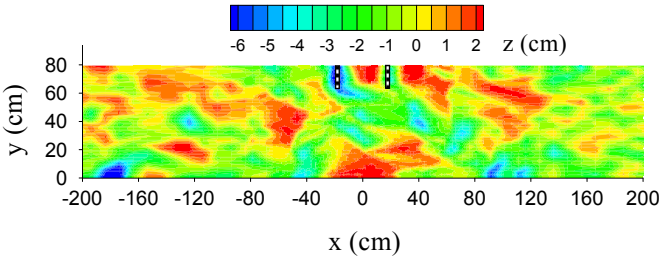


Fig.21 Final bed configuration in the experiment

Instant cement is sprayed to the bed surface and the deformed bed becomes fixed. Water is then pumped to the flume again. The velocity on the water surface is obtained with PIV (Particle Image Velocimetry) techniques and two electromagnetic velocimetries are used to measure the 3D velocity

in the water column. Water level is recorded with a point gauge.

5.3 Numerical model

Since the flow around a Bandal-like structure is highly 3D, the details of the flow cannot be resolved without a 3D model. Moreover, a Bandal-like structure is generally sophisticated in shape and the boundary of an actual river is commonly irregular. Hence, the numerical model should be capable of resolving complex geometries as well. The authors have developed a numerical model satisfying the above requirements (Zhang et al., 2006). In the numerical model, the complex flow field is obtained based on the RANS (Reynolds-averaged Navier-Stokes) equations with the k-ε model for the turbulence closure. In the near-wall domain, the wall-function approach is applied and the resistance of the wall can be easily accounted for. The widely used FVM (Finite Volume Method) is adopted in the formulation of the numerical model and the governing equations are discretized based on an unstructured mesh.

The flow field on the deformed bed in the laboratory experiment is investigated with the proposed numerical model. The measured water stage and bed level are used in the mesh generation. In order to reproduce the details of the Bandal-like structures, a hybrid mesh consisting of different types of polyhedra is employed. The mesh system includes 58842 cells and 57870 nodes. The computational mesh in the proximity of the Bandal-like structures is depicted in Fig.22. At the inlet boundary, all flow variables are known and are prescribed according to the mean velocity. At the outlet boundary, zero diffusion flux is assumed for all flow variables. The free surface is considered as a rigid lid and is unchangeable during the computation. Near the wall boundaries such as the channel bed, the Bandal-like structure and the side of the flume, the flow velocity is assumed to be parallel to the walls.

5.4 Results

Flow velocities resulted from both experiments and simulations are plotted in Fig.23-27. The flow velocity on the water surface, near the bed and typical lateral and longitudinal sections is shown.

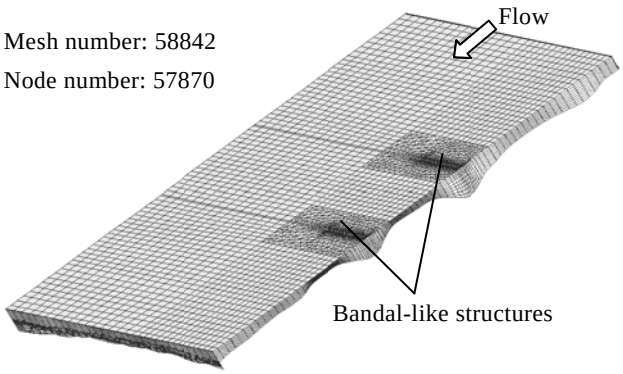


Fig.22 Computational mesh around Bandal-like structures.

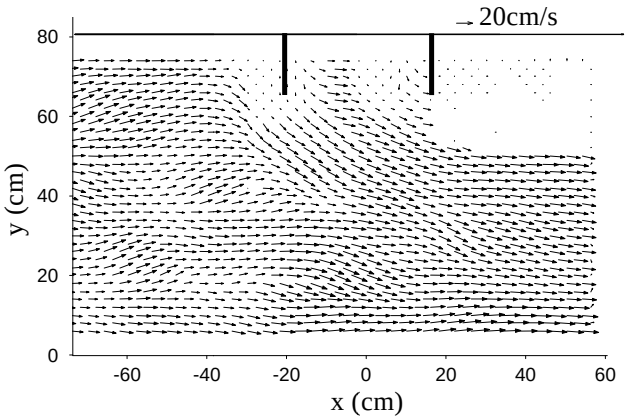


Fig.23a Flow velocity (u, v) on water surface (PIV)

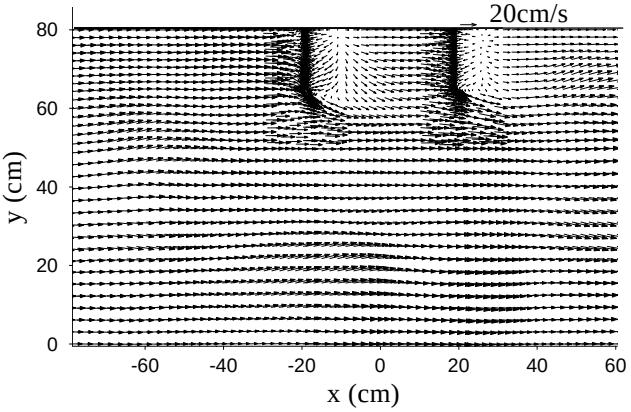


Fig.23b Flow velocity (u, v) on water surface (Sim.)

According to Fig.23 and Fig.24, it is found that the flow velocity on the water surface is affected significantly by the blockage of the upper part of the Bandal-like structures and 3D vortices in the scour. On the other hand, the flow velocity at the lower layer is closely related to the bed geometries and the existing of the piles of the Bandal-like structures. In general, the numerical model reasonably reproduces the experimental results.

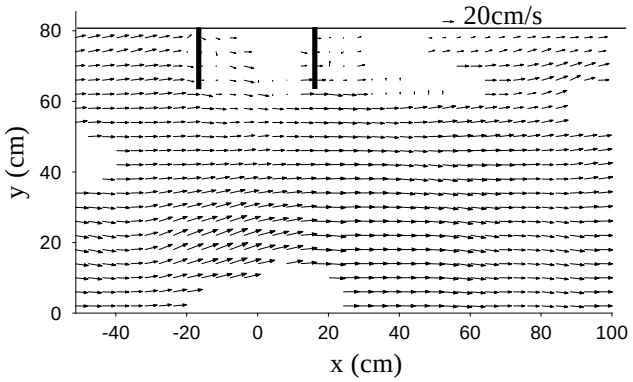


Fig.24a Flow velocity (u, v) at 2cm from the initial bed (Exp.)

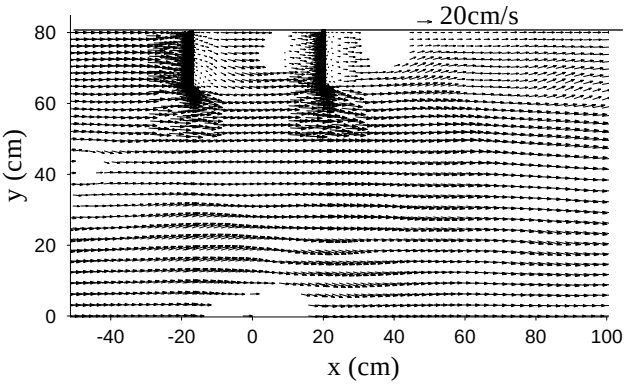


Fig.24b Flow velocity (u, v) at 2cm from the initial bed (Sim.)

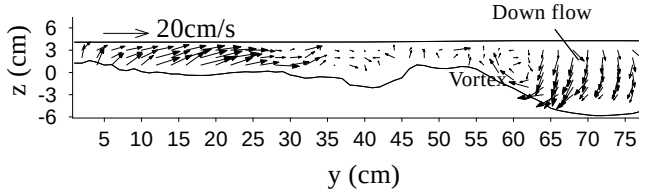


Fig.25a Flow velocity (v, w) at x=-22cm (Exp.)

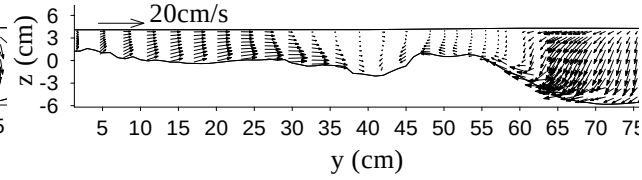


Fig.25b Flow velocity (v, w) at x=-22cm (Sim.)

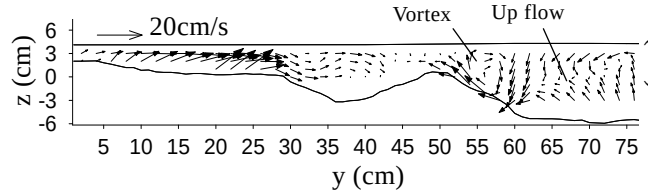


Fig.26a Flow velocity (v, w) at x=-16cm (Exp.)

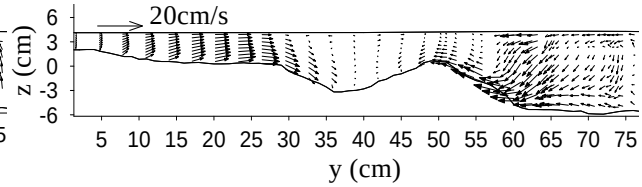


Fig.26b Flow velocity (v, w) at x=-16cm (Sim.)

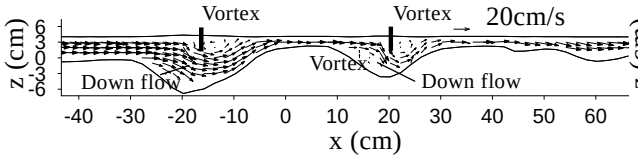


Fig.27a Flow velocity (u, w) at y=72cm (Exp.)

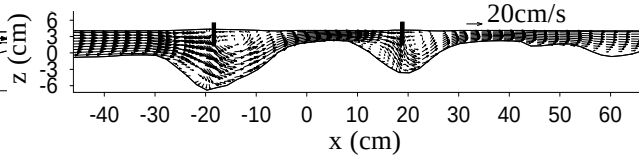


Fig.27b Flow velocity (u, w) at y=72cm (Sim.)

If one takes a closer look at the free surface velocity field, one may note that bed morphology influences a lot on the flow structure. The flow separation angle at the head of the structure is much smaller compared with that of the PIV measurement. As has been argued in previous research (Zhang et al., 2009), the over-estimation of the current PIV method due to an over-accumulation of tracers is considered to be a probable reason. The inherent deficiency of the eddy viscosity based turbulence model is also another probable cause, but further evidences are needed.

3D vortices are obviously confirmed in Fig.25-27, concentrated in the extent of local scours and being similar to those observed around spur dykes (Zhang et al., 2009). These vortices are engines for the scour development. However, there are many properties unique to the Bandal-like structures. Fig.26 and Fig.27 indicate that the wake vortex behind the upstream structure is not well developed. The vortex is very weak and is confined in the shade of the impermeable part of the structure other than inside the scour hole. It is attributed to strong flows which pass the piles of the structure and make great

disturbances to the wake zone. It is also found in Fig.27 that there are vortices located in front of and behind the downstream structure. Due to the vortex in front of the structure, flows passing the piles lose their energy and the vortex behind the structure develops more freely and even extends to the inside of the scour hole. The vortex in front of the downstream structure is resulted from the down flow and the relatively small scour depth (hence, a small opening ratio). Similar vortex pair appeared in the field measurements of the Betil spur dyke as shown in Fig.17.

6 Discussions

The information on the flow field and bed deformation of the study sites provides a key to understand the fundamental working principles and performances of typical structural measures against bank erosion along the Jamuna River. Compared with conventional revetments and spur dykes, the flow structure and the bed morphology around the Sirajganj Hardpoint (revetment type) and the Betil/Enayetpur spur dykes (spur dyke type) are much more complex due to the complex flow and bed conditions.

Owing to its unique location, the upstream termination of the Sirajganj Hardpoint works like an impermeable spur dyke to some extent. Several vortex systems of obviously 3D nature form in the proximity of the termination and they are strongly dependent on the local bed morphology as well as the migration of the sandbars nearby. The termination is a weak point of the structure due to local scour at the toe and possible sliding down of the sand materials on which the apron is set. The area a little downstream of the termination is also very weak due to the direct attack of the return currents. Both parts experienced failures in the past several years. The comparison of the flow structures in 2008 and 2009 suggests that the performance of the Sirajganj Hardpoint strongly depends on the sandbars in its neighborhood and that the evolution of the sandbars necessitates special attention.

By introducing long earthen shanks, the area protected by the Betil/Enayetpur spur dykes is enlarged and the construction cost is reduced. On the other hand, the earthen shanks become the most frequently failed parts of the two spur dykes due to the direct hit by the approach flow and the parallel flow along the shanks. Countermeasures against the parallel flow are hence important for the stability of the two spur dykes. The RCC part of the Betil spur dyke works like a Bandal structure which blocks the flow in the upper layer and allows the water to flow at the lower elevation. This kind of structure takes the advantages of both the impermeable spur dyke and the pile dyke. As a result, excessive local scour is avoided but either the mainstream degradation or the wake deposition is promoted. Moreover, the return currents behind the spur dyke are also weakened due to the joining of the flow passing through the piles of the RCC part. The downstream Enayetpur spur dyke furthermore prevents the possible return currents caused by the upstream Betil spur dyke from direct attacking the embankment. Due to the influence of the Betil spur dyke, the impermeable Enayetpur spur dyke does not suffer too much from local scour at the RCC toe. The maximum scour depth around the Enayetpur spur dyke is about 9.5m smaller than that of the Betil spur dyke during the field measurement. However, the parallel flow is more dangerous along the Enayetpur spur dyke compared with that along the Betil spur dyke since the former owns a longer earthen shank and an almost impermeable RCC part. Making the lower part of the RCC part permeable to reduce the effective length of the spur dyke might be a solution to reduce the erosion along the foot of the shank.

Although detailed measurements are not conducted for the Bandal structures in site, the effectiveness of the structures are confirmed from both the Randhunibari test Bandal site and the Bandal-like part of the Betil spur dyke. In addition, the laboratory experiment and numerical simulation preliminarily provides the working mechanisms for this kind of structure. Recently, Teraguchi et al. (2011) have made more systematic comparisons on the hydraulic and morphological characteristics among the conventional impermeable spur dykes, pile dykes and the newly highlighted Bandals. It has to be mentioned that the original Bandals are generally made from locally available bamboos and are constructed without reliable scientific design or

effective quality management. Therefore they are quite cheap (Table4) and easily implemented but generally suffer from stability problems especially during the flood.

Table 4 Cost of bank protection measures

Measures	Site	Agency	Cost (US$/m)
Guide Bank	Jamuna Bridge	Foreign	33,000
Hardpoint	Sirajganj	Foreign	21,000
Solid spur	Kalitola	Foreign	12,500
Revetment (Geobags)	Jamuna River	Foreign	2000-3000
Revetment	Jamuna River	BWDB	3800-4000
RCC spur	Jamuna River	BWDB	950
Bandal structures	Sirajganj	RRI	9

*compiled based on Rahman et al., 2007

Comparing the Bandals with the conventional impermeable spur dykes, it is noted that the Bandals will generally exert less impact on the flow and channel dynamism. Hence, it has a potential to provide a more nature friendly alternative for the management of large alluvial rivers like the Jamuna River. The Bandals are physically smaller and weaker than conventional impermeable spur dykes. Furthermore, the Bandals may be quickly buried due to huge deposition around it and their working life will be much shorter compared with the conventional impermeable spur dykes. Therefore, the Bandal structures should be better basically used as temporary structures in a recurrent way to cope with changing conditions adaptively. The total cost will include initial investments and timely maintenances.

7 Conclusions

This paper presented a study on hydraulic and morphological consequences of typical bank protection measures along the Jamuna River of Bangladesh. The results indicate that conventional bank protection measures such as revetments and spur dykes play important roles in protecting the BRE and that historied river training measures such as Bandals based on indigenous knowledge exhibit high potential for wider applications.

The flow field and bed morphology around the bank protection structures, either intrusive or nonintrusive, vary spatially and temporally but maintain certain common features depending on the type of the structures. The strong vortex system in front of and the return currents behind the upstream termination of the Sirajganj Hardpoint are the major engines for the morphological variations and are also the main causes of the structure failure. Moreover, the intensity of the flow around the termination is closely related to the evolution of the sandbars nearby. The vortex system and the parallel flow resulted from the flow blockage at the long shanks of the Betil/Enayetpur spur dykes are great threats to the stability of the two spur dykes. The RCC part of the Betil spur dyke works as a Bandal-like structure, providing a well control of the incoming flow and sediment transport for the downstream Enayetpur spur dyke. Compared with the local scour at the toe of the RCC part of the Enayetpur spur dyke, the erosion along the foot of the long earthen shank is a more serious concern. It might be a challenging problem unique to relatively huge structures constructed in large rivers.

Field investigation suggests that the Bandals developed from indigenous knowledge are capable of promoting sediment deposition efficiently. Considering the migration nature of the Jamuna River, the cost-effectiveness and the environmental harmony, the wider application of Bandals or Bandal-like structures is recommended. However, more research is suggested to clarify the associated mechanisms and to formulate guidelines on their designs, constructions and maintenances.

Acknowledgements

This research is supported by Grant-in-Aid for Scientific Research B, MEXT, Japan (PI: Dr. H. Nakagawa, Grant No. 18404010) and the JST-JICA Program on Science and Technology Research Partnership for Sustainable Development (PI: Dr. H. Nakagawa). The authors would also like to express their sincere gratitude to a lot of participating

members from BUET, CEGIS, BWDB, RRI and Kyoto University.

References

BWDB (1999): River Bank Protection Project. Evaluation of the Performance of Hard Points, Review of Damage during 1999 Flood Season and Recommended Remedial Works.

CEGIS (Center for Environmental and Geographic Information Services): Monitoring and Prediction of Bank Erosion Reports series, 2004, 2005, 2006 and 2007.

Coleman, J. M. (1969): Brahmaputra River: channel processes and sedimentation, Sedimentary Geology, Elsevier Publishing Company, Amsterdam, Vol.3, pp. 129-239.

FAP21. (2001): Guidelines and Design Manual for Standardized Bank Protection Structures, Bank Protection Pilot Project, WARPO, Ministry of Water Resources, Bangladesh.

Halcrow, Sir William and Partners, DHI, EPC and DIG (1994): River Training Studies of the Brahmaputra River, Prepared for BWDB.

IWFM (2008): Field Based Applied Research for the Stabilization of Major Rivers in Bangladesh, Technical Report 1, IWFM, BUET.

Oka, T. (2004): Floods in Bangladesh, Annuals of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, No.47A. (in Japanese)

Rahman, M.M., Hussain M.A., Hossain M.M., Sarker M.H. and Uddin, M.N. (2007): Protective measures of flood embankment along the Jamuna River in Bangladesh, ICUS Report 27, pp.357-366.

Sarker, M.H., Huque, I., Alam, M. and Koudstaal, R. (2003): Rivers, chars and char dwellers of Bangladesh, International Journal of River Basin Management, IAHR&INBO, Vol.1, No. 1, pp.61-80.

Teraguchi, H., Nakagawa, H., Kawaike, K., Baba, Y. and Zhang, H. (2011): Alternative method for river training works: Bandal-like structures, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol.55, pp. 151-156.

Thorne, C.R., Russell, A.P.G. and Alam, M.K. (1993): Planform pattern and channel evolution of the Brahmaputra River, Bangladesh, Braided Rivers (eds. Best and Bristow), Geological Society Spec. Pub., No.75, pp. 257-276.

Zhang, H., Nakagawa, H., Muto, Y., Baba, Y. and Ishigaki, T.(2006): Numerical simulation of flow and local scour around hydraulic structures, River Flow 2006, Lisbon, Portugal, pp. 1683-1693.

Zhang, H., Nakagawa, H., Muto, Y., Muramoto, Y., Touchi, D. and Nanbu, Y. (2007): Morphodynamics of channels with groins and its application in river restoration, Annuals of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, No.50B, pp. 635-651.

Zhang, H. and Nakagawa, H. (2008): Scour around spur dyke: recent advances and future researches, Annuals of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, No.51B, pp. 633-652.

Zhang, H., Nakagawa, H., Kawaike, K. and Baba, Y. (2008): Local scour around bank protection spur dykes on the Brahmaputra-Jamuna River, The 27th Annual Conference of Japan Society for Natural Disaster Science, Fukuoka, September 25-26, pp.21-22.

Zhang, H. and Nakagawa, H. (2009): Characteristics of local flow and bed deformation at impermeable and permeable spur dykes, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol.53, pp. 145-150.

Zhang, H., Nakagawa, H., Kawaike, K. and Baba, Y. (2009): Experiment and simulation of turbulent flow in local scour around spur dyke, International Journal of Sediment Research, Vol.24, No.1, pp. 33-45.

Zhang, H., Nakagawa, H., Baba, Y., Kawaike, K. and Teraguchi, H. (2010): Three-dimensional flow around Bandal-like structure, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol. 54, pp. 175-180.

バングラデシュ国ジャムナ川における河岸侵食防止対策が流れ及び地形に及ぼす影響

張浩・中川一・馬場康之・川池健司・ラマン　ムンスン*・ウヂン　ナジム**

*バングラデシュ工科大学水資源・洪水管理研究所
**ダッカ工科大学土木工学研究科

要　旨

バングラデシュ国の河川では，河岸侵食が大きな問題となっている。河岸侵食は科学と工学的な問題だけでなく，この南アジアの国にとっては，大きな社会や経済問題でもある。本稿は，ブラマプトラ川の下流（バングラデシュ国内ではジャムナ川と呼ばれる）における河岸侵食防止対策及びそれらが流れ及び地形に及ぼす影響について報告する。数回の現地調査及び計測により，ジャムナ川における河岸侵食のメカニズムの解明を図った。また，既存の河岸侵食防止対策の機能を評価し，可能な改善策を提案した。特に，現地の歴史的な方法で土着工法の代表であるバンダル型水制について着目し，ジャムナ川の河道安定及び河岸侵食防止方策としては，バンダル型水制の設置の繰り返しが現地に適応した工法となり得る可能性を示唆した。

キーワード：ブラマプトラ川/ジャムナ川，河岸侵食防止，河道安定化，現地計測，バンダル，水制

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Analysis of Bed Variation around Bandal-like Structures

Hajime NAKAGAWA, Hiroshi TERAGUCHI, Kenji KAWAIKE, Yasuyuki BABA and Hao ZHANG

Synopsis

The present investigation is focused on river bed variation caused by flow patterns around Bandal-like structure in channels. This type of structure have been used from the past in the Indian Sub-Continent to protect the river bank from erosion and to maintain the navigational conditions in alluvial rivers as the Jamuna river in Bangladesh. Few laboratory studies and field observations using Bandal-like structures was realized to verify the real applicability of them as an alternative structure over conventional river training structures as groins (impermeable and permeable ones). To clarify the effectiveness of Bandals in river morphology, detailed investigation about the complex flow structures and sediment transport mechanism influenced by Bandal-like structures was realized. Laboratory experiments were conducted in a straight flume with two structures positioned on one side of channel to the measurements of the velocity field and bed level near the structures under live-bed scour condition. A morphological model based on unstructured meshes was developed to simulate the flow patterns and bed variation around these structures. The experimental and numerical results of flow distributions and bed level variation around each type of structure were analyzed. The Bandal-like structure shows promising results as the reduction of local scour around them and deposition of sediment at downstream of Bandals in comparison with the conventional structures as groins.

Keywords: Bandal-like structure, live-bed scour, 3D model, non-submerged condition

1. Introduction

In river engineering works, hydraulic structures as groins are widely used for such purposes as river training, stream bank protection, and rectifying navigable rivers (Copeland, 1983; Carling et al., 1996; Shields et al., 2003). Nowadays, due to the increasing on demand of structures which provide the above functions and can be adaptive within local socio-economic condition and would be environmentally compatible solution as well (Shields et al., 2003) an alternative type of such structures called Bandal-like structure are investigated.

Bandals are one of the local structures developed in the Indian Sub-continent to improve or maintain the flows depth for navigation during low flow season. The main characteristics of Bandal-like structures are that they obstruct the high velocity flow near the water surface through the upper blocked portion (plate) conducting it to the main channel and allow the reduced velocity flow to pass near the riverbed (lower opened portion). This flow condition added to the fact that the transported sediment is composed by bed load and suspended load, which has higher concentration near the bed, contributes to increase the deposited sediment amount at downstream of Bandals near the riverbank in alluvial rivers. They usually are oriented at an angle with the main flow direction

(40°) and provide indirect protection by diverting potentially erosive currents away from the riverbank and by guiding the flow in a desired channel course. These are made of naturally available materials such as bamboo and wood pieces (**Fig.1**) that are regarded as inexpensive method over conventional structures as impermeable groins.

In the literature, the investigations related to groins (or spur-dikes) have been presented by many researchers as Garde et al. (1961), Gill (1972), Rajaratnam and Nwachukwu (1983), Kuhnle et al. (1999), Melville and Coleman (2000), Kothyari and Ranga Raju (2001), Uijttewaal (2005), and Dey and Barbhuiya (2006). However, the main focus of most of studies has been on impermeable groins and studies related to different types of structures as permeable groins are very few (Mioduszewski et al., 2003; Nasrollahi et al., 2008; Zhang and Nakagawa, 2009).

In the Bandal-like structures case, few laboratory experiments (Rahman et al., 2004, 2006) and field observations (Sharmin et al., 2007) appear to have been conducted to investigate the overall bed configuration, including the scoured area and the deposition of the sediment around the Bandals. Rahman et al. (2004) developed an analytical formula to predict the local scour around the structures including the degradation of the main channel. In this study, the basic features of Bandals in terms of flow and sediment control were clarified under clear-water scour condition. However, they pointed out the necessity of more investigations with different Bandal spacing, alignment to the main flow and experiments under live-bed scour condition.

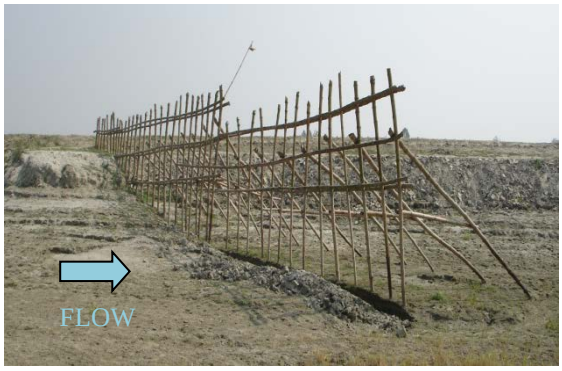


Fig.1 Bandal-like structures in Jamuna River (Pilot project, Bangladesh) – January 2010.

The flow field around a structure like Bandals is characterized by a complex 3D flow with the formation of downward flow and horseshoe vortex due to the effect of upper half plate at upstream and reduced velocity of flow passing through the structure at downstream (**Fig.2**). Moreover, the complexity of flow increases with the development of the scour hole.

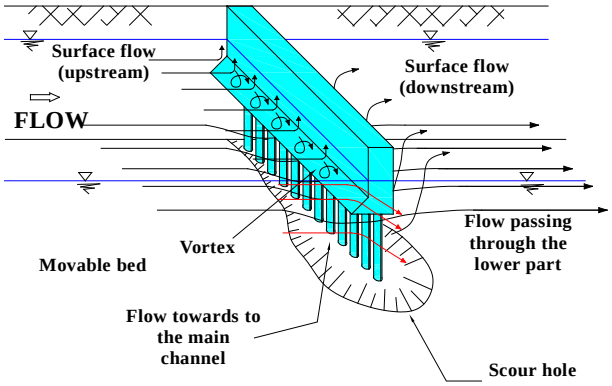


Fig.2 Flow structures around Bandal-likes structuture

To reproduce this kind of flow structures, numerical models have been widely applied to problems in hydraulic engineering. River modeling applications can be grouped into 1D, 2D and 3D models. 1D numerical model is very useful in practice, however its simulations results provide limited technical details. Though 2D models have been developed and used to solve the sediment problems in alluvial rivers. Whereas the area near the hydraulic structures has 3D effects on water flow and sediment motion, which are too complex for 2D models, 3D models for sediment transport in turbulent flows have become one of the most studied subjects in the field of river dynamics.

In comparison with 2D models, there are fewer applications of 3D models. Some recent works are: Wang and Adeff (1986) established a 3D mathematical model of river sediments by use of the finite element method; van Rijn (1987) using a combined mode, calculated the water flow by a 2D depth-averaged water model, and calculated the distribution of velocity along the water depth by a logarithmic velocity distribution equation, and further developed a combined 3D mathematical model; Shimizu et al. (1990) calculated water flows and bed deformation of meandering channels by using 3D sediment mathematical models; Wang and Jia (1995) developed a 3D sediment mathematical

model for simulating water flow, sediment motion and morphological change of alluvial rivers, especially local scour near a bridge pier; Wu et al. (2000) proposed a 3D mathematical model for total sediment based on Reynolds equations and k-ε turbulence model. Nagata et al. (2005) and Onda et al. (2007) developed a 3D numerical model using a non-linear k-ε model to predict the 3D flow patterns around hydraulics structures with reasonable accuracy in the simulation results.

In this study, the mechanism which affects the complex flow structures and bed variation around Bandal-like structures was investigated through the laboratory experiments and numerical model simulations. The experimental procedure was conducted in a straight flume with movable bed using two hydraulic structures (Bandal-like structure and groins) under non-submerged condition. The results from the experiments and numerical simulations were compared to verify the applicability of numerical model to reproduce the morphological changes around the Bandals. The information obtained from this analysis is very important for the correct design of Bandal-like structures in field applications (**Fig.3**).

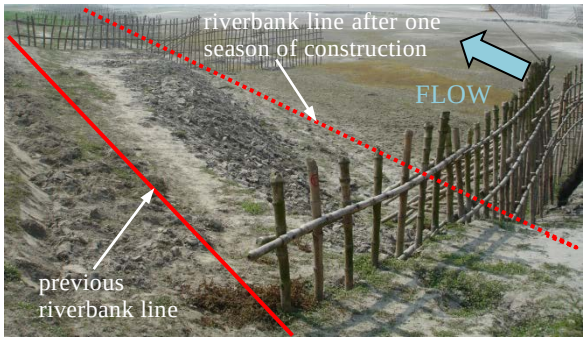


Fig.3 Application of Bandal-like structures on river bank protection in Jamuna river – Pilot project (January, 2010).

2. Numerical modeling

2.1. Hydrodynamic Model

1) Governing equations

The governing equations used in the numerical model are those of the 3D RANS (Reynolds-averaged Navier-Stokes) equations. The momentum and continuity equations expressed in a Cartesian coordinate system with the tensor notation read

$$\frac{\partial u_i}{\partial t}+u_j\frac{\partial u_i}{\partial u_j}=F_i-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x_i}+\nu\frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j\partial x_j}+\frac{1}{\rho}\frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_i} \quad (1)$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i}=0 \quad (2)$$

here u_i is the time-averaged velocity components (i=1, 2, 3); x_i is the Cartesian coordinate component; ρ is the density of the fluid; F_i is the body force; p is the time-averaged pressure; ν is the molecular kinematic viscosity of the fluid; $\tau_{ij}=-\rho\overline{u_i'u_j'}$ are the Reynolds stress tensors, and u_i' is the fluctuating velocity component. The k-ε model is used for the turbulence closure. The Reynolds tensors are acquired through the linear constitutive equation.

$$-\overline{u_i'u_j'}=2\nu_t S_{ij}-\frac{2}{3}k\delta_{ij} \quad (3)$$

where k is the turbulence kinetic energy; δ_{ij} is the Kronecker delta; ν_t is the eddy viscosity and S_{ij} is the strain-rate tensor and ε is the dissipation rate of the turbulence kinetic energy k. The model constants are used as suggested by Rodi (1980).

$$C_\mu=0.09, C_{1\varepsilon}=1.44, C_{2\varepsilon}=1.92, \sigma_k=1.0, \sigma_\varepsilon=1.3 \quad (4)$$

2) Numerical procedure

The present model uses a control volume-based method (Launder and Spalding, 1973; Patankar, 1980) to convert the differential conservation equations to algebraic equations that can be solved numerically. The method consists of integrating the differential equations about each control volume, yielding a finite volume equation that conserves each quantity on a control volume basis (Jameson et al., 1981). Collocated grid storage is used to define the discrete control volumes. To calculate the derivatives of the flow variables the power-law interpolation scheme is used (Patankar, 1980). The set of simultaneous algebraic equations is solved by a semi-implicit iterative scheme which starts from an arbitrary initial solution and converges to the correct solution doing several iterations. More detailed information about the numerical schemes, discretization methods, solution methods, equation solvers and the convergence criteria is given by Zhang et al. (2006).

3) Boundary conditions

Free surface: In the model, the water surface was considered as a rigid lid and defined as a plane of

symmetry. Symmetry implies that the normal velocity and the normal gradients of all variables are zero at the plane of symmetry.

Inlet: The definition of an inlet requires the values of the velocity vectors and turbulence properties. The inlet boundary is considered as a Dirichlet boundary and all the quantities are prescribed. In the pressure-correction equation, as the velocity field is given, the velocity correction is zero. And the Neumann boundary of zero gradients is used for the pressure.

Outlet: The outlet boundary has been set far from the structures area, a Neumann boundary with zero gradients is assumed here.

Impermeable wall: To estimate the effect of the wall on the turbulent flow, the wall function approach is adopted near impermeable boundaries, in which the piles (permeable groins) and Bandal-like structures (upper bended plate and lower permeable opening) is expressed with some fine meshes in the simulation.

4) Solution procedure

A usual procedure to judge solution convergence is to use a residual definition. The definition implies that convergence is reached when the normalized changes in variables between successive iterations are equal to or less than a certain limit. The algebraic equation systems are solved in an implicit decoupled way. Considering the sparseness and non-symmetry of the coefficient matrices, Krylov subspace iterative methods are preferred. The Bi-CGSTAB (Bi-Conjugate Gradient Stabilized) algorithm suggested by Sleijpen and Fokkema (1993) is employed in the model. For the pressure-velocity coupling the SIMPLE (Semi-Implicit Method for Pressure-Linked Equations) procedure was used. A comprehensive review of this algorithm is given by Versteeg and Malalasekera (1995).

The computational meshes used during the simulations are showed in **Fig.4**. To obtain a converged solution for 6 hours calculation on movable bed condition for each case, 2 weeks of computations were necessary on a powerful processor PC. In further study, an improvement using parallel computation, for example, should be implemented in the model to have reasonable results.

2.2 Sediment Transport Model

The sediment transport in open-channels is governed by the sediment mass-balance equation integrated over the water depth *h*, described below.

$$(1-\lambda)\frac{\partial z_b}{\partial t}+\frac{\partial(q_{Tx})}{\partial x}+\frac{\partial(q_{Ty})}{\partial y}+(E-D)=0 \qquad (5)$$

where z_b is the local bed level above datum; λ is the porosity of the bed material and q_{Tx}, q_{Ty} are the components of the total-load sediment transport in the x and y directions, respectively, E is the upward near-bed flux and D is the downward near-bed flux. For calculating the sediment transport rate, it is subdivided into bed load and suspended load.

1) Bed load transport

The bed load transport is calculated by using the Ashida-Michiue's empirical formula.

$$\frac{q_b}{\sqrt{(s-1)gd^3}}=17\tau_{*e}^{\frac{3}{2}}\left(1-\frac{u_{*c}}{u_*}\right)\left(1-\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \qquad (6)$$

where q_b is the bed load; s is the specific gravity of sediment; d is the diameter of sediment; τ_*, τ_{*c}, τ_{*e} are the dimensionless shear stress, critical shear stress and effective shear stress, respectively; u_*, u_{*c} are friction velocity and critical friction velocity, respectively. In the Bandals simulations, the deformed bed from the experimental results was used as a fixed bed during the flow calculations.

2) Suspended load transport

For suspended load transport calculation, the convection-diffusion equation is used (van Rijn, 1987)

$$\frac{\partial c}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x_j}\left[\left(u_j-w_s\delta_{j3}\right)c\right]=\frac{\partial}{\partial x_j}\left(\frac{\nu_t}{\sigma_c}\frac{\partial c}{\partial x_j}\right) \qquad (7)$$

here c is the local sediment concentration, w_s is the sediment settling velocity, δ_{j3} is the Kronecker delta (j=3 indicating the vertical direction), σ_c is the turbulent Schmidt number relating the turbulent diffusivity of sediment to the eddy viscosity ν_t.

The near-bed fluxes appear as source terms and need to be evaluated. These are treated here as two separated processes; however in real conditions it is

generated by the simultaneous deposition and erosion process.

The deposition flux is calculated from

$$D = w_s C_a \tag{8}$$

where w_s is the sediment settling velocity and C_a is the ambient concentration near the bed. The near-bed equilibrium concentration at a reference level (C_a) is calculated by the deterministic expression of van Rijn (1987). For the erosion rate, it is generally assumed to be the one under equilibrium condition, which is

$$E = w_s C_e \tag{9}$$

here, C_e is the equilibrium concentration near the bed. The boundary conditions for the equation (7) are specified as follows. An equilibrium sediment concentration profile is given at the upstream inlet boundary. The concentration at the center of the cell closest to the bed (C) is computed from C_a with the aid of the Rouse (1937) equation.

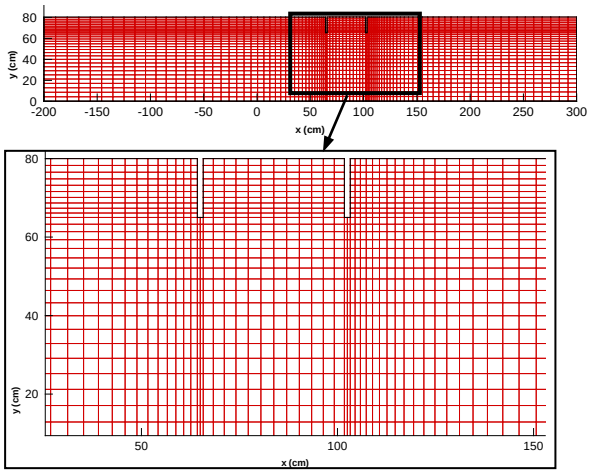


Fig.4a Grid of computed area for impermeable groins with details of groins field

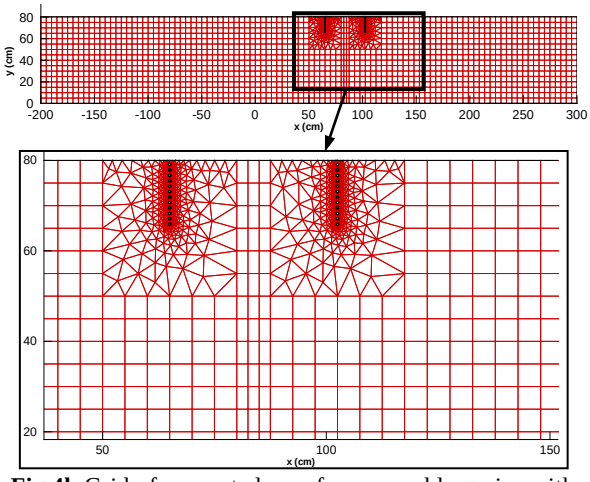


Fig.4b Grid of computed area for permeable groins with details of groins field

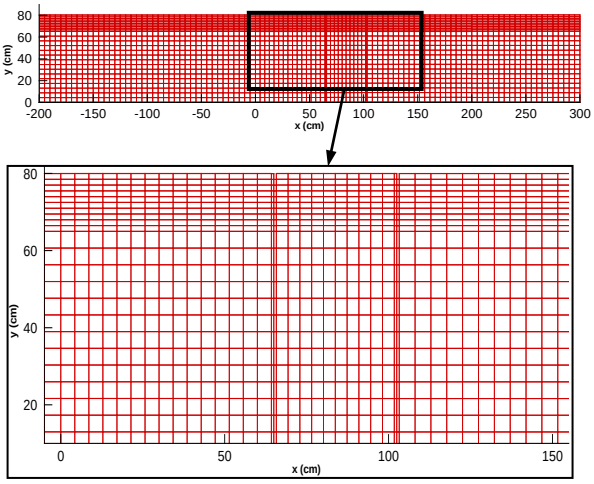


Fig.4c Grid of computed area for Bandal-like structures with details of Bandals field

In the outlet boundary at downstream, the gradient of the sediment concentration is assumed to be zero.

3. Laboratory experiments

3.1 Experimental set-up

The laboratory experiments were carried out at Ujigawa Open Laboratory, DPRI, Kyoto University, in a straight flume with 10m-long, 0.80m-wide and 0.28m-deep (0.45m-deep in the test region). The detailed sketch of the experimental set-up is shown in **Fig.5**. The channel slope was adjusted to be 1/800 m/m. The structures having a streamwise length (L) of 0.15m was embedded in a coal (powdered anthracite with d_{50}=0.835mm and ρ_s=1410kg/m^3) recess with 9.0m long, 0.80m wide and 0.10m deep (0.27m deep in the test region). The structures were fixed to the left side of the flume according to the **Fig.5**.

The coal recess is located from 2.0m downstream of the flume inlet to 1.0m upstream of flume outlet. A false floor made by wood with an elevation of 0.10m from the flume bottom and 1.0m long was fixed at the upstream end to reduce the disturbances caused in the water surface by the inlet discharge. A calibrated V-notch weir with a vernier point gauge fitted at the inlet of the flume was used to measure and control the inflow discharge. The water depth in the flume was adjusted by a steel tailgate located at the downstream end.

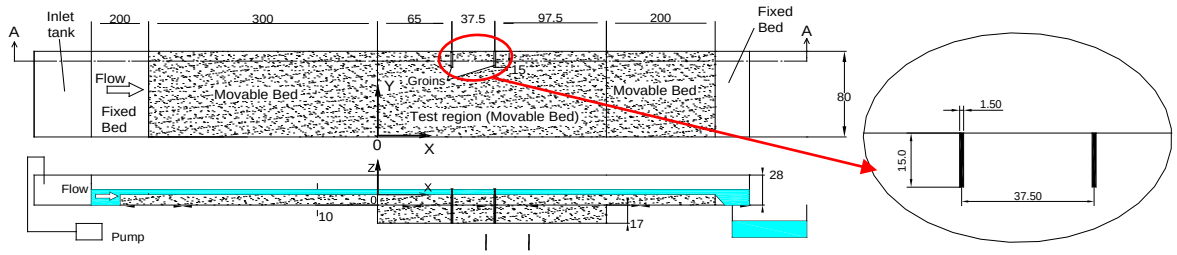


Fig.5 Experimental setup (plan-view: top; longitudinal section A-A: bottom; right side: detail of structures) (Unit:cm)

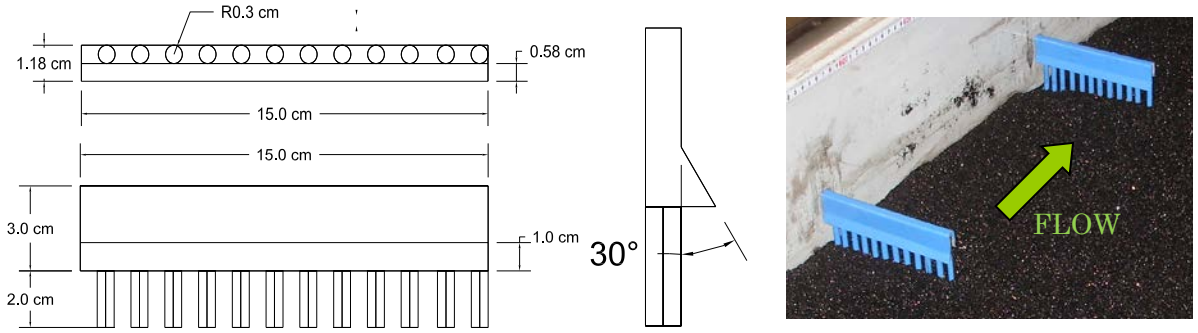


Fig.6 Detail of Bandal-like structure (top view: top-right side; front view: bottom-right side; side view: middle; position in the flume: left side)

Table 1 – Details of hydraulic conditions

Type of groin*	I	P	BS
Cases	1	2	3
Submergence	Non-submerged		
Discharge Q (l/s)	7.76		
Mean velocity u (cm/s)	24.25		
Flow depth h (cm)	4.00		
Shear velocity u_* (cm/s)	2.22		
Shear velocity ratio u_* / u_{*c}	1.91		
u_* / w_s	0.573		
Reynolds number, Re	7,406		
Froude number, Fr	0.387		

*I – Impermeable groin; P – Permeable groin; BS – Bandal-like structure

3.2 Experimental procedure

The hydraulic conditions adopted for the experiments are given in **Table 1**. Initially, the flume was slowly filled up with water by a small plastic pipe from the downstream end. Once the required water depth is reached, the correct discharge is adjusted and the experiment is started under live-bed scour condition.

The experiment was running for a period of 6 hours which is the required time to achieve the dynamic equilibrium condition accordingly to the previous test cases. After the dynamics equilibrium condition was attained the flow discharge was reduced gradually to prevent undesirable movement of the bed material and then stopped to the bed deformation measurements. In order to determine the final bed deformation contour, the remaining water was carefully drained out from the flume and the bed levels at different cross-sections were measured using a laser displacement sensor.

For the velocity measurements an instant cement powder was spread uniformly over the scoured bed to fix it. The sediment sufficiently impregnated with the cement powder was left to dry for a period of 24 h. Having dried further up to 24h, the scoured bed profile became rock hard, facilitating the flow velocity measurements. The described complex three-dimensional velocity components were measured by using electromagnetic current meters (Model: ACM250-A, Alec Electronics Co., LTD). The current meter comprised one probe with I-shape to measure the velocity in horizontal direction (plane X-Y) and another probe with L-shape to measure the velocity in the vertical direction (planes X-Z or Y-Z), connected to an analogical/digital signal converter. The probe (I or L shapes) are positioned into the water and fixed by a vernier point gauge to determine the velocity on the desired position and then connected to a

notebook through a data logger card to store the measured data. The water surface velocity measurements was realized using the PIV technique (Fujita et al., 1998) through the acquisition of flow pattern images using a video camera and PVC powder as a tracer.

The X-axis starts from the beginning of the test region (movable bed), the Y-axis from the right side wall of the flume and the Z-axis from the initial flat-bed level (**Fig.5**). The impermeable groins were made of wooden cuboids with 1.5cm thickness, while the permeable groins were made with a series of steel round sticks with a diameter equal to 0.6cm-each and designed to have a permeability of 50%. The Bandal-like structures are made using the permeable groins configuration and blocking the upper half part with a steel plate to represent the bended plate (see **Fig.6**).

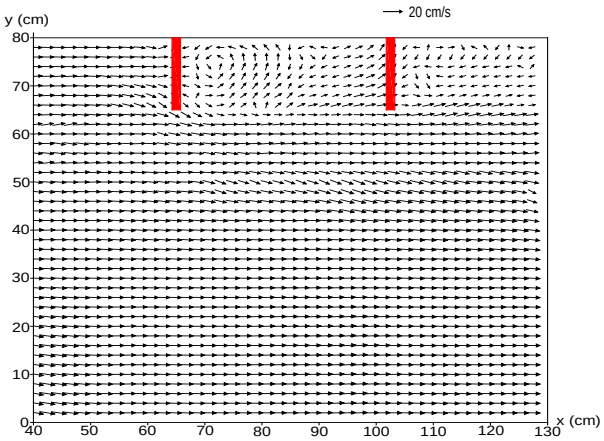


Fig.7a Flow velocity (u,v) at water surface by PIV – Impermeable groins (experiment) – Case 1

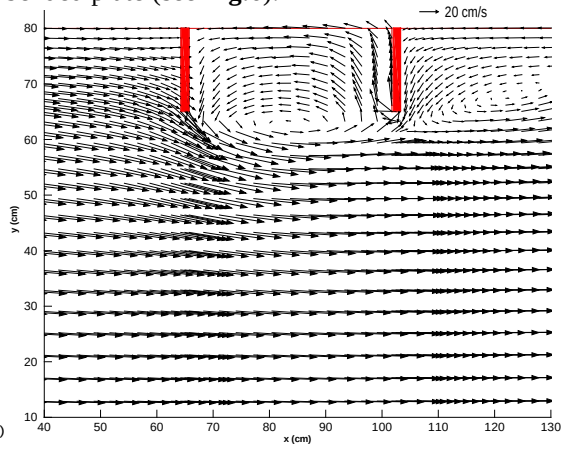


Fig.7b Flow velocity (u,v) at water surface – Impermeable groins (simulation) – Case 1

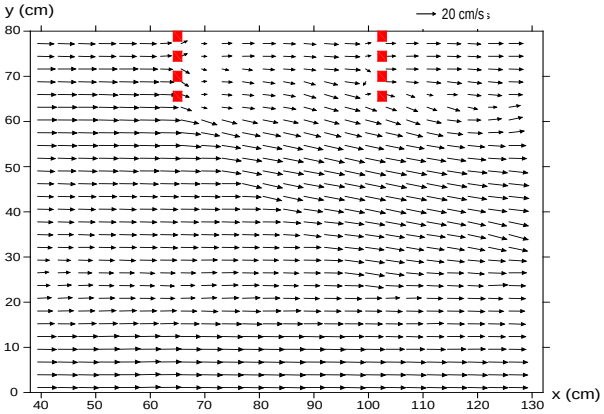


Fig.8a Flow velocity (u,v) at water surface by PIV – Permeable groins (experiment) – Case 2

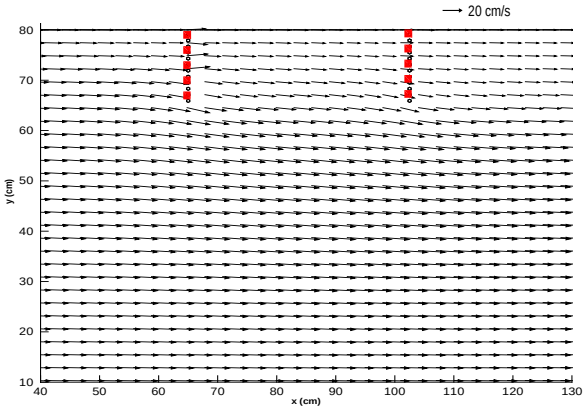


Fig.8b Flow velocity (u,v) at water surface – Permeable groins (simulation) – Case 2

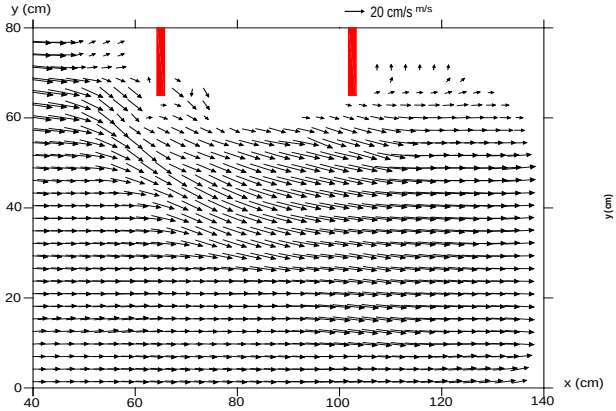


Fig.9a Flow velocity (u,v) at water surface by PIV – Bandal-like structures (experiment) – Case 3

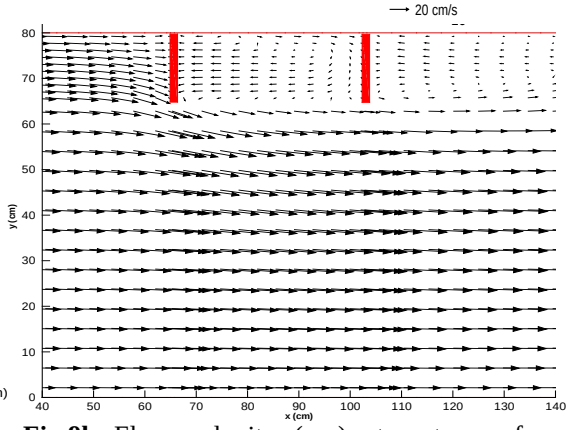


Fig.9b Flow velocity (u,v) at water surface – Bandal-like structures (simulation) – Case 3

4. Results and Discussions

4.1 Flow field around structures

The characteristics of each type of structure were analyzed through the influence on flow patterns in a straight flume. Also the applicability of numerical model was verified through the comparison between the measured flow during the laboratory experiments and the calculated flow fields. The velocity vectors at water surface around those different types of structures in horizontal plane are shown in **Figs.** 7, **8**, and **9**. The approaching flow at the upstream groin in Case 1 (**Figs.** 7**a** and **7b**) is obstructed by the impermeable groin, therefore this flow towards to the main channel direction creating a mixing zone in front of the groin head. The flow travels to downstream creating a recirculation zone in the region between the groins and also at downstream of both groins near the bank.

In comparison with the experimental measurements, the simulated results of flow field are quite similar around the structures. Due to the refinement of the mesh used in the calculations, the recirculation flow is clearly observed in the region between the two groins. The flow separation at upstream groin head is stronger in the experiments due to the tracers (PVC powder) used during the PIV measurements concentrate near the impermeable groin and it is transported as a "block" by the flow. This PVC "block" towards to the main channel in this concentrated form (**Fig.10**) giving the impression that the separation is stronger than the real.

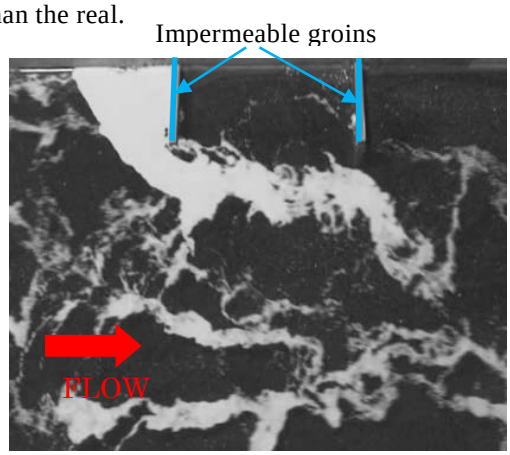


Fig.10 Visualization of flow at water surface using tracers (PVC powder) with impermeable groins.

The permeable groins (**Figs. 8a** and **8b**) show that the flow direction is not greatly changed resulting practically parallel to the channel direction. It is quite different compared to the impermeable groins case. The flow direction towards to the main channel at groins head in both experimental and simulation results, however with small intensity due to the groins permeability (**Fig.11**).

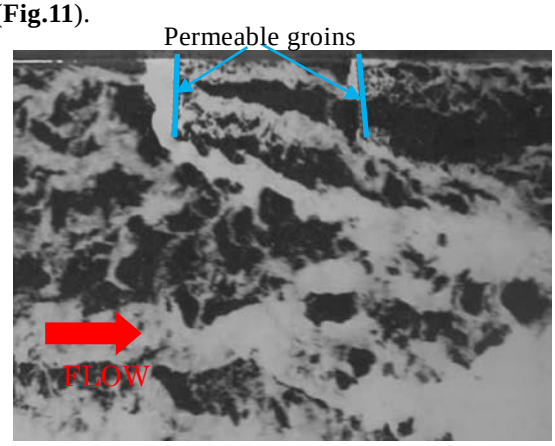


Fig.11 Visualization of flow at water surface using tracers (PVC powder) with permeable groins.

At the downstream of the upstream groin, reduction of velocity occurs near the bank and after the flow passing the downstream groin the reduction of velocity becomes more significant. This reduction is important to the riverbank protection and can contribute to the sediment deposition near the groins field.

Observing the case of Bandal-like structures, it is possible to observe differences of flow patterns especially in the area between the two structures due to the passage of flow through the lower opening of bandal (**Fig.12**).

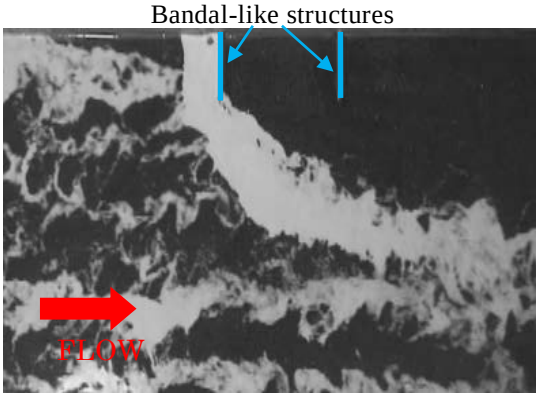


Fig.12 Visualization of flow at water surface using tracers (PVC powder) with Bandal-like structures.

In **Figs. 9a** and **9b**, it can be seen that the flow

after passing the upstream structure towards to the main channel direction, which prevents the formation of recirculation currents over there. Also a reduction of velocity magnitude occurs due to the flow separation caused by the upper half bended plate which towards the flow near the surface to the main channel direction.

To better understand the complex 3D flow structures around the structures in **Figs. 13**, **14**, **15**, and **16,** the velocity field at representative sections in vertical plane (cross-section/Y-Z plane and longitudinal-section/X-Z plane) were measured. The described sections are positioned at x=62.0cm (cross-section), just 2.25cm upstream of the upstream structure face and y=72.0cm (longitudinal-section) in the middle part of the structures (length=15.0cm).

In comparison with impermeable groins (Case 1), the Bandal-like structures (Case 3) shows similar flow patterns near the water surface due to the effect of upper half plate, i.e. the formation of downward flow caused by the blockage of flow and the vortex at upstream of Bandal. However, the flow structures at lower half portion (permeable region) show a reduction of velocity due to the presence of piles and an upward flow at downstream which causes disturbance of flow near the surface. This flow avoids the formation of recirculation flow which can be seen in the impermeable groins case.

The described downward flow in the Bandals case is weaker than the impermeable groins and it's directed to the main channel due to the effect of the upper Bandal plate. In the simulation results similar flow patterns including the vertical vortices formed near the upstream structure caused by the downward flow can be seen (**Figs. 12a** and **12b**). This feature is an important characteristic of Bandal-like structure that will be discussed in details during the analysis of bed deformation. The longitudinal-section (**Fig. 13**) shows clearly the formation of downward flow at upstream of both Bandal-like structures which induces the formation of vertical vortex at upstream of Bandals. At the downstream of each structure, the flow passing through the lower permeable part with reduced velocity show similar vertical vortex with small magnitude which avoids the formation of recirculation currents observed in impermeable groins case at the same point.

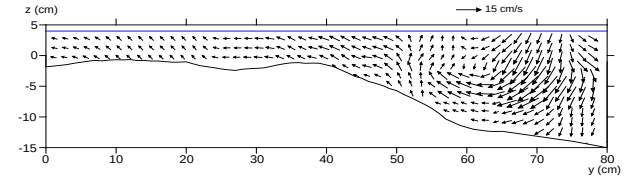


Fig.13a Transverse cross-section velocity vectors (v,w) at x=62.0cm – Case 1 (experiment)

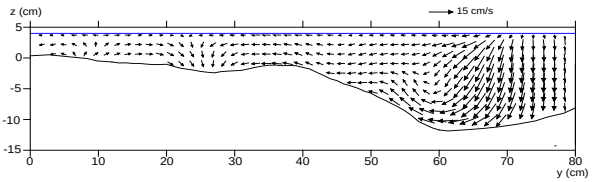


Fig.13b Transverse cross-section velocity vectors (v,w) at x=62.0cm – Case 1 (simulation)

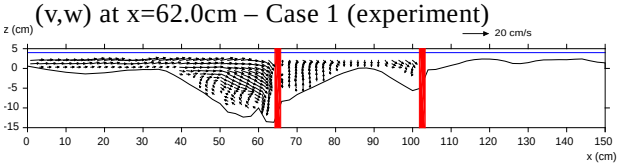


Fig.14a Longitudinal-section velocity vectors (u,w) at y=72.0cm – Case 1 (experiment)

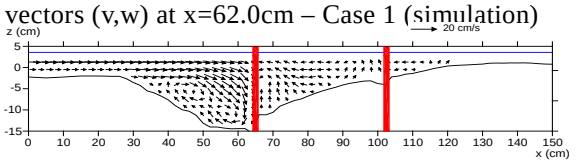


Fig.14b Longitudinal-section velocity vectors (u,w) at y=72.0cm – Case 1 (simulation)

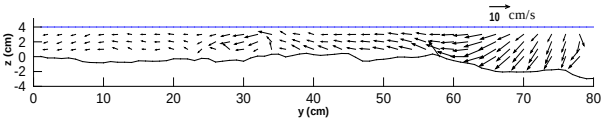


Fig.15a Transverse cross-section velocity vectors (v,w) at x=62.0cm – Case 3 (experiment)

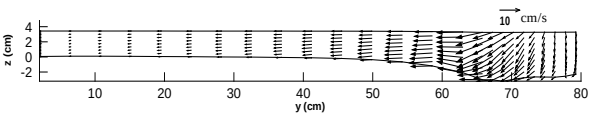


Fig.15b Transverse cross-section velocity vectors (v,w) at x=62.0cm – Case 3 (simulation)

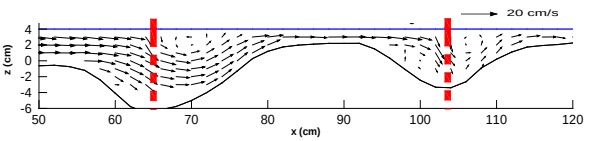


Fig.16a Longitudinal-section velocity vectors (u,w) at y=72.0cm – Case 3 (experiment)

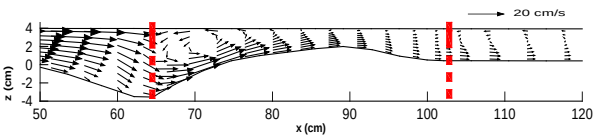


Fig.16b Longitudinal-section velocity vectors (u,w) at y=72.0cm – Case 3 (simulation)

4.2 Bed deformation

The sediment transport process is affected directly by the flow patterns around the structures described in the previous subsection. The comparisons between the experimental and simulated results of bed level contours at equilibrium condition in Cases 1, 2 and 3 are shown in details on **Figs.17**, **18** and **19**.

The widely used impermeable groins (Case 1) showed similar results verified by Rajaratnam and Nwachukwu (1983b) and Melville (1992) with huge erosion at upstream of structure, especially near the groin head. The previously described formation of downward flux due to the blockage of flow by the impermeable groin is the main reason for the deepest erosion at upstream of structure. Also, the horse shoe vortex can be seen in this region which contributes to accelerate the erosion over there. The effect of these flow structures can also be verified in the simulated results showed in **Figs. 17b** and **17c**. The area of simulated scour holes resulted smaller than that the experimental ones, however the scour depth were slight deeper.

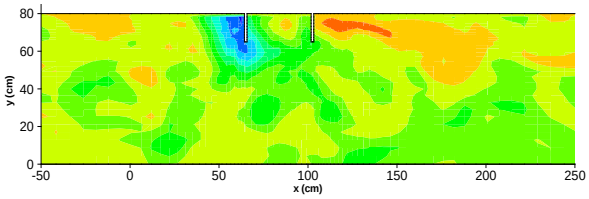


Fig.17a Bed level contour - Impermeable groins (experiment)

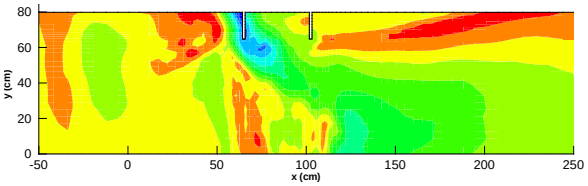


Fig.17b Bed level contour - Impermeable groins (simulation with bed-load transport)

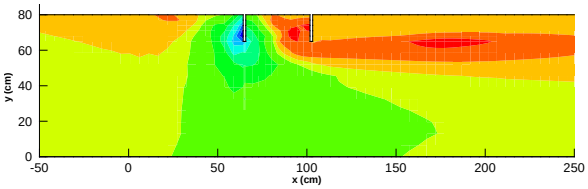
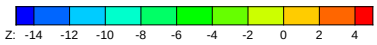


Fig.17c Bed level contour - Impermeable groins (simulation with bed-load and suspended load transport)



These differences are caused by the estimation of the magnitude of flow velocity and the insufficiency in linking the flow and sediment transport near the bed, especially around the structures. However, the main features of bed deformation are reproduced with acceptable results in the calculations.

In Case 3 with the Bandal-like structures, the upper bended plate towards the near surface flow with high velocities to the main channel and the flow passing through the lower part (piles) minimize the effects of the downward flux. The same effect is observed in the permeable groins (Case 2), in which the resulted erosion is very small than the other cases in both experiment and simulation (**Figs. 18a**, **18b** and **18c**) due to the weak effect to reduce the flow velocity in comparison with the Bandal-like structure case.

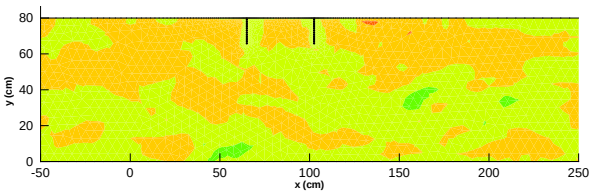


Fig.18a Bed level contour - Permeable groins (experiment)

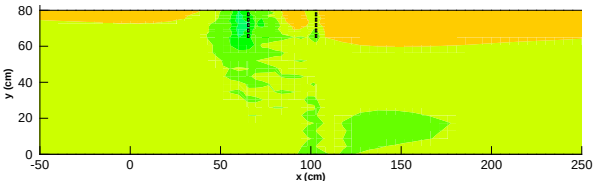


Fig.18b Bed level contour - Permeable groins (simulation with bed-load transport)

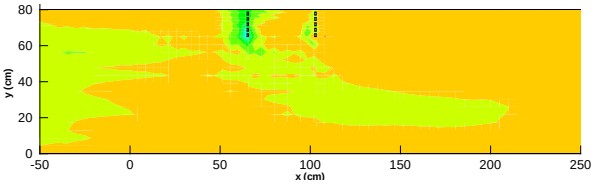
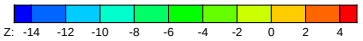


Fig.18c Bed level contour - Permeable groins (simulation with bed-load and suspended load transport)



The flow separation that can be seen very clearly in Case 1 (**Fig. 7**) is responsible for the formation of recirculation currents in the region between the groins causing the erosion near the riverbank observed in **Figs. 17a**, **17b** and **17c**. At downstream of impermeable groins, the return currents with low velocities formed near the bank side cause the

deposition of sediment that is clearly verified in **Fig.17**.

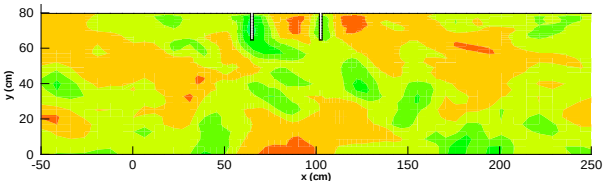


Fig.19a Bed level contour – Bandal-like structures (experiment)

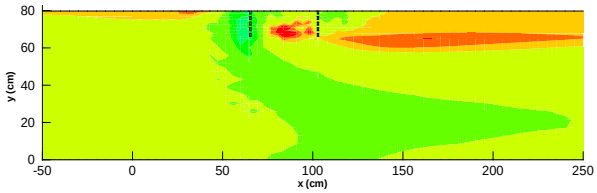


Fig.19b Bed level contour – Bandal-like structures (simulation with bed-load transport)

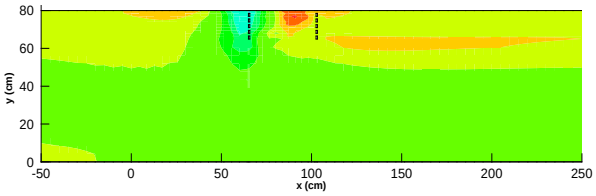
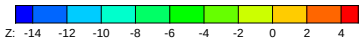


Fig.19c Bed level contour – Bandal-like structures (simulation with bed-load and suspended load transport)



Similar flow separation occurs in the Bandal-like structures (**Figs. 19a**, **19b** and **19c**). However, due to the effect of flow passing through the lower permeable part at downstream of structure, the recirculation currents are avoided which can reduces the occurrence of erosion at river bank. Other experimental studies considering the effect of riverbank or field investigations needed to be done to verify the applicability of Bandals as a riverbank protection measure.

The deposition process around the Bandal-like structure shows promising results in comparison with other types of structures. In the region between and at downstream of structures due to the reduction of flow velocity passing through the lower opening (piles) in both structures (**Fig.16**) and the disturbances caused by the presence of piles, the deposition of the sediment transported by the flow near the bed occurs at the downstream of structure and near the bank. The inclusion of suspended sediment transport in the simulations doesn't show significant differences that the calculations with bed load transport only due to the hydraulic conditions with (u_*/w_s = 0.57) was not favorable to the occurrence of higher suspended sediment concentration. However, the applicability of Bandals to cause deposition of suspended sediment need to be verified with simulations under different hydraulic conditions.

In Case 2 with permeable groins the resulted deposition is very different because only a little reduction of flow velocity occurs and the sediment transported by the flow is carried to the downstream of channel. In this case the deposition area is distributed throughout the channel with a small concentration at downstream of groins.

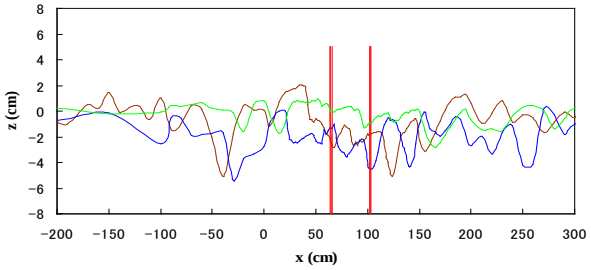


Fig.20 Longitudinal bed profile at y = 40.0cm – Case 1 (blue line), Case 2 (green line) and Case 3 (brown line) - experiment

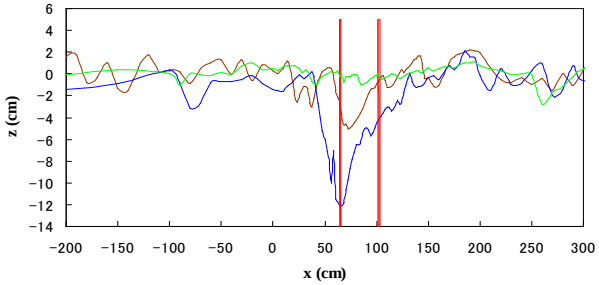


Fig.21 Longitudinal bed profile at y = 60.0cm – Case 1 (blue line), Case 2 (green line) and Case 3 (brown line) - experiment

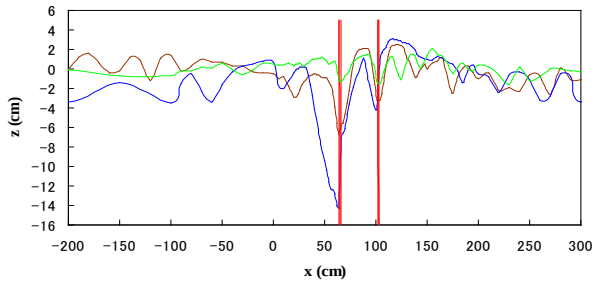


Fig.22 Longitudinal bed profile at y = 75.0cm – Case 1 (blue line), Case 2 (green line) and Case 3 (brown line) - experiment

Figs. 20, **21** and **22** show the longitudinal bed profiles at three different positions at y=40.0cm in the middle axis of flume (width = 80.0cm), y=60.0

near the structures head and y=75.0cm passing through the structures. From these figures it is possible to observe the effect of structures on bed erosion, especially near the upstream structure in Cases 1 (impermeable groins) and 3 (Bandal-likes tructures). In Case 2, the influence of structures is very weak, then the bed level variation is very small compared with other types. The local scour depth is significantly smaller around the Bandals in comparison with the conventional structures such as impermeable groins (**Fig.22**), and due to the diversion of flow towards the main channel Bandals can form a deep navigational channel (**Fig.20**). By reducing the flow velocities near the bank at downstream of structures it can ensure the protection of riverbank.

5. Conclusions

In the present study, it was investigated the characteristics of interactive action between the flow patterns and the bed variation influenced by Bandal-like structures and groins through experimental works and numerical simulations. The 3D flow field obtained from the experimental measurements under live-bed scour and non-submerged conditions was reasonable modeled. With the utilization of a sediment transport model, it can be seen that the Bandal-like structures are able to reduce the local scour depth around them in comparison with the conventional structures as impermeable groins which were observed in the experimental measurements. They also can improve the riverbank protection due to the increase on sediment deposition at downstream of the structure and consequently near the riverbank by the reduction of flow velocity which passes through the lower permeable portion of Bandals. The effect of upper plate which deviates the flow towards the main channel can be applied to the formation of deeper channel for navigation purposes and river course stabilization as well.

The numerical model is a valuable tool to deal with the river engineering problems. However, the effectiveness of this tool depends upon how well the river and structure geometry are modeled and the choice of closure model. The improvement of the modeling of a river with hydraulic structures with complex geometries can be verified through the utilization of unstructured mesh system which can represent more accurately the geometry of river morphology. The choice of the turbulence model has a significant influence on the flow details. In the numerical model used in this study, the standard k-ε model was utilized with reasonable representation of separation zones and the flow regions having the spiral motion. Improvement of the model using a non-linear k-ε model are expected to better represent with good accuracy the described formation of vortex in the disturbed regions. Another problem that limits the application of 3D morphodynamic model is the long CPU time needed for the calculations.

Further investigations of the applicability of Bandal-like structures through the laboratory experiments, numerical simulations and also field applications are expected to prove the effectiveness of this structure in different conditions.

References

Ashida, K. and Michiue, M. (1972): Studies on bed load transportation for nonuniform sediment and river bed variation, Disaster Prevention Research Institute Annuals, Kyoto University, No. 14B, pp. 259-273 (in Japanese).

Carling, P.A., Kohmann, F., and Golz, E. (1996): River hydraulics, sediment transport and training works: their ecological relevance to European rivers, Archiv. Hydrobiol. Suppl., Vol. 113, No. 10, pp 129-146.

Copeland, R. R. (1983): Bank protection techniques using spur dikes, Hydraulics Laboratory, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

Dey, S., and Barbhuiya, A. K. (2006): Velocity and turbulence in a scour hole at a vertical-wall abutment, Flow Measurements and Instrumentation, Vol. 17, pp. 13-21.

Fujita, I., Muste, M., and Kruger, A. (1998): Large scale particle image velocimetry fro flow analysis in hydraulic engineering applications, Journal of Hydraulic Research, vol. 36, No. 3, pp. 397-414.

Garde, R. J., Subramanya, K. and Nambudripad, K. D. (1961): Study of scour around spur-dikes, Journal of Hydraulic Division, ASCE, Vol. 87, No.

6, pp. 23-38.

Gill, M.A. (1972): Erosion of sands beds around spur dikes, Journal of Hydraulic Division, ASCE, Vol. 98, No. 9, pp. 1587-1602.

Jameson, A., Schmidt, W., and Turkel, E. (1981): Numerical solution of the Euler equations by finite volume methods using Runge-Kutta time stepping schemes, Technical Report AIAA-81-1259, AIAA 14th Fluid and Plasma Dynamics Conference, Palo Alto, C. A.

Kothyari, U. C., and Ranga Raju, K. J. (2001): Scour around spur dikes and bridge abutments, Journal of Hydraulic Research, Vol. 39, No. 4, pp. 367-374.

Kuhnle, R. A., Alonso, C. V., and Shields, F. D. (1999): Geometry of scour holes associated with 90o spur dikes, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 9, pp. 972-978.

Launder, B .E., and Spalding, D. B. (1973): The numerical computation of turbulent flows, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 3, pp. 269-289.

Melville, B. W., and Coleman, S. E. (2000): Bridge Scour, Water Resources Publications, Highlands Ranch, Colorado.

Mioduszewski, T., Maeno, S., and Uema, Y. (2003): Influence of the Spur Dike Permeability on Flow and Scouring during a Surge Pass, International Conference on Estuaries and Coasts, Hangzhou, China, pp. 380-388.

Nagata, N., Hosoda, T., Nakato, T., and Muramoto, Y. (2005): Three-dimensional numerical model for flow and bed deformation around river hydraulics structures, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 131, No. 12, pp. 1074-1087.

Nasrollahi, A., Ghodsian, M., and Salehi Neyshabouri, S. A. A. (2008): Local scour at permeable spur dikes, Journal of Applied Sciences, Vol. 8, No. 19, pp. 3398-3406.

Onda, S., Hosoda, T., Kimura, I., and Iwata, M. (2007): Numerical simulation on local scouring around a spur dyke using equilibrium and non-equilibrium sediment transport models, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol. 51, pp. 943-948.

Patankar, S. V. (1980): Numerical Heat Transfer and Fluid Flow, Hemisphere, New York.

Rahman, M. M., Nakagawa, H., Khaleduzzaman, A. T. M., Ishigaki, T., and Muto, Y. (2004): On the formation of stable river course, Annuals of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, No. 47B, pp. 601-616.

Rahman, M. M., Nakagawa, H., Ito, N., Haque, A., Islam, T., Rahman, M. R., and Hoque, M. M. (2006): Prediction of Local Scour Depth around Bandal-like Structures, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol. 50, pp. 163-168.

Rajaratnam, N, and Nwachukwu, B. A. (1983): Flow near groyne-like structures, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 3, pp. 463-480.

Rodi, W. (1980): Turbulence models and their application in hydraulics – a state of art review, University of Karlsruhe, Germany.

Rouse, H. (1937): Modern conceptions of the mechanics of fluid turbulence, ASCE Transactions, Vol. 102, pp. 436-505.

Sharmin, R., Rahman, M. M., Martin, A., Haque, E., Hossain, I., and Razzak, A. (2007): Effectiveness of Bandalling and dredging for the maintenance of navigation channel in the Jamuna River, Int. Conf. on Water & Flood Management, March 12-14, Dhaka, Bangladesh, pp. 125-133.

Shields, F. D., Jr., Copeland, R. R., Klingeman, P. C., Doyle, M. W., and Simon, A. (2003): Design for stream restoration, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 129, No. 8, pp. 575-584.

Shimizu, Y., Yamaguchi, H., Itakura, T. (1990): Three-dimensional computational of flow and bed deformation, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 9.

Sleijpen, G L. G., and Fokkema, D. R. (1993): BiCGSTAB(*l*) for linear equations involving unsymmetrical matrices with complex spectrum, Electronic Transactions on Numerical Analysis, Ken State University, Vol. 1, pp. 11-32.

Uijttewaal, W. S. J. (2005): Effects of groin layout on the flow in groin fields: laboratory experimental, Journal Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 131, No. 9, pp. 782-791.

Van Rijn, L. C. (1987): Mathematical modeling of morphological processes in the case of suspended sediment transport, Delft Hydra. Communication No. 382, Delft, the Netherlands.

Versteeg, H. K., and Malalasekera, W. (1995): An

Introduction to Computational Fluid Dynamics, Longman: Harlow, pp. 103-155, U. K.

Wang, S. S. Y., and Adeff, S. E. (1986): Three-dimensional modeling of river sedimentation processes, Proc., 3rd International Symposium on River Sedimentation, The University of Mississippi, Missouri, pp. 1594-1601.

Wang, S. Y., and Jia, Y. (1995): Computational modeling and hydro science research, Advances in Hydro-Science and Engineering, in Proceedings of 2nd International Conference on Hydro-Science and Engineering, Beijing, Tsinghua University Press, pp. 2147-2157.

Wu, W., Rodi, W., and Wenka, T. (2000): 3D numerical modeling of flow and sediment transport in open channels, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 126, No. 1, pp. 4-15.

Zhang, H., Nakagawa, H., Muto, Y., Baba, Y. and Ishigaki, T. (2006): Numerical simulation of flow and local scour around hydraulic structures, River flow 2006, pp. 1683-1693.

Zhang, H., and Nakagawa, H. (2009): Characteristics of Local Flow and Bed Deformation at Impermeable and Permeable Spur Dykes, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol. 53, pp. 145-150.

バンダル型水制の河床変動に関する研究

中川一・Hiroshi TERAGUCHI・川池健司・馬場康之・張浩

要　旨

本研究は，バンダル型水制周辺の流れがもたらす河床変化に着目した．バンダル型水制はインド亜大陸で古くから用いられており，バングラデシュを流れるジョナム川のような沖積河川では，河岸浸食の防止，航路の維持を目的として設置されている．しかし，透過型・不透過型水制のような従来から用いられている治水構造物の代用として，バンダル型水制が真に有効であるかを検証した研究や現地調査は少ない．そこで，バンダル型水制が河川形態にもたらす影響を明らかにするために，バンダル型水制による複雑な流れや流砂メカニズムについて検討を行った．片側に２基の水制を設置した直線水路を用いて，動的洗掘状態の移動床実験を行い，水制周辺の河床位の計測と洗掘河床上の流れ場の計測を行った．数値解析モデルでは非構造メッシュを用いており，各水制タイプについて流れと河床変動の計算を行った．これらの実験および計算結果を分析し，バンダル型水制が従来の水制と比べて周辺の局所洗掘を低減し，水制背後への土砂堆積を促すのに有効であることを示した．

キーワード：バンダル型水制，動的洗掘状態，３次元モデル，非越流

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Characteristics of Grain Size Distribution in Groin Fields and Their Environmental Implications

Hao ZHANG, Xinhua ZHANG*, Hajime NAKAGAWA, Weilin XU*,
Pengzhi LIN* and Hideaki MIZUTANI**

* State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, Sichuan University, China
** Graduate School of Civil and Earth Resources Engineering, Kyoto University, Japan

Synopsis

This paper presents the characteristics and environmental implications of the grain size distribution around two typical groin sites in the Kizu River (the Yodo River basin, Japan) and the Fuhe River (the Min River basin, China). The results show that groins enhance sediment sorting processes longitudinally and laterally. Longitudinal sediment coarsening is observed in the mainstream narrowed by groins. The relatively closed bay area between two consecutive groins is capable of trapping fine sediment materials such as silt and clay. Moreover, the area behind a permeable groin exhibits more diversity in terms of grain sizes compared with that behind an impermeable one. Due to lateral sediment sorting, sand ribbons form at the downstream of groins. The results also indicate that the sediment size distributions are closely related to the local channel morphology and the complex flow structure around the groins.

Keywords: groin, sediment heterogeneity, grain size distribution, sand ribbon, field survey

1. Introduction

Alluvial rivers adjust their morphological features and substrate compositions in response to the water and sediment conditions in their drainage basins. Although large variation might exist among different river basins, the physical characteristics such as the stream width, water depth, bed slope, sediment property and channel pattern of a specific river, vary consistently from the upstream origin to the estuary. These characteristics exert significant impacts on the biogeochemistry and stream habitat. As a result, riverine species adapt themselves to accommodate accordingly and an orderly transfer of flora and fauna is commonplace in a river. Consequently, the continuum of the fluvial forms and processes provides the basics of essential concepts advanced in both fluvial geomorphology and aquatic ecology (Pitlick and Wilcock, 2001). Unfortunately, most of the alluvial rivers wandering on our planet have been significantly altered and their continuum has been generally interrupted due to various human interventions over the past several decades. One of the most commonly introduced human interventions is the construction of groins. Groins protrude into the watercourse and make disturbances to the river flow, sediment system and riverine environment. The discontinuity associated with groins has been widely utilized in alluvial rivers for bank protection and navigability improvement (e.g. Zhang, 2005). On the other hand, groins greatly enhance the flow and morphological diversity in their proximities and they have been successfully adopted in practices to restore extinct or damaged aquatic habitats, e.g. Shields et al. (1995), Poizat and Pont (1996), Hartman and Titus

(2010) and Radspinner et al. (2010). In general, the groins work at a relatively local scale, but may have broader-scale implications. Understanding the mechanisms and quantifying the characteristics of the discontinuity caused by groins are important for the effective management of rivers and ecosystems.

The hydraulic and morphological consequences of the interruption due to groins in rivers have been documented by many researchers and engineers, e.g. the early research conducted by Amhad (1953), Garde et al. (1961), Gill (1972), Michiue et al. (1984), Kuhnle et al. (1999, 2002) and others as systematically reviewed by Zhang and Nakagawa (2008), and recent contributions such as Uijttewaal (2005), Biron et al. (2005), Thompson (2006), McCoy et al. (2007), Koken and Constantinescu (2008a, 2008b), Zhang and Nakagawa (2009) and Yossef and de Vriend (2010). According to those studies, it has been well understood that the flow around a groin is quite complex and may be generally separated into several components including the downward flows, bow waves, horse-shoe vortices and wake vortices. The riverbed morphology is characterized by local scouring at the groin toe, sediment deposition in the groin wake and bed degradation in the mainstream. Nevertheless, the discontinuity associated with the substrate composition around groins is still poorly understood despite its crucial significance. It is well-known that the motion of the bed sediment as constitute of the bed itself exerts direct impact on the bed morphology and hence the flow field (e.g. Wu et al., 2000 and Zhang, 2005). On the other hand, the bed sediment is used directly by benthic species, fishes and plants and serves as an indirect indictor for aquatic habitat (e.g. Milhous, 1998 and Shields and Milhous, 1992). In this paper, the characteristics of the grain size distribution in two typical groin fields in Japanese and Chinese rivers are investigated based on field surveys and their environmental implications are addressed as well.

2. Research methodology

This research is mainly based on field surveys along two rivers in Japan and China. The location of the two study sites are sketched in Fig.1 and Fig.2. One is located in the Kizu River (the Yodo River basin) near the Kyoto City, Japan (naming as Kizu site hereafter) and the other is located in the Fuhe River (the Min River basin) near the Chengdu City, China (terming as Fuhe site hereafter). The Min River is one of the largest tributaries of the Yangtze River as shown in Fig.2. The Kizu site consists of two groins to restore a beach landscape for recreation and to enhance riverine bio-diversity nearby. One is impermeable and the other one is permeable. The impermeable one is made of geo-bags and the permeable one is composed of four rows of timbers as shown in Photo1. The mean grain size of the bed materials in this reach is around 5.6mm.The Fuhe site consists of three impermeable groins mainly for the purpose of navigability improvement. For the time being, only the groin bay between the most downstream two groins is selected for investigation as shown in Photo2. The bed in this reach mainly consists of gravels and the mean grain size is about 50mm.

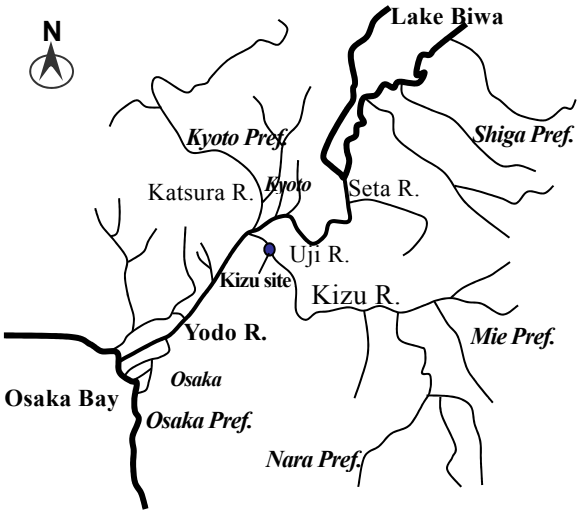


Fig.1 The Yodo River basin and the Kizu site

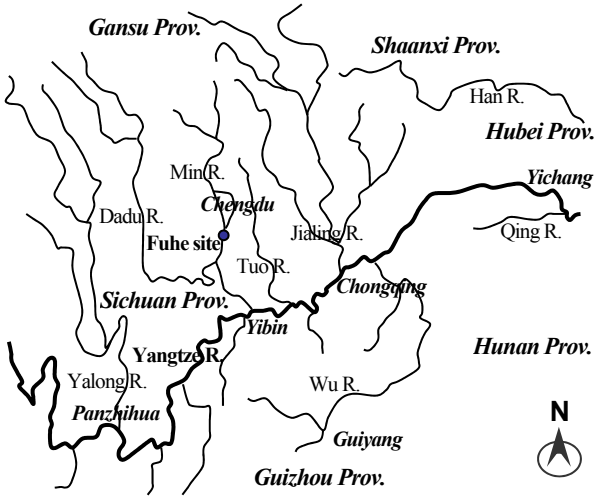


Fig.2 Location of the Min River and the Fuhe site



Photo 1 Groins along the Kizu River
(positioning around 34°51'N and 135°44'E)

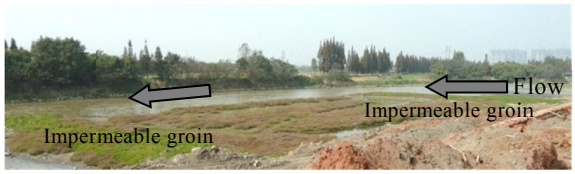


Photo 2 Groins along the Fuhe River
(positioning around 30°28'N and 104°03'E)

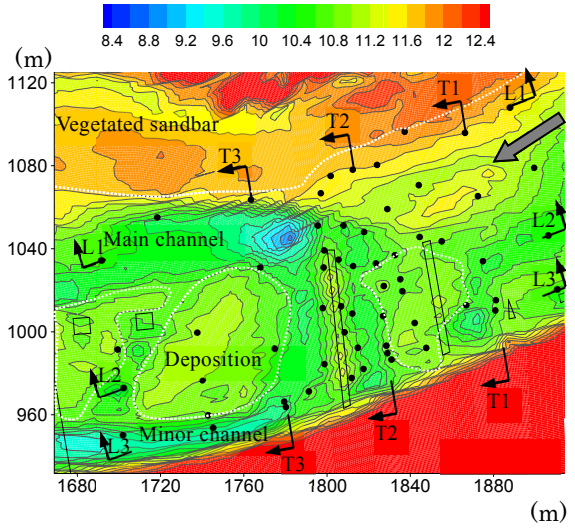


Fig.3 Sediment sampling points superimposed upon the reference bed bathymetries and GPS tracks at the Kizu site

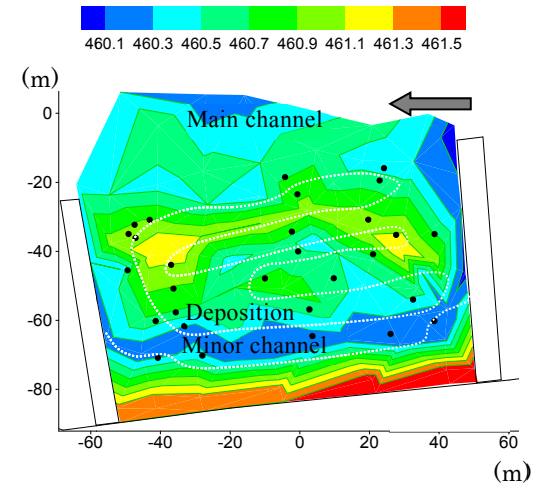


Fig.4 Sediment sampling points superimposed upon the reference bed bathymetries and GPS tracks at the Fuhe site

According to available bed level data, aerial photos and site accessibility, sediment samples at representative points of the two sites (sketched in Fig.3 and Fig.4) are taken from the surfaces of the riverbeds during the winter season of year 2010. Relatively coarse sediment is analyzed with a column of nested stainless sieves and an electronic balance after completely dried out. Fine particles with a maximum size obviously less than 1mm is analyzed with two laser diffraction particle size analyzers: SALD-3000 (Shimadzu co., Ltd., Japan) and Mastersizer 2000 (Malvern Instruments Ltd., UK).

Prior to this study, the authors' research group has investigated the morphological processes in the proximity of the Kizu site with large-scale experiments and numerical simulations under various flow conditions (e.g. Zhang et al., 2006 and Zhang et al., 2007). It was found that local scour developed at the toe of the impermeable groin at low flow conditions. During high flow conditions, the scour hole had a potential to be filled with sediment transported from the upstream reach and the area along the channel bank might suffer from erosion due to return currents in the groin wake. Furthermore, the flow overtopping the crest of the groin generally led to severe bed degradation along the lee side of the groin body. The erosion at the lee side developed towards downstream and a minor channel would appear. On the other hand, the permeable groin reduced the flow velocity in its wake and generally resulted in bed aggradation downstream of it. Compared with that behind the impermeable groin, the depositional area behind the permeable groin was smaller. Moreover, numerical simulation results suggest that the morphological consequences of the groins were closely related to the complex local flow field and the findings were also applicable to groins in other rivers.

In this study, the grain size distributions are focused on, while the bed bathymetries are not measured in details. The typical topographic features, in particular the extents of the depositional area, are recorded with the aid of a mobile GPS (Global positioning system) unit GPSmap 60CSx (Garmin Cooperation). The sketches of the depositional area are depicted in Fig.3 and Fig.4 (dotted lines), together with available historic bed

level data of the Kizu site (year 2006, 5m resolution) and the Fuhe site (year 2000, scattered points) for reference. It is found that the sketched depositional area in the Kizu site agrees well with that plotted from the 2006 bed bathymetrical data. In fact, similarities in other topographic features are also recognized during the field investigation and photography. These suggest that the year 2006 bed bathymetry could express the riverbed topographic features in year 2010 with a reasonable accuracy. Hence, the bed level information of year 2006 is used directly in the analyses of the Kizu site if necessary. In the Fuhe site, the bed geometry is much sophisticated in the groin bay, indicating the complex flow conditions there. There are some similarities between the GPS tracks and the year 2000 bed contours such as the locations of the depositional area and the minor channel. However, discrepancies are also evident, e.g. the incisions of several small channels into the depositional area are distinguishable in both years but the locations of those channels are a bit different. These findings demonstrate that the basic morphological properties around the groins have almost maintained although there have been changes in the bed level details over the past decade. Keeping this in mind, we are not too particular about the details of the bed elevations for the analyses of the Fuhe site in the following contexts. Instead, the inherent properties associated with the bed morphologies are extracted and emphasized if necessary.

3. Results

During the field investigations, it has been found that the reaches equipped with groins exhibit obvious diversity in bed sediment properties compared with other reaches of the channels. The sediment particles vary in space not only in the longitudinal direction but also in the lateral direction. Moreover, the sediment properties in the bay area between two consecutive groins are evidently distinguishable from those in the mainstream even with the naked eye. In this section, one of the most important parameters for the quantification of the substrate composition and habitat heterogeneity, i.e. the grain size distribution, is selected for analyses.

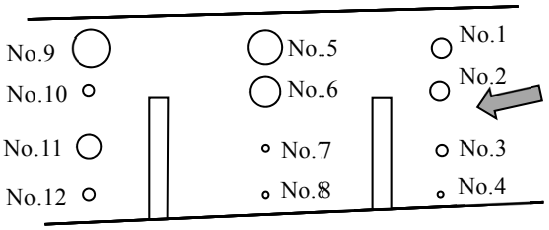


Fig.5 Sketch of representative sampling points

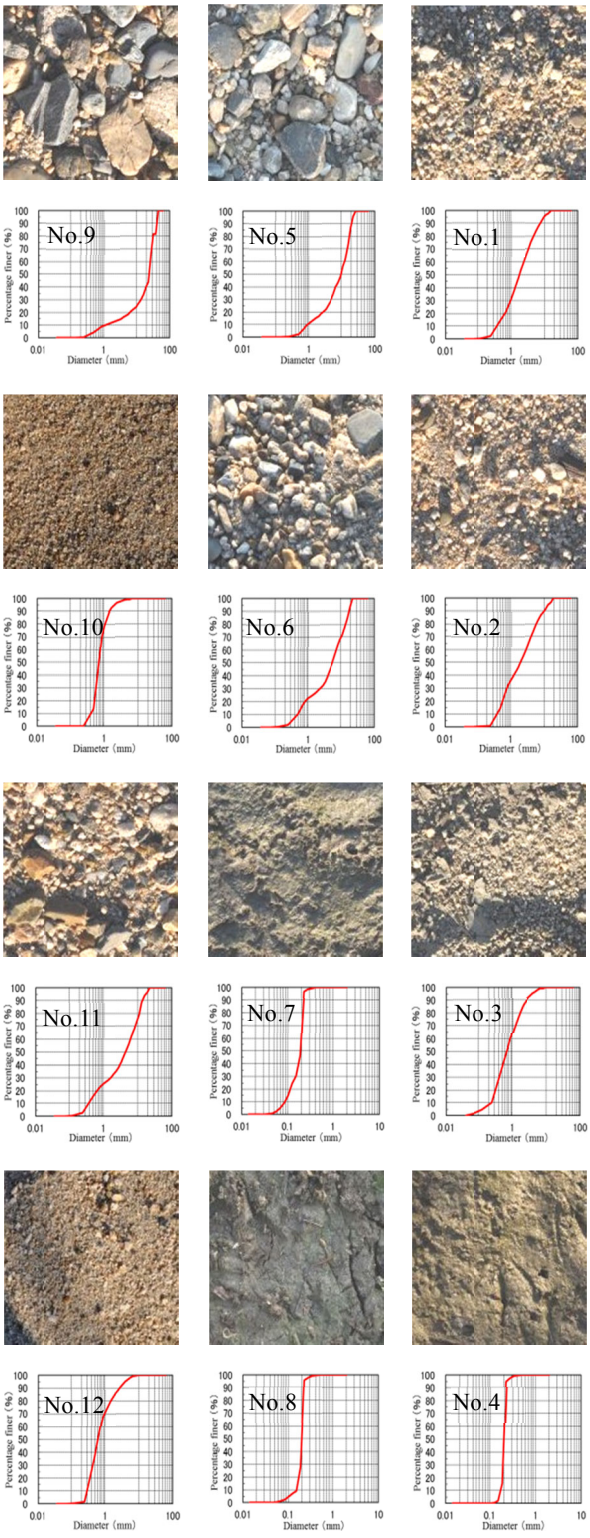


Fig.6 Samples at representative sampling points

3.1 A general image of grain sizes around groins

In order to obtain a general idea on the grain size distribution around groins, the photos and the sediment sieve analysis curves of samples at several representative points taken at the Kizu site are presented first. The sketch of the groins as well as the locations of the points is depicted in Fig.5. For clarity, the size of the circle in the figure gives qualitative information on the mean grain size at each point, while the details on the grain size distribution are shown in Fig.6.

The photos provide visible evidences on the sediment heterogeneity in the proximity of the groins. The sediment covers a broad range of grain sizes, including silt, sand and gravel obviously. The distribution of the grain sizes does not follow the rule of thumb any more that alluvial rivers exhibit gradual fining of bed materials in the down-valley direction. The continuum of the river in terms of substrate composition is clearly interrupted by the groins. Moreover, different from the effect of the interruptions caused by dams or weirs which is generally simplified as upstream fine sediment deposition and downstream bed coarsening, the discontinuity due to groins is much more complex. The mean grain sizes and their distributions show dramatic variations in a very confined local area in the proximity of the groins.

3.2 Longitudinal distribution of grain sizes

The mean grain sizes D and the geometric standard deviations σ_g of the samples at typical longitudinal cross-sections in the Kizu site are depicted in Fig.7 and Fig.8. For clarity, the bed level, the projected area of the groin bay and the mean sediment size within the reach are plotted in the figures as well. The locations of the cross-sections are sketched in Fig.3. Amongst them, Section-L1 lies in the mainstream, Section-L2 is across the groin bay and Section-L3 is near the bank and across the groin bay.

Due to the existence of a large vegetated sandbar as sketched in Fig.3, the bed topography around the groins is a bit complex. However, the typical longitudinal morphological features are still well distinguishable in the three sections as shown in Fig.7. The bed profile in the mainstream is relatively simple, highlighted by severe local scouring. In the groin field, the bed levels vary a lot in the longitudinal direction. The immediately upstream of the permeable groin is eroded and the sediment deposits in the groin bay. Both the upstream and the downstream of the impermeable groin suffered from erosion and deposition takes place in the wake zone.

As is known, bed materials in alluvial rivers generally turn finer and finer if one goes down and down the river. However, it is noted in all longitudinal sections of Fig.7 that the sediment is fine in the upstream of the groin bay and is coarse in the downstream of it. In the upstream area, the mean sizes of all sediment samples are less than the mean sediment size within the reach. In other areas, differences are recognized between the section in the mainstream and sections in the groin bay. The groin bay (Section-L2 and Section-L3) is found to be covered with very fine sediment particles, while the part of the mainstream just in front of the groin bay (Section-L1) shows obvious bed sediment coarsening indicating a possible existence of an armor layer. The findings here are not surprising considering the flow velocity reduction in the groin field and the flow velocity acceleration in the mainstream caused by groins as have been well documented by previous researchers such as Koken and Constantinescu (2008b), Zhang and Nakagawa (2008), Zhang et al. (2009) and Yossef and de Vriend (2010).

As to the value of σ_g, it is found that sediment samples having a mean size less than 0.5mm are generally characterized by a relatively small σ_g and hence are relatively uniform according to Fig.7 and Fig.8. It implies that the relatively coarse sediment is possibly more non-uniform since there are more voids in the mixture allowing various finer particles to fill in. The value of σ_g in the mainstream (Section-L1) seems not show any obvious relation with the location or the mean size of the sediment samples. But in the groin field, there are some interesting findings. Section-L2 and Section-L3 suggest that the most uniform sediment locates in the groin bay, followed by the upstream of the groin bay and the downstream area of the groin bay. It indicates that the existence of the groin bay plays an important role in the longitudinal sediment sorting process.

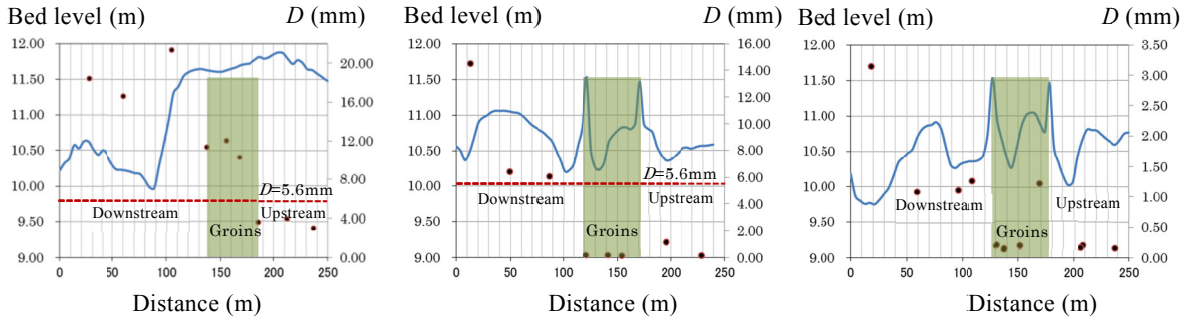


Fig.7 Bed level (lines) and mean grain sizes (points) along longitudinal sections L1, L2 and L3 (Left: Section-L1; Middle: Section L2; Right: Section L3)

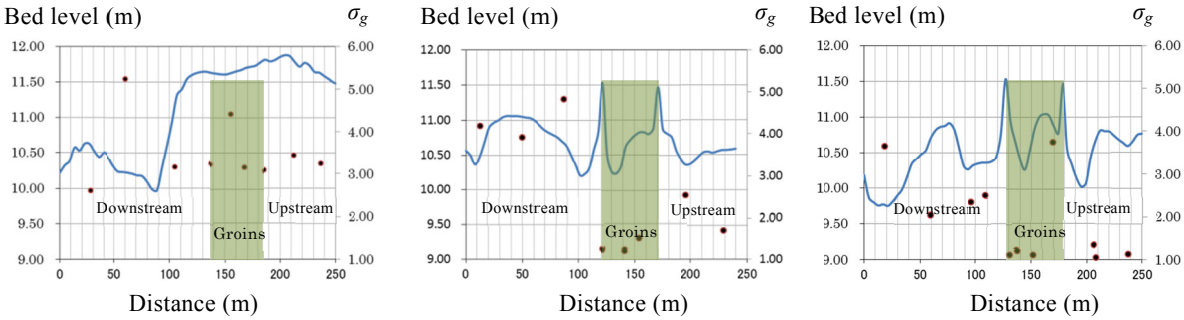


Fig.8 Bed level (lines) and geometric standard deviation of sediment (points) along longitudinal sections L1, L2 and L3 (Left: Section-L1; Middle: Section L2; Right: Section L3)

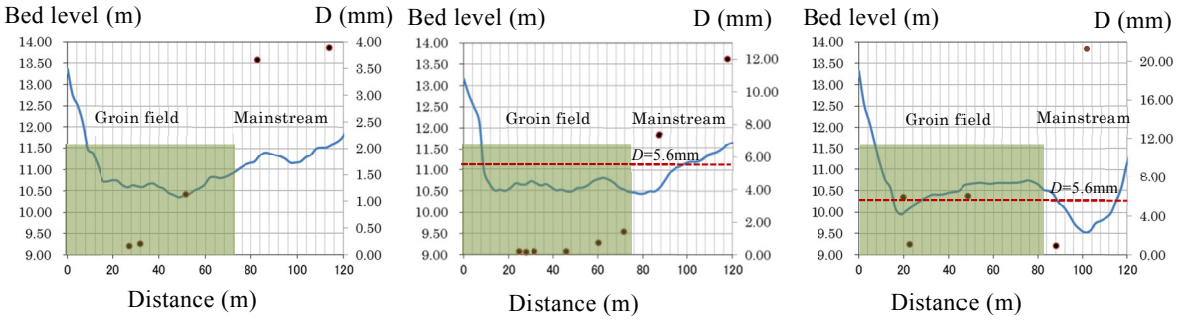


Fig.9 Bed level (lines) and mean grain sizes (points) along transverse sections T1, T2 and T3 (Left: Section-T1; Middle: Section-T2; Right: Section-T3)

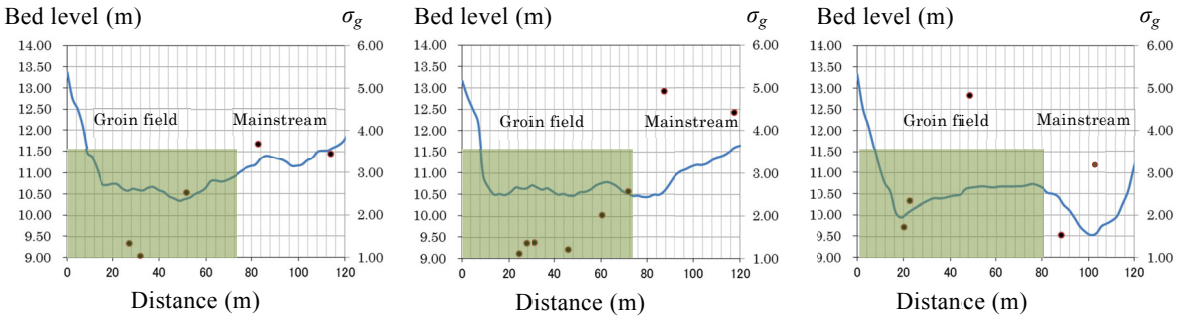


Fig.10 Bed level (lines) and geometric standard deviation of sediment (points) along transverse sections T1, T2 and T3 (Left: Section-T1; Middle: Section-T2; Right: Section-T3)

3.3 Lateral distribution of grain sizes

In Fig.9 and Fig.10, the mean diameter and the geometric standard deviation of sediment samples taken from the Kizu site are plotted along several transverse cross-sections, together with the bed level, the projected area of the groins and the mean sediment size within the reach. The locations of the cross-sections are sketched in Fig.3. In details, Section-T1 situates in the upstream of the groin bay, Section-T2 is across the groin bay and Section-T3 locates at the downstream of the groin bay.

It is noted in Fig.9 that the bed level in the groin field is lower than that in the mainstream along Section-T1, coinciding with the fact that the bed is eroded immediately upstream of the permeable groin. In Section-T2, bed degradation in the mainstream and the complex bed topography in the groin bay are evidently visible. The bed level in Section-T3 gives a clear image on the main channel, the minor channel and the deposition area between them.

The changing trend of either D or σ_g along Section-L1 and Section-L2 is rather similar according to Fig.9 and Fig.10. From the left bank of the channel towards the mainstream, the sediment gradually increases in size and the σ_g also shows general increase within the groin field except several points. In the mainstream area, both D and σ_g are much larger than those in the groin field. The sediment mean sizes in the mainstream of Section-T2 are particularly large, around twice of the mean sediment size of the reach. It is understandable as the width of this area is dramatically narrowed by the groin bay and significant flow acceleration takes place there.

In the downstream of the groin bay, i.e. Section-L3, the situations are completely different. The alternated distribution of coarse and fine sediment is observed along this section, indicating the existence of sand ribbons. Sand ribbons here refer to the overlay of longitudinal fine sediment strips on the coarse sediment texture and there are confirmed with naked eye during the field investigation. The locations of the fine sediment points indicate that the sand ribbons are situated on the slopes of the main channel and the minor channel. The mean sediment sizes of the two sand ribbons are very similar but the values of σ_g are a bit different. The sediment in the sand ribbon near the main channel is found to be more uniform than that near the minor channel. In fact, the sand ribbon near the main channel is also much thicker and wider than that near the minor channel according to the field investigation. These differences are caused by the differences in the bed topography (see Fig.10) and the secondary flow between the main channel and the minor channel. Previous studies such as Colombini (1993) suggest that the formation of sand ribbons is closely related to secondary flows. Although the secondary flows have a lot of origins such as those due to the inhomogeneity of turbulence, the gradient in channel geometry and the difference in bottom roughness, the change of the bed topography due to the existence of groins is considered to play the most important role.

3.4 Grain size distribution in the groin bay

Both longitudinal and lateral grain size distributions indicate that the sediment particles in the groin bay are finer and more uniform compared with those outside of the bay. Due to the complexity of the bed topography in the groin bay, the distribution patterns of sediment particles are also complex. Therefore, it is necessary to draw a clearer image by focusing on the groin bay area. In Fig.11 and Fig.12, The grain size distributions in both the Kizu site and the Fuhe site are plotted, together with the bed level information. It has to be mentioned that the upstream groin in the Kizu site is a permeable groin but that in the Fuhe site is an impermeable one. The permeable groin allows water and sediment passing through, while the impermeable one blocks the flow and sediment until it is submerged.

The sediment samples in the groin bay of the Kizu site cover a much wider range of sediment sizes compared with those of the Fuhe site although the bay area of the former one is rather smaller than that of the latter one. Moreover, most of the sediment in the Fuhe site falls in the range of silt and clay and the size of which is much finer than that of the Kizu site. There are two probable reasons. One is the approach flow condition, in particular the flow direction. Due to the existence of the sandbar, the approach flow direction in the

Kizu site varies according to upstream flow discharges, which may exert certain impacts on the direction of sediment transport and sediment size distributions in the groin bay. But the second one, i.e. the upstream groin condition is mainly responsible for the differences. The groin bay closed with an upstream permeable groin exhibits more diversity in terms of sediment sizes, and hence possibly more diversity from the viewpoint of the environmental system. It is interesting to mention that the Kizu site is colonized by several plant species, while the Fuhe site is dominated by a single species during the field investigations.

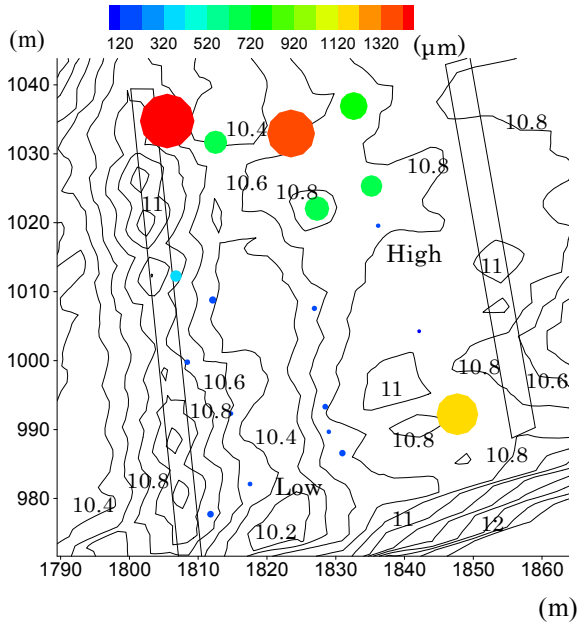


Fig.11 Mean grain size distribution in the groin bay of the Kizu site

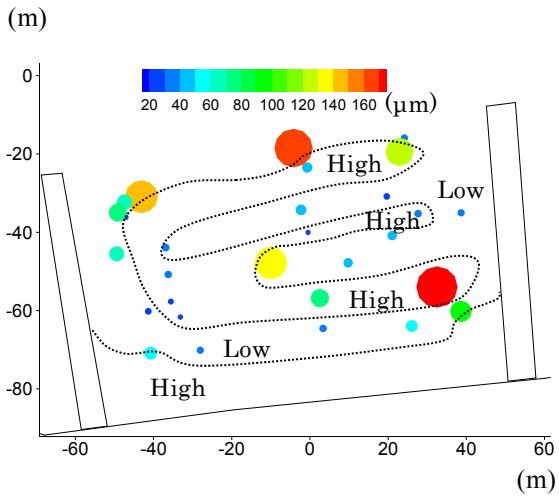


Fig.12 Mean grain size distribution in the groin bay of the Fuhe site

Despite the significant differences in the magnitudes of sediment mean sizes, there are some common features between the two sites. In the area close to the mainstream, sediment sizes are generally larger compared with those in the area far from the mainstream. It is due to the great differences in the flow velocity. The sediment sizes also show some relation with the bed topography. If one characterizes the bed morphological features in the two groin bays, the beds are simplified as follows. In the Kizu site, the bottom left corner may be considered as a low land area and the other area is relatively high land with scattered pools. In the Fuhe site, a large depositional area occupies most of the groin bay. The depositional area is surrounded by low land area and is like an island. The island is in an ε-shape and has a potential to be separated into three parts. In both sites, the sediment samples taken at a high elevation are generally lager in sizes than those taken at a low elevation although there are several exceptional points. It indicates that the low land area in the groin bay serves as sink tank for fine sediment.

4. Discussions

4.1 Flow structure

From the field survey results, it comes that the grain size distributions show strong relations with the local bed morphology. However, different from laboratory experiments under controlled flow and sediment conditions, an explicit relationship between the grain size distribution and the bed morphology is not readily derivable with limited information. Besides the possible uncertainties in the field survey data, the complexity of the bed surface itself is also a great concern. As is known, the surface of the alluvial riverbed is generally active and experiences various flow discharges and corresponding topographic changes. Each factor or event has a possibility to leave its footprint more or less upon the bed and these footprints are not easily isolated. However, these arguments do not mean that the grain sizes are distributed randomly. On the contrary, the results presented in the previous contexts draw clear images of the typical patterns of grain size distributions in the proximity of groins in actual rivers, corresponding to the typical bed

morphologies. It suggests that there should be some underlying processes and certain rules which the sediment particles follow during their movement.

In order to further the understanding of the grain size distribution patterns, the flow structures corresponding to the bed morphologies in the proximity of the Kizu site are investigated with numerical methods. The flow directly exerts forces on sediment particles and is the most important engine for sediment movement. The representative flow fields are simulated with a 2D numerical model developed by the first author (Zhang et al., 2006) under two kinds of discharge scenarios: 500m^3/s and 2000m^3/s. The model is formulated on unstructured mesh and allows the exact resolving of the groin details and the irregular river boundaries. The discharge of 500m^3/s corresponds to the condition that the vegetated sandbar just becomes submerged. Under this flow discharge, the impact of groins is dominant. The discharge of 2000m^3/s is equivalent to the bankfull discharge of the river and the effects of meso-scale and large scale bed deformations such as the migration of sandbars are not negligible any more. The simulated velocity vectors and their magnitudes are plotted in Fig.13 and Fig.14. Fig.13 shows evidently that the flow direction is significantly controlled by the groins. In the upstream reach of the groins, the flow is in a direction intending to attack the left side of the channel. But when it approaches the upstream permeable groin, the flow becomes almost parallel to the bank of the channel. After passing the downstream impermeable groin, part of the flow is diverted towards the mainstream. As is known, the direct benefit is that the bank is prevented from erosion. In Fig.14, however, the controlling of the flow direction by groins is not evident. Since the flow depth is relatively large, the groins function as roughness elements. As to the magnitudes of the velocity, the absolute values are not paid too much attention. It is observed that alternated distributions of high and low velocity zones in the longitudinal direction and significant flow acceleration in the mainstream area near the groin bay are evident in either case. The flow structure gives some hints on the sediment sorting processes around the groins and is able to partially explain some of the typical distribution patterns observed in the field.

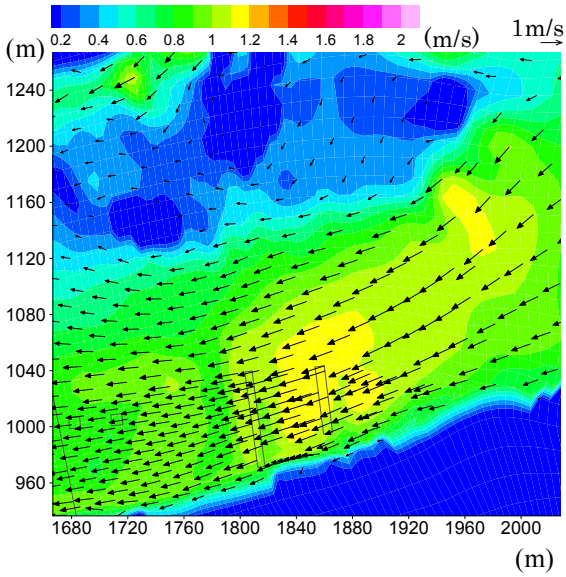


Fig.13 Simulated 2D flow vectors and isovels in the proximity of the Kizu site (500m^3/s)

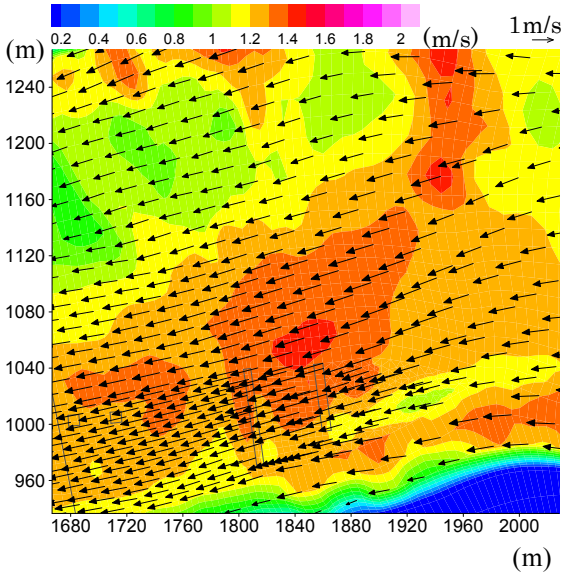


Fig.14 Simulated 2D flow vectors and isovels in the proximity of the Kizu site (2000m^3/s)

4.2 Environmental implications

The results discussed above clearly demonstrate the discontinuity of substrate compositions caused by groins. Since direct measurements of the aquatic species are not made in this study for the time being, a quantitative assessment of the quality of the habitat created by the groins is not readily available. However, the environmental implications of the grain size distributions are discussable with the aid of the reference information from previous research conducted by morphologists and ecologists.

It is well-known that simple relations between substrate grain size distributions and biological

variables may be misleading but the grain sizes do exhibit close linkage with the distribution and heterogeneity of aquatic species. The periphyton, as an important indicator of water quality and food sources for benthic organisms, relies strongly on the properties of the substrate, e.g. Yamada and Nakamura (2002) provide evidences from field surveys that the increasing of fine sediment results in decreasing of chlorophyll a and increasing of non-living periphyton. The bed sediment materials are inhabited by benthic organisms that provide food for fish. Hence, the substrate grain size plays the most important role in the community composition and density of benthic species. Field studies on the distribution of macroinvertebrates indicate that highest diversity is generally found in communities composed of attachment types in relatively coarse sediment beds, while cohesive soft sediments are often densely populated by less diverse assemblages of burrowing types (Shields and Milhous, 1992). The mobility of fishes, especially adult fishes, complicates the linkages between sediment properties and fish populations. However, fishes use sediment directly for cover, feeding and spawning, indicating the importance of substrate sediment in their life cycles. There is abundant research work related to various fishes and substrate properties, e.g. Wood and Armitage, 1999, Osmundson et al., 2002 and Sternecker and Geist, 2010.

In general, there is a consensus that a cobble or a gravel bed exhibits more bio-diversity compared with a sand or a fine material one and there is a well-established review paper given by Shields and Milhous (1992). Moreover, the deposition of fine sediment usually has negative biological effects in the lotic environment and a recent review article is available from Kemp et al. (2011). As the groins result in riverine areas with a mosaic of substrate types in their proximities, a diverse distribution of biological species around them is expectable. On the other hand, it is also noted that the possible appearance of immigration species is foreseeable since new substrate types are created by the groins. As different substrate types distribute in a very small reach around the groins, the tropic levels of the pristine local species might be changed and the positions of the immigration species on the food chain may exert impacts on bio-richness and bio-diversity. From the viewpoint of habitat quality, the groin bay enclosed by permeable groins is preferred because generally less fine sediment will accumulate in the bay area compared with that enclosed by impermeable ones. A comprehensive understanding on the habitat quality should be made by including also other information such flow fields and bed configurations.

5. Conclusions

In this study, spatial distribution characteristics of grain sizes on the bed surfaces around typical groins in the Kizu River (the Yodo River basin, Japan) and the Fuhe River (the Min River basin, China) are investigated. Based on the research results, the impact of groins on grain size distributions in alluvial rivers and its environmental implications are clarified.

The results indicate that the grain size distribution exhibits some typical features and shows close relations with the local bed morphology and the velocity field. The groins enhance sediment sorting processes in their neighborhood both longitudinally and laterally. In the mainstream area, dramatic sediment coarsening is found in front of and downstream of the groin bay. In the groin field, coarsest sediment appears in the downstream of the groin bay, followed by the upstream of the groin bay and the finest sediment accumulates in the groin bay. The grain size distribution patterns in the groin bay is rather complex. In general, the sediment at a low elevation is finer than that at a high elevation within the groin bay. The permeability of the upstream groin of the groin bay also exerts impact on the grain size distributions. The groin bay behind a permeable groin is more diverse in terms of grain sizes. The formation of sand ribbons in the downstream of groins deserves special attention, which corresponds to the secondary flows triggered mainly by changes in the local bed morphology around groins.

The information presented in the paper provides first-hand evidences on the grain size distributions around groins in alluvial rivers. It has to be mentioned that the results are consistent with those

obtained from fundamental laboratory experiments and numerical simulations associated with a single impermeable groin under idealized flow conditions (Zhang et al., 2010). The conclusions drawn from the study is of reference for scientific management and possible improvement of the river groins in both sites. Moreover, it is also of reference for a better understanding on the mechanism and consequences of heterogeneous sediment transport in local scales. Nevertheless, further field surveys on the temporal changes and comparisons with experiments as well as simulations are also necessary, and which are crucial concerns in the future study.

Acknowledgements

This research is financially supported by the Grant-in-Aid for Young Scientist (B), MEXT, Japan (PI: Dr. H. Zhang, Grant No. 22760369), SKLH Open Research Fund, Sichuan University (PI: Dr. H. Zhang, Ref. No. SKLH-OF-0904) and JSPS Asia-Africa Science Platform Program (Coordinator: Dr. H. Nakagawa). Mr. H. Teraguchi, Mr. S.H. Zhao, Mr. J.Z. Luo and Miss Y. Chen are sincerely acknowledged for their kind assistance during the field surveys. Thanks also go to the Ujigawa Open Laboratory of Kyoto University, the State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering of Sichuan University and the Yodo River office.

References

Ahmad, M. (1953): Experiments on design and behavior of spur dikes, Proc. IAHR Convention, Minnesota, pp. 145-159.

Biron, P.M., Robson, C., Lapointe, M.F. and Gaskin, S.J. (2005): Three-dimensional flow dynamics around deflectors, River Research and Applications, Vol.21, pp.961-975.

Colombini, M. (1993):Turbulence-driven secondary flows and formation of sand ridges, Journal of Fluid Mechanics, 254, pp. 701-719.

Garde, R.J., Subramanya, K. and Nambudripad, K.D. (1961): Study of scour around spur-dikes, J. Hydraul. Div., Proc. ASCE, Vol. 87, No. HY6, pp. 23-37.

Gill, M.A. (1972): Erosion of sand beds around spur dikes, J. Hydraul. Div., Proc. ASCE, Vol. 98, No. HY9, pp. 1587-1602.

Hatman, K.J. and Titus, J.L. (2010): Fish use of artificial dike structures in a navigable river, River Research and Applications, Vol.26, 1170-1186.

Kemp, P., Sear, D., Collins, A., Naden, P. and Jones, I. (2011): The impacts of fine sediment on riverine fish, Hydrological Processes, Vol.25, pp.1800-1821.

Koken, M. and Constantinescu, G. (2008a): An investigation of the flow and scour mechanisms around isolated spur dikes in a shallow open channel: 1. Conditions corresponding to the initiation of the erosion and deposition process, Water Resourches Research, Vol.44, W08407, doi:10.1029/2007WR006491.

Koken, M. and Constantinescu, G. (2008b): An investigation of the flow and scour mechanisms around isolated spur dikes in a shallow open channel: 2. Conditions corresponding to the final stage of the erosion and deposition process, Water Resourches Research, Vol.44, W08406, doi:10.1029/2007WR006489.

Kuhnle, R.A., Alonso, C.V. and Shields, F.D. Jr. (1999): Geometry of scour holes associated with 90o spur dikes, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.125, No.9, pp.972-978.

Kuhnle, R.A., Alonso, C.V. and Shields, F.D. Jr. (2002): Local scour associated with angled spur dikes, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.128, No.12, pp.1087-1093.

McCoy, A., Constantinescu, G. and Weber, L. (2007): A numerical investigation of coherent structures and mass exchange processes in channel flow with two lateral submerged groynes, Water Resources Research, Vo. 43, W05445, doi:10.1029/2006WR005267.

Michiue, M., Suzuki, K. and Hinokidani, O. (1984): Formation of low-water bed by spur-dikes in alluvial channels, Proc. 4th APD-IAHR Congress.

Milhous, R.T. (1998): Modeling of instream flow needs: the link between sediment and habitat, River Research and Applications, Vol. 14, 79-94.

Osmundson, D.B., Ryel, R.J., Lamarra, V.L. and Pitlick, J., (2002): Flow-sediment-biota relations: implication for river regulation effects on native

fish abundance, Ecological Applications, Vol.12(6), pp.1719-1739.

Pitlick, J. and Wilcock, P. (2001): Relations between streamflow, sediment transport and aquatic habitat in regulated rivers, Geomorphic Processes and Riverine Habitat, Water Science and Application, Vol.4, pp.185-198.

Poizat, G. and Pont, D. (1996): Multi-scale approach to species-habitat relationship: juvenile fish in a large river section, Freshwater Biology, Vol.36, 611-622.

Radspinner, R.R., Diplas, P., Lightbody, A.F. and Sotiropoulos, F. (2010): River training and ecological enhancement potential using in-stream structures, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.136(12), 967-980.

Shields, Jr. F.D., Cooper, C.M. and Knight, S.S. (1995): Experiment in stream restoration, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 121(6), pp.494-502.

Shields, Jr. F.D. and Milhous, R.T. (1992): Sediment and aquatic habitat in river systems, ASCE Task Committee on Sediment Transport and Aquatic Habitats, Sedimentation Committee, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.118(5), pp.669-687.

Sternecker, K. and Geist, J. (2010): The effects of stream substratum composition on the emergence of salmonid fry, Ecology of Freshwater Fish, Vol.19, pp.537-544.

Thompson, D.M. (2006): The role of vortex shedding in the scour of pools, Advances in Water Resources, Vol.29, No.2, pp.121-129.

Uijttewaal, W. (2005): Effects of groyne layout on the flow in groyne fields: laboratory experiments, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.131, pp.782-794.

Wood, P. J. and Armitage, P. D. (1999): Biological effects of fine sediment in the lotic environment, Environmental Management, Vol. 21(2), pp.203-217.

Wu, W.M., Wang, S.S.Y. and Jia, Y.F. (2000): Nonuniform sediment transport in alluvial rivers, Journal of Hydraulic Research, Vol.38(6), pp.427-434.

Yamada, H. and Nakamura, F. (2002): Effect of fine sediment deposition and channel works on periphyton biomass in the Makomanai River, Northern Japan, River Research and Applications, Vol.18, pp.481-493.

Yossef, M.F.M. and de Vriend, H.J. (2010): Sediment exchange between a river and its groyne fields: mobile-bed experiment, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.136, No.9, pp.610-625.

Zhang, H. and Nakagawa, H. (2008): Scour around spur dyke: recent advances and future researches, Annuals of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, No.51(B), pp.633-652.

Zhang, H. and Nakagawa, H. (2009): Characteristics of local flow and bed deformation at impermeable and permeable spur dykes, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol.53, pp. 145-150.

Zhang, H. (2005): Study on Flow and Bed Evolution in Channels with Spur Dykes, Doctoral Dissertation, Kyoto Univeristy.

Zhang, H., Nakagawa, H., Kawaike, K. and Baba, Y. (2009): Experiment and simulation of turbulent flow in local scour around a spur dyke, International Journal of Sediment Research, Vol.24, No.1, pp.33-45.

Zhang, H., Nakagawa, H. and Mizutani, H. (2010): Local scour and sediment size variation around a spur dyke, Proceedings of the 11th International Symposium on River Sedimentation, Stellenbosch, South Africa, 11p, CD-ROM.

Zhang, H., Nakagawa, H., Muto, Y., Muramoto, Y., Touchi, D. and Nanbu, Y. (2007): Morphodynamics of channels with groins and its application in river restoration, Annuals of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, No.50(B), pp.635-651.

Zhang, H., Nakagawa, H., Muto, Y., Touchi, D. and Muramoto, Y. (2006): 2D numerical model for river flow and bed deformation based on unstructured mesh, Journal of Applied Mechanics, JSCE, Vol.9, pp. 783-794.

水制域における河床材料の粒度分布特性とそれらの環境関連性に関する研究

張浩・張新華*・中川一・許唯臨*・林鵬智*・水谷英朗**

*中国四川大学水理学と山地河川工学国家重点実験室
**京都大学大学院工学研究科

要　旨

本稿は，木津川（淀川流域）及び中国府河（岷江流域）にある水制群を対象に，水制周辺の地形及び河床材料の現地調査結果の基にした，河床表層材料の粒度分布特性とそれらの環境関連性に関する研究報告である。今回の調査により，水制周辺における流砂の縦断及び横断方向における分級現象の重要性を指摘した。水制により河床材料の連続性は失われ，河川主流部の河床では粗粒化現象が見られ，水制と水制の間ではシルトや粘土などの細かい砂が堆積しやすい区間になる。さらに，透過型水制の背後では不透過型のそれよりも河床材料の粒度分布の粒径範囲が広く，環境にも優しいと考えられる。水制直下流では二次流などの影響で顕在化する粗粒化領域，そしてその周囲に細粒化する領域（サンドリボン）の存在も確認した。また水制周りの地形及び流れに関する情報に配慮したところ，粒度分布は河床形態と局所的流れ構造と密接な関連性があることも判明された。

キーワード：水制，流砂の非均一性，粒度分布，サンドリボン，現地計測

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

水制周辺の河床変化および砂の分級現象

水谷英朗*・中川一・川池健司・馬場康之・張浩

＊ 京都大学大学院工学研究科

要　旨

水制周辺の洗掘現象において，水制高と河床の粒度分布が局所洗掘に与える影響，そして，水制がもたらす河床表層の粒度分布変化と水制高の関係性について明らかにするために，越流型および非越流型水制に対していくつかの混合砂河床の移動床実験を実施し，考察を行った。実験結果より，越流型水制の場合も非越流型と同様に，河床粒度の幾何標準偏差が最大洗掘深評価に重要なパラメータと成り得ることが示され，そして非越流型水制は越流型に比べて水制頭部の下流域で顕著な洗掘傾向が見られることが明らかとなった。また，越流状態の異なる流れ場の計測により，水制が高いほど水制先端近傍の下降流が大きくなり，その影響で水制が高いほど水制頭部から下流に伸びる河床表層の粗粒化域の横断幅が広くなることが明らかとなった。

キーワード: 水制，混合砂，粒度変化，相対水制高

1. はじめに

これまで水工学分野において，水制を代表とする河川構造物周辺の流れ構造，河床洗掘機構の解明および洗掘深予測についての実験的研究が盛んに行われてきた。近年においては，松本ら（2008）の蛇籠を用いた移動床実験，鄭・冨永（2009）の高水敷上に水制が有する場の流れ場の計測，そしてT型・L型水制の移動床実験（Ghodsian and Vaghefi, 2009; 鈴木ら，2010; Masjedi et al., 2010）のように複雑な形状を有する水制や，特殊な場を想定した水制設置の実験的研究が行われている。

これまでの水制周辺の局所洗掘に着目した移動床の実験的研究は，現象を単純化できることから粒径の一様な均一砂河床を用いた実験が多く，混合砂を用いた移動床実験の研究事例はそれほど多くない。しかし，河床材料の粒度分布は河川を構成する重要な要素であり，流れに対する河床の安定性だけでなく，植生や魚など水生動植物の生息域，魚の産卵床などに影響を与えるため，生態系などの環境を意識した水制施工計画を行うためには，さらなる混合砂河床を用いた粒度分布を意識した水制に関する研究が必要だと考える。著者らは，これまで基本的な実験条件と考えられる非越流型直角水制１基に対して均一砂と混合砂河床を用いた移動床実験と流れ場の計測（水谷ら，2011）を行い，非越流型水制がもたらす河床表層の粒度変化と３次元的な流れ構造の解明に取り組んできた。本稿は，その研究の次のステップとして，越流状態の水制工が河床地形および周辺の粒度変化にもたらす影響について調べるために実施した混合砂を用いた越流型水制の移動床実験と，これまでの非越流型水制の結果も含めて考察を行ったものである。

2. 水制周辺の移動床実験

2.1 実験水路

実験には，京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリーの幅0.4m，長さ8m，路床勾配i=1/1000の長方形直線開水路を用いた。Fig. 1にはその実験水路の模式図を示す。図のように上流側の整流部を経て4mの位置に長さ1.7mのサンドピットを設けた水路を用いた。また，移動床開始地点（サンドピット上流端）から50cm下流の右岸側に長さ10cm，幅1cmの不透過水制を側壁に直角になるように設置し実験を実施した。実験開始の手順は，まず下流端のゲートを閉じ河床の砂粒が動かぬように水を塞き止めながら水路内をゆっくりと水で満たし，そして水深が条

件として設定した値に到達した後，塞き止めたゲートとポンプのバルブを開け設定した流量を通水し実験を開始している。

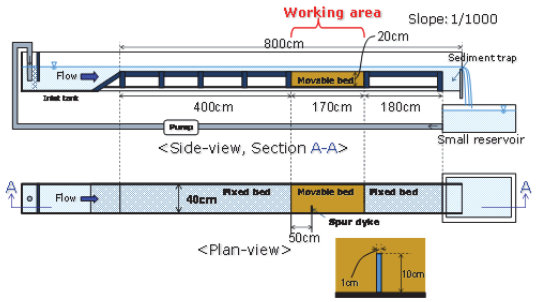


Fig. 1　Sketch of the experiment setup

2. 2　実験条件

本実験の接近流れの水理条件をTable 1に示す。本実験では，水制上流側から与える水理条件を固定し，河床材料条件や水制高を実験ケース毎に変更することによって，初期河床の粒度分布や水制高の違いが水制周辺の地形変化，そして河床表層の粒度分布変化に与える影響を明らかにする。

Table 1　Hydraulic and spur dyke conditions

Flow discharge Q (l/s)	5.7
Channel slope I	1/1000
Channel width B (cm)	40.0
Flow depth h_0 (cm)	5.0
Flow velocity U (cm/s)	29
Friction velocity U_* (cm/s)	1.98
Reynolds number Re	14,250
Froude number Fr	0.41
Spur length L (cm)	10.0
Spur thickness b (cm)	1.0

実験に使用した砂は，珪砂４号の平均粒径(D_{m0})が1.03mmの均一砂河床(Uniform)，そして２号から７号までの0.17～2.5mmの範囲の砂を混ぜ合わせた混合砂河床を用いて実験を行った。混合砂ケースについては，珪砂2号から7号までを均等割合で作成した連続粒度の混合砂（Well Graded: Mix-WG），2号と7号を2:3の割合で作成した不連続粒度の混合砂（Gap Graded: Mix-GG），そしてカラーサンドを用いて作成した混合砂（Color Sand: Mix-CS）の3種類である。Fig. 2に均一砂と３種類の混合砂の粒度分布を示す。

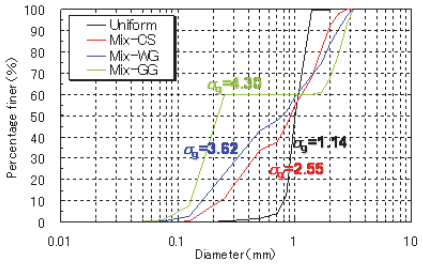


Fig. 2　Sieve analysis results of sediment particles at initial bed

各混合砂河床については，平均粒径が均一砂河床ケースと同等の平均粒径が1mmに近くなるよう考慮して設定している。河床粒度の幾何標準偏差(σ_g)については，Uniform，Mix-CS，Mix-WG，Mix-GGの順に1.14, 2.55, 3.62, 4.30と大きくなり，粒径範囲の幅が広くなっている。なお，混合砂ケースの実験では，初期河床作成時に河床の粒度分布に斑ができないように水路外で良く混ぜ合わせた後に少しずつ水路に投入し，初期の平坦河床の作成を行った。

Table 2には本稿の全実験ケースの河床材料や水制高等の実験条件一覧を示している。Case1～6は均一砂河床を用いて水制高のみを変更し，Case7～Case15は代表的な３つの水制高条件に対して３つの混合砂を適用して行った実験ケースである。なお，摩擦速度と平均粒径の限界摩擦速度の比が全て1.0以下となる静的洗掘(clear-water scour)条件であるため，全ケース上流からの給砂は行っていない。

Table 2　Experimental conditions for all cases

Case No.	Case name	S_h	h_0/S_h	S_h/h_0	D_{m0} (mm)	σ_g	U_*/U_{*c}	τ_*
1	U-NS	–	<1.00	>1.0	1.03	1.14	0.83	0.024
2	U-Sh4	4.0	1.25	0.8				
3	U-Sh3	3.0	1.67	0.6				
4	U-Sh2.5	2.5	2.00	0.5				
5	U-Sh1.5	1.5	3.33	0.3				
6	U-Sh0.75	0.75	6.67	0.15				
7	M-CS-NS	–	<1.00	>1.0	1.03	2.55	0.96	0.024
8	M-CS-Sh4	4.0	1.25	0.8				
9	M-CS-Sh2.5	2.5	2.00	0.5				
10	M-WG-NS	–	<1.00	>1.0	1.01	3.62	0.96	0.024
11	M-WG-Sh4	4.0	1.25	0.8				
12	M-WG-Sh2.5	2.5	2.00	0.5				
13	M-GG-NS	–	<1.00	>1.0	1.05	4.30	0.95	0.023
14	M-GG-Sh4	4.0	1.25	0.8				
15	M- GG-Sh2.5	2.5	2.00	0.5				

S_h: Spur dyke height
h_0: Water depth(=5.0cm)
h_0/S_h: Overtopping ratio
S_h/h_0: Relative spur dyke height
D_{m0}: Initial mean diameter
σ_g: Geometric standard deviation
U_*/U_{*c}: Critical friction-velocity ratio
τ_*: Dimensionless shear stress

3. 実験結果とその考察

3.1 局所洗掘と水制高の関係

Fig. 3に水制高の異なる均一砂河床実験の通水３時間後のほぼ平衡状態に達した河床形状を示す。この図は，非越流状態と相対水制高（S_h/h_0：水制高S_hと水深h_0の比）が0.15～0.8の範囲にある５段階の越流条件の結果を示しており，水制高が高くなれば洗掘深と洗掘範囲が大きくなっていることがまず容易に確認できる。

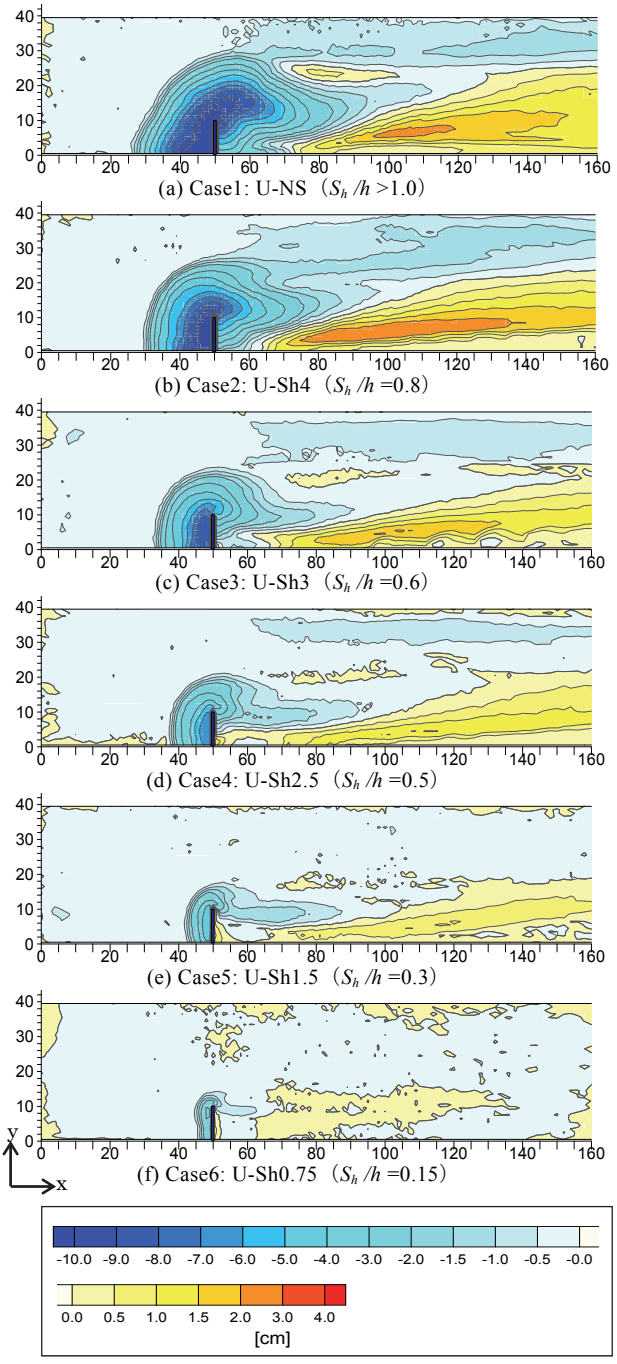
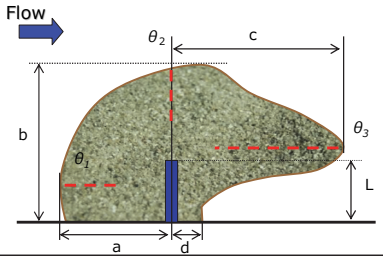


Fig. 3　Bed contour at the quasi-equilibrium stage for each Spur dyke height with uniform sediment bed

そして，ケース間の洗掘孔の違いや傾向を明らかにするために，非越流実験時と同様にFig. 4に示す洗掘孔のパラメータ（最大洗掘深や洗掘孔の大きさ，河床勾配等）をTable 3に整理した。



e_m：Maximum scour depth　　$\left(e_m^* = e_m/\sqrt{hL}\right)$

h：Water depth(=5cm)　　L：Spur dyke length (=10cm)

$\theta_1, \theta_2, \theta_3$：Slope at designated section

V_s：Volume of the scour hole

Fig. 4　Sketch of scour hole dimensions and several key parameters

Table 3　Bed topography features in U-series experiments

Case No.	1	2	3	4	5	6
Case Name	U-NS	U-Sh4	U-Sh3	U-Sh2.5	U-Sh1.5	U-Sh0.75
a/L	2.1	2.0	1.7	1.2	0.8	0.5
b/L	2.9	2.7	2.4	2.1	1.7	1.4
c/L	4.0	4.5	4.0	4.2	3.7	1.2
d/L	1.4	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0
θ_1(°)	31	30	29	30	31	32
θ_2(°)	31	29	29	29	28	32
θ_3(°)	12	12	18	15	14	1
e_m(cm)	11.7	11.0	8.8	6.8	4.9	3.1
e_m*	1.66	1.56	1.24	0.96	0.69	0.44
V_s(cm^3)	5978	4410	2061	1102	460	148

Fig. 5 に水制前面の縦断形状と水制設置位置x=50cmの横断方向の洗掘孔形状を示す。Fig. 5およびTable 3に示すとおり，均一砂河床上では水制前面と横断方向の洗掘孔の河床勾配（θ_1，θ_2）は，どの水制高ケースにおいても 29°～32°程度と概ね一緒で，水中安息角程度の値を示している。

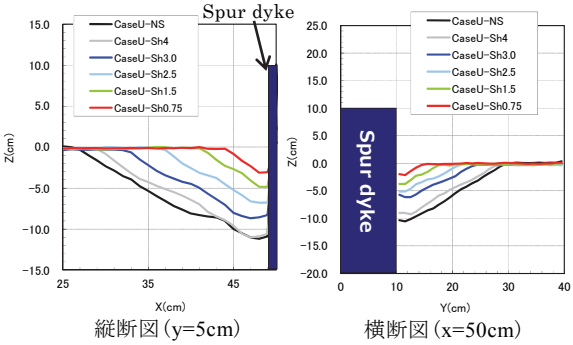


Fig. 5　Longitudinal and cross-section bed profiles near the spur dyke

Fig. 6 にはTable 3に示した洗掘孔の平面的な大きさと最大洗掘深の関係を示している。洗掘過程の後期において水制設置位置より上流側は，主に洗掘孔底部の河床低下によって河床勾配が水中安息角に到達し，砂のずり落ち現象により洗掘孔拡大が進行する。そのため，水制前面と横断方向の洗掘幅（a/L, b/L）については水制近傍の最大洗掘深と正の相関があり，ほぼ線形関係に近い結果となっていることがこの図よりわかる。従って，水制前面と横断方向の洗掘幅については，洗掘深予測式等で求められた最大洗掘深から洗掘範囲を推定することによって，ある程度妥当な推定結果が得られると言えそうである。

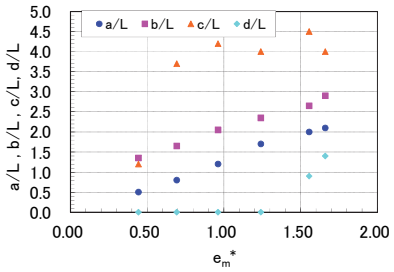


Fig. 6　Relation between scour hole width (aL, b/L, c/L, d/L) and maximum scour depth

水制背後の洗掘幅（d/L）については，洗掘が少ないケースにおいてはゼロの値を示し，非越流(Case1)および水制高4.0cmの非越流に近いCase2の洗掘の大きなケースのみ，水制背後に洗掘が生じている。Fig.7に示すように水制先端から水制背後にかけても河床勾配が水中安息角程度となっており，水制背後においても水制先端に向かって砂がずり落ちる現象によって洗掘範囲が拡大することがわかる。a/L，b/Lの水制上流と横断方向の洗掘幅については，最大洗掘深発生地点である水制前面の洗掘深の大きさによって砂がずり落ち洗掘幅が拡大するため，洗掘孔内の最大洗掘深によって支配されると考えられる。しかし，d/Lについては，洗掘幅が拡大する基本現象は同じと考えられるが，その洗掘幅の大きさを支配するのは，水制頭部から下流域に伸びる洗掘領域の深さとその縦断方向の長さだと考えられるためFig. 6においてa/L, b/Lとは傾向が異なっている。

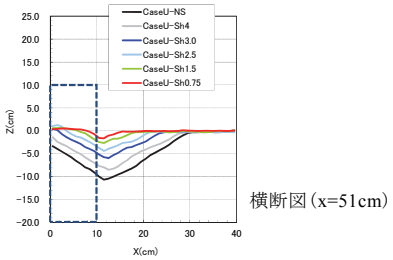


Fig. 7　Cross-section bed profiles behind the spur dyke

Fig. 8は水制先端から1cm離れた位置における河床の縦断形状である。縦断図からも水制高が高くなるにつれて相似形状で洗掘孔が大きくなっていることが確認できるが，非越流状態になることによる洗掘孔拡大の様子が若干他のケースと異なる。最大洗掘深位置が水制設置位置近くに発生し，相対水制高が0.8より低いケースまでは，相対水制高が大きくなるにつれて，水制上流側および下流側で同じ程度洗掘が進んでいる様子が確認できるが，非越流ケース(U-NS)と水制高4cm(U-Sh4)のケース間を比較してみると，Fig. 8の縦断図では水制設置上流側の河床形状がほぼ同じで，下流側の洗掘の拡大のみが大きいことが確認できる。Fig. 3の河床コンター図からも越流ケースに比べて，非越流ケースの水制頭部とその若干下流域の洗掘が大きいことが確認できる。

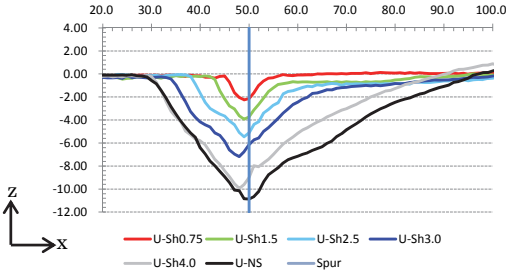


Fig. 8　Longitudinal bed profiles at the spur-dyke tip

Fig. 9にはFig. 3の河床高について，非越流に近い越流ケース（Cass2: S_h=4）から非越流ケース（Cass1）を差し引いた河床高の差をコンターで図示している。水制が非越流状態になることによって，水制上流側の側壁近くについては越流型と比べて洗掘が進行しているが，側壁から離れるとその差はそれほど大きくないことが確認できる。そして，注目すべきは水制頭部の若干下流の領域において，非越流状態は洗掘が特に大きくなっていることが図より確認できる。流れの計測結果は後に示すが，これは表層付近の流れを水制で完全に遮断することによって，越流時と比べて水制頭部に集中する流水が急増し，その影響により水制頭部域で顕著な下降流が発生し，そのため水制設置下流側で洗掘が大きくなったと考えられる。その影響は水制頭部近くだけでなく，水制背後域まで及んでいる。また，水制設置位置より下流のy=25の位置で縦断方向に細長く伸びる堆積領域見られるが，これは非越流状態においては越流状態に比べて馬蹄形渦が顕著に存在するため，馬蹄形渦により上向きの流れが続く縦断領域が形成され，その領域では掃流力が相対的に周囲より小さくなるために形成されたと考えられる。

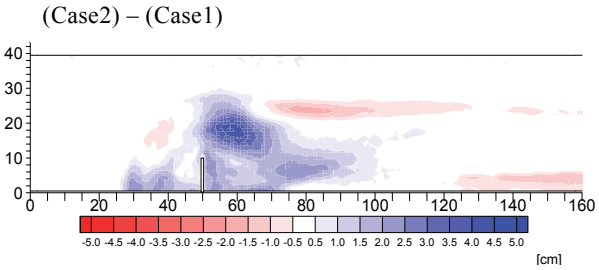


Fig. 9　Difference of bed height results between non-submerged and almost non-submerged cases.

水制高の変化に伴う上流側および下流側の洗掘量の変化傾向についても確認するために，Fig. 10には水制設置位置（x=50）を境に洗掘量を上流側（Vs_up）と下流側（Vs_down）に分けて，相対水制高とその洗掘量の関係を図示したものである。この図より，越流状態の全ケースについては，水制より上流側の洗掘量が多いが，非越流状態ではその傾向が逆転し，下流側の洗掘量が急に増加していることが確認でき，非越流型水制では越流型と比べて下流側の洗掘が進行する特徴がこの図に表れている。

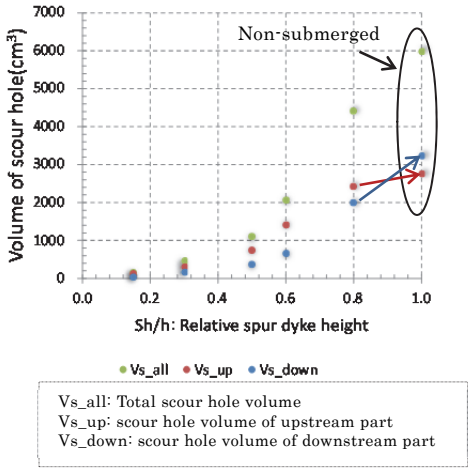


Fig. 10　Relation between volume of scour hole and spur dyke height

3. 2　河床粒度分布が局所洗掘に与える影響

Fig. 11 には，非越流と水制高 S_h=4.0cm（S_h/h_0=0.8）および S_h=2.5cm（S_h/h_0=0.5）越流状態において，Fig.2 に示した３つの混合砂ケースについて通水３時間後の河床高コンター図を示している。これらの図より，平均粒径が同等でも粒度分布が異なれば水制周辺の洗掘および堆積域が大きく異なってくることが良くわかる。また Table 4 には均一砂実験と同様に，混合砂ケースについて最大洗掘深，洗掘孔の大きさや河床勾配等を表にして整理している。

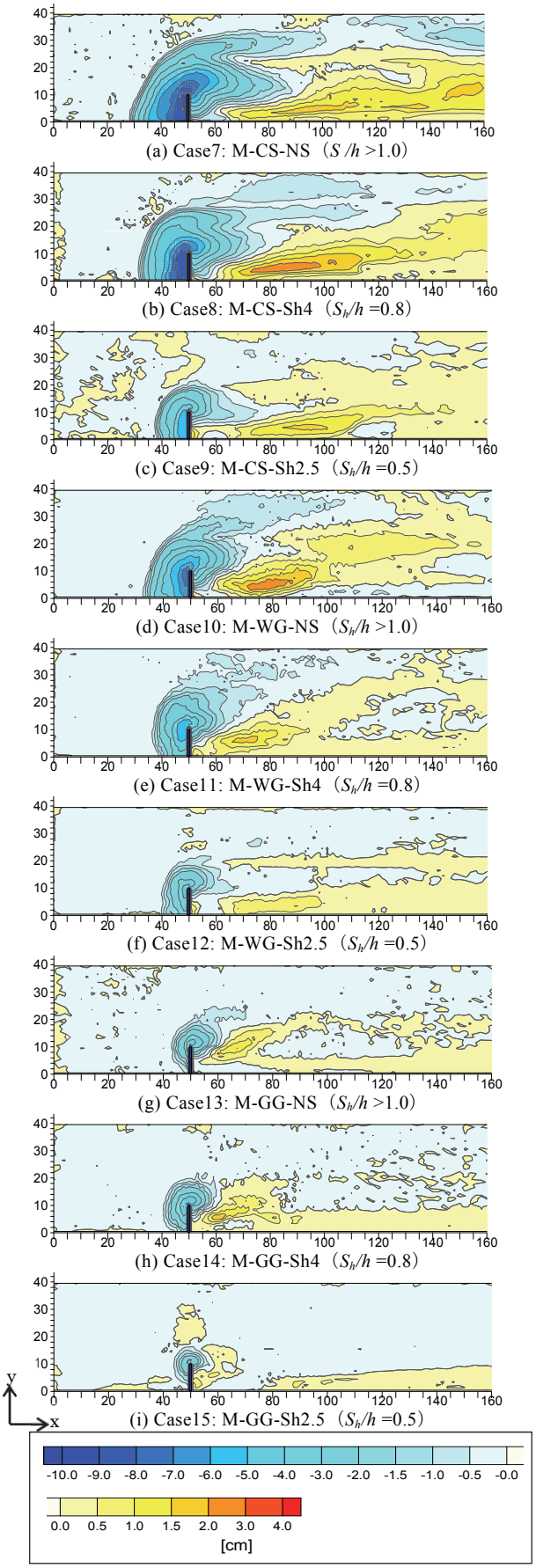


Fig. 11　Bed contour at the quasi-equilibrium stage for non-uniform sediment bed

Table 4　Bed topography features in M-series experiments

Case No.	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Case Name	CS NS	CS Sh4	CS Sh2.5	WG NS	WG Sh4	WG Sh2.5	GG NS	GG Sh4	GG Sh2.5
a/L	2.1	1.8	1.2	1.6	1.3	1.0	0.7	0.9	0.6
b/L	3.0	2.8	2.1	2.2	2.6	2.0	2.0	2.0	1.6
c/L	3.7	2.8	2.5	1.6	2.8	1.6	1.0	1.0	0.6
d/L	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
θ_1(°)	20	26	26	21	2.5	22	34	28	25
θ_2(°)	24	21	23	21	17	20	27	27	29
θ_3(°)	12	13	13	17	15	13	16	25	22
e_m(cm)	9.3	8.9	5.9	7.5	6.0	4.4	5.3	5.2	3.2
e_m*	1.32	1.25	0.83	1.06	0.84	0.62	0.75	0.74	0.45
V_s(cm³)	4026	2826	891	1964	1236	487	353	500	117

Fig. 12 には相対水制高と最大洗掘深の関係を各河床材料条件別に色分けして示している。この図より，混合砂河床においても，均一砂河床と同様に相対水制高が大きくなるにつれて最大洗掘深および洗掘量も大きくなる傾向が見て取れる。

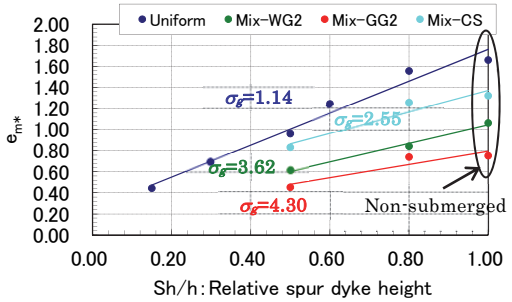


Fig. 12　Relation between (e_{m*}) and (S_h/h)

Fig. 13 には最大洗掘深と河床材料の幾何標準偏差（σ_g）との関係を示す。非越流時の実験と同様に，どの越流状態の結果も σ_g が大きくなるにつれて洗掘深が小さくなる傾向を示している。そして，Fig. 14 には水制先端位置の河床表層粒度分布を示す。河床表層において，洗屈する過程で細粒分が減少し，粗粒化が進んだ状況が粒度分布より確認でき，越流型水制においてもアーマ・コートが形成され洗掘が軽減していることが分かる。

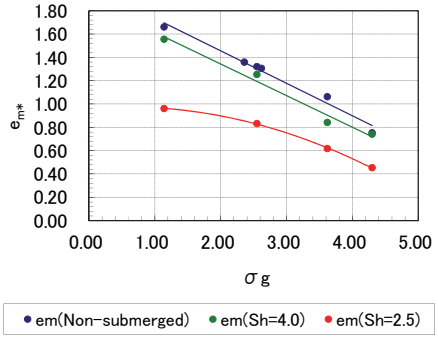
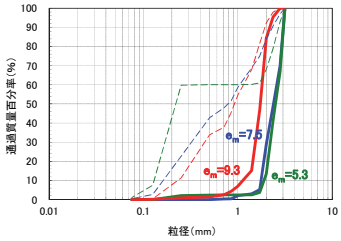
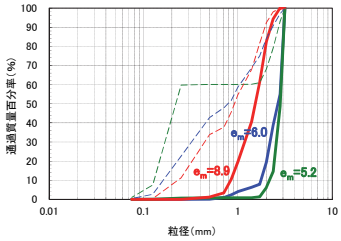


Fig. 13　Relation between (e_{m*}) and (σ_g)

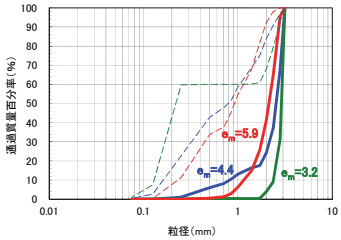


※ e_m：最大洗掘深(cm)
※破線は初期粒度分布を示す．

(a) Non-submerged（S_h/h >1.0）



(b) Submerged（S_h=4.0, S_h/h =0.8）



(c) Submerged（S_h=2.5, S_h/h =0.5）



Fig. 14　Grain-size variation at the spur dyke head

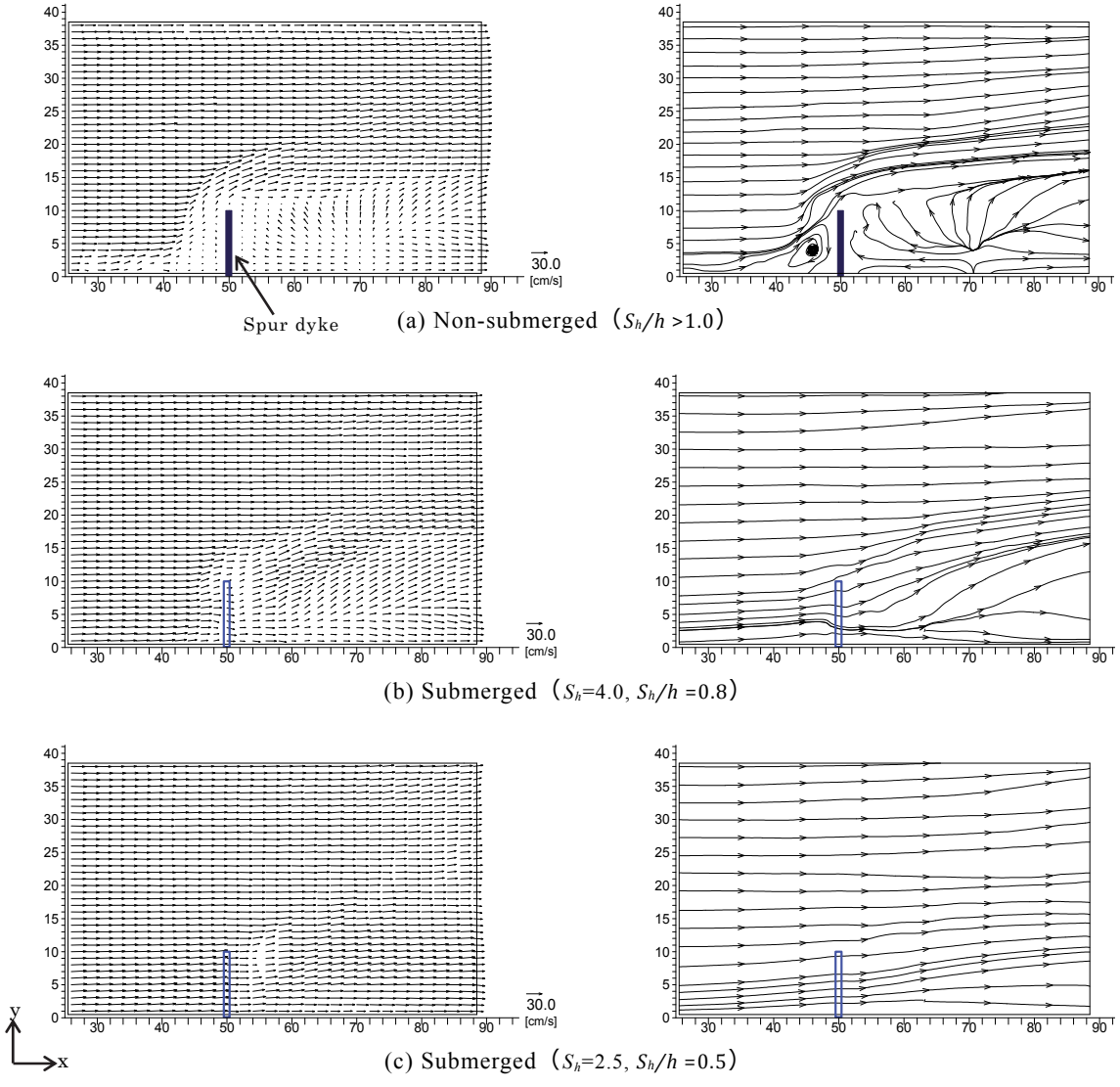
3.3　越流状態の異なる３次元流れ場

越流型・非越流型水制周辺の複雑な３次元流れ構造を把握するために，電磁流速計を用いた点計測によりいくつかの代表断面の流速場，そしてPIV法を用いて表層流れの解析を行った。この節では，非越流型および越流型水制実験の代表ケースについて行った３次元流れ場の計測結果を示し，考察を行う。

まず，Fig. 15にはPIV法によって解析された表層流れの流速ベクトルおよび流線図を示す。本実験の非

越流状態洗掘河床の流れは，水制から下流へ２L（水制長の２倍）の位置に湧昇域が発生し，扇状で放射線状の表層流れとなっている。越流状態になると水制上部で水が流れ，表層においては阻害される事なく滑らかに下流へ流れている様子が確認できる。ただし，後述する水制背後の縦渦によって，越流型水制ケースの表層流れは，水制背後域において左岸へ屈折する表層流れが発生しており，その屈折の程度は水制高が低い程小さいことが流線図より確認できる。

Fig. 16にはy=5cmの水制の中央位置の縦断面流速ベクトル図を示す。どの越流状態においても水制前面で下降流が発生し，洗掘孔内においては渦が発生して河床を洗掘している様子が流れ場から窺える。また，水制下流側については，非越流とS_h/h_0=0.8ケース共に，水制頭部の底部から右岸側壁に向かって水制背後へと回り込む流れが河床形状の影響により上昇流れとなっていることが確認できる。非越流ケースの水制背後域の表層流れは，湧昇域によって逆流域となっているが，越流ケース共に水制を越えてくる流水の影響を受け下流向きの流れとなっている。S_h/h_0=0.5ケースについては越流水の影響が大きく水制背後底部の近い領域のみにおいて流速が弱まっている様子が確認できる。

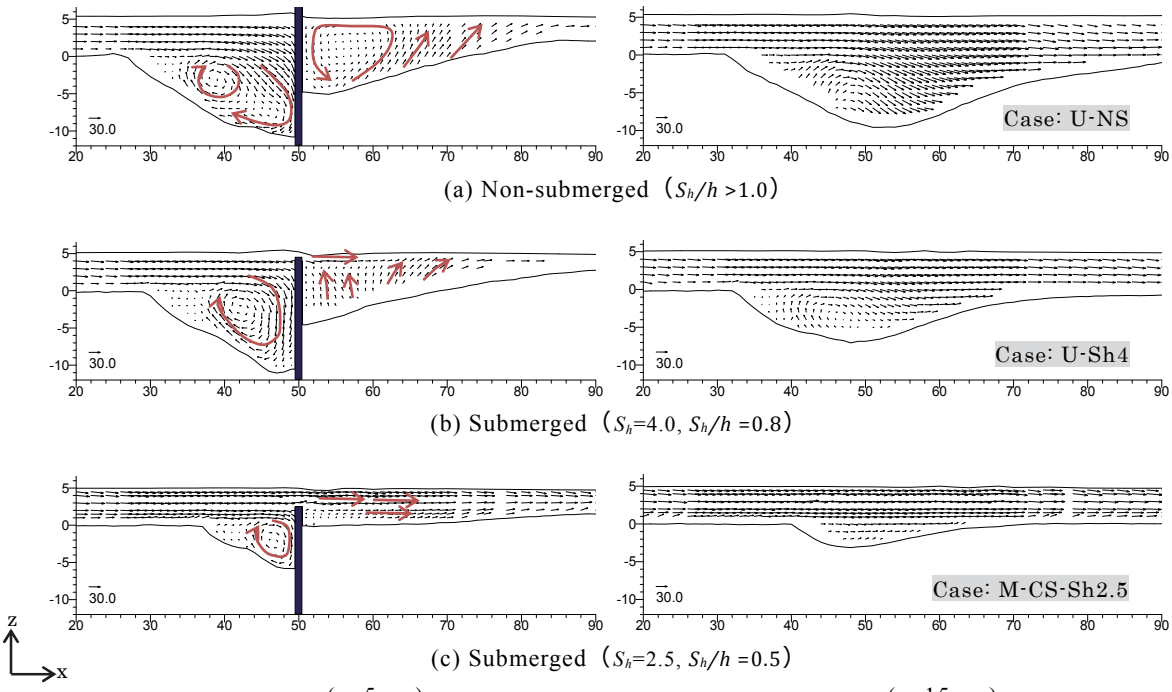


(a) Non-submerged（S_h/h >1.0）

(b) Submerged（S_h=4.0, S_h/h =0.8）

(c) Submerged（S_h=2.5, S_h/h =0.5）

Fig. 15　Velocity vector (u,v) and stream line at the surface flow under scoured bed



(a) Non-submerged（S_h/h >1.0）

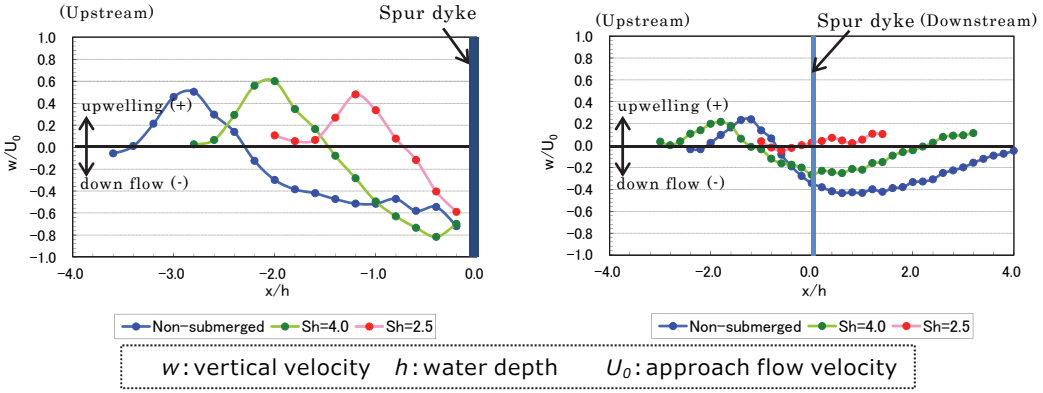
(b) Submerged（S_h=4.0, S_h/h =0.8）

(c) Submerged（S_h=2.5, S_h/h =0.5）

(y=5 cm)　　(y=15 cm)

Fig. 16　Velocity vector (u,w) at the longitudinal section (left: y=5; right: y=15 cm)

ほぼ平衡状態に達した洗掘河床において，水制前面に存在する渦の中心位置は，非越流ケースが最も水制設置位置から遠く，水制高が低いほど水制に近づいている。Fig. 17(a)に水制前面の渦の中心位置にあたる y=5cm，z=-2cm 縦断の鉛直流速の比較図を示す。水制前面においての渦の上昇流および下降流の鉛直流速の大きさについては，ケース間でそれ程大きな差が見られないが，下降流の発生している幅は，水制が高いほど上流側に広いことが計測結果より示された。平衡河床上の流速場の計測のため，鉛直方向の流速の差があまり大きくないが，ケース毎の平衡時の河床形状の違いから，洗掘の進行が活発な過程においてケース間で鉛直流速が異なってくる可能性は高いと考えられる。Fig. 17(b)には水制頭部域近傍の y=15cm，z=-1cm 縦断の洗掘孔内の鉛直流速に関する比較図を示す。非越流ケースは水制位置より下流域において，接近流速の 4 割程度の大きさの顕著な下降流が発生しており，その縦断方向の範囲も広い。この下降流によって，非越流ケースにおいて水制頭部とその下流域の洗掘が越流ケースに比べて大きくなったことがわかる。また，水制高が低くなれば水制頭部の下降流の大きさと範囲が小さくなることがこの図より確認できる。Fig. 17(b)では S_h/h_0=0.5 ケースにおいて下降流域が存在しないが，これは後に示す横断図より確認できるが，下降流が生じていないのではなく，水制が低くなると水制頭部の下降流域が横断方向にも狭くなるために，水制高の低い S_h/h_0=0.5 ケースは y=15cm の位置では下降流とならなくなってしまったためである。



(a) y=5 cm, z=-2 cm　　(b) y=15 cm, z=-1 cm

Fig. 17　Vertical velocity (w) in the scour hole

Fig. 18, Fig. 19 には非越流および越流 S_h/h_0=0.8, 0.5 ケースの x=50cm，55cm 位置の横断面の流速ベクトル図を示す。横断図より，水制前面から曲げられた馬蹄形渦の存在と，水制頭部における下降流領域，そして水制背後に馬蹄形渦と逆回転である後流渦の存在が確認できる。また，それらの縦渦によって水制背後域の表層流れが支配されていることが確認できる。水制設置位置である x=50 断面においては，水制先端近くで顕著な下降流がどのケースも確認できる。ただし，その下降流が駆動力となっている馬蹄形渦については，非越流状態では顕著に存在しているが，水制が低くなると徐々に弱まり，S_h/h_0=0.5 ケースにおいては水制頭部の馬蹄形渦が計測結果からは明瞭には確認できない。水制背後の x=55 断面においては，水制先端近辺の下流域において下降流が発生しており，水制背後の後流渦は共通して見られる。非越流ケースについては馬蹄形渦が x=55 断面においても顕著であり，左岸方向へ斜面を上る流速ベクトルも大きい。x=65 断面でも同様に計測は行っており，後流渦はどのケースにおいても存在し，そして馬蹄形渦についても非越流ケースのみ確認している。

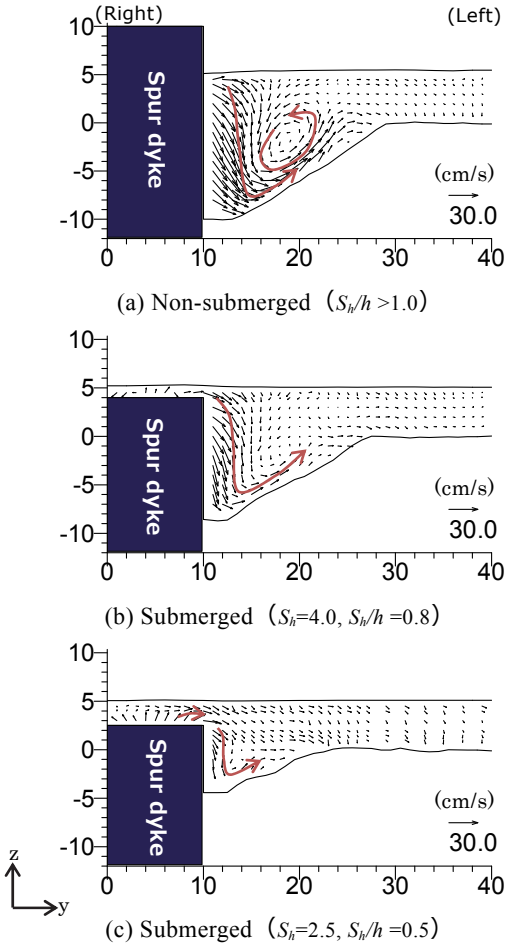


Fig. 18　Velocity vectors (v,w) at x=50 cross section

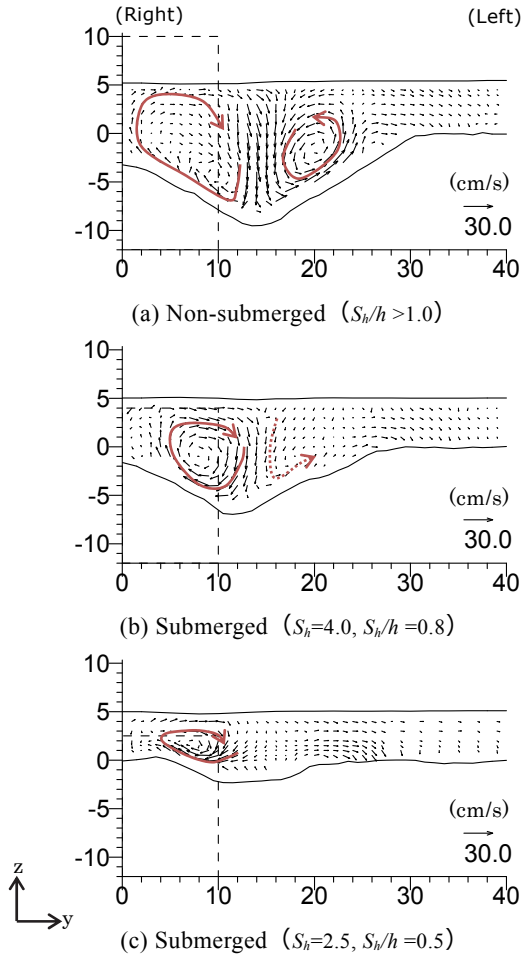


Fig. 19　Velocity vectors (v,w) at x=55 cross section

Fig. 20 には河床から一律 1.5cm の高さの平均流速を計測した底面近傍流れのベクトル図を示す。底面近傍の流れは，河床近傍掃流力の平面分布を把握するだけでなく，砂粒の輸送経路を把握するのにも有効である。どの越流状態においても，水制前面から水制頭部領域にかけて，馬蹄形渦により河床近傍において洗掘孔の縁に向かう流れが発生している。洗掘孔の縁近辺では流れが衝突し流速が局所的に弱くなっており，その地点では流速ベクトルの変化も大きいことが特徴的である。水制設置による洗掘進行によって，水制背後域だけでなく水制上流側の洗掘孔の縁部分も局所的に流速が弱く淀んだ領域が形成されていることが確認できた。また，水制頭部の下流領域においては，各越流ケース共通して水制背後へ向かう流れが存在している。以上のように，水制周辺の洗掘孔河床底部の流れ場は，流れの３次元性，特に渦構造によって支配されており，流速ベクトルの変化が激しいことが確認できた。

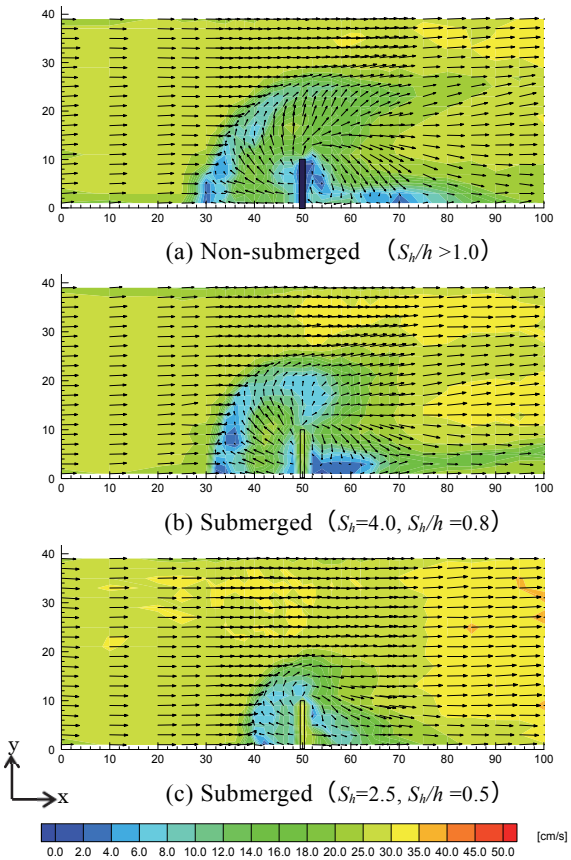


Fig. 20　Bottom velocity vectors and contour above 1.5cm from the bed

次に，水制高の違いが水制頭部近傍の鉛直流速に対してどのような影響を及ぼすのかを把握するために，水制設置断面である x=50cm の鉛直方向の流速についての比較を行った。Fig. 21 には流速計測地点の共通の高さである z=0.0, -1.0cm の鉛直流速に関する比較図を示している。この図より水制頭部の下降流については水制高が高い程大きな値を示し，その下降流域の横断方向の幅も大きいことが確認できる。これは，水制高の影響が水制頭部への流水集中度の違いを生んだ結果であると考えられる。非越流状態では，Fig. 15(a)に示すように水制を迂回する流れと主流部の流れが衝突する流水の量が大きいが，越流状態においては水制上部では水がそのまま下流へと流れるため，水制頭部に集まる流水が減少する。そのため，水制頭部域の流水集中による鉛直方向の圧力勾配が弱まり，結果として水制高が小さい程水制頭部において下降流が弱まる結果となったと考えられる。また，Fig. 21 の上昇流の発生している領域については，斜面に沿って上昇流れとなっている馬蹄形渦の一部分が表示されている。

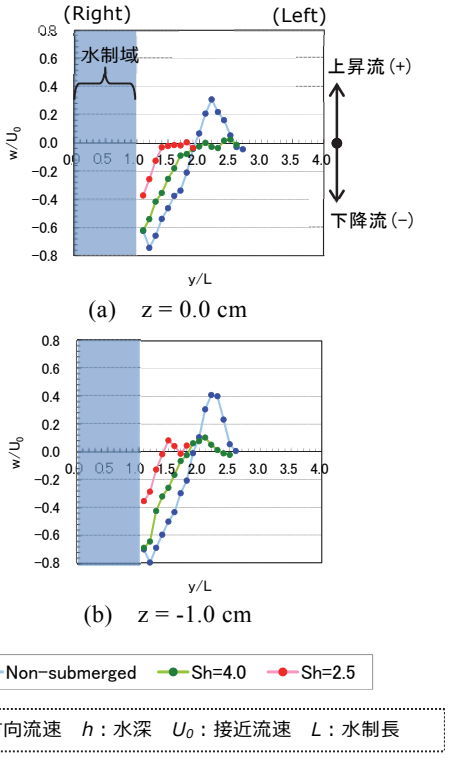


Fig. 21　Vertical velocity at the spur dyke section

次に各越流状態において，底面近傍の横断方向流速について比較を行った。Fig. 22 は x=50, 55cm 横断における底面近傍の横断方向流速について，各越流ケース比較した図である。縦軸が横断方向の位置を示し，横軸が横断方向の流速 (v) を示し，プラス (+) は左岸方向，マイナス（−）は右岸方向の流れを表している。水制先端から左岸側 1.0＜y/L＜2.5 の水制頭部近傍の範囲において，非越流状態が最も左岸方向の流れが大きく，水制高が低くなる順にその値が小さくなっていることが図より確認できる。この原因については，前述した水制頭部近傍の鉛直流速に密接に関係し，水制頭部における下降流が弱いと馬蹄形渦の流れが弱まり，また河床近傍において左岸方向への流れが小さくなることが考えられる。

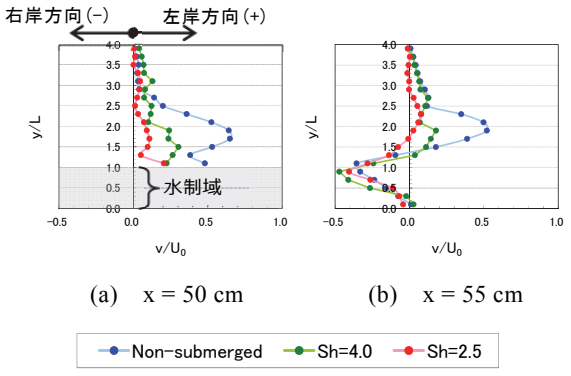
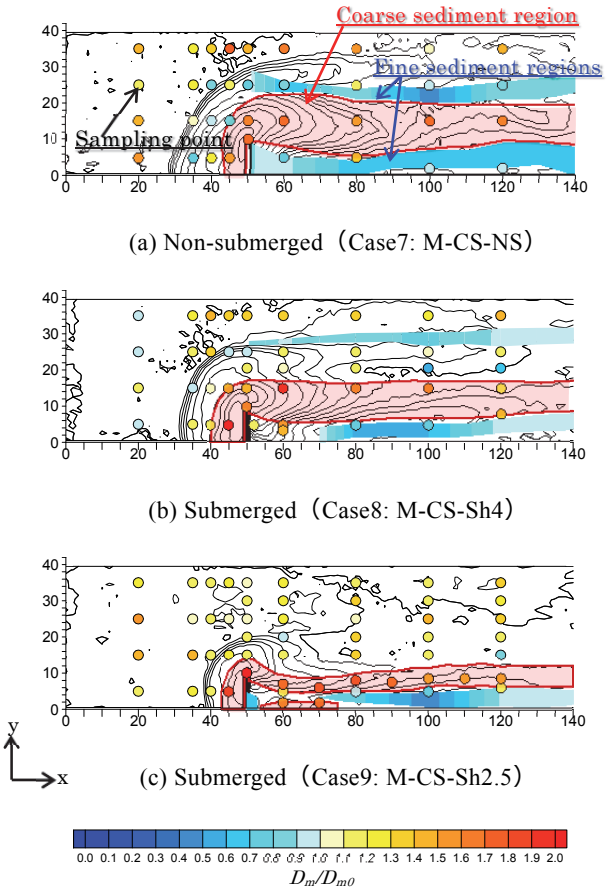


Fig. 22　Bottom velocity in the transverse direction

3.4　水制高と河床粒度分布変化の関係

Fig. 23 には，非越流，そして水位高 S_h=4, 2.5 の２つの越流状態について，Mix-CS 混合砂ケースの河床表層の平均粒径の変化について図示している。計測地点を丸で示し，その色については平均粒径の計測結果を初期の平均粒径で除した値を示し，粒度分布の初期からの粗粒化および細粒化を暖かい色と冷たい色に分けて示している。図の帯状領域については，特に細粒化および粗粒化している部分の範囲と粒度分布の計測を行ったので合わせて表示している。また，Photo 1 には Fig. 23 と同じケースについての通水３時間後の河床表層撮影画像を示している。カラーサンド混合砂を用いた実験については，ふるいで３つの粒径区分に分け，粒径の小さい区分から赤（0.125mm～0.50mm）・青（0.5mm～1.40mm）・黒（1.4mm～2.36mm）と色分けし混合して用いた。色分けすることによって通水中や通水後の河床表層の色の分布より，その地点の卓越する粒径範囲を目視や撮影画像によって把握することが可能となる。



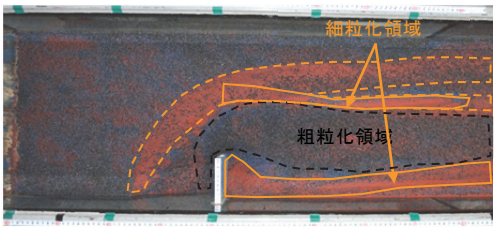
(a) Non-submerged（Case7: M-CS-NS）

(b) Submerged（Case8: M-CS-Sh4）

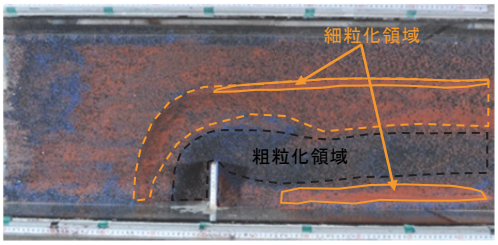
(c) Submerged（Case9: M-CS-Sh2.5）

Fig. 23　Change ratio of mean diameter (D_m/D_{m0})

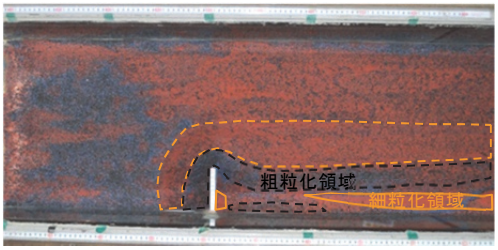
基本的には，clear-water scour条件の実験であるため，水制の効果により水制位置近辺の主流域については流速が相対的に大きくなり，小さな砂粒が下流へ運ばれ粗粒化が進むことになる。洗掘が進行し，準平衡河床時においては，越流ケースも非越流ケースと同様に水制前面および頭部域とその下流領域に伸びる長い範囲おいて共通して粗粒化が進行している。馬蹄形渦により洗掘孔底部から洗掘孔縁へと向かう底面流れ（Fig. 20）と洗掘孔の河床勾配によって分級現象が生じ，混合砂河床の洗掘孔内底部では共通してアーマ・コートが形成されている。



(a) Non-submerged（Case7: M-CS-NS）



(b) Submerged（Case8: M-CS-Sh4）



(c) Submerged（Case9: M-CS-Sh2.5）

Photo 1　Bed surface of each color sand cases

水路中央側の洗掘孔縁の若干内側に形成される帯状細粒化領域については，非越流時には比較的顕著に形成されていたが，S_h/h_0=0.8 ケースではその細粒化領域が非越流ケースに比べて細く形成され，そして，S_h/h_0=0.5 ケースでは細粒分の帯状領域が形成されない結果となっている。越流ケースにおいては，細粒分が輸送過程において局所的に集まって運搬されず，Photo 1 (b),(c)の赤破線で示した領域で分散して下流に運搬されている様子がインターバル撮影画像や目視より確認され，非越流ケースに比べ細粒分が洗掘孔の縁に集中し難い状況にあったと考えられる。これは先に示した河床底面近傍において，越流ケースは非越流ケースに比べて左岸方向の流れが小さくなっていることが原因と考えられる。左岸方向の流れが弱く，粒径の小さな砂粒が水路中央側の細

粒化領域に運ばれる量が減り，S_h/h_0=0.5 ケースについては左岸方向の流れが特に小さいことから細粒分が洗掘孔の縁に集中せずそのまま下流に輸送されたと考えられる。また Fig. 19, Fig. 20 に示すように，非越流ケースでは水路中央側の細粒化領域の位置において，馬蹄形渦によって流れが若干上向きとなり，その影響で局所的に河床近傍流速が低減されているが，越流ケースについてはその馬蹄形渦が顕著に存在しないために，流れが上向きに偏向することによる底面流速の低減域が形成されていない。この越流と非越流間の掃流力の違いが細粒化領域の形成に影響したことも，原因の一つと考えられる。

そして，どの混合砂河床を用いた実験においても，水制背後域に縦断方向に伸びる細粒化領域が形成された。これについては，どの越流状態においても水制頭部から水制背後域へ向かう細粒分を運ぶ河床近傍流れが存在していたことを意味しており，洗掘孔の河床勾配に逆らって後流渦が細粒分をより水制背後へと運搬したと考えられる。

越流ケースについては，Fig. 23(c)に見られるように水制直背後において局所的な細粒化領域が存在し，その細粒化域の下流側（水制位置から水制の長さ程度の位置）に粗粒化域，そしてその粗粒化域の下流側に長く細粒化域が作成されている。この部分的な粗粒化域については，非越流ケースでは見られない現象で特徴的である。これはFig. 24に示すように，平坦河床上の越流状態の水制背後には，水制上部を越えてくる流速の大きな流水によって水制背後に横断方向に軸を持つ渦が形成され，その渦によって水制直背後へと向かう底面流れが発生し，水制直背後領域に細粒分が運搬されたと考えられる。その水制を越えた流水が河床へ再付着する地点は，水制高S_h=2.5cmケースでは，水制の高さの５倍程度のところに位置し，底面渦による逆流域の長さも$5S_h$であった。ただし，水制背後の横断方向に軸を持つ底面渦は，Fig. 16(c)に示すように洗掘河床上の流れでは存在しておらず，水制周辺が洗掘することによって水制背後の流れ場も変化することが示されており，従って越流水制背後の細粒化小領域は洗掘過程の比較的初期に形成されたものと考えられる。

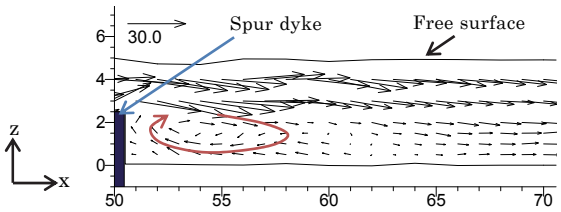


Fig. 24　Velocity vector (u, w) at the longitudinal section (y=5) on flat bed

4.　結論

本研究では，非越流型および越流型水制が河床地形および粒度変化にもたらす影響を明らかにするために，水制の高さを変化させた均一砂および混合砂河床の移動床実験を行った。水制の高さと局所洗掘の関係について考察し，水制高の異なる３ケースの洗掘河床における３次元流れ場の計測によって，水制高の違いがもたらす河床表層の粒度分布変化についても考察を行った。そして，非越流型だけでなく越流型の水制工設置によっても，多様な河床地形と粒度分布環境が創出されることが分かった。

本実験で得られた結果をまとめると以下のようになる。

（水制高と河床変化の関係）

[1]　同一の均一砂河床を用いて水制高のみを変化させた実験により，水制近傍の最大洗掘深については相対水制高（すなわち Overtopping ratio の逆数）とほぼ線形関係にあることを示し，水制周辺の洗掘深を予測する上で相対水制高が重要なパラメータとなることを示した。

[2]　非越流に近い越流状態と非越流状態の水制がつくりだす平衡状態に近い河床高の比較から，水制高が非越流になることによって水制上流側の洗掘の拡大よりも水制頭部下流側において洗掘が進む傾向が示され，越流状態内で相対水制高が高くなると進む平面的な洗掘傾向と傾向が異なることが明らかとなった。

[3]　洗掘過程後半の水制上流側と横断方向の洗掘孔拡大は，主に水中安息角による砂のずり落ち現象に支配されるために，その洗掘孔の平面的な大きさは，最大洗掘深と線形関係に近いことが実験結果より示された。

（初期粒度分布が越流型水制周辺の河床洗掘に与える影響）

[4]　均一砂河床と同様に，各混合砂においても相対水制高が大きくなるにつれて最大洗掘深および洗掘量が大きくなる傾向を示すことが分かった。そして，非越流型水制の実験結果と同様に，どの越流時の結果もσ_gが大きくなるにつれてアーマ・コートが形成されるまでに必要な洗掘深が小さくなり，最大洗掘深が小さくなる傾向が示された。

（水制高が洗掘河床の流れ場に与える影響）

[5]　準平衡状態河床の洗掘孔内における水制前面の流れ場において，馬蹄形渦による上昇流およ

び水制直前面の下降流の鉛直流速については，水制高の異なるケース間ではそれ程大きな差が見られないが，下降流の発生している幅については，水制が高いほど上流側に広いことが計測結果より示された。

［6］ 水制先端から下流へ拡がる洗掘深の比較的大きな領域において，非越流時が最も下降流の大きさとその縦断及び横断方向の範囲が大きく，水制高が低くなるにつれてその下降流の大きさと範囲が小さくなることが計測結果より示された。

［7］ 水制頭部近傍において水制高が高くなると下降流が強まり，その影響により馬蹄形渦の流れも強くなるため，水制先端から主流路側の河床近傍において，洗掘孔底部から斜面を駆け上がる左岸方向の河床近傍流れは，水制高が高い方が大きいことが示された。

［8］ 水制設置による洗掘孔形成によって，水制背後域だけでなく水制上流側の洗掘孔の縁部分にも局所的に流速が弱く淀んだ領域が形成されることが示された。

（水制高が河床表層の粒度変化与える影響）

［9］ 本実験の越流状態において，どの混合砂河床を用いた実験ケースにおいても水制背後域に細粒化領域が形成され，流れ場の計測によって非越流時と同様に，越流状態においても水制背後域へ細粒分を運ぶ顕著な後流渦が計測された。

［10］非越流実験では比較的顕著に形成された水路中央側の帯状細粒化領域については，越流状態ではその幅が狭くなり，水制高が低い越流ケースにおいてはその細粒化領域が形成されないケースも確認され，越流時は非越流状態に比べて水路中央側の帯状細粒化領域が形成され難いことが確認された。

［11］越流状態の洗掘の初期過程において，水制背後に横断方向に軸を持つ底面渦より底面近傍において逆流域が形成され，水制直背後に細粒化領域，そしてその下流に局所的な粗粒化領域が形成されることが確認された。

［12］水制頭部から下流に拡がる縦断方向に長い粗粒化域の横断方向の幅については，非越流時が最も広く水制高が低くなるにつれて粗粒化幅が狭く形成される傾向が示された。

本研究で行った一連の移動床実験の計測結果は，数値計算モデルの妥当性検証をする上で有効なデータである。越流型および非越流型水制周辺の局所洗掘現象において，河床形状および流れ場だけでなく河床表層の粒度分布まで計測した総合的なデータは少なく，今後の”粒度分布の空間変化を精度良く計算可能な河床変動モデルの構築”のための検証材料として有用である。

謝　辞

本稿の実験は，文部科学省の科学研究費補助金（若手研究（B），代表：張浩, No. 22760369）ならびに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）の助成を受けている。また，一部の実験については住友秀成君（現住友商事株式会社）の協力により実施している。ここに記して謝意を表する。

参考文献

鄭　載勲・冨永晃宏（2009）：高水敷に水制を有する複断面河道の流れ構造，水工学論文集，第53巻，pp. 913-918.

鈴木幸一・門田章宏・重松和恵・田中健治（2010）：T型・L型水制に起因する河床形状変化特性，水工学論文集，第54巻， pp. 817-822.

松本大三・冨永晃宏・石川光雄（2008）：越流型水制群を用いた河床変動創出に及ぼす透過性の影響，水工学論文集，第52巻， pp. 637-642.

水谷英朗・中川　一・川池健司・馬場康之・張浩（2011）：非越流・不透過型水制周辺の局所洗掘および粒度変化に関する研究，水工学論文集，第55巻，pp. 829-834.

Ghodsian, M., Vaghefi, M. (2009): Experimental study on scour and flow field in a scour hole around a T-shape spur dike in a 90° bend, International Journal of Sediment Research, Vol. 24, No.2, pp.145-158.

Masjedi, A., Dehkordi, V., Alinejadi, M., Taeedi, A. (2010): Experimental study on depth in around a T-shape spur dike in a 180 degree bend, Journal of American Science, 6 (10), pp. 886-892.

Masjedi, A., Nadri, A., Taeedi, A., Masjedi, I. (2010): Control of local scour at single L-shape spur cike with wing shape in flume bend, Journal of American Science, 6 (10), pp. 893-897.

Vaghefi, Md., Ghodsian, M., Neyshaboori, S. (2009): Experimental study on the effect of a T-shape spur dike length on scour in a 90° channel bend, The Arabian Journal for Science and Engineering, Vol. 34, No.2B, pp.337-348.

Local Scour and Sediment Sorting around a Spur Dyke

Hideaki MIZUTANI*, Hajime NAKAGAWA, Kenji KAWAIKE, Yasuyuki BABA and Hao ZHANG

* Graduate School of Civil and Earth Resources Engineering, Kyoto University, Japan

Synopsis

This paper presented an experimental study on the impact of both spur dyke height and grain size distribution on the bed topography and bed surface composition around an impermeable spur dyke. The importance of governing parameter, i.e. the relative spur dyke height, which is inverse number of overtopping ratio, was emphasized through quantitative evidences. It was found in the current experiments that the spatial progress pattern of scour-deposition in non-submerged and nearly non-submerged condition was different compared with full-submerged condition. Furthermore, in the submerged experiments using non-uniform sediment bed, it was found that the maximum scour depth decreased with the increased of the standard deviation as well as in non-submerged spur dyke experiments. The flow measurement around the spur dyke revealed the difference of three-dimensional flow structure under the different submergences of the spur dyke, and the relationship to the variation of the surface bed composition. It was also found that with the increase of the spur dyke height, the longitudinal coarse sediment region was expanded to transverse direction in the downstream region of the spur dyke head.

Keywords: Spur dyke, Non-uniform sediment, Grain-size variation, Relative spur dyke height

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Study on Piping Failure of Natural Dam

Ripendra AWAL, Hajime NAKAGAWA, Masaharu FUJITA, Kenji KAWAIKE, Yasuyuki BABA and Hao ZHANG

Synopsis

Natural dams may fail due to seepage or piping because they have not undergone systematic compaction and they may have high porosities. This may cause seepage through the dam that could potentially lead to failure by internal erosion (piping). In-depth knowledge of the mechanism of the dam failures by seepage or piping and measured data are still lacking. Extensive laboratory experiments are carried out to study enlargement of the pipe due to internal erosion and resulting outflow hydrographs by varying size of initial pipe, lake water level, lake water volume, slope and location of the pipe. This paper highlights limitations of simplified models used to predict outflow hydrograph due to piping failure of the dam based on experimental results and provides data set for the validation of numerical model. Experimental results show that the initial size, slope and location of pipes have significant effects on magnitude and occurrence time of peak discharge.

Keywords: piping, internal erosion, natural dam, outflow hydrograph, laboratory experiment

1. Introduction

Natural dam such as landslide dam and moraine dam are made up of a heterogeneous mass of unconsolidated or poorly consolidated material. It differs from constructed embankment dam in that it has no water barrier, filter zones or drain zones and it also has no channelized spillway. Nearly all upstream and downstream faces of natural dams are at the angle of repose of the materials. The failure of natural dam may occur with a variety of failure modes which includes overtopping, seepage or piping, and sudden sliding etc. Awal et al. (2008) attempted to derive graphical relationships to predict failure modes of landslide dam (overtopping failure, instantaneous slip failure and progressive failure) by laboratory experiments in the flume. However these relationships are derived based on number of assumptions. The failure modes depend on rate of water level rise in the upstream reservoir (which depends on flow condition, dam size, characteristics of dam, volume and shape of the reservoir etc.) and strength of the dam body. Thus if inflow discharge is very low the possibility of failure by progressive failure is high. The experimental result shows that peak discharge produced by progressive failure is higher than other failure modes. Similarly the data set of embankment dam failure shows higher peak discharge produced by seepage or piping compared with overtopping for higher dam factor (Awal et al., 2008). Therefore the study on seepage or piping failure of the dam is essential for the prediction of potential flood for flood risk assessment and management.

Natural dams may fail due to seepage or piping because they have not undergone systematic compaction and they may have high porosities (Schuster and Costa, 1986). This may cause seepage through the dam that could potentially lead

to failure by internal erosion (piping). Internal erosion of natural dam takes place when water that seeps through the dam carries soil particles away from the dam. If the seepage that discharges at the downstream side of the dam carries particles of soil, an elongated cavity or "pipe" may be eroded backward toward the natural lake through the dam or dam bed. When a backward-eroding pipe reaches the lake, a catastrophic breaching of the dam may occur.

Seeps occurred on the downstream face of many landslide dams. Several seepage points developed before overtopping of a recent landslide dam formed on 4th January, 2010 in Hunza River at Attabad, Pakistan. Piping hole also developed in the downstream face of the Tangjiashan Barrier Dam, China in 2008 (Liu et al., 2009). Piping and undermining caused the collapse of the landslide dam that impounded Lake Yashinkul in 1966 (Schuster and Costa, 1986). Some other landslide-dam failures in which seepage erosion probably was the major cause were the 1906 Cache Creek dam in northern California, the 1945 Cerro Condor-Sencca dam on the Mantaro River in Peru, and the 1973 Costantino dam on the Buonamico River of southern Italy (Meyer et al., 1994). The failure of Rio Toro landslide dam in Costa Rica in 1992 was due to retrogressive sliding caused by seepage and internal erosion (Mora et al., 1993). Allpacoma Landslide Dam (see Fig. 1) in Bolivia failed due to piping and overtopping (Hermanns, 2005). A tunnel about 1.5 m in diameter formed through the dam about 2 m below the dam crest due to erosion.



Fig. 1 Natural tunnel through a landslide dam in Allpacoma valley, La Paz, Bolivia, formed due to piping failure (Hermanns, 2005).

In the case of moraine dam, self-destruction of a moraine dam may cause by the spontaneous failure of a well weathered dam slope and seepage from the networks of drainage conduits developed in the dam (Yamada, 1998). Size and shape of the conduits change from season to season and year after year by being frozen/ disappearing during the winter and being re-opened/ newly created during the summer. A small conduit grows to a large one due to erosion by water weakening the dam as a whole. Outburst of the glacial lake in Boqu River, China in 1981 was due to piping that appeared at 20-30 m below the water level in the base of the moraine dam which caused the sudden failure of moraine dam (Xu, 1988).

Most of the dam break models used to predict flood hydrographs due to piping are based on simplified assumptions (Fread, 1988; Paquier, 1998; Loukola and Huokuna,1988; Mohamed et al., 2002). For example, the growth of zero sloped pipe is assumed uniformly along its length. In NWS BREACH model, it assumes that material above the pipe collapses when the water level in the reservoir falls below the top level of the pipe (Fread, 1988). Some other model assumes that the vault of the pipe fails when the diameter of the pipe reaches 2/3 of the dam height (Paquier, 1998). Very few studies are focused on physical modeling of piping failure and resulting floods of embankment dams (Morris and Hassan, 2005; Hanson et al., 2010). Internal erosion and piping failures in embankment dams have been described by Fell et al. (2001) as a four-phase process consisting of initiation, continuation, progression, and breach which is also applicable to natural dams. However this study focuses on piping failure (internal erosion) of natural dam with an assumption that a pipe leading from the upstream to the downstream face already exists. The physical processes involved in the piping failure are complex. In-depth knowledge of the mechanism of the dam failures by piping and measured data are still lacking. Extensive laboratory experiments are carried out to study enlargement of the pipe due to internal erosion and resulting outflow hydrographs by varying size of initial pipe, lake water level, lake water volume,

slope and location of the pipe.

2. Experimental Methods

The schematic diagram of the flume and other accessories used in the experiments are shown in Fig. 2. The rectangular flume of length 500cm, width 30cm and depth 50cm is used. The shape and size of the dam used in experiments for the flume slope of 5° is shown in Fig. 2. In the case of the flume slope of 2.5°, the upstream and downstream slope lengths of the dam are 27.5cm and 22.5cm

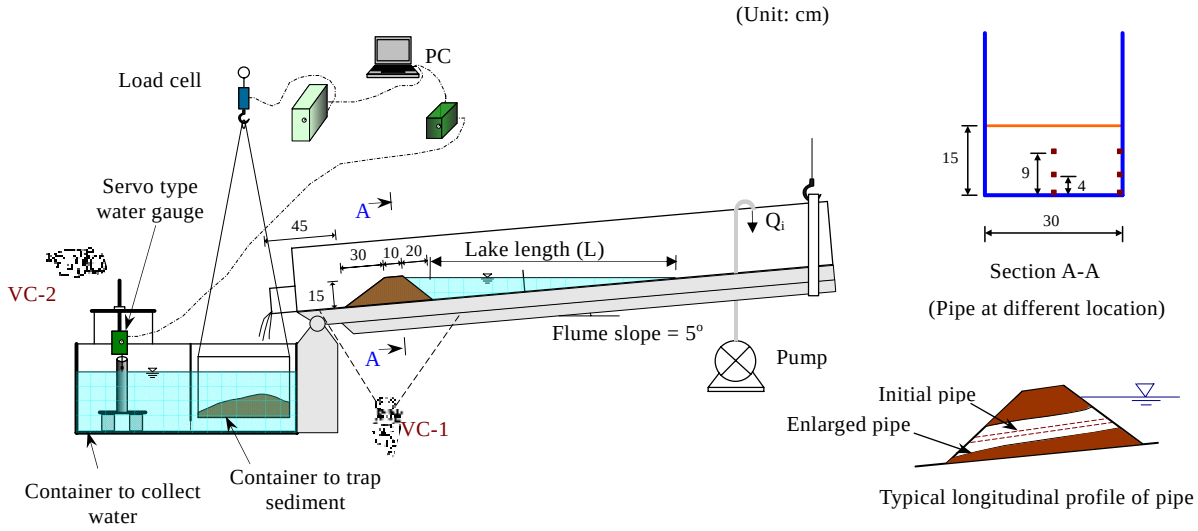


Fig. 2 Schematic diagram of the experimental setup.

Table 1 Summary of experiments

Expt. no.	Channel slope (°)	Initial size of pipe (mm x mm)	Location of pipe	Water depth at upstream toe of dam (H) (cm)	Lake length (L) (cm)	Lake water volume (cm^3)
1	5	10x10	Side-bottom	12.5	60	21426
2	5	10x10	Side-bottom	10	60	15626
3	5	10x10	Side-bottom	7.5	60	10110
4	5	7.5x7.5	Side-bottom	12.5	60	21426
5	5	7.5x7.5	Side-bottom	10	60	15626
6	5	7.5x7.5	Side-bottom	7.5	60	10110
7	5	10x10	Side-bottom	12.5	143.4	30559
8	5	10x10	Side-bottom	10	114.7	19558
9	5	10x10	Side-4cm up	12.5	143.4	30559
10	5	10x10	Side-4cm up	10	114.7	19558
11	5	10x10	Center-bottom	12.5	143.4	30559
12	5	10x10	Center-bottom	10	114.7	19558
13	5	10x10	Center-4cm up	12.5	143.4	30559
14	5	10x10	Center-4cm up	10	114.7	19558
15	2.5	10x10	Side-bottom	12.5	286.6	57552
16	2.5	10x10	Side-4cm up	12.5	286.6	57552
17	2.5	10x10	Side-9cm up	12.5	286.6	57552
18	2.5	10x10	Center-bottom	12.5	286.6	57552
19	2.5	10x10	Center-4cm up	12.5	286.6	57552
20	2.5	10x10	Center-9cm up	12.5	286.6	57552

Note: Pipe size 10 x 10 mm is Type: A and Pipe size 7.5 x 7.5 mm is Type: B.

respectively. The height of all dams is 15cm.

In order to form an eroded pipe the dam material must be strong enough to form a roof to keep the shape of the pipe. Dam material with sufficient fines content (% finer than 0.075mm > 15%) and partially saturated dams are favorable conditions for progression of erosion ability to support a roof (Fell and Foster, 2000). Silica sand of number 8 (D_{50} = 0.05mm) was used to prepare the dam with different sized pipes in the flume. The particle size distribution curve of sand number 8 is shown in Fig. 3. Water was mixed with silica sand to make initial saturation of about 16% in all prepared dam. An artificial pipe was created in the dam body at the bottom, 4 cm up and 9 cm up from the flume bed at the center or side of the flume by using different square-shaped metal rods (see Fig. 2, Section A-A). After filling the upstream lake to the desired level, the inflow was stopped (Q_{in} = 0). Then the steel rod was removed from the dam to initiate internal erosion of the pipe. The initiation stage of piping was not studied but attention was focused on growth of an initial pipe. In the beginning the pipe was enlarged due to erosion of the dam material in the pipe (see Fig. 2, Typical longitudinal profile of the pipe). The top part of the dam above the pipe may collapse or stable based on size of enlarged pipe, properties of the dam material and lake water volume. In the case of stable top, erosion of the pipe was occurred from bottom and sides when flow was changed to free surface flow.

Load cell and servo type water gauge were used to measure sediment and total flow in the downstream end of the flume. Two video cameras were used to capture enlargement of the pipe from side and front of the dam. The summary of experiments is shown in Table 1.

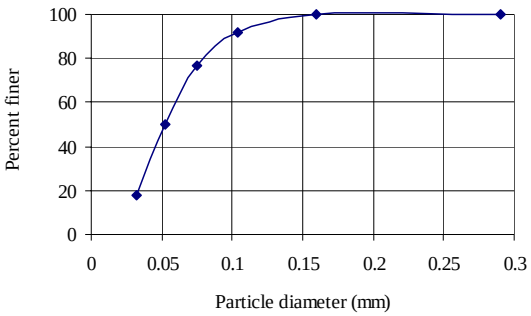


Fig. 3 Grain size distribution of sand used to prepare dam.

3. Results and Discussions

Numbers of experiments were done to study piping failure (internal erosion of the pipe) of natural dam and outflow hydrograph by varying water level in the upstream lake, initial size of the pipe, lake water volume, location of the pipe and pipe slope. In all experiments fine sediment is used to prepare dam, so the top part of the dam above the pipe is stable.

3.1 Effect of different lake water levels

Fig. 4 shows the outflow hydrographs due to piping under different lake water level. Flow through the pipe is directly proportional to hydrostatic head on the pipe, so the resulting peak discharge is higher for higher lake water level. The final shape of the enlarged pipe is bigger for higher lake water level in the lake as shown in Fig. 5 and Fig. 6. The enlargement of the pipe is not uniform along its length.

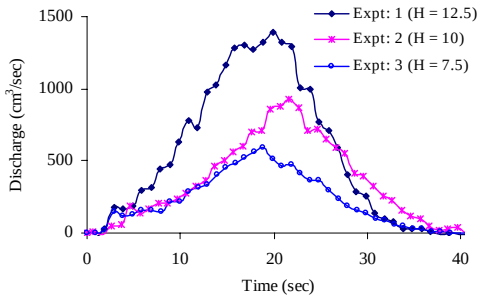


Fig. 4 Outflow hydrographs (Different lake water level).

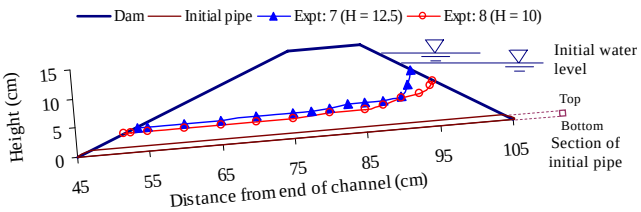


Fig. 5 Side view of final shape (top and bottom) of enlarged pipe.

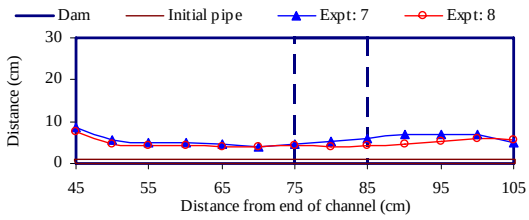


Fig. 6 Plan view of final shape of enlarged pipe and dam.

3.2 Effect of initial size of pipes

Fig. 7 shows the outflow hydrographs due to piping under pipes with different initial sizes. The size of the pipe developed after flowing full water of the lake is slightly smaller than that in the case of initial pipe of Type B (7.5 x 7.5 mm). Thus peak discharges produced by initial pipe size of Type B (Expt: 4 and 5) are also slightly lower than that produced by initial pipe size of Type A (Expt: 1 and 2). However, it takes more time to enlarge the pipe in the cases of initial pipe size of Type B, so time-to-peak is higher in these cases.

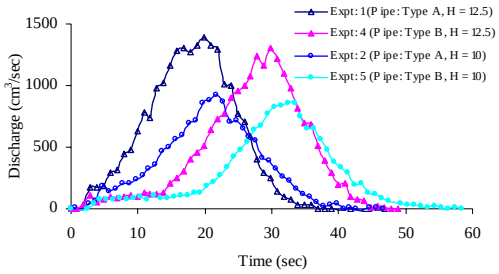


Fig. 7 Outflow hydrographs (Different initial sized pipe).

3.3 Effect of different lake water volumes

Fig. 8 shows the outflow hydrographs due to piping under different lake water volume. For the same initial pipe size and lake water level, the peak discharges produced by lakes with large lake water volume are higher than small lake water volume. The rate of drawdown in lakes with relatively large lake water volume for a given water level is slow compared with small lake water volume, which affects the enlargement of the pipe and peak discharge. The enlargement of the pipe in the upper part is bigger for large lake water volume as shown in Fig. 9 and Fig. 10.

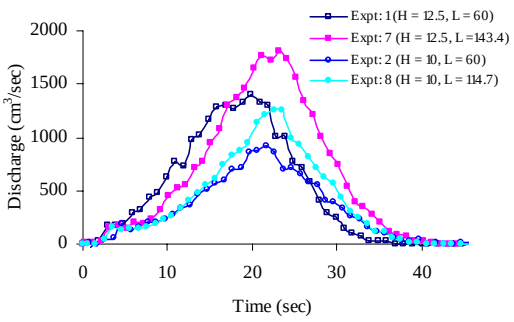


Fig. 8 Outflow hydrographs (Different lake water volume).

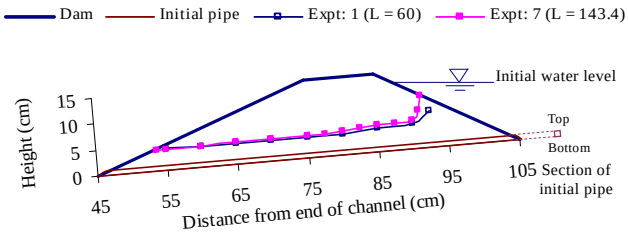


Fig. 9 Side view of final shape (top and bottom) of enlarged pipe (H = 12.5cm).

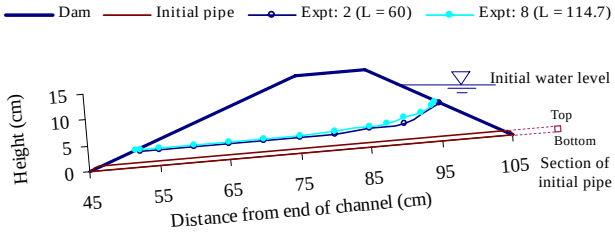


Fig. 10 Side view of final shape (top and bottom) of enlarged pipe (H = 10cm).

3.4 Effect of different vertical location of pipes

Expt: 15, 16 and 17 were carried out with initial pipes at different level. The enlargement of the pipe and erosion of the dam at different time steps in three cases are shown in Fig. 11, Fig. 12 and Fig. 13. The failure processes in three cases were different. When the location of the pipe was at the bottom of the dam the failure was due to enlargement of the pipe. When the location of the pipe was at 4 cm up from the flume bed the failure was partly due to enlargement of the pipe and partly due to headcut erosion. Headcut erosion initiates at the outlet of the pipe and progress upstream internally during erosion process due to development and migration of headcut. Physical model test of large scale earthen embankment dam showed similar process before collapse of the top part of the dam above pipe (Hanson et al., 2010). When the location of initial pipe was at 9 cm up from the flume bed the hydrostatic head on the pipe was not sufficient to enlarge the pipe. In this case the dam was failed due to headcut erosion of the dam due to free surface flow. The erosion of downstream face proceeded upstream and big flood occurred when it reached near the lake water. Thus the shape of hydrograph, magnitude of peak discharge and time to peak are different according to location of pipes at different level as shown in Fig. 14.

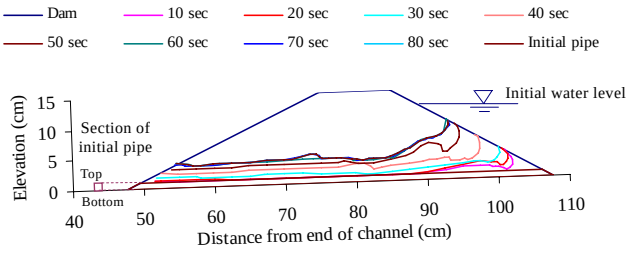


Fig. 11 Side view of temporal change (top and bottom) of the pipe at different time step (pipe at bottom) – Expt: 15.

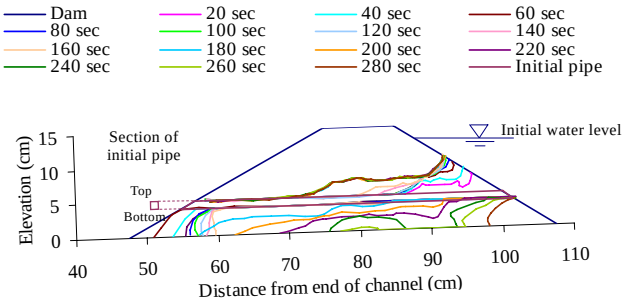


Fig. 12 Side view of temporal change (top and bottom) of the pipe at different time step (pipe at 4cm up) – Expt: 16.

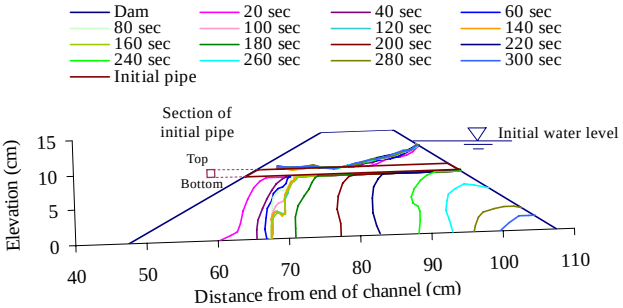


Fig. 13 Side view of temporal change (top and bottom) of the pipe at different time step (pipe at 9cm up) – Expt: 17.

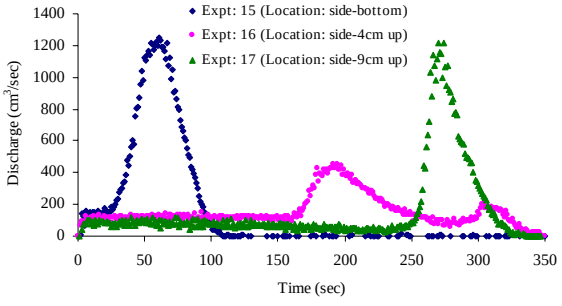


Fig. 14 Outflow hydrographs (Pipes at different vertical location).

3.5 Effect of different lateral location of pipes

For the same lake water level, volume, initial pipe size and slope of the pipe the outflow hydrograph depends on different lateral location of the pipe as shown in Fig. 15. Peak discharge is higher when the pipe is located at the center of the dam where enlargement is possible in all sides for the pipe at the "center-4 cm up" and three sides for the pipe at the "center-bottom". Location of the pipe significantly affect rate of the pipe enlargement and hence flood hydrograph. However, most of the existing models are based on assumption that enlargement will occur from all sides of the pipe.

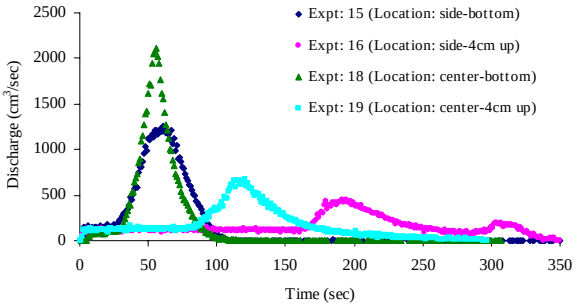


Fig. 15 Outflow hydrographs (Pipes at different lateral location).

3.6 Effect of pipe slope

In all experiments the initial slope of the pipe is parallel to the flume bed. Fig. 16 shows the comparison of outflow hydrographs for the pipe slope of 5^{o} and 2.5^{o}. Enlargement of the pipe in the case of steeper flume/pipe slope is faster, so peak discharge occurred earlier and magnitude of peak discharge is also higher even if the volume of upstream lake water is smaller (see Fig. 16 and Fig. 17). The existing models assume zero sloped pipe, so these models will underestimate flood discharge

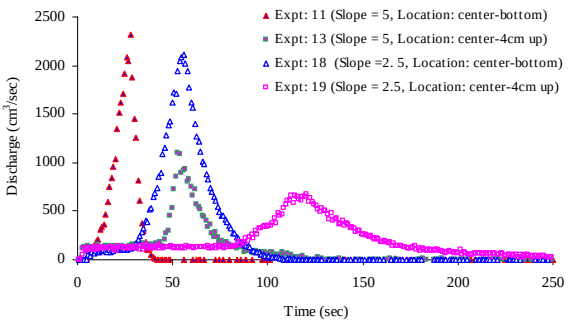


Fig. 16 Outflow hydrographs (Different pipe slope).

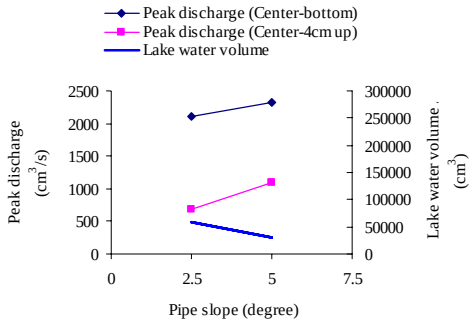


Fig. 17 Comparison of peak discharge for different pipe slope.

if the slope of the pipe developed in the dam is steeper.

3.7 Effect in outflow hydrograph after flow changes from pressure flow to free surface flow

When flow changes from pressure flow in the pipe to free surface flow the flow discharge may increase based on progress of seepage flow in the dam, headcut erosion and size of the enlarged pipe. As already explained, the enlargement of the pipe depends on hydrostatic head on the pipe and slope of the pipe. In Fig. 18 red line indicates the time at which flow changes from pressure flow to free surface flow in the pipe. Outflow hydrograph of Expt: 9 shows sudden decrease in flow discharge where as Expt: 10 and Expt: 16 show increasing trend of flow discharge for short time period. The simplified assumption of NWS BREACH model, collapse of remaining material of the dam body when flow changes from orifice control to weir-control, always produce decrease in flood discharge for short time period is not valid for the dam in which the remaining material of the dam body is stable.

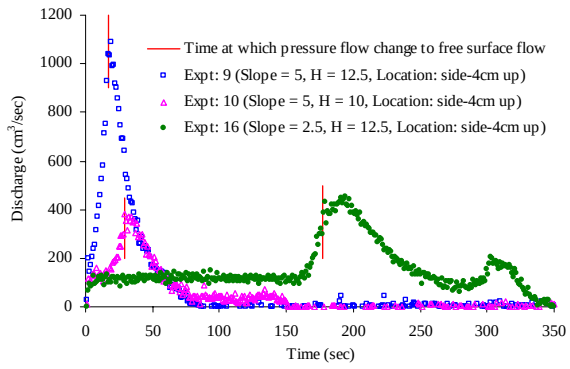


Fig. 18 Outflow hydrographs (Change in flow condition).

4. Conclusions

Laboratory experiments were performed to study enlargement of piping and resulting outflow hydrograph. The outflow hydrographs due to piping failure of natural dam depends on lake water level, initial size of the pipe, lake water volume, slope and location of the pipe. For the same lake water level and volume, the size of the enlarged pipe and peak discharge is slightly lower in the case of smaller initial pipe size. However peak discharge occurred just after sufficient enlargement of the pipe, so there is time lag between occurrences of peak discharge in different sized pipes. For the same lake water level, same size and slope of the pipe the failure process depends on location of the pipe. Dam may fail by i) enlargement of piping, ii) enlargement of piping and headcut erosion and iii) headcut erosion based on location of the pipe at different level. Enlargement of the pipe in the case of steeper flume/pipe slope is faster, so the peak discharge occurred earlier and magnitude of the peak discharge is also higher even if the volume of upstream lake water is smaller for steeper slope.

Experimental results show non uniform enlargement of the pipe along its length, different magnitude and occurrence time of peak discharge for different initial size, location and slope of the pipe. Headcut erosion of the pipe occurs internally during the erosion process. The assumption of unrealistic failure of the material above the pipe may underestimate peak discharge if the remaining part of the dam is stable even if pressure flow in the pipe changed to free surface flow. For the improvement of model to predict outflow hydrograph due to piping failure of the dam we have to consider these phenomenons. The experimental results and data set will provide an opportunity to improve existing model to estimate flood hydrograph due to piping failure of natural dam.

The piping failure also depends on the strength of the dam material, so further study on different dam material and dam shape is essential to study the collapse of the top part of the dam above the pipe and resulting flood hydrograph.

Acknowledgements

This work was supported by the Japan Society for the Promotion of Science Postdoctoral Fellowship Program (grant-in-aid P 09080). The authors are grateful to Mr. Hiroshi Teraguchi and Mr. Hideaki Mizutani for their help to prepare abstract in Japanese.

References

Awal, R., Nakagawa, H., Kawaike, K., Baba, Y. and Zhang, H. (2008): Experimental study on prediction of failure mode of landslide dams, Proceedings of Fourth International Conference on Scour and Erosion (ICSE-4), pp. 655-660.

Fell, R., Wan, C. F. Wan, Cyganiewicz, J. and Foster, M. (2001): The time for development and detectability of internal erosion and piping in embankment dams and their foundations, UNICIV Rep. No. R-399, University of New South Wales.

Fell, R. and Foster, M. (2000): The internal erosion and piping process, ASDSO-FEMA Workshop.

Fread, D. L. (1988): BREACH: An erosion model for earthen dam failures, U.S. National Weather Service, Office of Hydrology, Silver Spring, Maryland (revised 1991).

Hanson, G. J., Tejral, R. D., Hunt, S. L. and Temple, D. M. (2010): Internal Erosion and Impact of Erosion Resistance, Collaborative Management of Integrated Watersheds, 30th Annual USSD Conference, pp.773-784.

Hermanns, R. (2005): All Clear for Allpacoma Landslide Dam, MAP: GAC Newsletter, Vol.5, No.1.

Liu, N., Zhang, J. X., Lin, W., Cheng, W. Y. and Chen Z. Y. (2009): Draining Tangjiashan barrier lake after Wenchuan earthquake and the flood propagation after the dam break, Science in China Series E: Technological Sciences, Vol.52, No.4, pp.801-809.

Loukola, E. and Huokuna, M. (1998): A numerical erosion model for embankment dams failure and its use for risk assessment, in Morris, M. ed. CADAM – Concerted Action on Dambreak Modeling, Munich, Germany.

Meyer, W., Schuster, R. L. and Sabol, M. A. (1994): Potential for Seepage Erosion of Landslide Dam, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.120, No.7, pp.1211-1228.

Mohamed, M., Samuels, P. G., Morris, M. W. and Ghataora, G. S. (2002): Improving the accuracy of prediction of breach formation through embankment dams and flood embankments, in Bousmar and Zech eds. Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics, River Flow 2002, Louvain-la-Neuve, Belgium.

Mora, S., Madrigal, C., Estrada, J. and Schuster, R. (1993): The 1992 Rio Toro landslide dam, Costa Rica, Landslide News, Vol. 7, pp.19-21.

Morris, M. W. and Hassan, M.A.A.M. (2005): IMPACT: Breach formation technical report (WP2), IMPACT.

Paquier, A., Nogues, P. and Herledan, R. (1998): Model of Piping in order to compute dam-break waves, in Morris, M. ed. CADAM – Concerted Action on Dambreak Modeling, Munich, Germany.

Schuster, R.L., and Costa, J.E. (1986): A perspective on landslide dams, in Schuster, R.L., ed., Landslide Dams: Processes, Risk, and Mitigation: ASCE Geotechnical Special Publication No. 3, pp.1-20.

Xu, D. (1988): Characteristics of debris flow caused by outburst of glacial lake in Boqu river, Xizang, China, 1981, GeoJournal, Vol.17(4), pp.569-580.

Yamada, T. (1998): Glacier lake and its outburst flood in the Nepal Himalaya, Japanese Society of Snow and Ice, Data Centre for Glacier Research, Monograph No.1.

パイピングによる天然ダム崩壊に関する研究

Ripendra AWAL・中川一・藤田正治・川池健司・馬場康之・張浩

要　旨

天然ダムは，均等に圧縮されていない場合や高い空隙を有していると浸透流やパイピングにより崩壊することがある。浸透流は内部浸食（パイピング）の原因となり，内部浸食はダム崩壊をもたらす可能性を有している。浸透流やパイピングによるダム崩壊メカニズムについては，詳細な情報や計測データはまだまだ不十分である。本研究では，多数の実験を実施し，内部浸食よるパイプの拡大を調査した。初期パイプの大きさや，貯水位，貯水量，斜面，パイプの位置を変更し，流出ハイドログラフの結果について考察を行った。本稿は，簡易化された数値解析モデルでは，パイピングによるダム崩壊の流出ハイドロにおいて予測精度に限界があることを示し，そのパイピングによるダム崩壊を予測する数値解析モデル構築のためのデータを提供するものである。そして，実験結果より，初期サイズ，勾配およびパイプの位置は，流出ハイドロのピーク流量の発生時期とその大きさに重大な影響を与えることを示した。

キーワード：パイピング，内部浸食，天然ダム，流出ハイドログラフ，実験

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Experimental and Numerical Study of Rainfall Induced Slope Failure

Ram Krishna REGMI*, Hajime NAKAGAWA, Kenji KAWAIKE, Yasuyuki BABA and Hao ZHANG

* Department of Civil and Earth Resources Engineering, Kyoto University

Synopsis

The purpose of this study was to predict the failure surface of a slope due to rainfall. Numerical and experimental study was performed to investigate the mechanism of the slope failure. Slope stability analysis was carried out in three dimensions using the pore water pressure and the moisture content calculated by three dimensional seepage flow model. Only a conventional water-phase seepage flow model as well as the water-air two-phase seepage flow model, coupled with two dimensional surface flow and erosion/deposition model, were used for seepage analysis. In numerical analysis, the influence of pore air on seepage and slope stability was found to be less significant.

Keywords: seepage analysis, variably saturated soil, slope stability, failure surface

1. Introduction

Slope failures in residual soils are common in many tropical countries particularly during periods of intense rainfall. The location of the groundwater table in these slopes may be in deep below the ground surface and the pore-water pressures in the soil above the groundwater table are negative to atmospheric conditions. This negative pore-water pressure, referred to as matric suction when referenced to the pore-air pressure that contributes towards the stability of unsaturated soil slopes (Fredlund and Rahardjo, 1993; Rahardjo et al., 1995; Griffiths and Lu, 2005). Under the influence of rainfall infiltration, water seepage can cause a gradual loss of matric suction in an unsaturated soil slope. As the hydraulic properties of the soil with respect to matric suction are often highly nonlinear, rapid changes in pore-water pressure have a significant effect on the soil strength, and therefore on the stability of the slope.

Rainfall-induced slope failures are generally caused by increased pore pressures and seepage forces during periods of intense rainfall (Terzaghi 1950; Sidle and Swanston 1982; Sitar et al. 1992; Anderson and Sitar 1995; Wang and Sassa 2003). The effective stress in the soil will be decreased due to the increased pore pressure and thus reduces the soil shear strength, eventually resulting in slope failure (Brand 1981; Brenner et al. 1985). In tropical areas, slope failures due to rainfall infiltration are quite usual. These slopes remain stable for a long time before the rainstorms (Brand 1984; Toll 2001). During the rainfall, a wetting front goes deeper into the slope, resulting in a gradual increase of the water content and a decrease of the negative pore-water pressure. This negative pore-water pressure is referred to as matric suction when referenced to the pore air pressure that contributes towards the stability of unsaturated soil slopes. The loss of suction causes a decrease in shear strength of the soil on the potential failure surface and finally triggers the failure (Rahardjo et al. 1995; Ng and Shi 1998).

During intense rainfall events the variations in pore water pressures distributed within the soil are highly variable depending on the hydraulic conductivity, topography, degree of weathering, and fracturing of the soil. Pore water pressure increases may be directly related to rainfall infiltration and percolation or may be the result of the build-up of a perched or groundwater table (Terlien, 1998). The response of the material involved is largely dependent on its permeability. In high-permeability soils the build-up and dissipation of positive pore pressures during intense precipitation events could be very rapid (Johnson and Sitar, 1990). In these cases slope failures are caused by high intensity rainfall and antecedent rainfall has little influence on landslide occurrence (Corominas, 2001). On the contrary, in low-permeability soils slope failures are caused by long duration-moderate intensity rainfall events; in fact, the reduction in soil suction and the increase in pore water pressures due to antecedent rainfall, considered a necessary condition for landslide occurrence (Sanderson et al., 1996; Wieczorek, 1987).

Various physically based models coupling the infinite slope stability analysis with the hydrological modeling were developed assuming steady or quasi-steady water table and groundwater flows parallel to hill slope (Montgomery and Dietrich 1994; Wu and Sidle 1995; Borga et al. 1998). With approximation of Richards' equation (1931) valid for hydrological modeling in nearly saturated soil, Iverson (2000) further developed a flexible modeling framework of shallow landslide. Baum et al. (2002) proposed an extension version of Iverson's model to consider variable rainfall intensity into account for hill slope with finite depth. Tsai and Yang (2006) modified Iverson's model by amending the boundary condition at the top of the hill slope to consider more general infiltration process instead of constant infiltration capacity. The physically based model with the hydrological modeling in nearly saturated soil (Iverson 2000; Baum et al. 2002; Tsai and Ynag 2006) was commonly used for the assessment of shallow landslides triggered by rainfall due to its simplicity (Crosta and Frattini 2003; Keim and Skaugset 2003; Frattini et al. 2004; Lan et al. 2005; D'Odorico et al. 2005; Tsai 2007). Tsai et al. (2008) developed a physically based model not only by using the complete Richards' equation with the effect of slope angle, but also by adopting the extended Mohr-Coulomb failure criterion (Fredlund et al. 1978) to describe the unsaturated shear strength.

Sassa (1972, 1974) carried out a series of flume tests and concluded that the changes in rigidity of sand and upper yield strain within a slope are essential to the analysis of slope stability. Fukuzono (1987) conducted experiment to examine the conditions leading up to slope failure using nearly actual-scale slope models providing heavy rainfall. Crozier (1999) tested a rainfall-based landslide-triggering model developed from previous landslide episodes in Wellington City, NewZealand, which referred to as the Antecedent Water Status Model, to provide a potentially useful level of prediction of landslide occurrence by providing a 24-hour forecast. Sharma (2006) carried out experimental and numerical studies to investigate effects of slope angle on the moisture movement on unsaturated soil and further on the slope stability, and also analyzed the difference in failure pattern and moisture movement in single and two layers of soil with different hydraulic conductivities. Tsustumi and Fujita (2008) investigated several landslide sites and used physical experiment and numerical simulation with the combination of rainwater infiltration for the analysis of slope stability. Mukhlisin and Taha (2009) developed numerical model to estimate the extent of rainwater infiltration into an unsaturated slope, the formation of a saturated zone, and the change in slope stability. Then, the model was used to analyze the effects of soil thickness on the occurrence of slope failure.

The above discussed numerical studies are applicable only for two dimensional analyses; however failure of slopes occurs in three dimensions. There is not only water phase but also air phase in soil slopes. Both the pore air and pore water will have influence on the seepage flow, but all the above mentioned studies have neglected the air flow on seepage analysis. In looking at the behaviour of unsaturated soils, some authors (e.g. Dakshanamurthy et al, 1984) incorporate airflow within the soil, and it is clear that this aspect can be significant to the overall behaviour of the soil.

Therefore, numerical study in three dimensions is necessary for seepage analysis and slope stability analysis with considering the effects of air phase in the seepage.

In this study the analysis of slope failure due to rainfall was investigated using pore water pressure and moisture content calculated by only a conventional water-phase seepage flow model as well as the water-air two-phase seepage flow model. Janbu's simplified method was incorporated into dynamic programming to locate the critical slip surface of a general slope. Simulation results were compared with the experimental results obtained so as to evaluate the capability of the model.

2. Numerical Modeling

Numerical models can be valuable tools in the prediction of seepage and the slope stability analysis. In the present analysis single-phase seepage flow model calculates the pore water pressure and moisture content inside the body of the considered model slope where as the two-phase model calculates the pore water pressure, pore air pressure, and moisture content. Necessary surface water head for the seepage flow model was evaluated using surface flow and erosion/deposition model. Slope stability model uses the pore water pressure and moisture content obtained by the seepage flow model as well as surface water head obtained by the surface flow and erosion/deposition model as in put data to calculate the critical slip surface and the corresponding factor of safety simultaneously.

2.1 Seepage flow model

Following pressure based Richards' equation valid for variably saturated soil was used in conventional 3D seepage flow model for calculating the change in pore water pressure inside the model slope (Awal et al., 2009).

$$\left(C + S_w S_s\right)\frac{\partial h_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x}\left(K_x \frac{\partial h_w}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(K_y \frac{\partial h_w}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(K_z\left(\frac{\partial h_w}{\partial z} + 1\right)\right) \quad (1)$$

where, h_w is the water pressure head; K_x, K_y and K_z are the hydraulic conductivity in x, y and z direction respectivel; $C=\partial\theta_w/\partial h_w$ is the specific moisture capacity, θ_w is the soil volumetric water content; S_w is the saturation ratio; S_s is the specific storage; t is the time; x and y are the horizontal spatial coordinates; and z is the vertical spatial coordinate taken as positive upwards.

In order to solve the equation (1) following constitutive relationships proposed by van Genuchten (1980) are used for establishing relationship of moisture content and water pressure head (θ_w-h), and unsaturated hydraulic conductivity and moisture content(K-θ_w):

$$S_e = [1 + (|\alpha h_w|)^{\eta}]^{-m} \quad (2)$$

$$S_e = \frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (3)$$

$$K = K_s S_e^{0.5}[1 - (1 - S_e^{1/m})^m]^2 \quad (4)$$

where, S_e is the effective saturation; α and η are empirical parameters; θ_s and θ_r are saturated and residual moisture content respectively; K_s is the saturated hydraulic conductivity; and $m=1-1/\eta$.

For 3D water-air two-phase seepage flow analysis, following equations are derived for the simultaneous flow of water and air based on the 1D flow equations (Touma, and Vauclin, 1986).

Water-phase equation

$$C\left(\frac{\partial h_a}{\partial t} - \frac{\partial h_w}{\partial t}\right) = \frac{\partial}{\partial x}\left(K_{wx}\frac{\partial h_w}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(K_{wy}\frac{\partial h_w}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(K_{wz}\left(\frac{\partial h_w}{\partial z} + 1\right)\right) \quad (5)$$

Air-phase equation

$$\left(\left(n - \theta_w\right)\frac{\rho_{oa}}{h_o} - \rho_a C\right)\frac{\partial h_a}{\partial t} + \rho_a C\frac{\partial h_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x}\left(\rho_a K_{ax}\frac{\partial h_a}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\rho_a K_{ay}\frac{\partial h_a}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\rho_a K_{az}\left(\frac{\partial h_a}{\partial z} + \frac{\rho_a}{\rho_{ow}}\right)\right) \quad (6)$$

where, h_a is the air pressure head; h_o is the atmospheric pressure expressed in terms of water column height; $C= \partial\theta/\partial h_c$ is the specific moisture capacity; $h_c = h_a - h_w$ is capillary head; n is the porosity of soil; ρ_a is density of air; ρ_{oa} is density of

air at the atmospheric pressure; ρ_{ow} is density of water at the atmospheric pressure; K_{wx}, K_{wy} and K_{wz} are the hydraulic conductivity in x, y and z directions respectively; and K_{ax}, K_{ay} and K_{az} are the air conductivity in x, y and z directions respectively.

In order to solve the equations (5) and (6) following constitutive relationships proposed by van Genuchten (1980) are used:

$$S_e = [1 + (\alpha h_c)^{\eta}]^{-m} \tag{7}$$

$$S_e = \frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \tag{8}$$

$$K_w = K_{ws} S_e^{0.5} [1 - (1 - S_e^{1/m})^m]^2 \tag{9}$$

$$K_a = K_{as} (1 - S_e)^{0.5} [(1 - S_e^{1/m})]^{2m} \tag{10}$$

where, K_{ws} is the saturated hydraulic conductivity; $K_{as}=K_{ws}$ (μ_w/μ_a) is the saturated air conductivity; and μ_w and μ_a are dynamic viscosity of water and air respectively. $\mu_w = 1.002\times10^{-2}$ NS/m^2 and $\mu_a = 1.83\times10\text{-}5$ NS/m^2 at $20°c$.

Numbers of methods are available for the numerical solution. In several 1D variably saturated flow studies, finite difference schemes have been widely used (e.g. Day and Luthin, 1956; Freeze, 1969; Kirkby, 1978; Dam and Feddes 2000; Vasconcellos and Amorim, 2001). However, fewer researchers have used finite differences to solve variably saturated flow problems in higher dimensions. In this study, the equations (1), (5) and (6) are solved by line successive over relaxation (LSOR) scheme used by Freeze (1971a, 1971b, 1978) by an implicit iterative finite difference scheme.

2.2 Surface flow and erosion/deposition model

The mathematical model developed by Takahashi and Nakagawa (1994) was used to investigate the surface flow and erosion/deposition on the surface of the model slope. The depth-wise averaged two-dimensional momentum equations for the x-wise (down valley) and y-wise (lateral) directions are:

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \beta \frac{\partial (uM)}{\partial x} + \beta \frac{\partial (vM)}{\partial y} = gh \sin\theta_{bxo} - gh\cos\theta_{bxo} \frac{\partial (h + z_b)}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_T} \tag{11}$$

and

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \beta \frac{\partial (uN)}{\partial x} + \beta \frac{\partial (vN)}{\partial y} = gh \sin\theta_{byo} - gh\cos\theta_{byo} \frac{\partial (h + z_b)}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_T} \tag{12}$$

The continuity of the total volume is

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = i_b \{c_* + (1 - c_*) s_b\} + R - I \tag{13}$$

The continuity equation of the particle fraction is

$$\frac{\partial (ch)}{\partial t} + \frac{\partial (cM)}{\partial x} + \frac{\partial (cN)}{\partial y} = i_b c_* \tag{14}$$

The equation for the change of bed surface elevation is

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = -i_b \tag{15}$$

where, M $(=uh)$ and N $(=vh)$ are the flow discharge per unit width in x and y directions; u and v are depth averaged velocities in x and y directions; h is the water depth; g is the gravitational acceleration; β is the momentum correction factor; ρ_T is the mixture density; τ_{bx} and τ_{by} are the bottom shear stresses in x and y directions; R is the rainfall intensity; I is the infiltration rate; s_b is the degree of saturation in the bed; i_b is the rate of hydraulic erosion or deposition from the flowing water; c is the sediment concentration in the flow; c_* is the maximum sediment concentration in the bed; and z_b is the erosion or deposition thickness measured from the original bed elevation.

Takahashi (1991) categorized the flow as: a) stony debris flow ($c \geq 0.4c_*$), b) immature debris flow ($0.4c_* > c \geq 0.1c_*$) and c) turbulent flow ($c < 0.1c_*$); based on sediment concentration in the flow and proposed different flow resistance equations for each types of flow.

For stony debris flow

$$\tau_{bx} = \frac{1}{8}\left(\frac{d_m}{h}\right)^2 \sigma \lambda^2 u\sqrt{u^2 + v^2} = \frac{\rho_T}{8}\left(\frac{d_m}{h}\right)^2 \frac{u\sqrt{u^2 + v^2}}{\{c + (1-c)\rho/\sigma\}\{(c_*/c)^{1/3} - 1\}^2} \tag{16}$$

$$\tau_{by}=\frac{1}{8}\left(\frac{d_m}{h}\right)^2\sigma\lambda^2 u\sqrt{u^2+v^2}= \frac{\rho_T}{8}\left(\frac{d_m}{h}\right)^2\frac{v\sqrt{u^2+v^2}}{\{c+(1-c)\rho/\sigma\}\{(c_*/c)^{1/3}-1\}^2} \quad (17)$$

For immature debris flow

$$\tau_{bx}=\frac{\rho_T}{0.49}\left(\frac{d_m}{h}\right)^2 u\sqrt{u^2+v^2} \quad (18)$$

$$\tau_{by}=\frac{\rho_T}{0.49}\left(\frac{d_m}{h}\right)^2 v\sqrt{u^2+v^2} \quad (19)$$

For turbulent flow

$$\tau_{bx}=\frac{\rho g n^2 u\sqrt{u^2+v^2}}{h^{1/3}} \quad (20)$$

$$\tau_{by}=\frac{\rho g n^2 v\sqrt{u^2+v^2}}{h^{1/3}} \quad (21)$$

where, n is the Manning's roughness coefficient and dm is the mean diameter of particles.

The erosion velocity for unsaturated bed given by Takahashi (1991) is as follows.

$$\frac{i_b}{\sqrt{gh}}=K_e\sin^{3/2}\theta_b \left\{1-\frac{\sigma-\rho_T}{\rho_T}c\left(\frac{\tan\phi}{\tan\theta}-1\right)\right\}^{1/2} \cdot\left(\frac{\tan\phi}{\tan\theta}-1\right)(c_\infty-c)\frac{h}{d_m} \quad (22)$$

where, ø is the internal friction angle of the bed, K_e is the parameter of erosion velocity and c_∞ is the equilibrium solids concentration. c_∞ is defined by the following equations (Nakagawa et al., 2003).

For stony debris flow (*tanθ>0.138*)

$$c_\infty=\frac{\rho\tan\theta}{(\sigma-\rho)(\tan\phi-\tan\theta)} \quad (23)$$

For immature debris flow (*0.138≥tanθ>0.03*)

$$c_\infty=6.7\left\{\frac{\rho\tan\theta}{(\sigma-\rho)(\tan\phi-\tan\theta)}\right\}^2 \quad (24)$$

For turbulent flow (*0.03≥tanθ*)

$$c_\infty=\frac{(1+5\tan\theta)\tan\theta}{\sigma/\rho-1} \left(1-\alpha_0^2\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right)\left(1-\alpha_0\sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right) \quad (25)$$

Where, θ is water surface gradient, and

$$\alpha_0^2=\frac{2\{0.425-(\sigma/\rho)\tan\theta/(\sigma/\rho-1)\}}{1-(\sigma/\rho)\tan\theta/(\sigma/\rho-1)} \quad (26)$$

$$\tau_{*_c}=0.04\times10^{1.72\tan\theta} \quad (27)$$

$$\tau_*=\frac{h\tan\theta}{(\sigma/\rho-1)d_m} \quad (28)$$

in which τ_{*c} is the non-dimensional critical shear stress and τ_* is the non-dimensional shear stress.

If the slope is steeper than about 9 degrees and $c_{s\infty}$ by equation (29) calculates the value less than c_∞

$$c_{s\infty}=6.7c_\infty^2 \quad (29)$$

and for the slope on which $c_{s\infty}$ by equation (29) count less than 0.01, $c_{s\infty}$ should be obtained by using appropriate bed load equation.

The deposition velocity given by Takahashi (1991) is as follows.

$$i_b=\delta_d\frac{c_\infty-c}{c_*}\sqrt{u^2+v^2} \quad (30)$$

where, δ_d is a constant.

The finite difference form of the equations (11) to (14) can be obtained by the solution methods developed by Nakagawa (1989) using Leap-Frog scheme.

2.3 Slope stability model

The stability of a slope depends on its geometry,

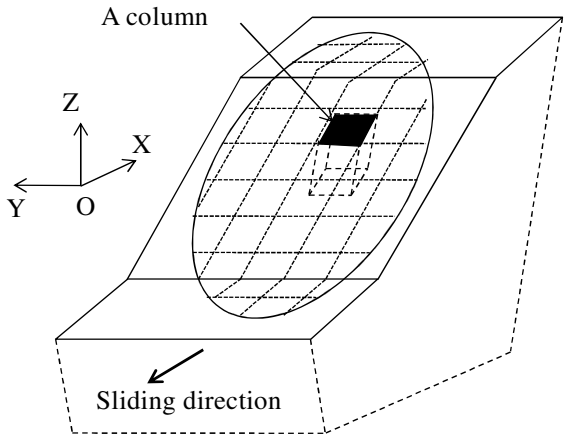
soil properties and the forces to which it is subjected to internally and externally. The numerous methods currently available for slope stability analysis provide a procedure for assigning a factor of safety to a given slip surface, but do not consider the problem of identifying the critical conditions. Limit equilibrium method of slices is widely used for slope stability analysis due to its simplicity and applicability. In the method of slices, the soil mass above the slip surface is divided into a number of vertical slices and the equilibrium of each of these slices is considered. The actual number of the slices depends on the slope geometry and soil profile. The limiting equilibrium consideration usually involves two steps; one for the calculation of the factor of safety and the other for locating the most critical slip surface which yields the minimal factor of safety. Methods by Bishop, Janbu, Spencer and Morgenstern and Price are now well known.

In this study Janbu's simplified method has been incorporated into an effective minimization procedure based on dynamic programming by which the minimal factor of safety and the corresponding critical non circular slip surface are determined simultaneously. Fig. 1 shows the three dimensional general slip surface and forces acting on a typical column. W_{ij} is the weight of column; P_{ij} is the vertical external force acting at the top of the column; T_{ij} and N_{ij} are the shear force and total normal force acting on the column base; Q_{ij} is the resultant of all intercolumn forces acting on the column sides; Δx and Δy are discretized widths of the columns in x and y directions respectively; and α_{xz} and α_{yz} are the inclination angles of the column base to the horizontal direction in the xz and yz planes respectively.

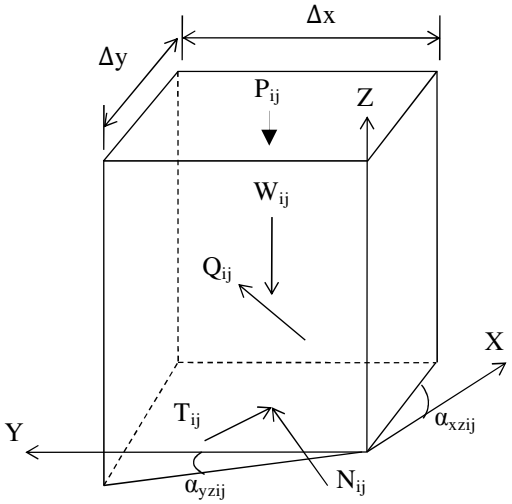
The factor of safety F_s for Janbu's simplified method is expressed by the following equation (Awal et al., 2009).

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{m}\sum_{j=1}^{n}\left[\dfrac{\left(c_e - u_{p_{ij}}\tan\phi\right)\Delta x\Delta y + \left(W_{ij}+P_{ij}\right)\tan\phi}{\left(1/J + \sin\alpha_{xzij}\tan\phi/F_s\right)}\cos\alpha_{xzij}\right]}{\sum_{i=1}^{m}\sum_{j=1}^{n}\left(W_{ij}+P_{ij}\right)\tan\alpha_{xzij}} \quad (31)$$

where, c_e and ϕ are the Mohr-Coulomb strength parameters. $J=(1+\tan2\alpha xzij + \tan2\alpha yzij)1/2$; $W_{ij} = \sum \theta_w(x, y, z, t)\gamma_w dxdydz + \sum c_* \gamma_s dxdydz$ (the weight of a column); $P_{ij} = \sum \gamma_w h(x, y, t)dxdy$ (the vertical external force i.e., surface water weight, acting on the top of the column); $u_{p_{ij}} = Average \sum \gamma_w h_w(x, y, z, t)$ (the pore water pressure at the base of the column) for $h_w(x,y,z,t)>0$; dx, dy and dz are the size of cell used in seepage flow model, γ_w and γ_s are the unit weight of water and solids respectively, c_* is the volume



(a) Sliding mass and vertically divided columns



(b) Forces acting on a the column ij

Fig. 1 Three dimensional general slip surface and forces acting on a typical column

concentration of the solids fraction in the body of slope model, $\theta_w(x,y,z,t)$ and $h_w(x,y,z,t)$ are the moisture content and pressure head in each cell and $h(x,y,z,t)$ is the depth of surface water above the cell.

3. Experimental Study

A 3m long, 80cm wide and 70cm deep rectangular flume, with adjustable longitudinal slope was used for the experiment. The flume sidewalls were made of aquarium glass. For capturing the initiation of slope failure process and movement of the failure mass, three digital video cameras (VCs) were used. Two cameras were placed in the sides and one was placed in the front of the flume. The experiments were carried out on 23 degree flume slope. The schematic diagram of the flume, including instrumentation and data acquisition system is shown in Fig. 2.

It is difficult to observe the three dimensional view of the failure surface in rectangular flume shape. So, the rectangular shape of the flume was modified to V-shape having cross slope of 20° by using 292.5 cm long and 3cm thick wooden plates. The downstream end of the flume was closed with a filter mat supported by a wooden plate for retaining the soil and providing downstream free flow condition. The model slope was prepared by placing sediment (Silica sand S6) on the flume and compacted in every 5cm thickness (approximately) using timber plate. A small space was allowed in the upstream for providing runoff input so as to develop water table in the bottom layer of the model slope which is essential for slope failure phenomenon. Profile probes (PRs) consisting four sensors (SRs) were used to measure the temporal variation of moisture content and pressure transducers (PTs) were used to measure the temporal variation of air pressure at different locations inside the body of the model slope.

The flume was in inclined position during the preparation of the model slope for moisture profile and air pressure head profile measurements, whereas it was in horizontal position during the preparation for observing the slope failure process and movement of the failure mass. The profile probes (PRs) and air pressure transducers (PTs) are positioned in their proper location during the preparation of the model slope. Shape and size of the model slope with the arrangement of PRs sensors (SRs) and PTs are schematically shown in Fig. 3.

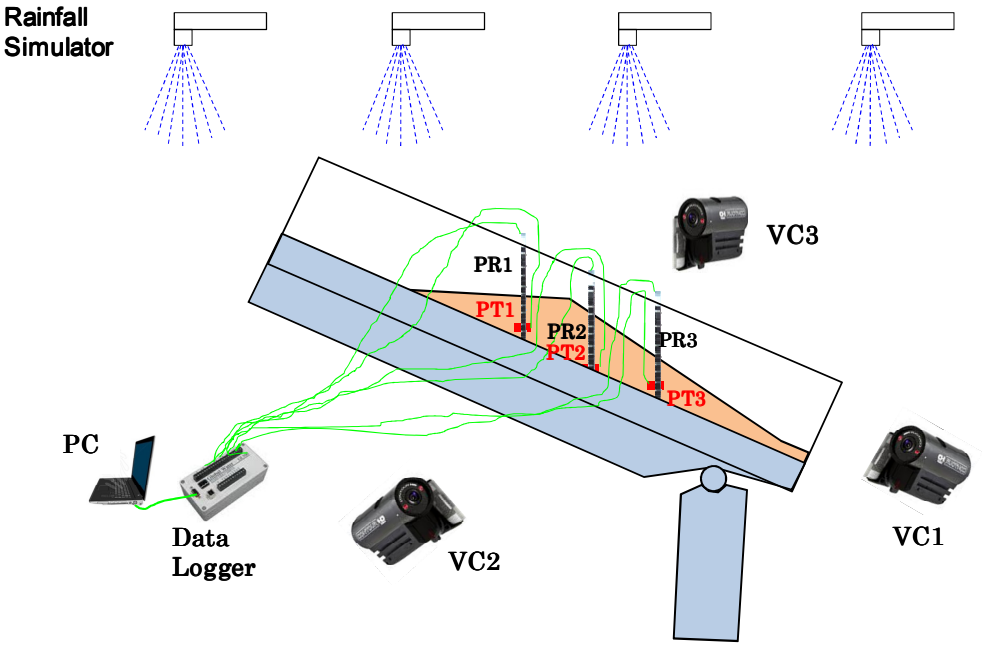


Fig. 2 Experimental setup

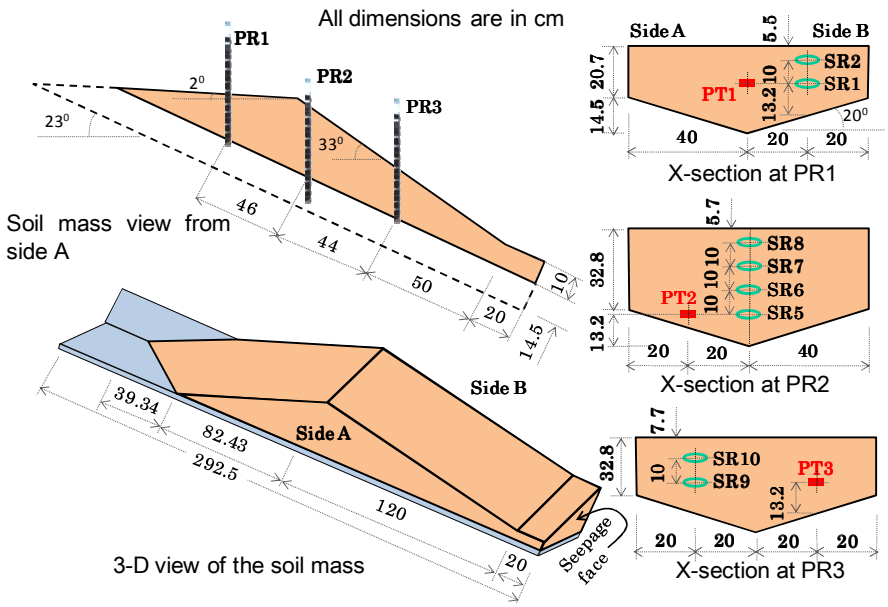


Fig. 3 Shape and size of the model slope with the arrangement of SRs and PTs

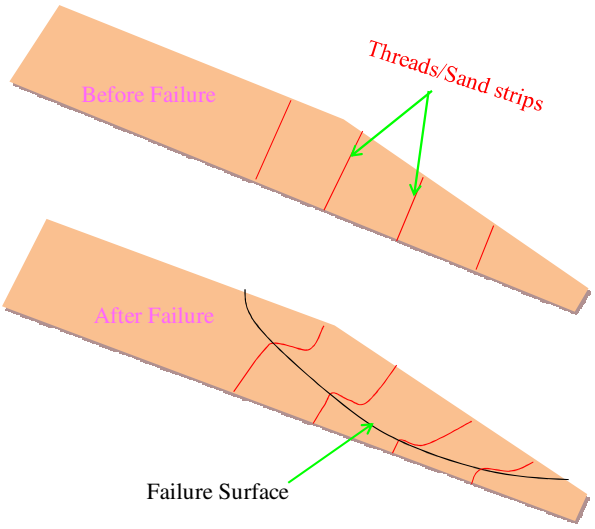


Fig. 4 Typical sketches showing the alignment of threads/sand strips before and after the failure of slope in a particular L-section

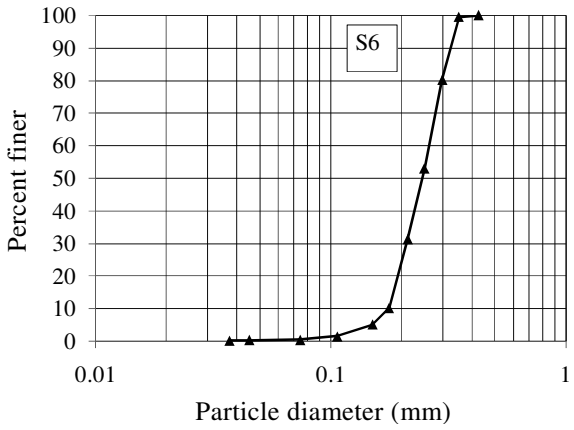


Fig. 5 Grain size distribution of the sediment

Table 1 Some parameter values of the sediment

Sediment type	S6
Saturated moisture content, θ_s	0.42
Residual moisture content, θ_r	0.004
Van Genuchten parameter, α	5.719
Van Genuchten parameter, η	5.044
Specific gravity, G_s	2.63
Mean grain size, D_{50} (mm)	0.24
Angle of repose, ø	34^0
Porosity, n	0.4221
Compression index, CI	1.08

Red colored sediment strips and red colored cotton threads were placed respectively at the side wall faces and inside the body, normal to the flume bed, so as to measure the failure surface after sliding. Sediment strips were placed at the face of the flume and threads were attached firmly in the bottom wall before preparation of the dam body. Fig. 4 presents the typical sketches showing alignment of sand strips/threads before and after the failure of slope in a particular L-section. Some parameter values of the sediment used are listed in Table 1. The grain size distribution of the sediment is shown in Fig. 5.

4. Results and Discussions

Numerical simulation was carried out with time step of 0.01 second and space steps of 2.5cm, 2.424cm and 2.5cm in x (longitudinal), y (lateral) and z (vertical) directions respectively. Both x and y directions were assumed horizontal. In surface water flow and erosion/deposition model, the time step of 0.005sec and space steps of 2.5cm and 2.424cm in x (parallel to longitudinal axis of flume) and y (horizontal) directions respectively. Space steps of 15cm and 10cm in x (parallel to longitudinal axis of flume) and y (horizontal) directions with time step of 10 second was used in slope stability model.

Average rainfall over the flume during experiment was 105.365mm/hr. Fig. 6 shows the rainfall distribution over the flume. In simulation, same rainfall distribution was used. Fig. 7 shows the experimental and simulated air pressure head profiles at the position of different PTs. Fig. 8 shows the experimental and simulated moisture profiles at the position of different SRs.

Essentially air becomes trapped in the voids by the infiltrating water from the surface, initially causing compression of the air phase, leading to a reduction in the rate of water infiltration. The air pressure will increase until it reaches a sufficient value for the air to escape by bubbling. Moisture profiles obtained considering two-phase flow was found a little bit delayed in comparison with that of one-phase flow (Fig. 8).

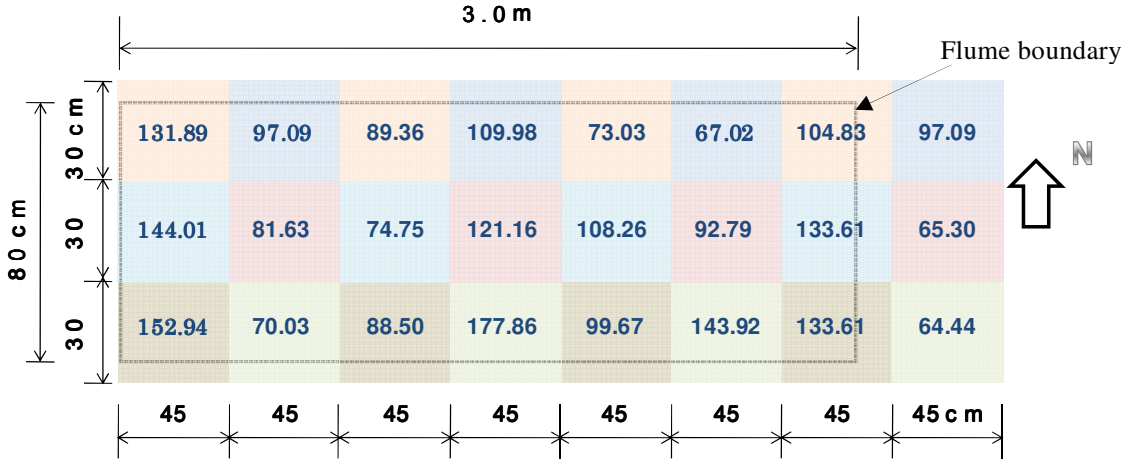


Fig. 6 Distribution of rainfall intensity (in mm/hr) over the flume

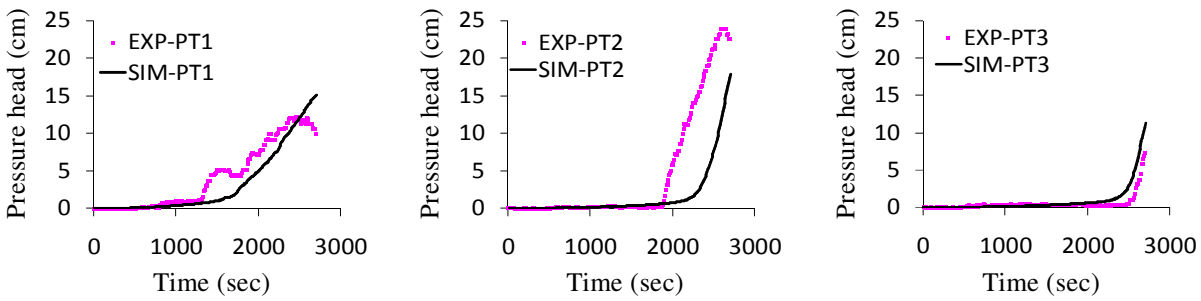


Fig. 7 Experimental and simulated air pressure head profiles

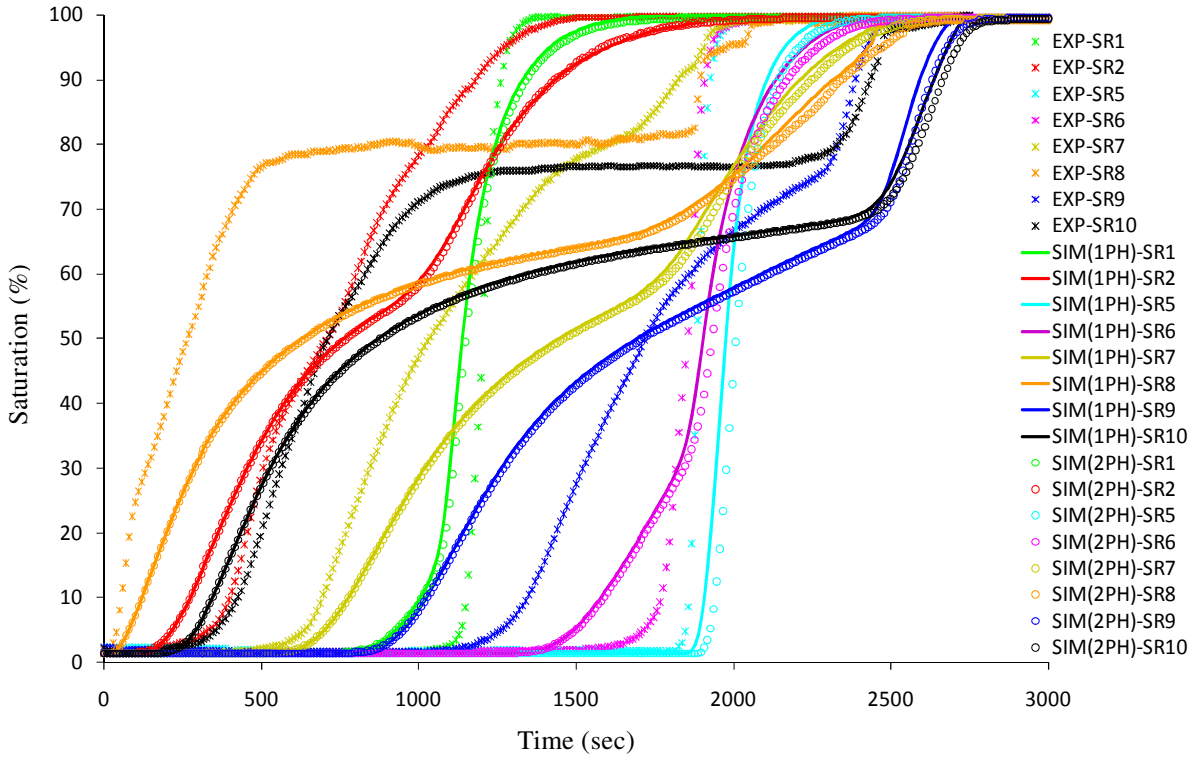


Fig. 8 Experimental and simulated moisture profiles

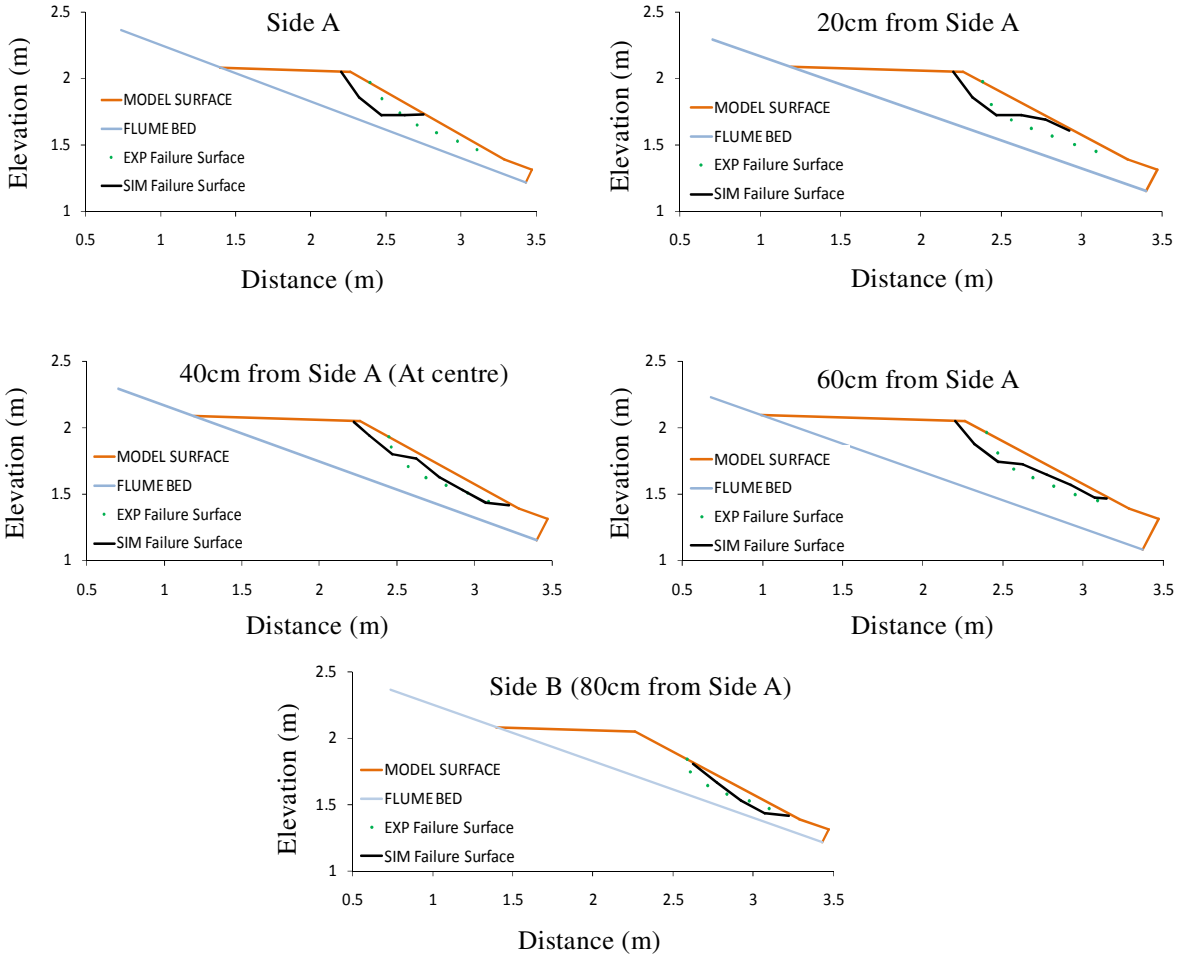
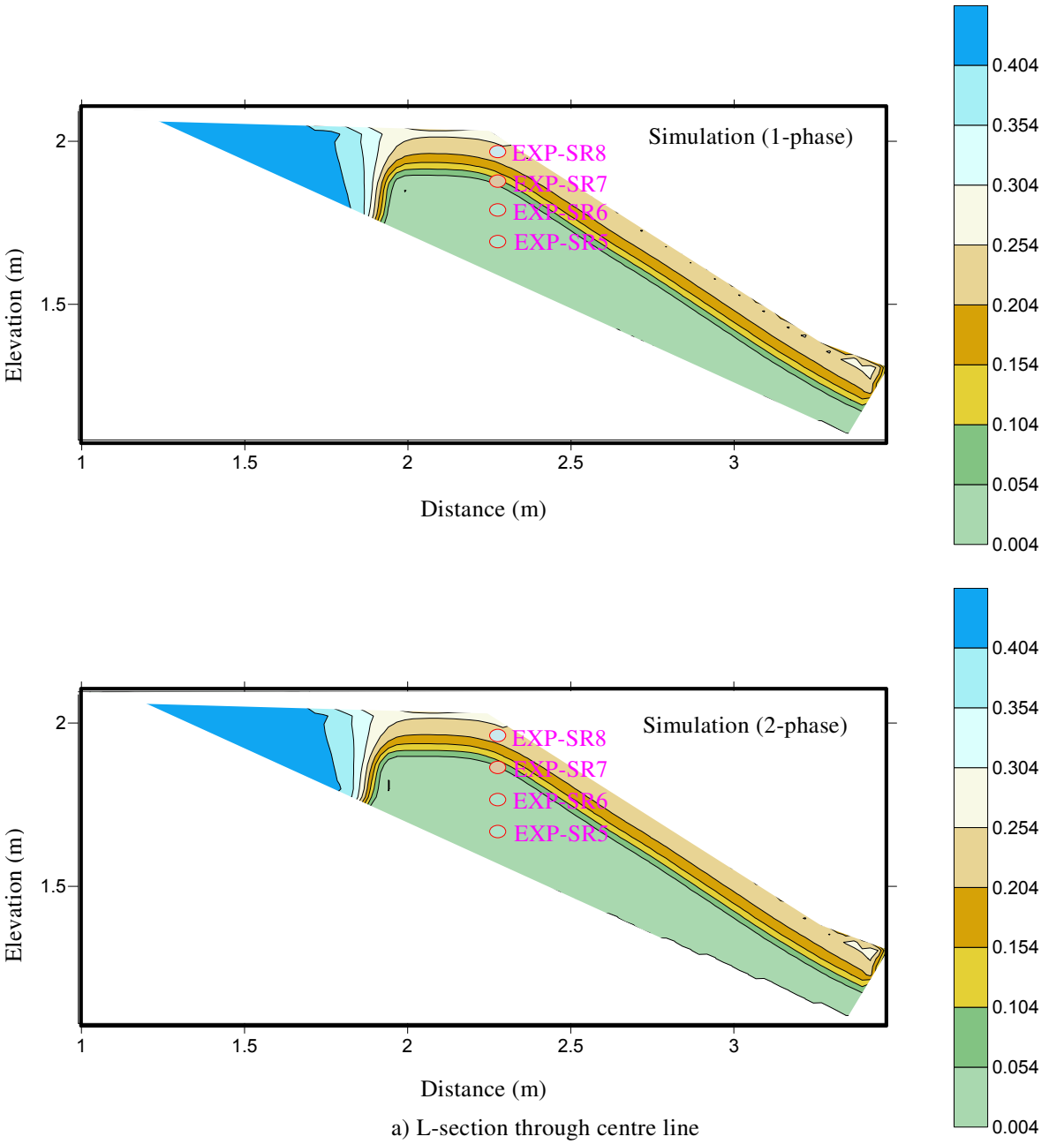
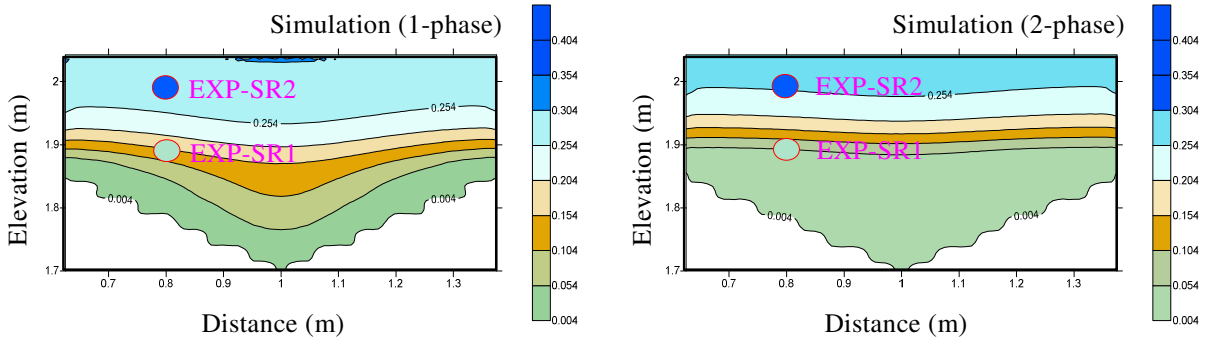


Fig. 9 Experimental and simulated critical slip surfaces (Time= 2780 second)



a) L-section through centre line



b) X-section through PR1

Fig. 10 Experimental and simulated moisture contents at 1100 second

In experiment the slope was failed at 2,780 second. Fig. 9 shows the comparison of experimental and simulated critical slip surfaces at 2780 second. In simulation calculated factor of safety was 0.737 in case of data obtained by one-phase as well as 2-phase seepage analysis. Simulated moisture content contour at 1,100 seconds is presented in Fig. 10. Experimental moisture contents observed by various profile probe sensors are also compared with simulated moisture contents in Fig. 10.

Janbu's simplified method only satisfies force equilibrium for the entire sliding mass and assumes resultant inter-slice forces horizontal where as it does not satisfy moment equilibrium. Also the assumption of horizontal resultant inter-slice forces does not represent its line of action indeed. For the same critical surface factor of safety obtained by other methods that also satisfying moment equilibrium will be higher.

5. Conclusions

In this study slope stability analysis was carried out using the pore water pressure and the moisture content calculated by three dimensional seepage flow model. Only a conventional water-phase seepage flow model as well as the water-air two-phase seepage flow model, coupled with two dimensional surface flow and erosion/deposition model, were used for seepage analysis. In seepage analysis, the influence of air on seepage was found to be less significant. More experimental studies are necessary to get experimental and simulated results quite close. The performance of the model can further be improved by incorporating more rigorous method of slope stability analysis.

Acknowledgements

The financial support provided by Japan Society for the Promotion of Science (JSPS) Grant-in-Aid for Scientific Research (B) 22360197(Hajime Nakagawa, Kyoto University) to this research is gratefully acknowledged.

References

Anderson, S.A. and Sitar, N. (1995): Analysis of rainfall-induced debris flow, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.121, No.7, pp.544-552.

Awal, R., Nakagawa, H., Kawaike, K., Baba, Y. and Zhang, H. (2009): Three dimensional transient seepage and slope stability analysis of landslide dam, Annuals of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, No.52B, pp.689-696.

Baum, R.L., Savage, W.Z. and Godt, J.W. (2002): TRIGRS - a Fortran program for transient rainfall infiltration and grid-based regional slopestability analysis, Virginia, US Geological Survey, Open file report 02-424.

Borga, M., Fontana, G.D., De Ros, D. and Marchi L. (1998): Shallow landslide hazard assessment using a physically based model and digital elevation data, Environmental Geology, Vol.35, pp.81-88.

Brand, E.W. (1981): Some thoughts on rainfall induced slope failures, Proceedings of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp.373-376.

Brand, E.W. (1984): Landslides in Southeast Asia: a state of the art report, In Proceedings of the 4th International Symposium on Landslides, Toronto, Canada, Vol.1, pp.377- 384.

Brenner, R.P., Tam, H.K. and Brand, E.W. (1985): Field stress path simulation of rain-induced slope failure, Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, pp.373-376.

Corominas, J. (2001): Landslides and Climate, Keynote Lectures from the 8th International Symposium on Landslides, Vol.4, pp.1-33.

Crosta, G.B. and Frattini, P. (2003): Distributed modeling of shallow landslides triggered by intense rainfall, Nat Haz Earth Syst Sci, Vol.3, pp.81-93.

Crozier, M. J. (1999): Prediction of rainfall-triggered landslides: a test of the Antecedent Water Status Model, Earth Surface Processes and Landforms, Vol.24, pp.825-833.

Dakshanamurthy, V., Fredlund, D.G. and Rahardjo, H (1984): Coupled three dimensional consolidation theory of unsaturated porous media, Proceedings of the fifth international conference on expansive soils, Adelaide, South Australia.

Dam, J.C. van and Feddes, R.A. (2000): Numerical simulation of infiltration, evaporation and shallow groundwater levels with the Richards equation, Journal of Hydrology, Vol.233, pp72-85.

Day, P. R. and Luthin, J. N. (1956): A numerical solution of the differential equation of flow for a vertical drainage problem, *Proceedings*, Soil Science Society of America, Vol. 20, pp. 443-447.

D'Odorico, P., Fagherazzi, S. and Rigon, R. (2005): Potential for landsliding: dependence on hyetograph characteristics, J Geophys Res Earth Surf 110(F1).

Frattini, P., Crosta, G.B., Fusi, N. and Negro, P.D. (2004): Shallow landslides in pyroclastic soil: a distributed modeling approach for hazard assessment, Engineering Geology, Vol.73, pp.277-295.

Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. and Widger, R.A. (1978): The shear strength of unsaturated soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol.15, pp.313-321.

Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. (1993): Soil mechanics for unsaturated soils, John Wiley and Sons Inc., 517.

Freeze, R.A. (1969): The mechanism of natural groundwater recharge and discharge 1. One-dimensional, vertical, unsteady, unsaturated flow above a recharging and discharging groundwater flow system, Water Resources Research, Vol.5, pp.153-171.

Freeze, R.A. (1971a): Three dimensional transient, saturated unsaturated flow in a groundwater basin, Water Resour. Res., Vol.7, pp.347-366.

Freeze, R.A. (1971b): Influence of the unsaturated flow domain on seepage through earth dams, Water Resour. Res., Vol.7, pp.929-941.

Freeze, R. A. (1978): Mathematical models of hillslope hydrology, in Kirkby, M. J., ed., Hillslope Hydrology, John Wiley, pp. 177-225.

Fukuzono, T. (1987): Experimental study of slope failure caused by heavy rainfall, Erosion and Sedimentation in the Pacific Rim, Proceedings of the Corvallis Symposium, August.

Griffiths, D.V. and Lu, N. (2005): Unsaturated slope stability analysis with steady infiltration or evaporation using elasto-plastic finite elements, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., Vol.29, pp.249-267.

Iverson, R. M. (2000): Landslide triggering by rainfall infiltration, Water Resources Research, Vol.36, pp.1987-1910.

Johnson, K. A. and Sitar, N. (1990): Hydrologic conditions leading to debris-flow initiations, Canadian Geotechnical Journal, Vol.27, pp.789-801.

Keim, R.F. and Skaugset, A.E. (2003): Modelling effects of forest canopies on slope stability, Hydrol Process, Vol.17, Vol.1457-1467.

Kirkby, M.J. (1978): Hillslope Hydrology, John Wiley & Sons, 389 pp.

Lan, H.X., Lee, C.F., Zhou, C.H. and Martin, C.D. (2005): Dynamic characteristics analysis of shallow landslides in response to rainfall event using GIS, Environmental Geology, Vol.47, pp.254-267.

Montgomery, D.R. and Dietrich, W.E. (1994): A physically based model for the topographic control on shallow landslide, Water Resources Research, Vol.30, pp.83-92.

Mukhlisin, M. and Taha, M.R. (2009): Slope Stability Analysis of a Weathered Granitic Hillslope as Effects of Soil Thickness, European Journal of Scientific Research, Vol.30, No.1, pp.36-44.

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 Third Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, Switzerland, Rotterdam, pp.671-682.

Ng, C.W.W. and Shi, Q. (1998): A numerical investigation of the stability of unsurated soil slopes subjected to transient seepage, Computers and Geotechnics, Vol.22, No.1, pp.1-28.

Rahardjo, H., Lim, T.T., Chang, M.F. and Fredlund, D.G. (1995): Shear strength characteristics of a residual soil, Canadian Geotechnical Journal, Vol.32, pp.60-77.

Richards, L.A. (1931): Capillary conduction of liquids in porous mediums, Physics, Vol.1, pp.318-333.

Sanderson, F., Bakkehoi, S., Hestenes, E., and Lied, K. (1996): The influence of meteorological factors on the initiation of debris flows, rockfalls,

rockslides and rockmass stability, in: Landslides. Proceedings 7th International Symposium on Landslides, edited by: Senneset, K., A.A. Balkema.

Sassa, K. (1972): Analysis on slope stability: I, Mainly on the basis of the indoor experiments using the standard sand produced in Toyoura, Japan, Journal of the Japan Society of Erosion Control Engineering, Vol.25, No.2, pp.5-17 (in Japanese with English abstract).

Sassa, K. (1974): Analysis on slope stability: II, Mainly on the basis of the indoor experiments using the standard sand produced in Toyoura, Japan, Journal of the Japan Society of Erosion Control Engineering, Vol.26, No.3, pp.8-19 (in Japanese with English abstract).

Sharma, R.H. (2006): Study on integrated modeling of rainfall induced sediment hazards, Doctoral Thesis, Kyoto University.

Sidle, R.C. and Swanston, D.N. (1982): Analysis of a small debris slide in coastal Alaska, Canadian Geotechnical Journal, Vol.19, pp.167-174.

Sitar, N., Anderson, S.A. and Johnson, K.A. (1992): Conditions leading to the initiation of rainfall-induced debris flows, Proceedings of the Journal of the Geotechnical Engineering Division Specialty Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments-II, ASCE, New York, NY, pp.834-839.

Takahashi T. (1991): Debris flow, Monograph Series of IAHR, Balkema, pp.1-165.

Takahashi, T. and Nakagawa, H. (1994): Flood/debris flow hydrograph due to collapse of natural dam by overtopping, Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering, JSCE, Vol.12, No.2, pp.41-49.

Terlien, M. T. J. (1998): The determination of statistical and deterministic hydrological landslide-triggering thresholds, Environmental Geology, Vol.35, pp.2-3.

Terzaghi, K. (1950): Mechanism of landslides, In: Paige, S. (Ed.), Application of Geology to Engineering Practice (Berkey Volume), Geological Society of America, New York, pp.83-123.

Toll, D.G. (2001): Rainfall-induced landslides in Singapore, Proc. Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, Vol.149, No.4, pp.211-16.

Touma, J. and Vauclin, M. (1986): Experimental and numerical analysis of two-phase infiltration in a partially saturated soil, Transport in Porous Media, Vol.1, pp.27-55.

Tsai, T.L. and Yang, J.C. (2006): Modeling of rainfall-triggered shallow landslide, Environmental Geology, Vol.50, No.4, pp.525-534.

Tsai, T.L. (2007): The influence of rainstorm pattern on shallow landslide, Environmental Geology.

Tsai, T.L., Chen, H.E. and Yang, J.C. (2008): Numerical modeling of rainstorm-induced shallow landslides in saturated and unsaturated soils, Environmental Geology, Vol.55, pp.1269-1277.

Tsutsumi, D. and Fujita, M. (2008):Relative importance of slope material properties and timing of rain fall for the occurance of landslides, International Journal of Erosion Control Engineering, Vol.1, No.2.

van Genuchten, M. T. (1980): A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Sci. Soc. Amer. J., Vol.48, pp.703-708.

Vasconcellos, C. A. B. de and Amorim,J. C. C. (2001): Numerical simulation of unsaturated flow in porous media using a mass conservative model, em “Proceeding of COBEM. 2001, Fluid Mechanics”, Vol.8, pp.139-148, Uberlândia, MG.

Wang, G. and Sassa, K. (2003): Pore-pressure generation and movement of rainfall-induced landslides; effects on grain size and fine-particle content, Journal of Engineering Geology, Vol.69, pp.109-125.

Wieczorek, G. F. (1987): Effect of rainfall intensity and duration on debris flows in central Santa Cruz Mountains, California, Geolog. Soc. Amer., Reviews in Engineering Geology, Vol.7.

Wu, W. and Slide, R.C. (1995): A distributed slope stability model for steep forested basins, Water Resources Research, Vol.31, pp.2097-2110.

降雨による斜面崩壊に関する実験及び数値解析

Ram Krishna REGMI*・中川一・川池健司・馬場康之・張浩

*京都大学大学院工学研究科

要　旨

本研究は，降雨による斜面崩壊を予測することを目的としている。実験と数値解析により斜面崩壊のメカニズムについて検討を行った。間隙水圧と含水量を解く３次元浸透流解析によって斜面の安定解析を実施した。従来の水相のみの浸透流だけでなく，水と空気の２相を解析する浸透流モデルを２次元の表層流および浸食/堆積モデルとカップリングし，実験へ適用し検証を行った。数値解析により，浸透流と斜面安定において間隙内の空気の影響は小さく，２相で解析する必要性が低いことが示された。

キーワード：浸透流解析，飽和土，斜面安定，表層崩壊

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Assessment of Glacial Hazards in Rolwaling Valley of Nepal and Numerical Approach to Predict Glacial Lake Outburst Flood

Badri Bhakta SHRESTHA, Hajime NAKAGAWA, Kenji KAWAIKE,
Yasuyuki BABA and Hao ZHANG

Synopsis

In recent years climate change and retreating glaciers constitute a major hazard in the Himalaya of South Asia or glacier regions of the world. Glacial lakes are rapidly developing or increasing due to climate change, which may cause the outburst of the lake. The outburst discharge from the glacial lake can cause catastrophic flooding and disasters in downstream area. Therefore, it is necessary to investigate the impact of climate change on glacial lakes and to understand the behavior of the glacial lakes. In this study, the field assessment of Tsho Rolpa Glacial Lake in the Himalaya of Nepal has been presented and the impact of climate change on this glacial lake has been discussed. The Tsho Rolpa Glacial Lake is the largest and most potentially dangerous glacial lake in Nepal. A numerical model has been also developed for computing the characteristics of glacial lake outburst due to moraine dam failure by seepage and water overtopping. The simulated results are compared with the experimental results.

Keywords: GLOF, impact of climate change, moraine dam failure, numerical analysis, Tsho Rolpa Glacial Lake, glacial hazard assessment

1. Introduction

Floods and debris flows are frequently occurred in the Himalaya of South Asia or glacier regions of the world in recent years due to glacial lakes outburst (Shrestha et al., 2010a, 2010b). The Himalayan glaciers are rapidly melting due to climate change, which results the formation or rapid development of the glacial lakes (Osti and Egashira, 2009). The rapid development of glacial lake may cause the outburst of the lake at any time.

Glacial Lake Outburst Floods (GLOFs) typically occur by lake water overflowing and eroding the moraine dam. A trigger mechanism such as displacement wave from an ice or rock avalanche, or disintegrating ice-core within the dam, or seepage/piping in the dam, or water level rising is normally required (Richardson and Reynolds, 2000). The moraine dams are comparatively weak and can breach suddenly, leading to the sudden discharge of huge volumes of water and debris (Bajracharya et al., 2006). The GLOF events can cause catastrophic flooding in downstream areas, with serious damage to life and property (Yamada, 1998; Bajracharya et al., 2006, 2007a; Wang et al., 2008). Therefore, to avoid or minimize loss of life and property, there is a pressing need mechanism approaches to investigate the outburst of glacial lakes and its downstream impacts.

The characteristics of glacial lakes and their outburst are poorly understood. However, some attempts have been carried out on the investigation of the impact of climate change on the Himalayan glaciers (Bajracharya et al., 2006; Bajracharya, 2010) and on the characteristics of the GLOF events (Bajracharya et al., 2007b; Wang et al., 2008; Osti and Egashira, 2009; Shrestha et al., 2010c, 2010d).

The Tsho Rolpa Glacial Lake is the largest and

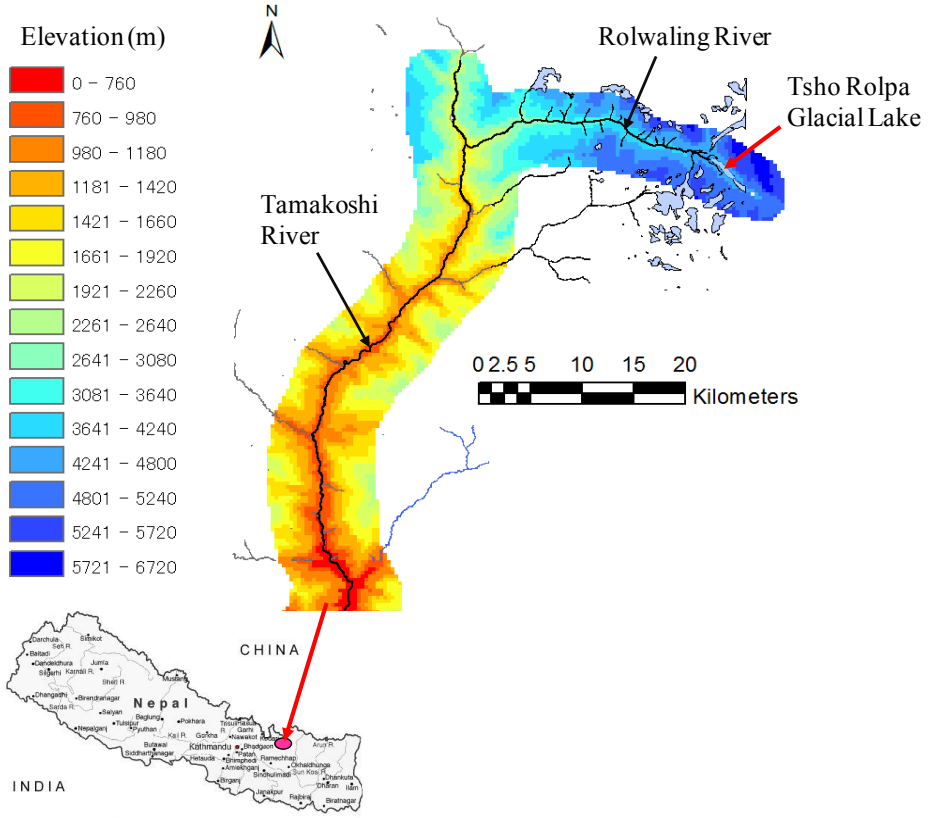
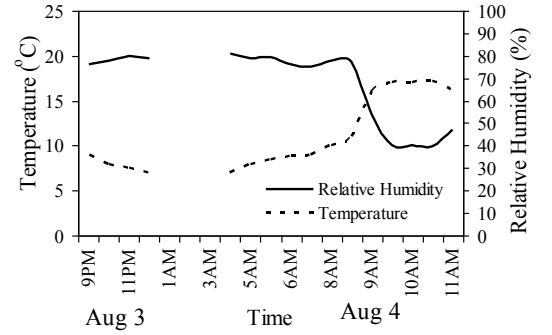


Fig. 1 Location of Tsho Rolpa Glacial Lake and digital elevation model of river valley

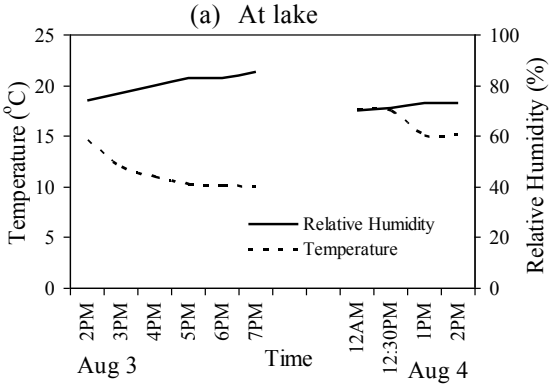
most potentially dangerous glacial lake in Nepal. Thus, the investigation of the downstream impacts of the potential GLOF events from the Tsho Rolpa Glacial Lake is necessary. In this study, the field assessment of Tsho Rolpa Glacial Lake in Rolwaling valley of Nepal has been presented and the impact of climate change on glacial lake has been also analyzed. A numerical model has been also developed to compute the characteristics of glacial lake outburst due to moraine dam failure by seepage and water overtopping. To compute the pore-water pressure in the moraine dam and slope stability of the dam, a seepage flow model and a slope stability model are incorporated into a numerical model of flow and dam surface erosion. The simulated results are compared with the results obtained from the hydraulic model experiments.

2. Field Assessment and Impact of Climate Change on Tsho Rolpa Glacial Lake

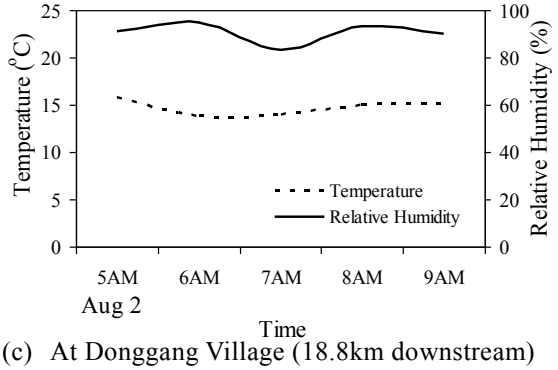
Due to impact of global climate change, glaciers in the Himalaya are rapidly melting in recent years. Global warming has accelerated glacial retreat, which results the formation or expansion of glacial lakes and constitutes a major hazards in the Himalaya. The warming in the Himalayas in last three decades has been between 0.15˚C-0.6˚C per decade (Bajracharya, 2010). About 2,323 glacial lakes are identified in Nepal, out of which 17 lakes are identified as potentially dangerous (Bajracharya, 2010). Tsho Rolpa Glacial Lake is largest and most potentially dangerous glacial lake in Nepal. The Tsho Rolpa Glacial Lake (27°51'N, 86°29'E) is located in the Rolwaling valley of Nepal at an elevation of 4555m (measured at the field). Fig. 1 shows the location of the Tsho Rolpa Glacial Lake and Digital Elevation Model (DEM) of the study area. A DEM is derived from digital contour data prepared by the Survey Department of Nepal. The lake has begun to develop in 1950s due to glacier retreating or melting. The trakarding glacier above the lake is retreating at a rate of over 20 meters a year due to rising temperatures. The lake is 3.23km long and 0.5km wide, and 1.76km^2 surface area and contained 86 million m^3 water (Mool, 2010). The lake



(a) At lake



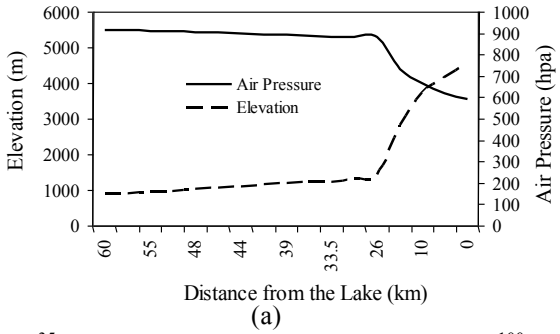
(b) At Naa Village (3.2km downstream)



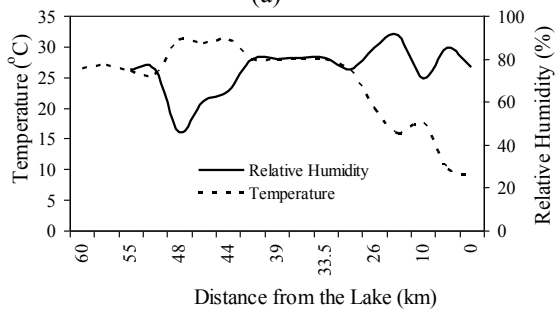
(c) At Donggang Village (18.8km downstream)

Fig. 2 Measured temperatures and relative humidity at the lake and downstream villages (in 2010)

is considered one of the most dangerous glacial lakes in Nepal. During the field visit, it was observed that the maximum temperature at the lake is about 17.2°C at sunny time in the month of August, 2010. Fig. 2 shows the measured temperature and the relative humidity at the lake and at the downstream villages. Fig. 3 shows the measured air pressure, temperature and relative humidity along the downstream river valley from the lake and their relationships. The air pressure at the lake is about 591hpa. The measure relative humidity at the lake is ranging from 38-81% depending on temperature variations. The temperature at the lake is low during mid night and the relative humidity becomes higher at that time. Fig. 4 shows the trend of temperature and precipitation change at the Tsho Rolpa Glacial

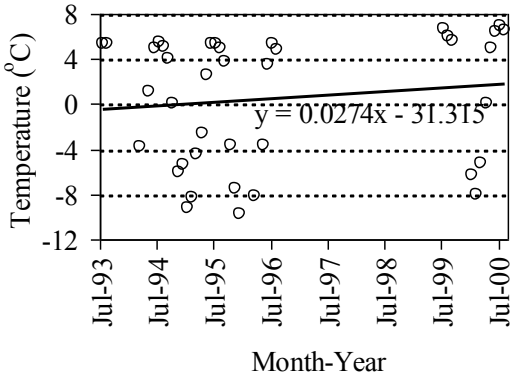


(a)

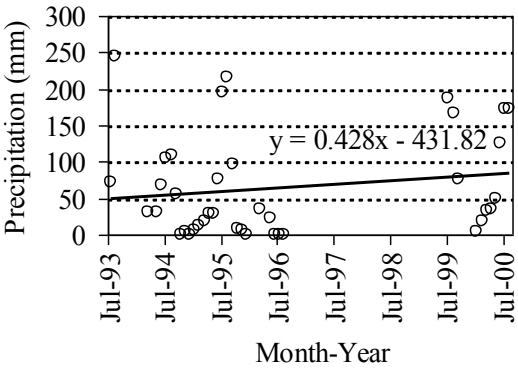


(b)

Fig. 3 (a) Relationship between air pressure and altitude along the downstream river valley from the lake, (b) Relationship between temperature and relative humidity along the river valley (in 2010)



(a) Trend of temperature change



(b) Trend of precipitation change

Fig. 4 Trend of temperature and precipitation changes at Tsho Rolpa Glacial Lake (Data Source: Department of Hydrology and Metrology (DHM), Nepal)

Lake. Both the temperature and the precipitation are increasing in trend.

The Tsho Rolpa Glacial Lake has increased by five times since 1960. Figs. 5 and 6 show the growth of the lake and the trend of lake area

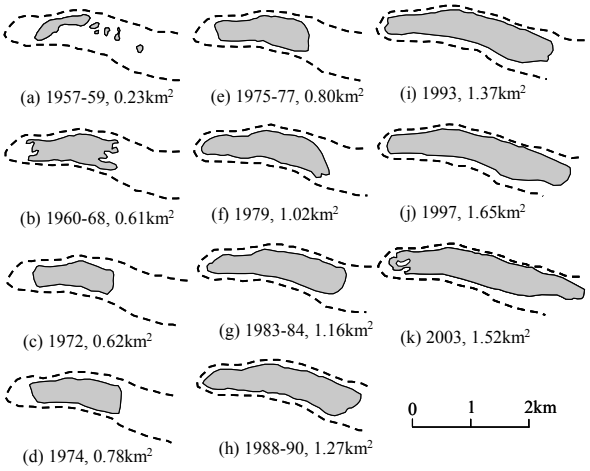


Fig. 5 Growth of Tsho Rolpa Glacial Lake in Rolwaling valley, Nepal (Modified from Horstmann, 2004)

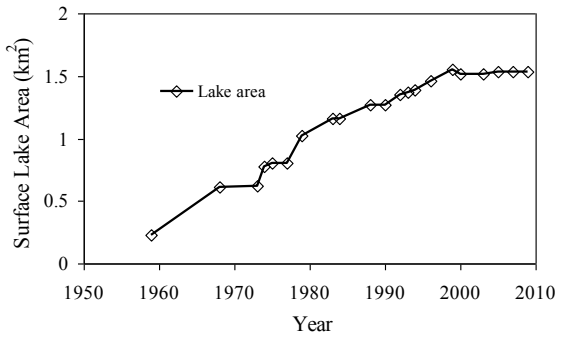


Fig. 6 Trend of lake area expansion (Source: various literatures)

expansion, respectively. The lake size is rapidly increasing in trend. However, after the construction of open channel for lake discharge outflow in 2000, the surface lake area is almost constant. The lake water level was reduced by 3m due to construction of channel. But the lake is still in most potentially dangerous. Fig. 7 shows the variations of different characteristics of the Tsho Rolpa Glacial Lake. The lake is retained by a natural moraine dam. The inner and outer slopes of the end moraine dam vary from 15-25° and 20-40°, respectively. The inner slopes of the lateral moraines damming the sides of the lake are very steep (25-90°).

Fig. 8 shows the upstream view of the Tsho Rolpa Glacial Lake and the steeply hanging glaciers at the right side of the lake. If such hanging glaciers fall into the lake may generate the wave in the lake, which may overtop the dam and erode it. Thus, this lake can be outburst by glacier mass fall into the lake. This lake can be outburst also due to seepage and sudden collapse of the moraine dam caused by melting of ice core inside the dam. The Himalayan temperature is increasing due to climate change, which causes the melting of ice core inside the dam and sudden collapse of dam may occur. Fig. 9a shows the trakarding glacier at the end of the lake, which is melting at the rate of more than 20m per year. Fig. 9b shows the constructed lake outlet channel at the end of the moraine dam. The glaciers are in rapidly melting, which may cause the outburst of the lake at any time. The outburst of the lake causes the catastrophic flooding and disasters in downstream area. Fig. 10 shows the end of moraine dam and lake water outflow. Fig. 11 shows

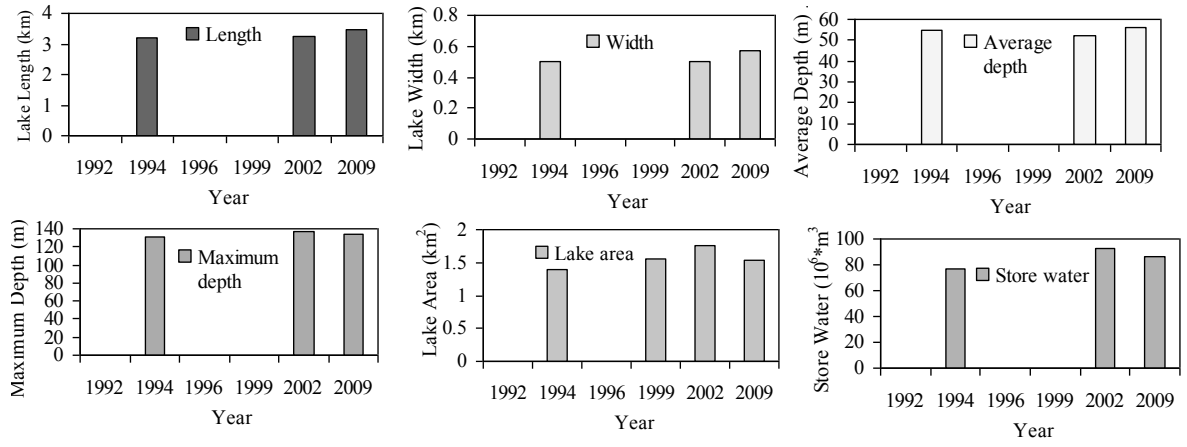


Fig. 7 Variations of different characteristics of Tsho Rolpa Glacial Lake (Sources: DHM and unpublished report of International Center for Integrated Mountain Development (ICIMOD), 2010)



Fig. 8 Tsho Rolpa Glacial Lake and steeply hanging glaciers at right side of the lake (upstream end upward) (Photograph by: Badri Bhakta Shrestha, August 2010)

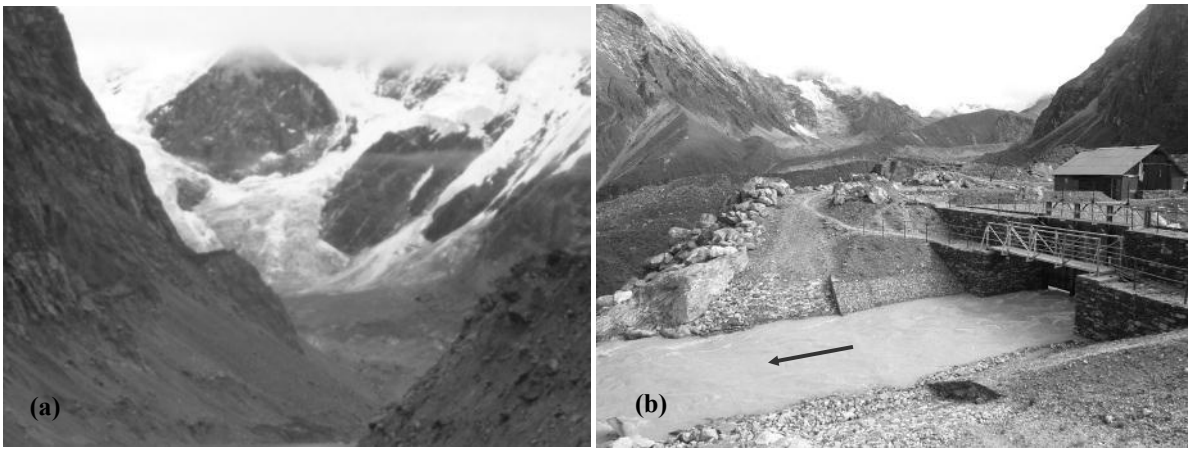


Fig. 9 (a) Trakarding glacier at the upstream end of the lake, (b) Lake outlet open channel constructed at the end of moraine dam (Photograph by: Badri Bhakta Shrestha, August 2010)

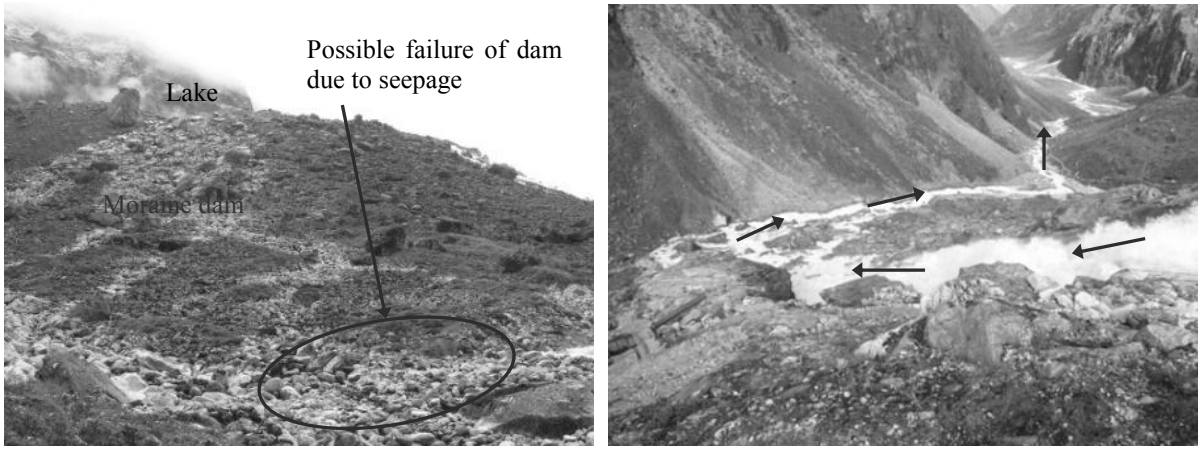


Fig. 10 End of moraine dam and lake water outflow (Photograph by: Badri Bhakta Shrestha, August 2010)

the outlet channel approaching from lake. The open channel length, width and depth are about 70m, 6.4m and 4.2m, respectively. The width of gate opening is about 3m and the gate can controlled outflow discharge 15-30m^3/sec. Fig. 12 shows the top of end moraine and sediment composition. The moraine consists of large boulders and rocks. Some of the rocks are more than two meters in diameter. The matrix of the moraine is sand and smaller boulders and cobbles. At the surface of the end

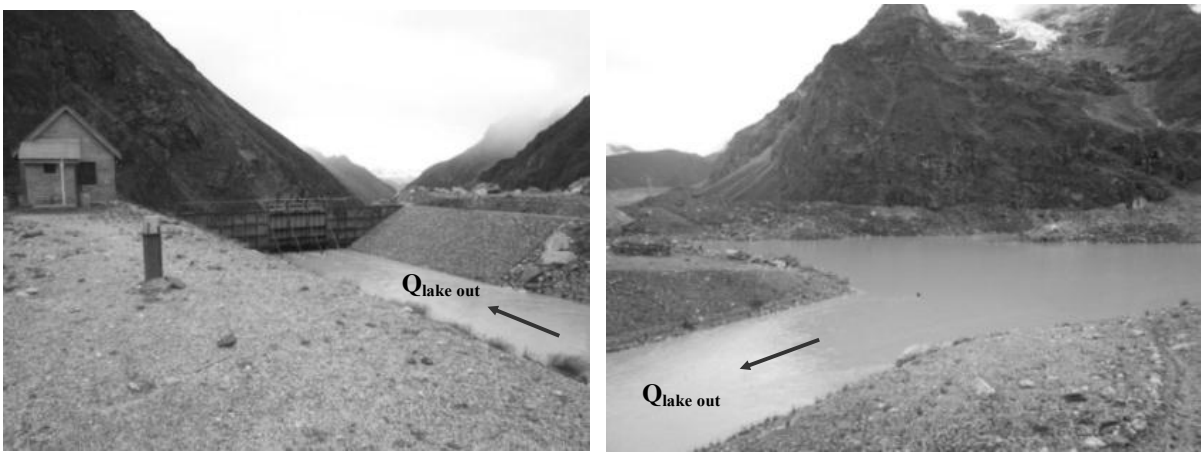


Fig. 11 Outlet channel from lake (70m long) (Photograph by: Badri Bhakta Shrestha, August 2010)



Fig. 12 Top of end moraine and sediment composition (Photograph by: Badri Bhakta Shrestha, August 2010)

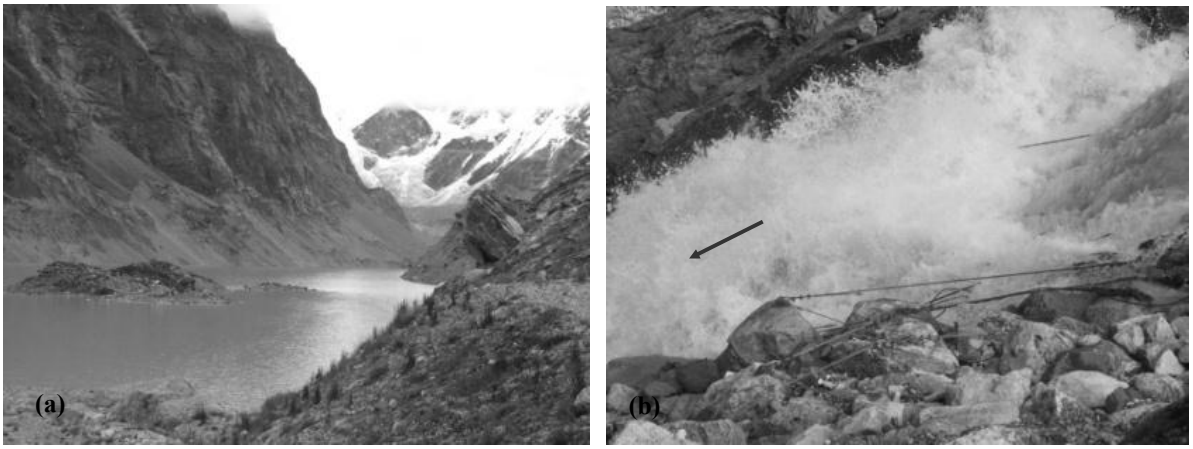


Fig. 13 (a) Lateral moraines of the lake and vertical cliff at right side, (b) Lake outflow discharge and rock anchoring at moraine dam slope (Photograph by: Badri Bhakta Shrestha, August 2010)

moraine there is less fine sediments than boulders and cobbles (WECS, 1993). Fig. 13a shows the lateral moraines of the lake and steep vertical cliff at right side of the lake where many glaciers are in steeply hanging. Fig. 13b shows the outflow discharge from the lake and rock anchoring at moraine dam slope to prevent erosion of the dam surface from outflow discharge of the lake.

GLOF typically occurs due to moraine dam failure caused by seepage and lake water overtopping and eroding the dam. The moraine dams are comparatively weak and can breach suddenly, leading to the sudden discharge of huge volumes of water and debris. If the moraine dam of Tsho Rolpa Glacial Lake will breach, the resulting flood from the lake would cause serious damage for

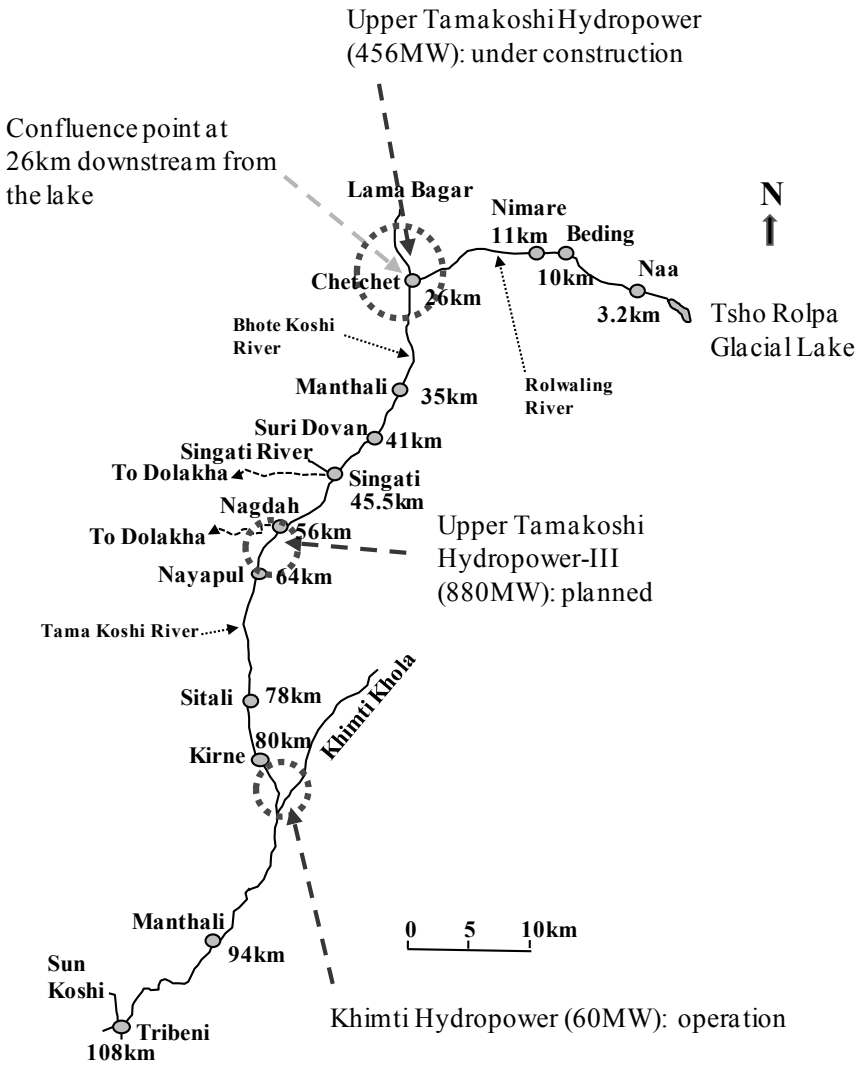


Fig. 14 Downstream main settlement villages along Rolwaling and Bhotekoshi/Tamakoshi Rivers

100km or more downstream, threatening many people, two hydroelectric projects (one is in operation phase, i.e., Khimti Hydropower of 60MW and another is in under construction phase, i.e., Upper Tamakoshi Hydroelectric Project of 456MW) and other infrastructures. Therefore, the countermeasures are necessary to reduce the extent of damage by the probable flood due to GLOF event. Fig. 14 shows the main settlement areas along the Rolwaling and Tamakoshi Rivers downstream from the lake. Fig. 15 shows the longitudinal downstream river profile from the lake. The main drainage in the Rolwaling valley is Rolwaling River originating from glacier melts and Tsho Rolpa Glacial Lake (Fig. 14). Rolwaling River joins with Bhote-Tamakoshi River near Chetchet at about 26km downstream from the lake. The average

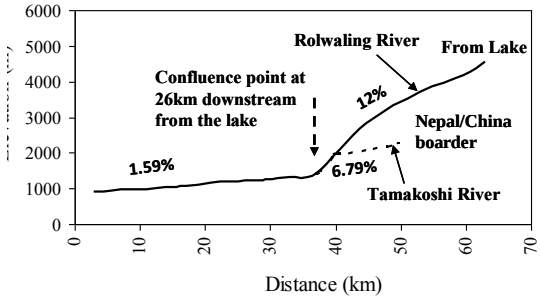


Fig. 15 Longitudinal river bed profile of Tamakoshi and Rolwaling rivers

slope of the Rolwaling River is about 12% and the average slope of the Tamakoshi River downstream from the confluence point is about 1.59%. Fig. 16a shows the Rolwaling River near Naa village and Fig. 16b shows the photograph of Naa village, which is situated at an altitude of 4100m at a distance 3.2km downstream from the lake. Fig. 17 shows the

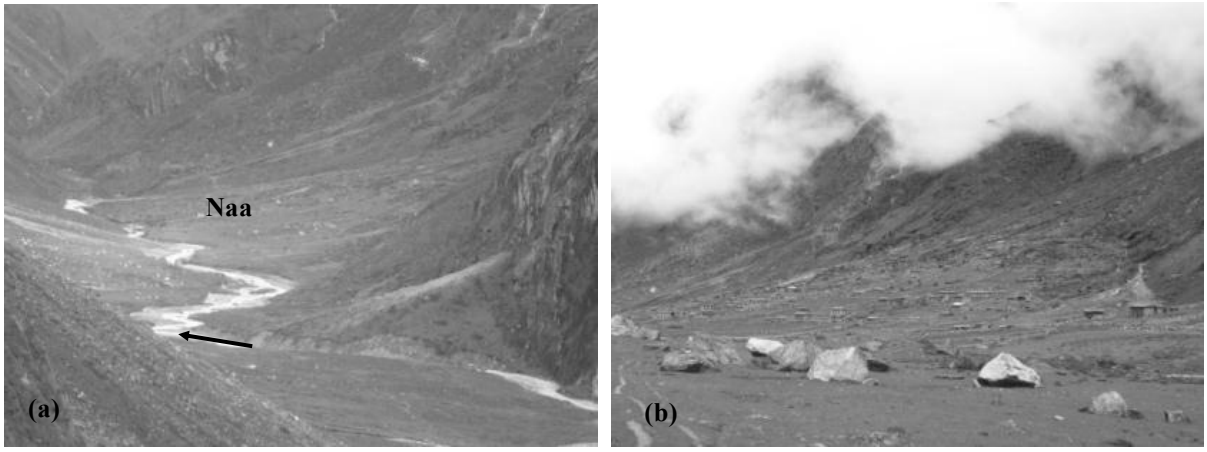


Fig. 16 (a) Photo of Rolwaling River near Naa village from the lake, (b) Naa village 3.2km downstream from the lake (Photograph by: Badri Bhakta Shrestha, August 2010)

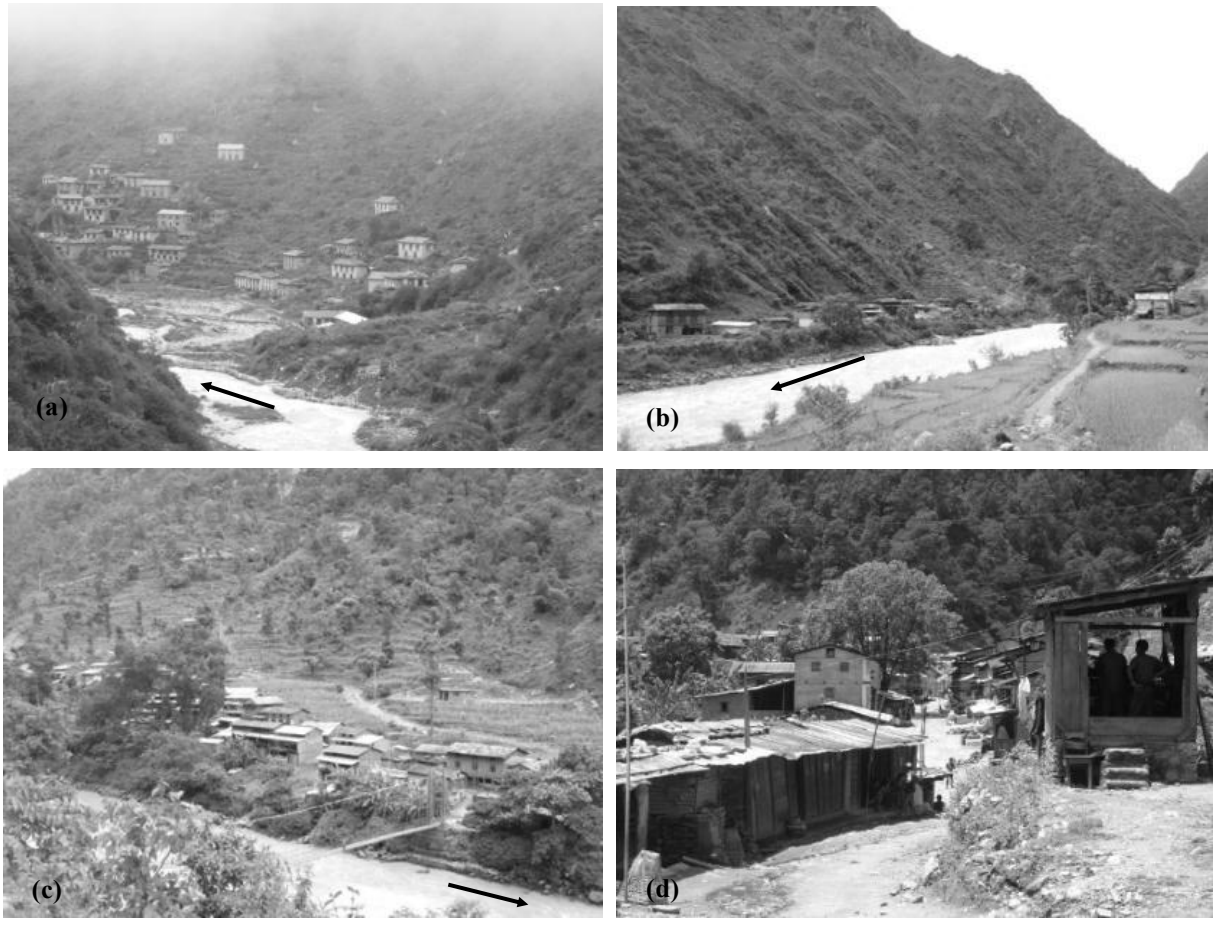


Fig. 17 Villages along downstream river valley (a) Beding village (10km downstream), (b) Jagat village (33.8km downstream), (c) Bhorle village (43.3km downstream), and (d) Singati village (main market center of this area) (45.5km downstream) (Photograph by: Badri Bhakta Shrestha, August 2010)

photographs of some villages situated at downstream river valley.

Fig. 18 shows the installed sirens for early warning system at near downstream end of moraine dam and at Gongar village. In 1998, early warning systems were installed at 19 stations in main settlement area along Rolwaling and Tamakoshi Rivers. These automated early warning systems were installed with financial support from the World Bank (Matambo and Shrestha, 2011). But



Fig. 18 (a) Siren at near downstream end of moraine dam, (b) Siren at Gongar village (30.4km downstream) (Photograph by: Badri Bhakta Shrestha, August 2010)

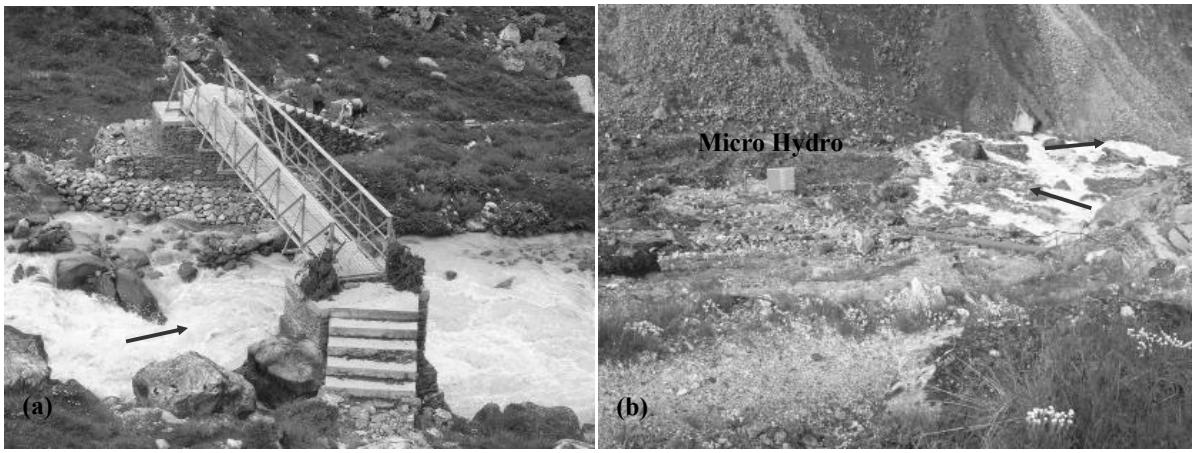


Fig. 19 (a) Steel truss bridge just downstream of moraine dam at Rolwaling River, (b) 15kw micro hydro operation from lake outflow discharge (Photograph by: Badri Bhakta Shrestha, August 2010)

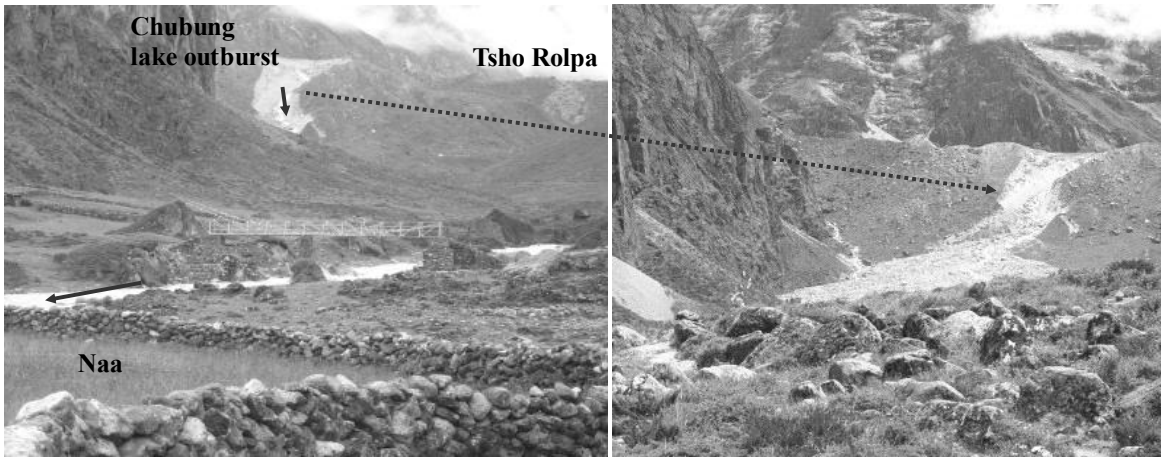


Fig. 20 Chubung glacial lake outburst on 12 July, 1991, close to Tsho Rolpa Glacial Lake (Photograph by: Badri Bhakta Shrestha, August 2010)

currently these systems are not in operation. Fig. 19a shows the steel truss bridge just downstream of moraine dam and Fig. 19b shows the photograph of micro hydro plant (15kw) at moraine dam of Tsho Rolpa Glacial Lake which is in operation since 2003 by using the lake water flowing out the open channel of the lake outlet.

Fig. 20 shows the moraine dam breaching of

Chubung Glacial Lake on 12 July 1991, which is close to Tsho Rolpa Glacial Lake. The Chubung Lake was outburst due to falling of ice avalanche into the lake caused by temperature rise in the area. The breaching depth and width of moraine dam of Chubung lake outburst are about 15m and 20m, respectively (Reynolds, 1999). The GLOF event from Chubung Lake possibly was caused by chain outburst of several small ponds (Bajracharya, 2008). The flood from Chubung glacial lake outburst killed some livestock and destroyed one bridge in Naa village. This flood also killed one person and destroyed several houses, three flour mills and several potato fields in Beding village (Reynolds, 1999, Bajracharya, 2008). The potential outburst flood from Tsho Rolpa Glacial Lake can be hundreds time higher than flood from Chubung lake outburst. More than 80 million m^3 of water can be drained from Tsho Rolpa Glacial Lake. The resulting potential outburst flood from Tsho Rolpa Glacial Lake can cause greatest property damage and loss of life. Therefore, the preparation of flood inundation or hazard maps and countermeasures with early warning systems and evacuation planning are very necessary to minimize loss of life and property damage from potential outburst flood from Tsho Rolpa Glacial Lake.

3. Analysis of Lake Outflow Discharge

The Rolwaling River is the main drainage in the Rolwaling valley, which is mainly originating from Tsho Rolpa Glacial Lake and glacier melts (Fig. 15). The total catchment area of the Rolwaling valley is 307km^2. The catchment areas up to the Tsho Rolpa Glacial Lake outlet point, up to Naa village and up to Beding village are 79km^2, 160km^2 and 197km^2, respectively (WECS, 1993). Several tributary streams join Rolwaling River. However, Tshu Rawa stream originating from the outlet of Tsho Rolpa Glacial Lake is considered as one of the main source of the Rolwaling River. The outflow discharge from the Tsho Rolpa Glacial Lake is mainly due to accumulation of melting water from the glaciers and the precipitation in the watershed in the lake and the outflow discharge from the lake flows through the channel at the end moraine dam until the lake frozen. The annual amount of lake

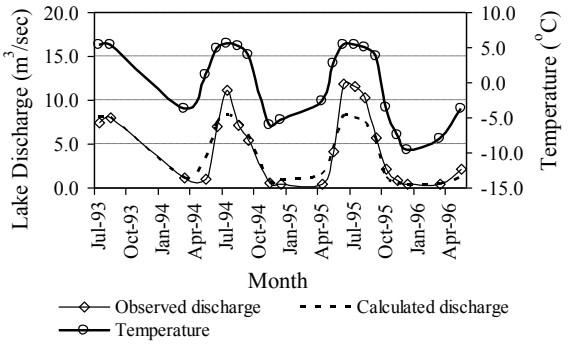


Fig. 21 Relation of temperature and lake outflow discharge at Tsho Rolpa Glacial Lake (Observed data source: DHM, Nepal)

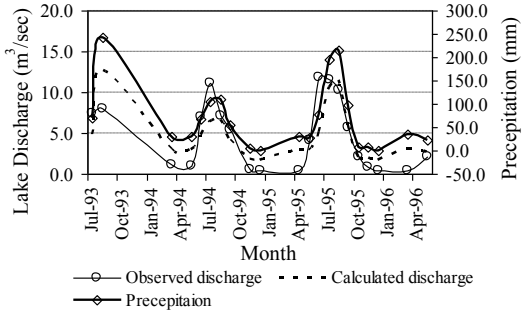


Fig. 22 Relation of precipitation and lake outflow discharge at Tsho Rolpa Glacial Lake (Observed data source: DHM, Nepal)

discharge is about 95.5 million m^3 and the annual average discharge is 3.03m^3/sec (Mool et al., 2001). From the regression analysis, the relationship between monthly average discharge from the lake and the temperature at the lake is obtained as

$$Q_{lake} = 2.5496 \times e^{(0.214 \times T)} \quad (1)$$

where Q_{lake} is the outflow discharge from the lake in m^3/sec and T is the average temperature at the lake in ^{o}C. Fig. 21 shows the relationship of average temperature at the lake and the monthly average discharge from the lake. The calculated discharge based on the regression analysis of the observed data is also shown in the figure. The maximum outflow discharge from the lake is in the month of July or August when the temperature at the lake is higher. The high outflow period of the average monthly discharge from the lake is in between May to October. The relationships of the average monthly lake outflow discharge with precipitation and with both temperature and precipitation respectively, are expressed as

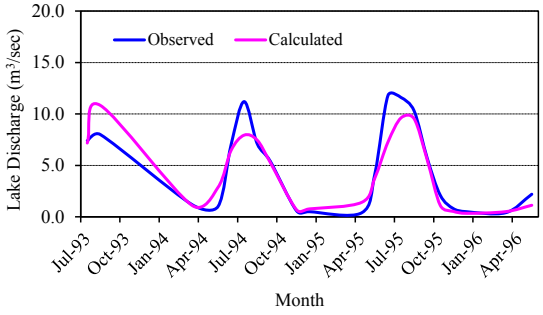


Fig. 23 Observed and calculated monthly average discharge from the lake using Eq. (3) (Observed data source: DHM, Nepal)

$$Q_{lake} = 1.6507 + 0.0453 \times P \quad (2)$$

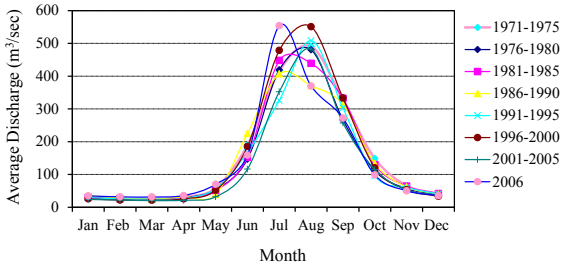
$$Q_{lake} = 2.1533 \times e^{(0.0025 \times P + 0.19 \times T)} \quad (3)$$

where P is the monthly precipitation in mm. Fig. 22 shows the relationship of monthly average discharge with monthly precipitation. The calculated monthly lake discharge by using the relationship of both the precipitation and temperature (Eq. (3)) are shown in Fig. 23.

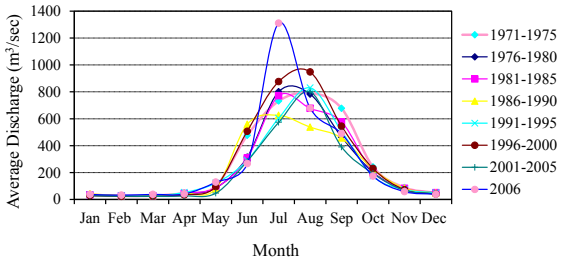
The outflow discharge from the lake flows to Rolwaling River and it joins with Bhote-Tamakoshi River at about 26km downstream from the lake in Chetchet. Fig. 24 shows the observed five years period monthly average discharge and maximum discharge at Busti station about 63km downstrean from the lake. The gauging station at Bust Station in Tamakoshi River has a catchment area o 2700km^2 and it is located at an altitude o 849m. The variations of monthly average discharg during monsoon season at Busti station are show in Fig. 25. The trend of maximum yearly averag discharge is shown in Fig. 26 and the maximur discharge is increasing in trend that may be due t higher rate of glaciers melt and increase i precipitation caused by climate change.

4. Numerical Approach to Analyze the Glacial Lake Outburst Flood

Numerical model is a very useful tool for planning efficient countermeasures against GLOF events and to prepare necessary information about disasters for raising awareness and preparedness of GLOF disasters to society. Thus, the development



(a) Average discharge



(b) Maximum discharge

Fig. 24 Observed five years period monthly discharge from 1971 to 2006 at Busti station (63km downstream from the lake) (Data source: DHM, 2008)

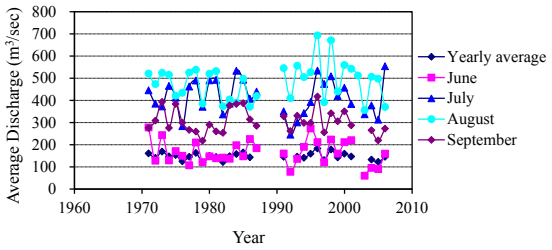


Fig. 25 Observed monthly average discharge of 1971 to 2006 in monsoon season at Busti station (Data source: DHM, 2008)

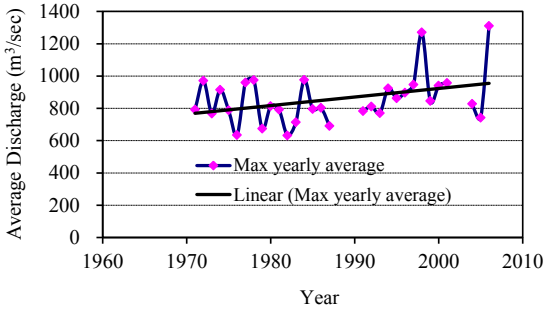


Fig. 26 Trend of observed maximum yearly average discharge from 1971 to 2006 at Busti station (Data source: DHM, 2008)

of numerical model is very necessary for implementing structural as well as non-structural countermeasures. The previous researches on GLOF are mainly focused on satellite observations, accounts of past events and preventive measures. The studies of GLOF events and their downstream flooding are very limited. The failure mechanism

and erosion process of moraine dam are still not thoroughly understood. However, some empirical relationships and also physically based models are established to compute the characteristics of breaching of moraine dammed glacial lake. The empirical relationships are derived to predict the peak discharge of glacial lake outburst with relations of lake volume, depth and area (Evans, 1986; Costa and Schuster, 1988; Clague and Evans, 2000; Cenderelli and Wohl, 2001; Huggel et al., 2002, 2004; Dwivedi, 2005; Shrestha et al., 2010a). These relationships are mainly related with lake volume only and are derived from the limited number of recorded data. However, the peak discharge is depended on various factors such as dam characteristics, failure mechanisms, sediment properties, erosion mechanism of moraine dam and others, which are not included in the empirical relationships.

Physically based models such as NWS-DAMBRK (Fread, 1988) and NWS-BREACH (Fread, 1991) are commonly used to predict the outflow hydrograph of glacial lake outburst (Bajracharya et al., 2007b; Wang et al., 2008; Shrestha et al., 2010). Furthermore, HEC-RAS dam breach model (U.S. Corps of Engineers, 2002) is also employed by Osti and Egashira (2009) to predict the outflow hydrograph of glacial lake outburst. The limitation of these models is that these models do not consider the actual mechanism of dam surface slope failure and headcut and lateral dam surface erosion. In addition, the downstream flooding or impact of some GLOF events is investigated by using flood routing models, which do not consider the erosion and deposition processes of sediment particles in the river bed (Bajracharya et al., 2007b; Wang et al., 2008; Shrestha et al., 2010). In this context, a numerical model was developed to compute the characteristics of the outburst of glacial lake due to moraine dam failure by seepage flow and overtopping. Numerical analyses of seepage and moraine dam failure was also performed. To compute the pore water pressure in the moraine dam and slope stability of the dam, a seepage flow model and a slope stability model were incorporated into a numerical model of flow and dam surface erosion. The simulated results were compared with the experimental results.

4.1 Flow and dam surface erosion model

The flow and erosion model to predict glacial lake outburst due to moraine dam failure was developed by using the two-dimensional momentum equations of sediment-mixture flow, continuity equation of the flow and continuity equation of the sediment particles, which can be expressed as

$$\frac{\partial M}{\partial t}+\beta\frac{\partial(uM)}{\partial x}+\beta\frac{\partial(vM)}{\partial y}=gh\sin\theta_{bx0}-gh\cos\theta_{bx0}\frac{\partial(z_b+h)}{\partial x}-\frac{\tau_{bx}}{\rho_T} \quad (4)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t}+\beta\frac{\partial(uN)}{\partial x}+\beta\frac{\partial(vN)}{\partial y}=gh\sin\theta_{by0}-gh\cos\theta_{by0}\frac{\partial(z_b+h)}{\partial y}-\frac{\tau_{by}}{\rho_T} \quad (5)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial M}{\partial x}+\frac{\partial N}{\partial y}=i_b\{c_*+(1-c_*)s_b\}-q \quad (6)$$

$$\frac{\partial(ch)}{\partial t}+\frac{\partial(cM)}{\partial x}+\frac{\partial(cN)}{\partial y}=i_b c_* \quad (7)$$

where $M(=uh)$ and $N(=vh)$ are the flow discharge per unit width in x and y directions, u and v are the velocity components in x and y directions, h is the flow depth, z_b is the erosion or deposition thickness measured from the original bed elevation, θ_{bx0} and θ_{by0} are the x and y components of the slope of the original bed surface, i_b is the erosion/deposition velocity, c is the sediment concentration in the flow, c_* is the maximum sediment concentration in the bed, β is the momentum correction factor equal to 1.25 for stony debris flow (Takahashi et al., 1992) and to 1.0 for both an immature debris flow and a turbulent flow, g is the acceleration due to gravity, ρ_T is the mixture density ($\rho_T=\sigma c+(1-c)\rho$, σ is density of the sediment particle and ρ is density of the water), τ_{bx} and τ_{by} are the bottom shear stresses in x and y directions, s_b is the degree of saturation in the bed and q is the infiltration rate.

The equation for the change of bed surface elevation is expressed as

$$\frac{\partial z_b}{\partial t}+i_b=0 \quad (8)$$

The bottom resistance for a two-dimensional flow is described as follows (Takahashi, 1991; Takahashi et al., 1992). For a fully developed stony debris flow ($c > 0.4c_*$);

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_T}{8}\left(\frac{d_m}{h}\right)^2 \frac{u\sqrt{u^2+v^2}}{\{c+(1-c)\rho/\sigma\}\{(c_*/c)^{1/3}-1\}^2} \tag{9}$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_T}{8}\left(\frac{d_m}{h}\right)^2 \frac{v\sqrt{u^2+v^2}}{\{c+(1-c)\rho/\sigma\}\{(c_*/c)^{1/3}-1\}^2} \tag{10}$$

For an immature debris flow ($0.01 \le c \le 0.4c_*$);

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_T}{0.49}\left(\frac{d_m}{h}\right)^2 u\sqrt{u^2+v^2} \tag{11}$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_T}{0.49}\left(\frac{d_m}{h}\right)^2 v\sqrt{u^2+v^2} \tag{12}$$

For a turbulent flow ($c < 0.01$);

$$\tau_{bx} = \frac{\rho g n^2 u\sqrt{u^2+v^2}}{h^{1/3}} \tag{13}$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho g n^2 v\sqrt{u^2+v^2}}{h^{1/3}} \tag{14}$$

in which d_m is the mean particle size and n is the Manning's roughness coefficient.

The erodible bed thickness of earthen dam at each calculation time step may be partly saturated and partly unsaturated. Usually top surface close to flowing water is saturated (Nakagawa et al., 2011). In saturated region, there is no effect of suction in the soil mass. However, in unsaturated region, the suction effects in the erosion of soil. Therefore, the erosion process of moraine dam was computed by considering both the saturated and unsaturated erosion mechanism (Utsumi, 2009; Nakagawa et al., 2011). The erosion velocity equation given by Takahashi et al. (1992) for unsaturated bed without considering suction is described as

$$\frac{i_{bsat}}{\sqrt{gh}} = K_e \sin^{3/2}\theta_b \left\{1-\frac{\sigma-\rho}{\rho}c\left(\frac{\tan\phi}{\tan\theta_b}-1\right)\right\}^{1/2} \cdot \left(\frac{\tan\phi}{\tan\theta_b}-1\right)(c_\infty - c)\frac{h}{d_m} \tag{15}$$

where i_{bsat} is the erosion rate without considering suction, K_e is the erosion rate constant, c_∞ is the equilibrium sediment concentration, ϕ is the angle of internal friction, θ_b is the slope of the channel and the value of $\tan\theta_b$ in the above equations was used the energy gradient as follows:

$$\tan\theta_b = \sqrt{\tau_{bx}^2+\tau_{by}^2}\,/\left(\rho_T g h\right) \tag{16}$$

The equilibrium sediment concentration in Eq. (15) is expressed as

$$c_\infty = \frac{\rho\tan\theta_b}{(\sigma-\rho)(\tan\phi-\tan\theta_b)} \tag{17}$$

The erosion velocity equation for unsaturated bed considering suction is described as (Utsumi, 2009; Nakagawa et al., 2011)

$$\frac{i_{bunsat}}{\sqrt{gh}} = K_e \sin^{3/2}\theta_b \left\{1-\frac{\sigma-\rho}{\rho}c\left(\frac{\tan\phi}{\tan\theta_b}-1\right)-\frac{\Delta\tau_{suc}}{\rho g h\sin\theta_b}\right\}^{1/2} \left(\frac{\tan\phi}{\tan\theta_b}-1\right)(c_{\infty suc}-c)\frac{h}{d_m} \tag{18}$$

$$\Delta\tau_{suc} = \rho g|\psi|\left(\frac{\theta-\theta_r}{\theta_s-\theta_r}\right)\tan\phi \tag{19}$$

where i_{bunsat} is the erosion rate considering suction, $\Delta\tau_{suc}$ is the shear stress increment due to the suction and $c_{\infty suc}$ is the equilibrium sediment concentration considering suction, which is expressed as

$$c_{\infty suc} = \frac{\rho\tan\theta_b - \dfrac{\Delta\tau_{suc}}{gh\cos\theta_b}}{(\sigma-\rho)(\tan\phi-\tan\theta_b)} \tag{20}$$

The total erosion rate considering both with and without suction effect is expressed as

$$i_b = f\cdot i_{bsat} + (1-f)\cdot i_{bunsat} \tag{21}$$

where f is the variable based on thickness of saturated part of total eroded thickness ($0 < f < 1$) and $f = 0.5$ is used as Nakagawa et al. (2011) for the computation.

The used deposition velocity equation is expressed as follows (Takahashi et al., 1992):

$$i_b = \delta_d \frac{c_\infty - c}{c_*}\sqrt{u^2 + v^2} \tag{22}$$

where δ_d is the deposition coefficient.

4.2 Seepage flow model

A seepage flow model and a slope stability model were incorporated into a numerical model of flow and dam surface erosion. The change in pore water pressure through unsaturated-saturated soils of the moraine dam was computed by using Richards' equation as follows:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(K_x \frac{\partial \psi}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(K_z\left(\frac{\partial \psi}{\partial z} + 1\right)\right) = C\frac{\partial \psi}{\partial t} \tag{23}$$

where ψ is the water pressure head, K_x and K_z are the hydraulic conductivity in x and z directions, C $\left(=\partial\theta/\partial\psi\right)$ is the specific moisture capacity, θ is the volumetric water content of soil, x is the horizontal spatial coordinate, z is the vertical spatial coordinate taken as positive upwards and t is the time. The relationships of water storage coefficient and the coefficient of permeability are very important to compute the moisture movement in the unsaturated-saturated soil system using Eq. (23). Thus, the seepage flow analyses in the moraine dam were performed using the widely used constitutive relationships given by van Genuchten (1980) and Brooks and Corey (1964). The constitutive relationships given by van Genuchten (1980) were used to compute the water storage coefficient, the coefficient of permeability and the specific moisture capacity as

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \begin{cases} \dfrac{1}{\left(1 + |\alpha\psi|^\eta\right)^m} & if\ \psi < 0 \\ 1 & if\ \psi \geq 0 \end{cases} \tag{24}$$

$$K = \begin{cases} K_s S_e^{0.5}\left[1 - (1 - S_e^{1/m})^m\right]^2 & if\ \psi < 0 \\ K_s & if\ \psi \geq 0 \end{cases} \tag{25}$$

$$C = \begin{cases} m\left\{1 + (|\alpha\psi|)^\eta\right\}^{-m-1}\eta(|\alpha\psi|)^{\eta-1}\alpha(\theta_s - \theta_r) & if\ \psi < 0 \\ 0 & if\ \psi \geq 0 \end{cases} \tag{26}$$

where S_e is the effective saturation, θ_s and θ_r are the saturated and residual moisture content of the sediment mix respectively, α and η are the parameters related with matric potential of soil and are determined by using a curve fitting of soil-water retention curve, K_s is the saturated hydraulic conductivity and $m = 1 - 1/\eta$.

The water storage coefficient, the coefficient of permeability and the specific moisture capacity given by Brooks and Corey (1964) are described as

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \begin{cases} (|\psi/\psi_b|)^{-\lambda} & if\ \psi < \psi_b \\ 1 & if\ \psi \geq \psi_b \end{cases} \tag{27}$$

$$K = \begin{cases} K_s S_e^{\ \delta} & if\ \psi < \psi_b \\ K_s & if\ \psi \geq \psi_b \end{cases} \tag{28}$$

$$C = \begin{cases} \lambda(|1/\psi_b|)^{-\lambda}|\psi|^{(-\lambda-1)}(\theta_s - \theta_r) & if \psi < \psi_b \\ 0 & if \psi \geq \psi_b \end{cases} \tag{29}$$

where ψ_b is the air-entry value, λ is the pore-size distribution index and $\delta\left(=(2+3\lambda)/\lambda\right)$ is an empirical constant.

4.3 Slope stability model

Numerous slope stability analysis approaches are available. Many researchers used the simplified Janbu's method to calculate the factor of safety F_s for slip surface as (Takahashi, 1991)

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^{n} W_i \tan\alpha_i}\cdot\sum_{i=1}^{n}\frac{c' l_i \cos\alpha_i + (W_i - u_{wi} l_i \cos\alpha_i)\tan\phi}{\cos^2\alpha_i\left(1 + \tan\alpha_i \tan\phi / F_s\right)} \tag{30}$$

in which c' is the cohesion of the material of the dam body, l_i is the length of the base of each slice, α_i is the slope of the bottom of each slice, W_i is the weight of each slice including surface water, u_{wi} is the average pore water pressure on the bottom of each slice and ϕ is the angle of internal friction.

The simplified Janbu's method does not consider the negative pore water pressures developed in the unsaturated soils. The negative pore water pressure causes the shear strength to

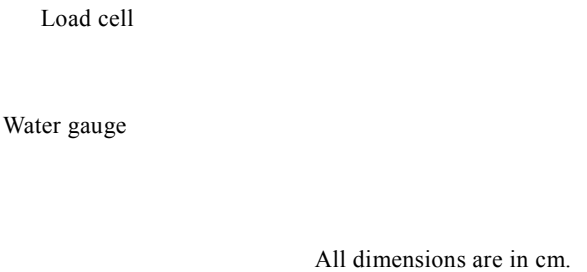


Fig. 27 Experimental flume setup

increase. Thus, the shear strength (τ) for an unsaturated soil is defined as (Vanapalli et al., 1996)

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a)\tan\phi + (u_a - u_w)\left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right)\tan\phi \quad (31)$$

in which σ_n is the total normal stress, u_a is pore-air pressure and u_w pore-water pressure. By using the shear strength equation Eq. (31), the factor of safety for slip surface can be defined as

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} c' l_i + (P_i - u_{ai} l_i)\tan\phi + (u_{ai} - u_{wi}) l_i \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right)_i \tan\phi}{W_i \sin\alpha_i} \quad (32)$$

$$P_i = \left[W_i - \frac{1}{F_s}\left\{ \begin{matrix} \left(c' + (u_{ai} - u_{wi})(\theta - \theta_r)_i / (\theta_s - \theta_r)\tan\phi\right) \\ l_i \sin\alpha_i - u_{ai} l_i \tan\phi \sin\alpha_i \end{matrix} \right\} \right] / m_{\alpha i} \quad (33)$$

$$m_{\alpha i} = \cos\alpha_i (1 + \tan\alpha_i \tan\phi / F_s) \quad (34)$$

4.4 Flume experiments and methods

A series of experiments were carried out to investigate the failure mechanism of moraine dam and developed numerical model was verified with the experimental results. A 500cm long, 30cm wide and 50cm deep flume was used for the experiments (Fig. 27). A dam body was made by silica sand (Sediment mix 1-6 and Sediment mix 1-7). Two types of sediment mixes were used for the comparison of the results with different grain size. Figs. 28 and 29 show the grain size distribution curve and the details of the dams, respectively. The mean diameter (d_m) of sediment mixes 1-6 and 1-7 are 1.4mm and 1.04mm, respectively. The maximum particle size ($d_{\max}$) and sediment density (σ) of both sediment mixes 1-6 and 1-7 are

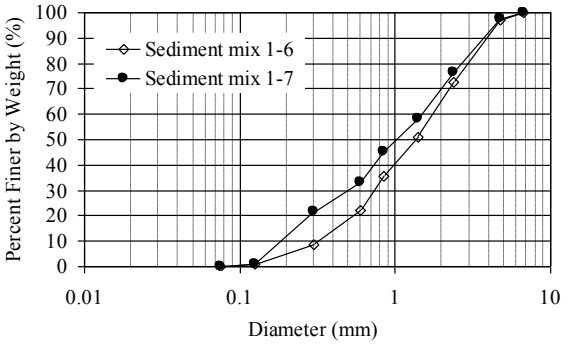


Fig. 28 Particle size distribution of bed sediment

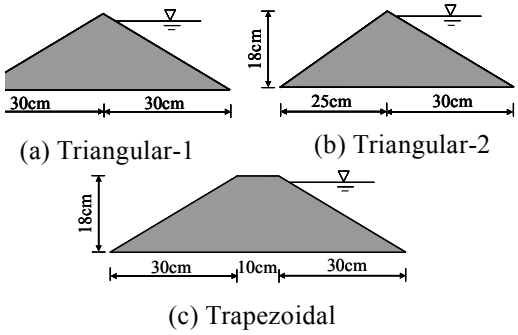


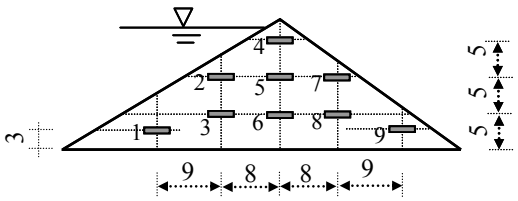
Fig. 29 Details of different types of dam body

Table 1 Experimental conditions

Case	Supply discharge Q (cm^3/sec)	Discharge supply time (sec)	Sediment mixture	Dam shape
Case-I	975	200	Mix 1-6	Trapezoidal
Case-II	975	200	Mix 1-6	Trianguler-1
Case-III	975	200	Mix 1-6	Trianguler-1
Case-IV	927	128	Mix 1-6	Trianguler-2
Case-V	895	130	Mix 1-7	Trianguler-2

4.75mm and 2.65g/cm^3, respectively.

The lake water was filled by supplying a constant water discharge from the upstream end of the lake. In the case of moraine dam failure by overtopping due to water level rising, the constant water discharge was supplied continuously from upstream end of the lake to overtop the dam and erode it. However, in the case of moraine dam failure by seepage, the lake water was filled up to about 16cm in depth by supplying constant water discharge from the upstream end of the lake. The details of the experimental conditions are shown in Table 1. The outflow discharge and sediment discharge were measured by using servo type water gauge and load cell, respectively. The temporal variations of the shapes of dam body due to erosion were captured by two video cameras located at the



All dimensions are in cm.

Fig. 30 Position of 1 to 9 WCRs in the dam body

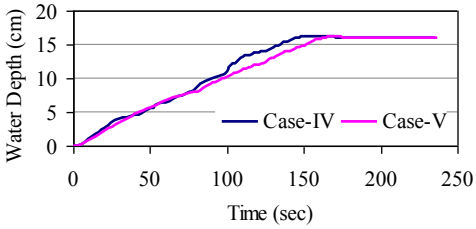


Fig. 31 Measured temporal variation of lake water depth

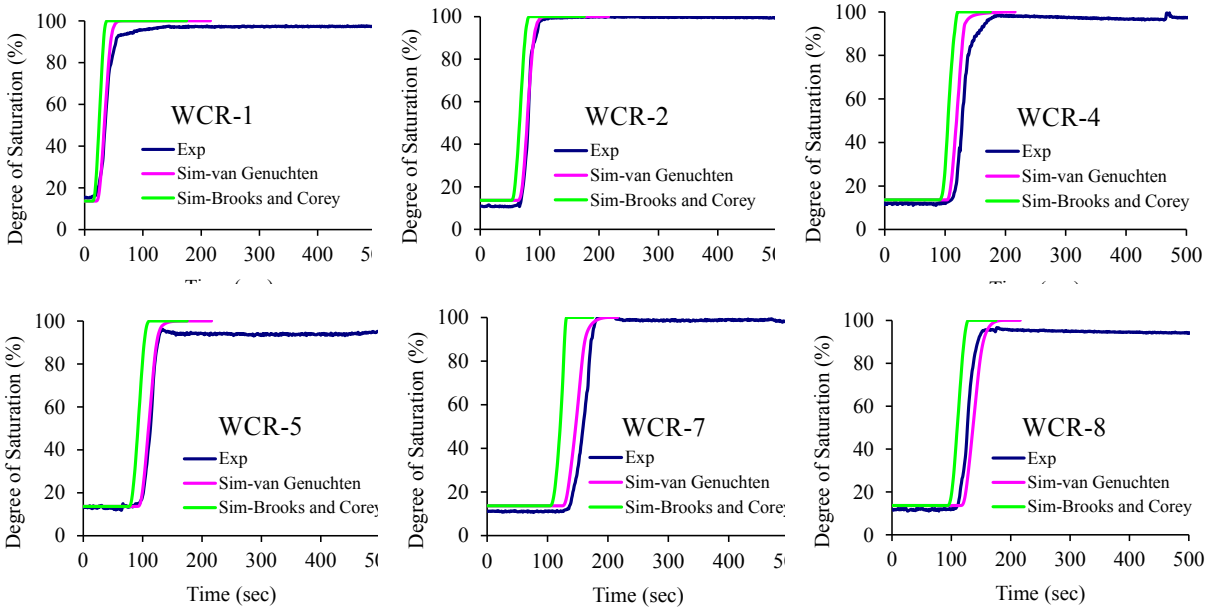


Fig. 32 The simulated and experimental moisture content profile, Case-IV (sediment mix 1-6 case)

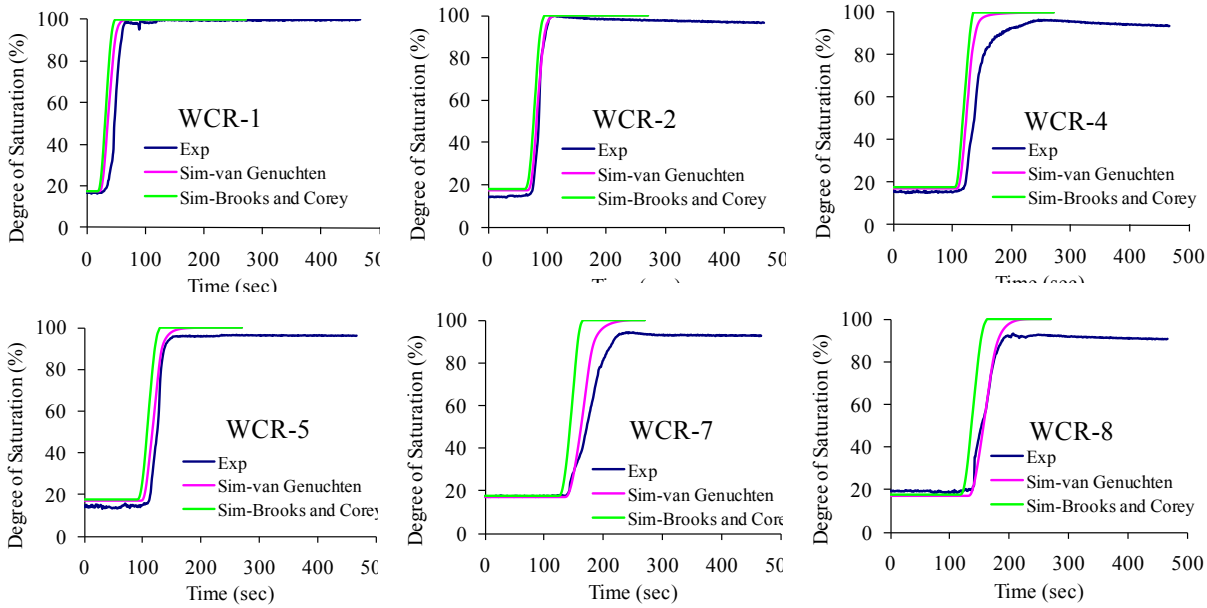
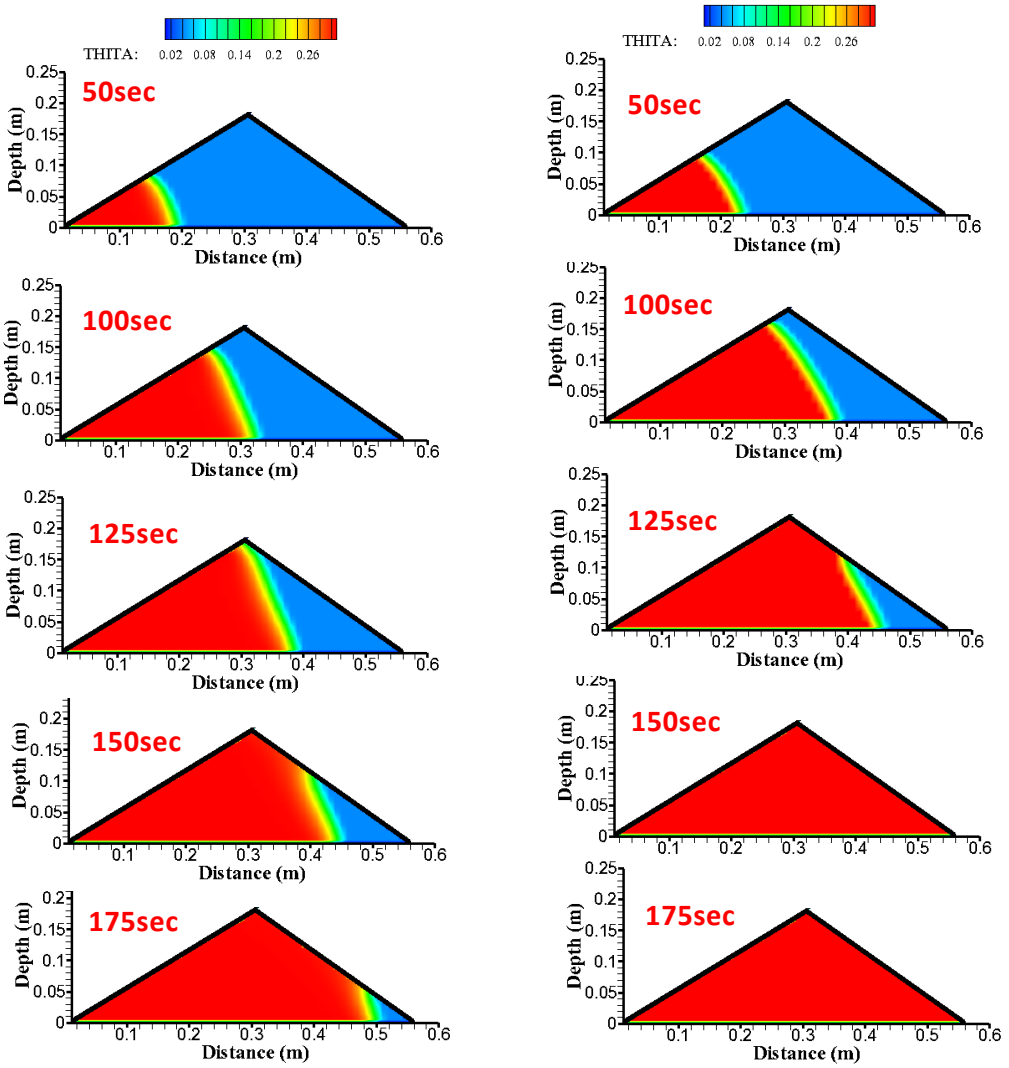


Fig. 33 The simulated and experimental moisture content profile, Case-V (sediment mix 1-7 case)

side and the top of the flume. The moisture movement in the dam body was measured by using the Water Content Reflectometers (WCRs) at different nine locations (Fig. 30).



(a) Using van Genuchten (1980) (b) Using Brooks and Corey (1964)

Fig. 34 Comparison of moisture movement in the dam body by using van Genuchten (1980) and Brooks and Corey (1964) constitutive relationships, Case IV

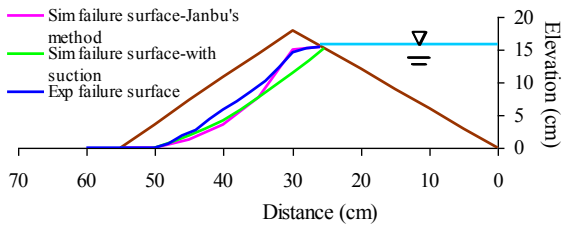
4.5 Results and discussions of numerical analysis

By using developed model, seepage analysis in the dam body, slope stability of the dam and failure of moraine dam due to seepage and overtopping were analyzed for the flume experimental cases. Fig. 31 shows the measured temporal water depth in the lake. The values of the soil parameters of the constitutive relationships of van Genuchten (α=6.3, $\eta=3.1$ and α=4.0, $\eta=$ 3.2 for sediment mixes 1-6 and 1-7) and Brooks and Corey (λ=2.5, ψ_b=-0.19 and λ=1.8, ψ_b=-0.19 for sediment mixes 1-6 and 1-7) were determined by using a curve fitting of soil-water retention curve of the both sediment mixes (see Appendix). The measured values $K_s=0.0005m/\sec$ and $\theta_s=0.312$ for sediment mix 1-6 and $K_s=0.00025m/\sec$ and $\theta_s=0.296$ for sediment mix 1-7 were used. Fig. 32 and Fig. 33 show the simulated and experimental moisture profile in the dam body in Case-IV and Case-V, respectively. The time, *t*=0sec, in the figures is the starting time of water supply from the upstream end of the lake. Fig. 34 shows the comparison of temporal variation of moisture movement in the dam body by using van Genuchten (1980) and Brooks and Corey (1964) constitutive relationships in Case-IV. The moisture movement in the dam body is due to the depth of the lake water in the upstream. The moisture movement in the dam by using Brooks and Corey relationships is faster than the experimental. The hydraulic conductivity in the unsaturated soil is higher in the Brooks and Corey relations than van Genuchten.

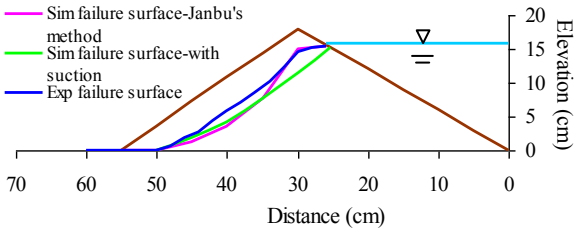
The simulated results by using the constitutive relations of van Genuchten are more agreeable with the experimental results than the Brooks and Corey relationships. The relationships of water storage coefficient and the coefficient of permeability are very important to compute the moisture movement in the unsaturated region. The moisture movement in the dam also depends on the saturated hydraulic conductivity. The sediment mix 1-7 contains higher fine sediments than in sediment mix 1-6 and the moisture movement is slower in sediment mix 1-7 than in case of sediment mix 1-6 due to the smaller hydraulic conductivity in this case.

Fig. 35 shows the comparison of the simulated slip surfaces of moraine dam failure due to seepage with considering suction and without considering suction (Janbu's simplified method) in the shear strength of the soil with the experimental slip surfaces. The moisture movement in the soil was calculated by using van Genuchten relationships. The dynamic programming method was used to compute the critical slip surfaces (Shrestha et al., 2010a). The simulated failure surfaces considering the suction in slope stability analysis are more agreeable with the experimental results than the Janbu's simplified method. In unsaturated soils, the failures are generally characterized by shallow failure surfaces. Without considering the effect of the matric suction in the slope stability analysis, deep failure surface may occur. Thus, the unsaturated shear strength with the matric suction is necessary to consider in the slope stability analysis of the unsaturated dam body. The failure surface is deeper in the case of sediment mix 1-6 than sediment mix 1-7, which may be due to the higher effect of suction in sediment mix 1-7.

To calculate the outburst discharge of moraine dam failure, hereafter van Genuchten relationships were used in the seepage calculation and the slope stability analysis was carried out by considering the suction in the unsaturated soil. Fig. 36 shows the simulated and experimental results of the outburst discharge and accumulated discharge at the downstream end of the flume due to moraine dam failure by water overtopping (Case-I). In this case, the initial moisture content in the dam is about 0.21%. In the figures, the time t=0sec is the starting time of discharge outflow at the downstream end of the flume. Fig. 37 shows the temporal variation of the dam surface erosion by water overtopping. The

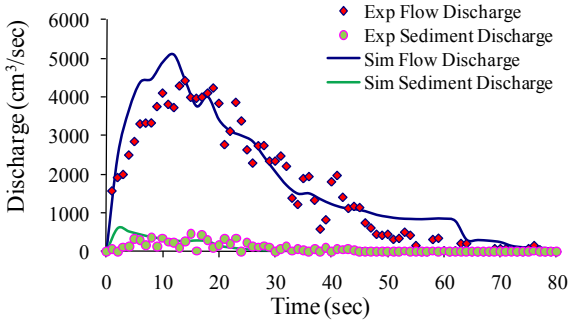


(a) Sediment mix 1-6 (Case-IV)

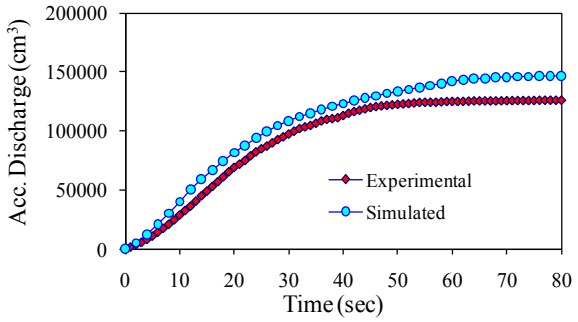


(b) Sediment mix 1-7 (Case-V)

Fig. 35 Simulated and experimental slip surface



(a) Outflow discharge



(b) Accumulated flow discharge

Fig. 36 Simulated and experimental results of outflow discharge and accumulated discharge, Trapezoidal dam case (CASE-I)

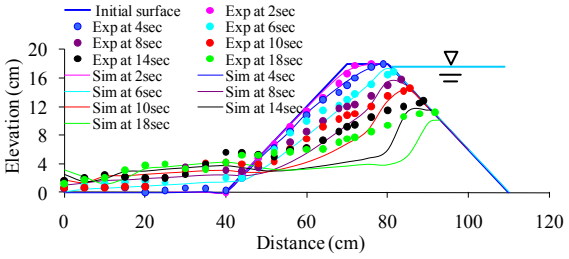


Fig. 37 Temporal variations of dam surface due to erosion, Case-I, time t=0sec is the starting time of erosion, 0.21% initial moisture content

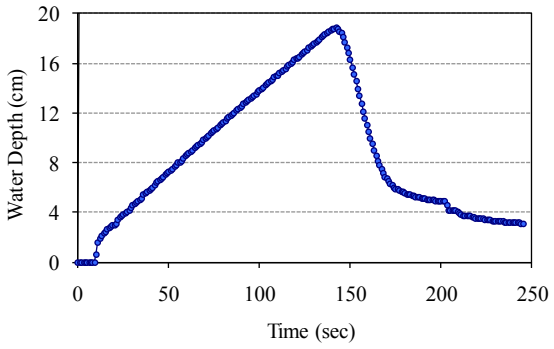
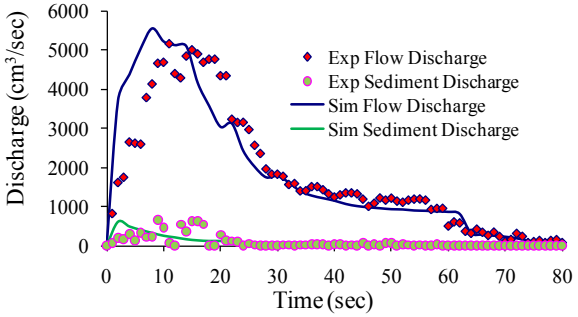
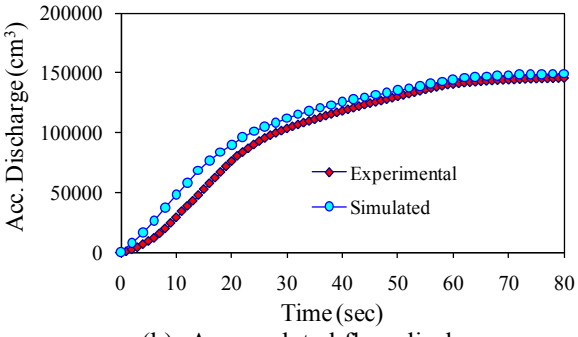


Fig. 38 Temporal variations of water depth at just upstream of upstream end of moraine dam, Case-I



(a) Outflow discharge



(b) Accumulated flow discharge

Fig. 39 Simulated and experimental results of outflow discharge and accumulated discharge, Triangular dam case (CASE-II)

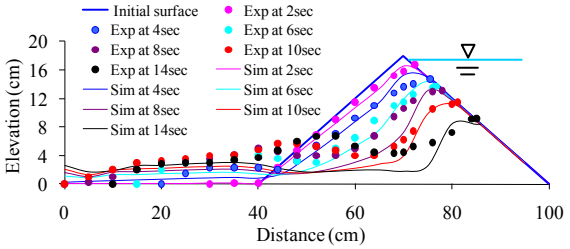
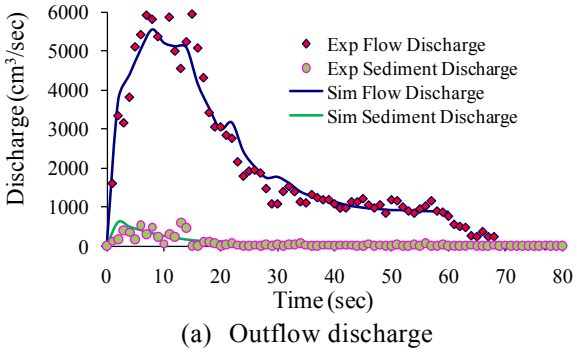
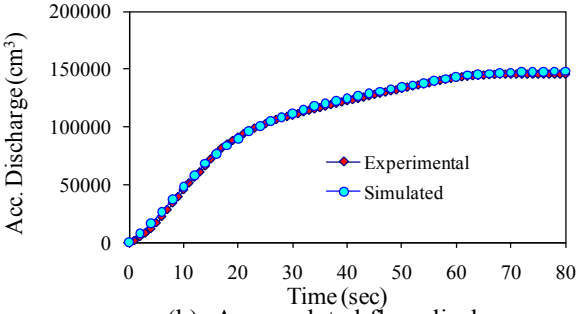


Fig. 40 Temporal variations of dam surface due to erosion, Case-II, time *t*=0sec is the starting time of erosion, 0.21% initial moisture content

simulated results were agreeable with the experimental results. The temporal variation of water filling up and drawdown at just upstream of



(a) Outflow discharge



(b) Accumulated flow discharge

Fig. 41 Simulated and experimental results of outflow discharge and accumulated discharge, Triangular dam case (CASE-III)

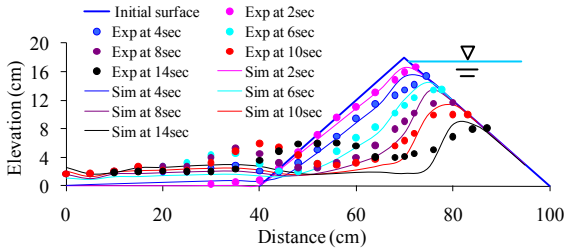


Fig. 42 Temporal variations of dam surface due to erosion, Case-III, time t=0sec is the starting time of erosion, 5.54% initial moisture content

the upstream end of dam in the lake is shown in Fig. 38. Fig. 39 shows the outburst discharge and accumulated discharge at the downstream end of the flume in the case of triangular dam (Case-II). The initial moisture content in the dam is about 0.21%. Fig. 40 shows the temporal variation of dam surface in the case of triangular dam (Case-II). Fig. 41 shows the results of the outburst discharge due to moraine dam failure by overtopping with 5.54% initial moisture content in the dam (Case-III). The peak discharge is higher in the case of 5.54% initial moisture content in the dam. Fig. 42 shows the dam surface erosion by water overtopping in Case-III. It was found that the peak discharge was higher in the case of triangular shape dam than trapezoidal shape. The simulated results of the outburst discharge in

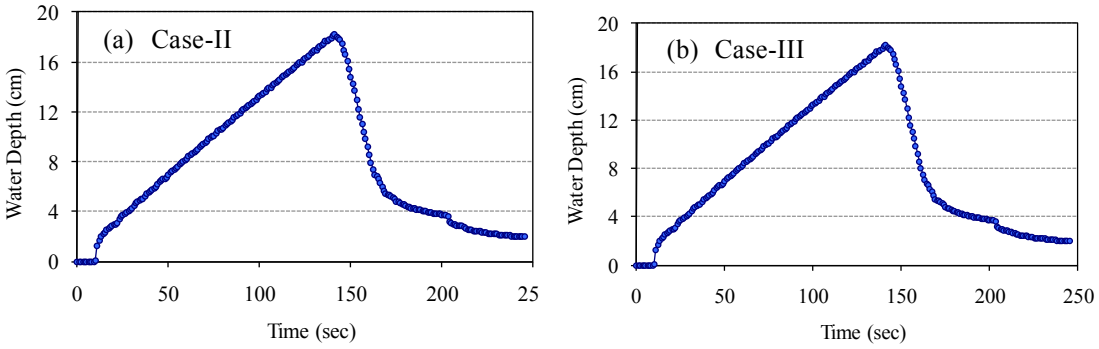
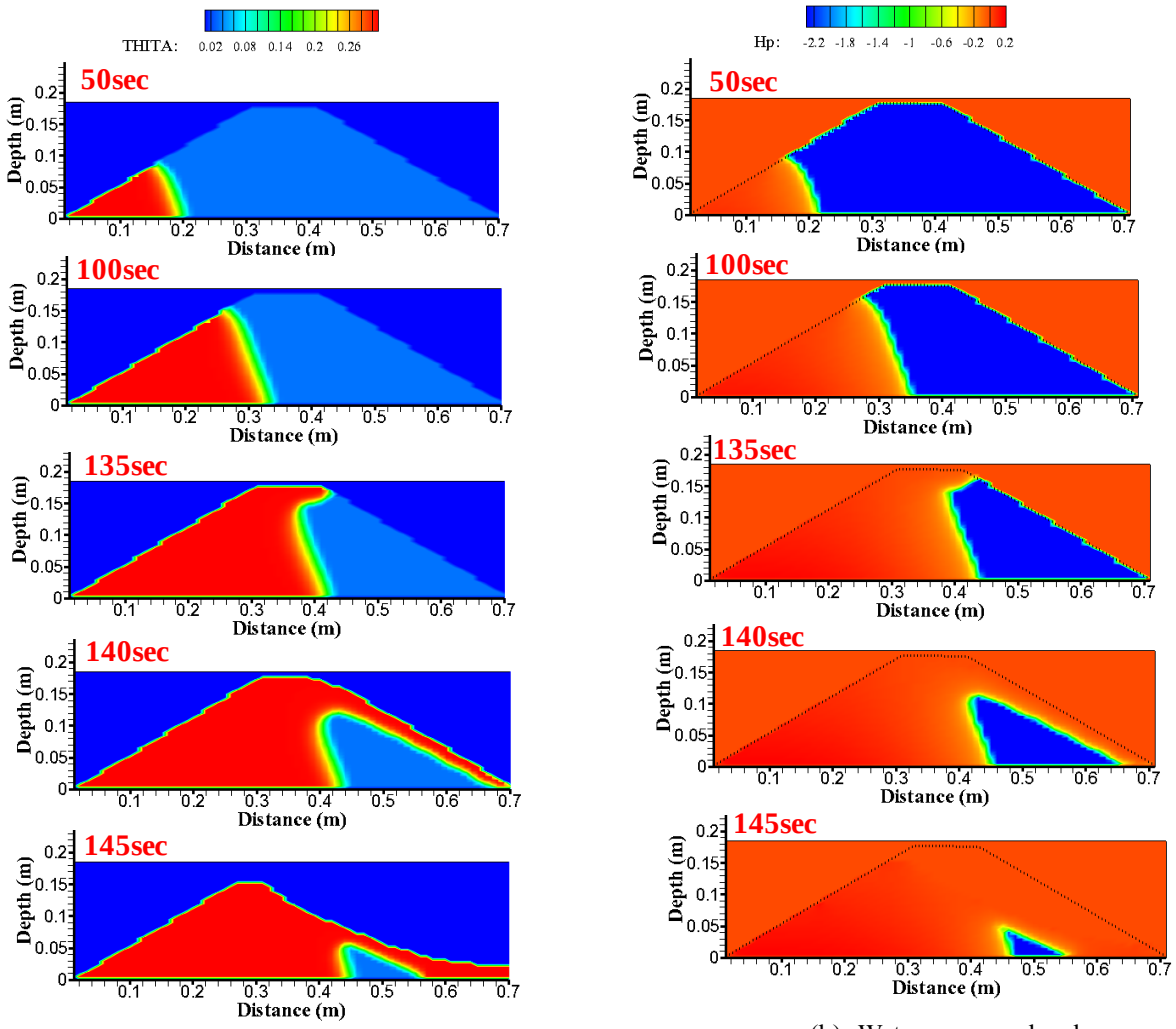


Fig. 43 Temporal variations of water depth at just upstream of the upstream end of moraine dam, Case-II and Case-III

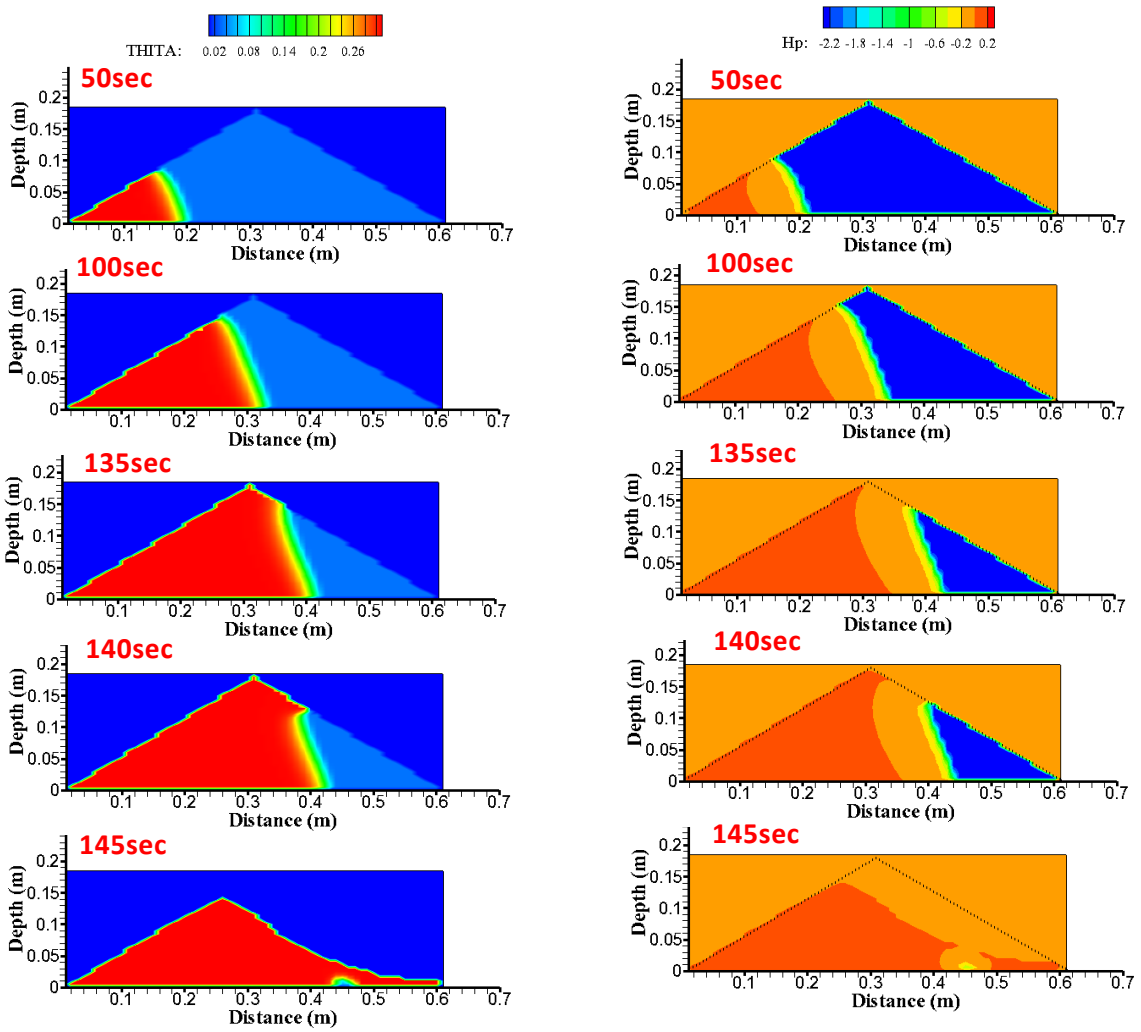


(a) Moisture content (b) Water pressure head

Fig. 44 Temporal variation of moisture content and pressure head in the dam, Case-I

the all three cases agreed with the experimental results. The effect of suction in the soil was also considered in the dam surface erosion. The erosion of moraine dam by overtopping was also well explained by the numerical simulation model. Fig. 43 shows the simulated results of temporal variation of lake water filling up and water drawdown due to moraine dam failure at just upstream of the upstream end of the dam in Case-II and Case-III.

Fig. 44 shows the simulated results of temporal variation of moisture content and pressure head in the trapezoidal dam (Case-I). Similar results of the

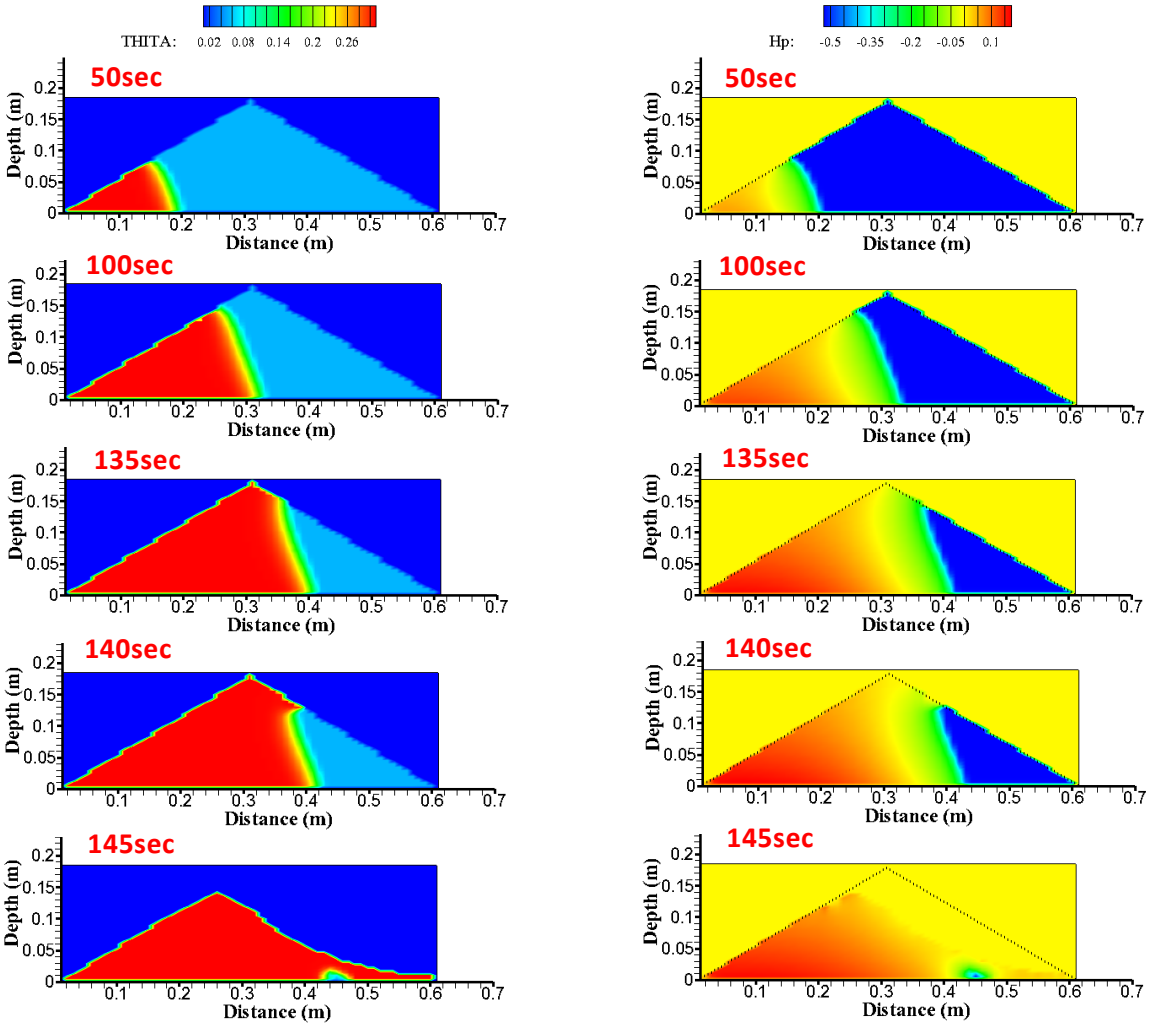


(a) Moisture content (b) Water pressure head

Fig. 45 Temporal variation of moisture content and pressure head in the dam, Case-II

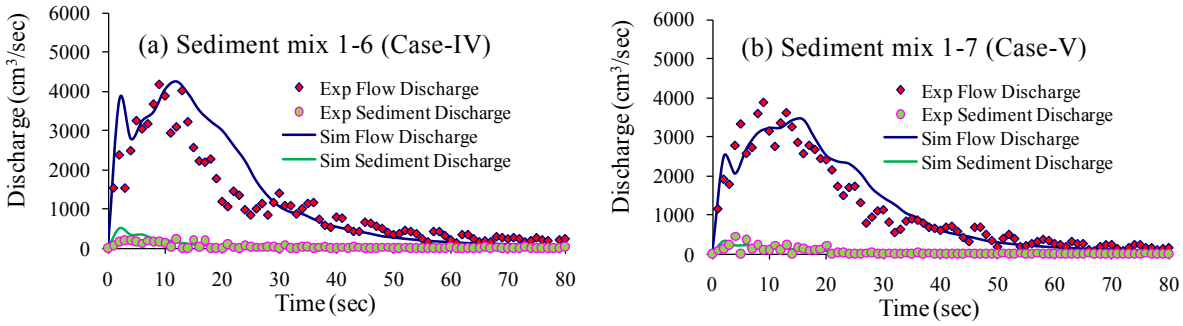
temporal variation of moisture content and pressure head in Case-II and Case-III are shown in Figs. 45 and 46, respectively. The temporal variation of moisture content and pressure head in both trapezoidal and triangular dam cases were well explained by numerical simulations. The equations of seepage flow model were solved by Line Successive Over Relaxation (LSOR) scheme with an implicit iterative finite difference schemes as used by Freeze (1971, 1978). The partial differential equations of basic equations of flow and erosion model were obtained from the methods adopted by Nakagawa (1989) by using Leap-Frog scheme, in which upwind scheme was adopted in the advection term and implicit scheme was introduced in the friction term.

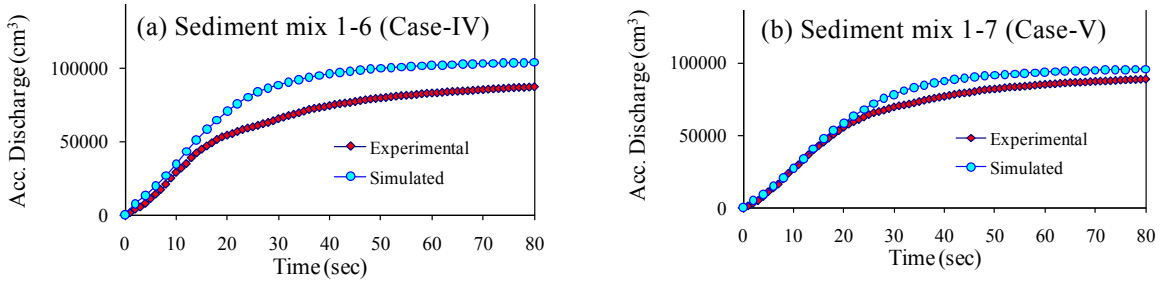
Fig. 47 shows the simulated and experimental results of the outburst discharge in the case of moraine dam failure by seepage for sediment mixes 1-6 and 1-7. Immediately after failure of moraine dam, the lake water overtopped the dam and eroded it, which results the rapid drawdown of lake water. The peak discharge in the case of sediment mix 1-6 is higher than in the case of sediment mix 1-7. In the case of moraine dam failure by seepage also, the simulated results of outburst discharge at the flume end were agreeable with the experimental results. The accumulated discharges in the case of moraine dam failure by seepage cases are shown in Fig. 48. The comparisons of the simulated and experimental results show that the two-dimensional flow and erosion model used in this study gives stable and reliable results. The proposed model can be used to compute the characteristics of glacial lake outburst



(a) Moisture content (b) Water pressure head

Fig. 46 Temporal variation of moisture content and pressure head in the dam, Case-III





rainc

due to moraine dam failure by seepage flow and lake water overtopping.

By using this developed numerical model, we are analyzing potential outburst flood from Tsho Rolpa Glacial Lake in the Rolwaling valley of Nepal. This lake is most dangerous and largest lake in Nepal. The outburst from this lake may cause serious damages and loss of lives. Thus, it is very urgent to analyze the catastrophic glacial outburst flood from Tsho Rolpa Glacial Lake and to investigate their downstream impact to society.

5. Conclusions

The assessment of glacial hazards in the Rolwaling valley of Nepal had been presented. Based on the field visit at Tsho Rolpa Glacial Lake, it was observed that the moraine dam of this lake can be breached due to sudden collapse of dam by seepage and due to erosion by wave overtopping by falling of steeply hanging glaciers in the right side of the lake. The area of glacial lakes in the Himalaya is rapidly increasing in trend due to impact of global climate change, which may cause outburst of glacial lake. Hazards/disasters due to GLOF are likely to increase in intensity with the impacts of climate change.

The numerical analyses were carried out to compute the characteristics of glacial lake outburst due to moraine dam failure by seepage and overtopping. The moisture profile calculated by using van Genuchten was more agreeable with the experimental moisture profile. The simulated failure surface considering the suction in slope stability analysis gave more accurate results than Janbu's simplified method. The results of the outburst discharge and dam surface erosion also agreed with the experimental results. The sudden release of outburst discharge from the lake may cause the catastrophic disasters and flooding in downstream.

In our further study, the characteristics of flood disasters and hazardous zone caused by outburst of most potential dangerous glacial lake Tsho Rolpa of Nepal has been preparing by using developed numerical model and Geographical Information System (GIS) tools with various scenarios.

Acknowledgements

The authors are grateful to the GCOE program 'Sustainability/Survivability Science for a Resilient Society Adaptable to Extreme Weather Conditions' of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University for providing financial support for this research work and also for providing Young Scientist Research Grant to the first author. The authors are also wish to thank Mr. Shiro Nakanishi (Master course student, Graduate School of Engineering, Kyoto University) for his help in translation of English synopsis into Japanese. The authors are also grateful to Prof. Narendra Man Shakya and Dr. Raghu Nath Jha, Institute of Engineering, Pulchowk Campus, Nepal for their suggestions and help during field visit. The authors are also thanks to Mr. Pradeep Kumar Mool, Remote Sensing Specialist, ICIMOD, Nepal for providing information about Tsho Rolpa Glacial Lake.

References

Bajracharya, O. R. (2008): Himalayan glacier and Glacier Lake Outburst Flood (GLOF), SAARC Workshop on Climate Change and Disaster: Emerging Trends and Future Strategies, Kathmandu Nepal, http://www.nset.org.np/nset/climatechange/presentation/d1_s2/np/Om%20R%20Bajracharya_Glacier_GLOF%20v2.0.pdf (online accessed on 2011-05-06).

Bajracharya, S. R. (2010): Glacial lake outburst flood disaster risk reduction activities in Nepal, International Journal of Erosion Control Engineering, JSECE, Vol. 3, No. 1, pp.92-101.

Bajracharya, S. R., Mool, P. K., and Shrestha, B. R. (2006): The impact of global warming on the glaciers of the Himalaya, International Symposium on Geo-disasters, Infrastructure Management and Protection of World Heritage Sites, Nepal Engineering College, Ehime University and National Society for Earthquake Technology Nepal, pp.231-242.

Bajracharya, S. R., Mool, P. K., and Shrestha, B. R. (2007a): Impact of climate change on Himalayan glaciers and glacial lakes, case studies on GLOF and associated hazards in Nepal and Bhutan,

International Center for Integrated Mountain Development (ICIMOD) and United Nations Environment Programme (UNEP), pp.1-119.

Bajracharya, B., Shrestha, A. B. and Rajbhandari, L. (2007b): Glacial lake outburst floods in the Sagarmatha region, Mountain Research and Development, Vol. 27, No. 4, pp.336-344.

Brooks, R. H. and Corey, A. T. (1964): Hydraulic properties of porous medium, Hydrology Paper, Colorado State University (Fort Collins), Nr.3, Vol. 27.

Cenderelli, A. D. and Wohl, E. E. (2001): Peak discharge estimates of glacial-lake outburst floods and "normal" climatic floods in the Mount Everest region, Nepal, Geomorphology, Vol. 40, pp.57-90.

Clague, J. J and Evans, S. G. (2000): A review of catastrophic drainage of moraine-dammed lakes in British Columbia, Quaternary Science Reviews, Vol. 19, pp.1763-1783.

Costa, J. E. and Schuster, R. L. (1988): The formation and failure of natural dams, Geological Society of America Bulletin, Vol. 100, pp.1054-1068.

Department of Hydrology and Metrology (DHM) (2008): Streamflow Summary (1962-2006), Hydrology Division, DHM, Government of Nepal.

Dwivedi, S. K. (2005): Downstream impacts of glacier lake outburst flood in the Himalaya, Proceedings of International Conference on Monitoring, Prediction and Mitigation of Water-Related Disasters (MPMD-2005), Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, pp.387-393.

Evans, S. G. (1986): The maximum discharge of outburst floods caused by the breaching of man-made and natural dams, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 23, pp.385-387.

Fread, D. L. (1988): DAMBRK: the NWS DAMBRK model: Theoretical background/user documentation, Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, NWS, NOAA.

Fread, D. L. (1991): BREACH: an erosion model for earthen dam failures, U.S. National Weather Service, Office of Hydrology, Silver Spring, Maryland.

Freeze, R. A. (1971): Influence of the unsaturated flow domain on seepage through earth dams, Water Resources Research, Vol. 7, pp.929-941.

Freeze, R. A. (1978): Mathematical models of hillslope hydrology, In M. J. Kirkby, (ed), Hillslope Hydrology, John Wiley, pp.177-225.

Horstmann, B. (2004): Glacial lake outburst floods in Nepal and Switzerland - new threats due to climate change, Germanwatch, pp.1-11. http://www.germanwatch.org/download/klak/fb-gl-e.pdf (accessed 26 April 2010).

Huggel, C., Haeberli, W., Kääb, A., Bieri, D. and Richardson, S. (2004): An assessment procedure for glacial hazards in the Swiss Alps, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 41, pp.1068-1083.

Huggel, C., Kääb, A., Haeberli, W., Teysseire, P. and Paul, F. (2002): Remote sensing based assessment of hazards from glacier lake outbursts: a case study in the Swiss Alps, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39, pp.316-330.

Matambo, S. T. and Shrestha, A. B. (2011): Nepal: Responding Proactively to Glacial Hazards, World Resources Report, Washington DC, pp.1-18 (http://www.worldresourcesreport.org) (accessed 15 May 2011).

Mool, P. K. (2010): Glacial lakes and glacial lake outburst floods in the Himalayas, International Center for Integrated Mountain Development (ICIMOD), http://geoportal.icimod.org/symposium2010/PPT/Theme-I/PK%20Mool.pdf (online accessed on 2011-04-25).

Mool, P. K., Bajracharya, S. R. and Joshi, S. P. (2001): Risk assessment of Tsho Rolpa Glacial Lake along the Rolwaling and Tama Koshi valleys, Dolakha District, Nepal, United Nations Environment Programme – Asia and the Pacific (UNEP-AP) and International Center for Integrated Mountain Development (ICIMOD), http://www.rrcap.unep.org/glofnepal/Nepal/Field%20Report%20TSHO_ROLPA%20Oct.%20Y2K/complete%20Tsho%20Rolpa%20field%20report.pdf (accessed 13 May 2011).

Nakagawa, H. (1989): Study on risk evaluation of flood and sediment inundation disaster, Doctoral Thesis, Kyoto University (in Japanese).

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, Keynote Lecture, Vol. 55, pp.K-1-K-4.

Osti, R. and Egashira, S. (2009): Hydrodynamic

characteristics of the Tam Pokhari glacial lake outburst flood in the Mt. Everest region, Nepal, Hydrological Processes, Vol. 23, pp.2943–2955.

Reynolds, J. M. (1999): Glacial hazard assessment at Tsho Rolpa, Rolwaling, Central Nepal, Quarterly Journal of Engineering Geology, the Geological Society of London, Vol. 32, pp.209-214.

Richardson, S. D. and Reynolds J. M. (2000): An overview of glacial hazards in the Himalayas, Quaternary International, Vol. 65-66, pp.31-47.

Shrestha, A. B., Eriksson, M., Mool, P., Ghimire, P., Mishra, B. and Khanal, N. R. (2010): Glacial lake outburst flood risk assessment of Sun Koshi basin, Nepal, Geomatics, Natural Hazards and Risk, Vol. 1 No. 2, pp.157-169.

Shrestha, B. B., Nakagawa, H., Kawaike, K., Baba, Y. and Zhang, H. (2010a): Glacial lake outburst due to moraine dam failure by seepage and overtopping with impact of climate change, the Annuals of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, No. 53, pp.569-582.

Shrestha, B. B., Nakagawa, H., Kawaike, K., Baba, Y. and Zhang, H. (2010b): Impact of global climate change on glacial lakes and glacial lake outburst floods, International Symposium on Sediment Disasters and River Environment in Mountainous Area, JSPS Asia-Africa Science Platform Program, Kyoto University, Japan, pp.53-54.

Shrestha, B. B., Nakagawa, H., Kawaike, K., Baba, Y. and Zhang, H. (2010c): Study on moraine dam failure and glacial lake outburst flood with impact of global climate change, Proceedings of International Symposium on a Robust and Resilient Society against Natural Hazards & Environmental Disasters and the third AUN/Seed-Net Regional Conference on Geo-Disaster Mitigation, Kyoto University, Japan, pp.27-37.

Shrestha, B. B., Nakagawa, H., Kawaike, K., Baba, Y. and Zhang, H. (2010d): Outburst of glacial lakes due to moraine dam failure under global climate change, Proceedings of the 29th Annual Meeting of the Japan Society for Natural Disaster Science, pp.171-172.

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 Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 11, pp.1490-1507.

Utsumi, T. (2009): Study on unsaturated embankment dam failure due to overtopping, Master Thesis, Kyoto University, 2009.

U.S. Corps of Engineers (2002): HEC-RAS river analysis system hydraulic reference manual, Hydraulic Engineering Center Report, CPD-69, US Corps of Engineers: Davis.

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, pp.379-392.

Wang, X., Lui, S., Guo, W. and Xu, J. (2008): Assessment and simulation of glacier lake outburst floods for Longbasaba and Pida lakes, China, Mountain Research and Development, Vol. 28, No. 3/4, pp.310-317.

Water and Energy Commission Secretariat (WECS) (1993): Interim report on the field investigation on the Tsho Rolpa Glacier Lake, Rolwaling valley, WECS, Nepal Government.

Yamada, T. (1998): Glacier lake and its outburst flood in the Nepal Himalaya, Data Center for Glacier Research, Japanese Society of Snow and Ice, Monograph No. 1, pp.1-96.

Appendix

The soil water retention curves of the sediment mixes were computed by using Multi-Fold pF Meter. Fig. A1 shows the relationships between moisture content and matric potential of the soil mass for both sediment mixes 1-6 and 1-7. The relationships between moisture content and matric potential of the soil by using both constitutive relationships of van Genuchten and Brooks and Corey based on curve fitting parameters are also shown in the figures (Fig. A1). By using the curve fitting parameters of soil water retention curve, the values of the soil parameters of the constitutive relationships of van Genuchten were determined as

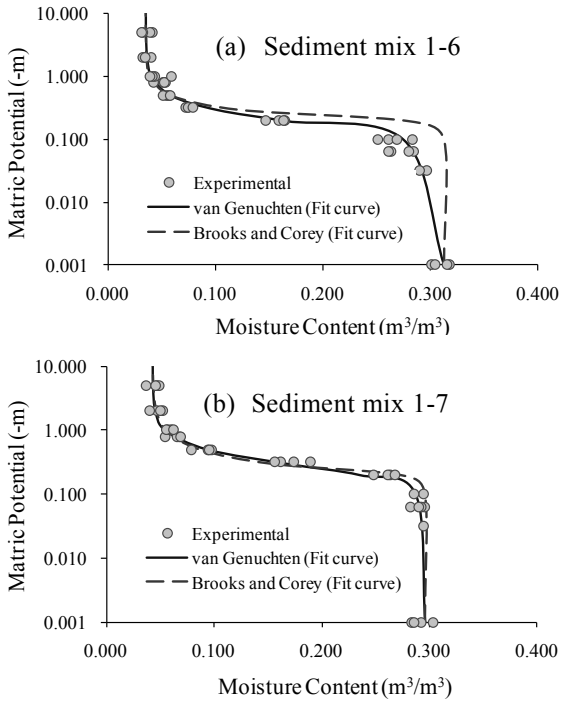


Fig. A1 Relationships between moisture content and matric potential of the soil mass

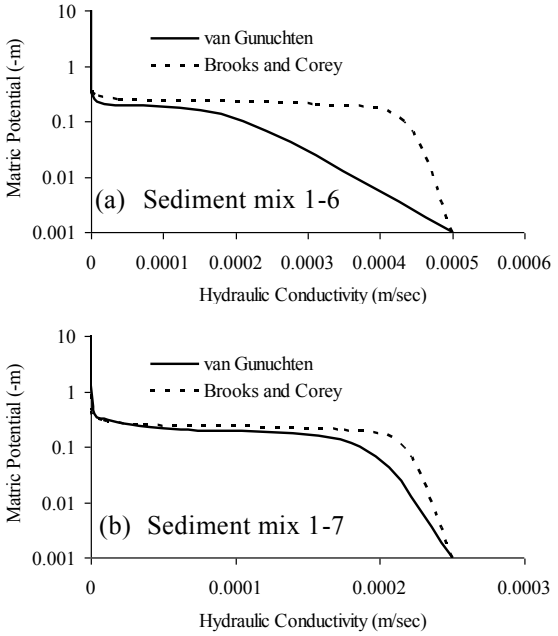


Fig. A2 Comparison and relationships between matric potential and hydraulic conductivity by using van Genuchten and Brooks and Corey relationships

α =6.3, $\eta = 3.1$ and α =4.0, $\eta =$ 3.2 for sediment mixes 1-6 and 1-7, respectively. The values of the soil parameters of the constitutive relationships of Brooks and Corey were determined as λ =2.5, ψ_b =-0.19 and λ =1.8, ψ_b =-0.19 for sediment mixes 1-6 and 1-7, respectively.

The constant head permeability tests were also carried out to determine the saturated hydraulic conductivity of the soil mass. The measured values of the saturated hydraulic conductivity and the saturated moisture content are $K_s = 0.0005 m/\sec$ and $\theta_s = 0.312$ for sediment mix 1-6 and $K_s = 0.00025 m/\sec$ and $\theta_s = 0.296$ for sediment mix 1-7. Fig. A2 shows the relationships between the matric potential and the hydraulic conductivity calculated by using van Genuchten and Brooks and Corey relationships. Fig. A3 shows the relationships between matric potential and hydraulic conductivity based on sediment mixes.

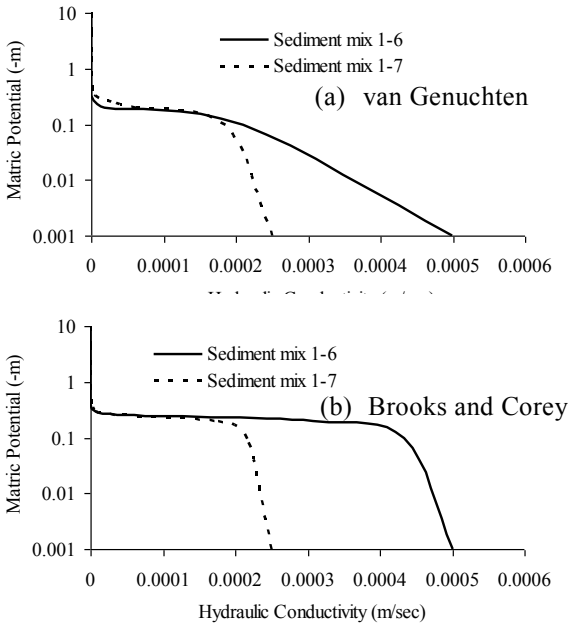


Fig. A3 Relationships between matric potential and hydraulic conductivity based on sediment mixes

ネパール・ロールワリン渓谷における氷河ハザードアセスメントと数値解析による氷河湖決壊洪水の予測

Badri Bhakta SHRESTHA・中川一・川池健司・馬場康之・張浩

要　旨

近年，南アジアのヒマラヤ地域やその他の氷河地帯で，気候変動と氷河の後退に起因する大きな災害が発生している。気候変動の影響で氷河湖は急速に発達・拡大しており，決壊の危険性が指摘されている。氷河湖の決壊は下流域に壊滅的な洪水や災害をもたらす。したがって，気候変動が氷河湖に与える影響を調査し，氷河湖の挙動を把握することが不可欠である。本研究は，ネパール・ヒマラヤのツォ・ロルパ氷河湖での現地調査について報告するとともに，気候変動がツォ・ロルパ氷河湖にもたらす影響について検証を行うものである。ツォ・ロルパ氷河湖はネパールで最も大きく，潜在的危険性の最も高い氷河湖である。浸水・越流によるモレーンダムの決壊が引き起こす氷河湖決壊についての数値解析モデルを構築し，その解析結果を実験により得られた結果と比較した。

キーワード：氷河湖決壊洪水，気候変動，モレーンダム決壊，数値解析，ツォ・ロルパ氷河湖，氷河ハザードアセスメント

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 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

堤大三・藤田正治・宮田秀介・志田正雄・長野快*

* 東京大学大学院工学研究科

要　旨

冬季に火山噴火が発生した場合, 火山噴出物が積雪上に堆積して, 急激に融雪が起こり, 噴出物や斜面土層を巻き込んで泥流化する危険性がある。実際, この融雪型火山泥流による甚大な被害が発生した事例が数件報告されている。しかし, 発生条件が特殊である事や, 複雑なプロセスのためか, 研究はあまり進んでおらず, 発生機構はほとんど不明のままである。本研究では, 積雪層に温泉水を噴射し, 積雪層表面からの融雪と融雪水の浸透を観察する基礎的な実験を行った。実験の結果, 限定的な条件の下ではあるが, 以下の事項が明らかとなった。1）積雪層の融解は, 層の表面から進行した。2）融雪水は積雪層を浸透し, 水路底面に水面を形成した。3）浸透においては, フィンガリングと呼ばれる選択流路を伴う不均一な浸透挙動を示した。4）融雪が進行する速度よりも, 融雪水の浸透速度の方が大きく, 積雪層上には表面流は発生しなかった。

キーワード: 融雪型火山泥流, 火山噴火, 浸透能, 融雪速度, 熱電対, TDR

1.　はじめに

火山噴火によって火山噴出物が積雪上に堆積するなど, 積雪期の火山活動により, 積雪層が融けて融雪水と土砂が混合した泥流が発生する場合がある。これは融雪型火山泥流と呼ばれ, 実際にコロンビアのネバド・デル・ルイス火山の噴火（1985）や北海道の十勝岳の噴火（1926）に伴って発生した火山泥流では, 多数の被害者を出す大災害となった。このように, 防災学上も重要な現象である融雪型火山泥流に対して, これまでいくつかの実験的検討（吉川ら, 2010）やモデル化（宮本ら, 1989：安養寺ら, 2003）が行われてきているが, 発生機構の解明につながるような研究はなされていない。この理由のひとつは, 積雪のある火山である事と, 積雪期間に火山噴火が起こる, という限定された発生条件があるためと考えられる。もうひとつの理由として, 融雪型火山泥流は, 火山噴出物と積雪間の熱伝導, 積雪の融解, 融雪水の浸透, 積雪層・土層・堆積物層の不安定化, 泥流発生, といったいくつもの物理プロセスが複雑に関連する現象であるためと考えられる。

本研究では, 融雪型火山泥流の発生機構を構成する複数のプロセスの内, 特に積雪層の融解と融雪水の浸透プロセスに焦点を絞り, その発生機構を明らかにすることを目的として基礎的な実験を行った（Fig. 1参照）。実験は, 実際に融雪型火山泥流が発生する可能性のある活火山焼岳（2,455 m）のふもとに位置する京都大学防災研究所附属流域災害研究センター 穂高砂防観測所（岐阜県高山市奥飛騨温泉郷）にて実施した。実験には自然雪を使用し, 現地の気象条件の下で実施した。また, 融雪のための熱源として与える熱水は, 近傍に湧出している温泉の源泉を利用した。本稿では, その結果について報告

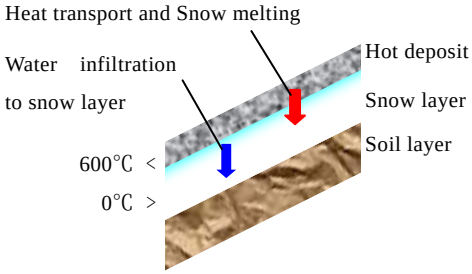


Fig. 1 Schematic drawing of mudflow occurrence processes due to volcanic eruption

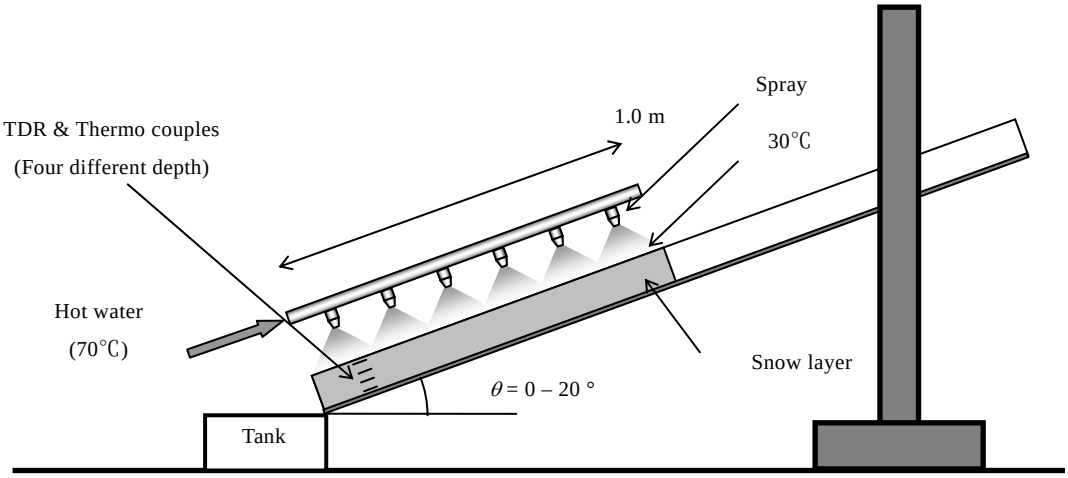


Fig. 2　Schimatic　drawing　of the experimental equipment

Table 1 Experimental conditions

Exp. No.	Snow density	Slope angle	Spraying direction	Ice layer from bottom
-	[kg/m^3]	[dgree]	[dgree]	[cm]
Case 1	137	0	0	-
Case 2	227	0	0	-
Case 3	343	0	0	-
Case 4	353	0	10 (right)	-
Case 5	373	0	10 (left)	-
Case 6	203	0	10 (left)	-
Case 7	243	20	10 (left)	-
Case 8	137	20	10 (left)	6
Case 9	303	20	10 (left)	-
Case 10	210	0	10 (left)	8

し，考えられる融雪型火山泥流の発生プロセスについて検討を行う。

2.　実験手法

実験は，2011年1月5－11日に京都大学防災研究所附属流域災害研究センター 穂高砂防観測所（岐阜県高山市）にて実施した。実験は, 長さ2.0 m, 幅7.5 cm, 高さ15 cmの透明アクリル製の水路に自然雪を充填し積雪層を準備，この積雪層に，約70℃の熱水を人工降雨装置によって噴射し，融雪挙動と融雪水の浸透挙動を水路側面から観察するものである。ただし，噴射した熱水は，積雪層表面に到達する時点では，約30から25℃まで温度が低下している。実験装置の概略をFig. 2に示す。積雪層の充填密度は，100 cm^3 金属円筒サンプラーで積雪を採取し，重量を計測して実験ごとに求めた。積雪層の表面には赤色の粉末染料を散布し，融雪水の浸透挙動を可視化しやすいようにした。積雪層の融解，融雪水の積雪層への浸透する挙動は，水路左岸側の側面からデジタルビデオカメラにて記録した。また，積雪層内の底面から表面にかけての4深度（0，4，8，12 cm）に設置した熱電対とTDRセンサーを用いて，温度変化と見かけの含水率変化を計測した。積雪層の密度は，充填時の閉め固め具合によって調節し, 3段階の異なる密度条件とした。また，異なる状態の積雪層が重なった場合を想定して，約半分の層厚に充填した積雪層に水を散布し湿潤な状態としたものを夜間に放置して氷の層を形成させ，その上に雪を充填した状態の積雪層を用いた実験も行った。水路の勾配は，水平（0°）と20°の2段階に設定し異なる条件での実験を行った。これは，融雪水が積雪層表面に溜まって表面流が発生した場合の挙動を観察する事を想定したものである。Table 1に，実施した実験についての条件（雪の充填密度，斜面角度，下向きからのスプレーの噴射角度，氷層を形成した場合の水路底面からの氷層の位置）を示す。Table 1に示す通り，実験は10回実施し，雪の充填密度は，およそ100，200，300 kg/m^{3}の密度小，中，大の3段階に調整した。積雪層に傾斜を設けた実験はCase7から9の3回実施し，積雪層内に氷層を作成した実験は2回実施している。スプレーの噴射角度を変えているのは，積雪層表面に極力均等に熱水が噴射されるように調整したためであり, Case 5以降の噴射角度が最も均等に熱水が噴射されている条件である。ただし，今回実験に用いた熱水噴射装置では，完全に均等に熱水を噴射する事は出来ず，熱水がかかりやすい場所とそうでない場所で偏りができてしまった。

実験期間中の気温と積雪深の変化をFig. 3に示す。気温は常に氷点下で，最低気温は-14.8℃，平均気温

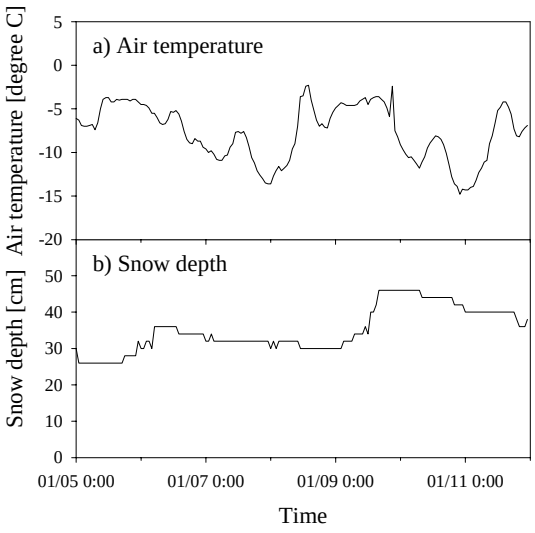


Fig. 3 Changes of air temperature and snow depth during the experiment at the experimental site; Hodaka sedimentation observatory.

は-7.7℃であり，積雪が気温上昇によって融解しない条件である。積雪深もほぼ30cm以上を保っており，実験に使用できる新雪が十分に調達できる条件であった。

3. 実験結果

3.1 積雪層の融解，浸透挙動の観察結果

実験水路の側面から観察した融雪と融雪水の浸透挙動を，実験を行った10Caseの内，代表的なCase 5, 6, 7, 8について，Fig. 4から 7 に示す。Fig. 4に示すCase 5の実験において，熱水散布開始後，1，2分して表層から融雪水が積雪層内に浸透し始め，約5分後に底面まで到達し始めた事が観察された。その際，融雪水は一般にフィンガリングと呼ばれる不均一な浸透挙動を示した。その後，積雪層の融解が進み，約30分後にはほぼ全層が融解して消失した。その際，積雪層は熱水が直接散布される表層から融解しているように見えた。Fig. 5に示すCase 6の実験においても，Case 5とほぼ同様の結果を示したが，浸透水が水路底面に到達するのに要する時間，積雪層が融解する時間もCase 5よりも早く，浸透や融解挙動が雪の充填密度（Case 5: 373 kg/m^3, Case 6: 203 kg/m^3）に依存している事が分かる。Fig. 6に示すCase 7の実験においては，斜面に傾斜があり底面に到達した浸透水が斜面下方に測方流として流れるため，地下水面が発達しないという違いがあるが，それ以外は雪の充填密度がほぼ同じであるCase 6の場合と同様の挙動を示している。Fig. 7に示すCase 8の実験においては，底面からおよそ半分の高さ（6 cm）に氷層が形成さ

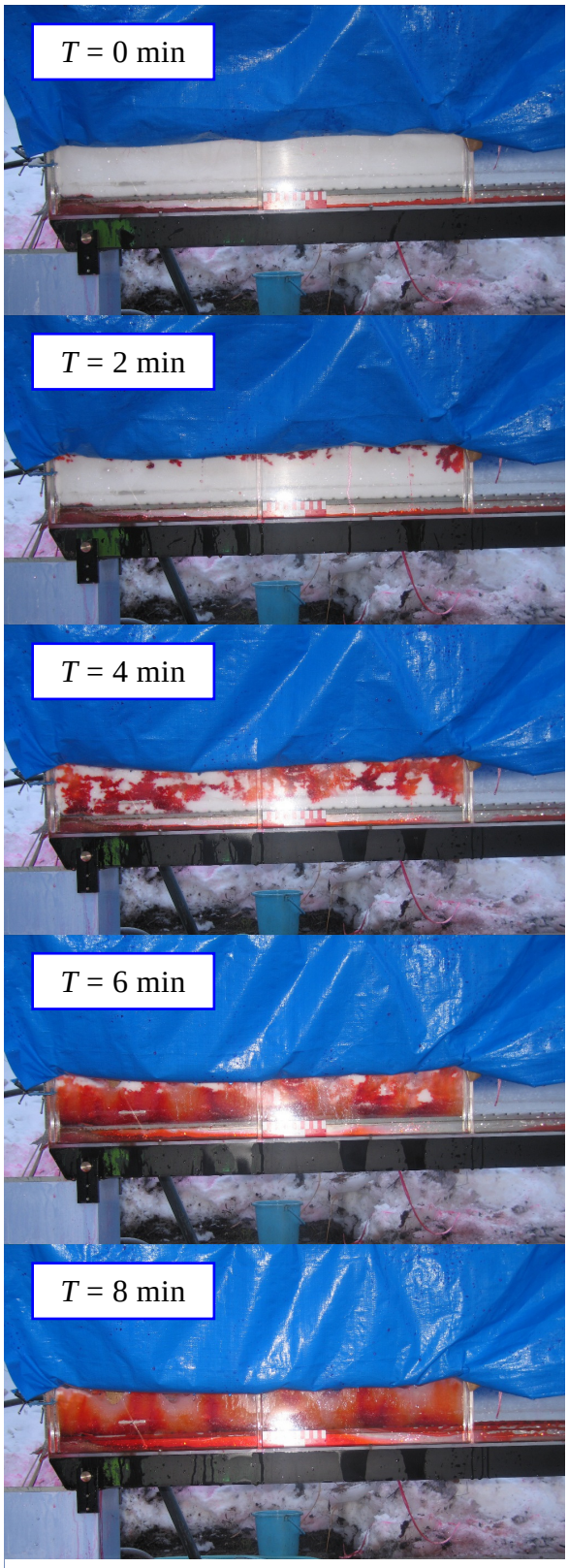


Fig. 4 Observed behavior of snow melting and water infiltration in the case 5

れており，実験開始から約2分後に到達した浸透水が，その位置で一旦ブロックされ，斜面測方に浸透する様子が確認された。ただし，その時間は短く，浸透水は氷層より下まですぐに浸透し底面まで達してい

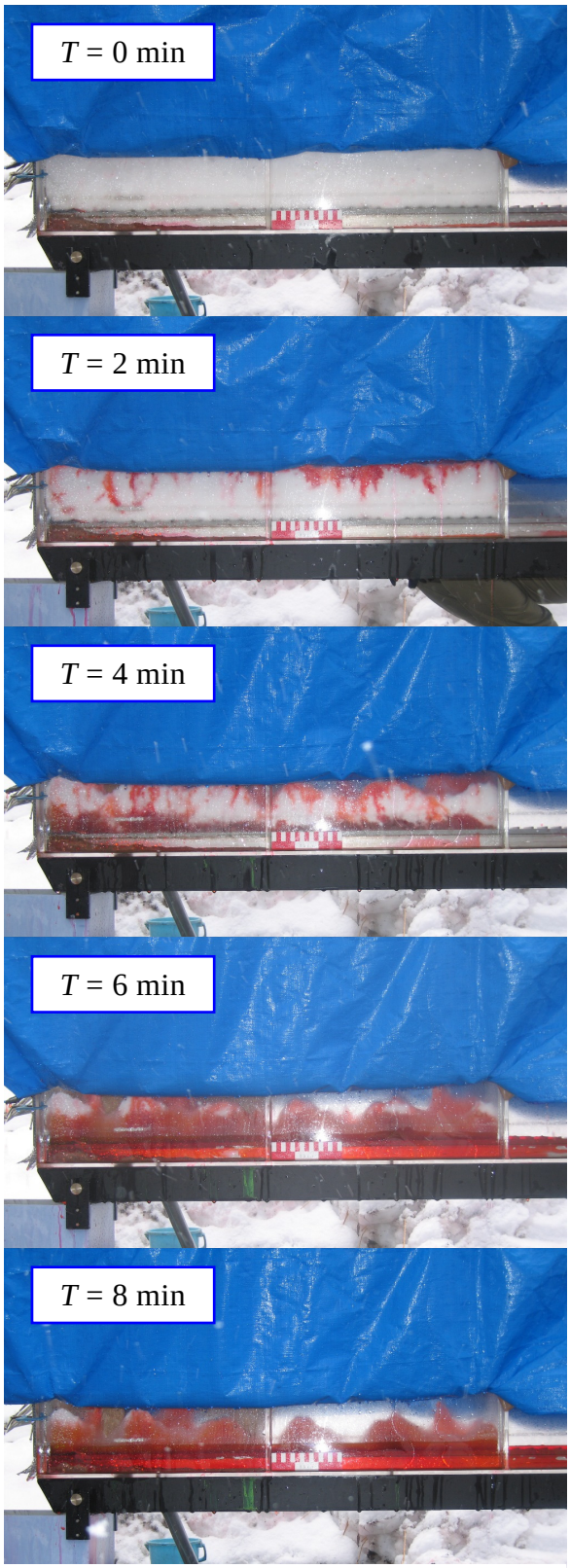


Fig. 5 Observed behavior of snow melting and water infiltration in the case 6

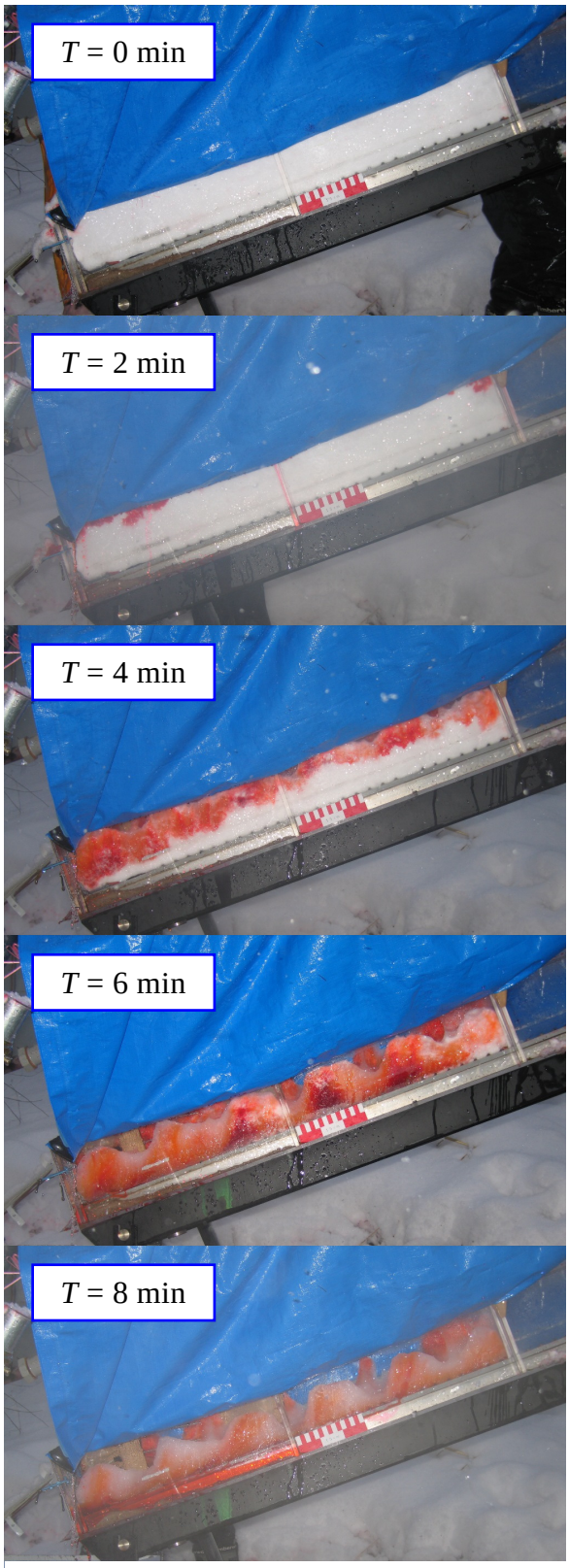


Fig. 6 Observed behavior of snow melting and water infiltration in the case 7

る。

全てのCaseに見られる特徴としては，やはり均一な鉛直浸透とは別に不均質な選択流挙動を示すフィンガリングと呼ばれる現象によって，速い浸透が底面にいち早く到達し，その後に均一な浸透が全体を流れる様子が見られることである。特に雪の充填密

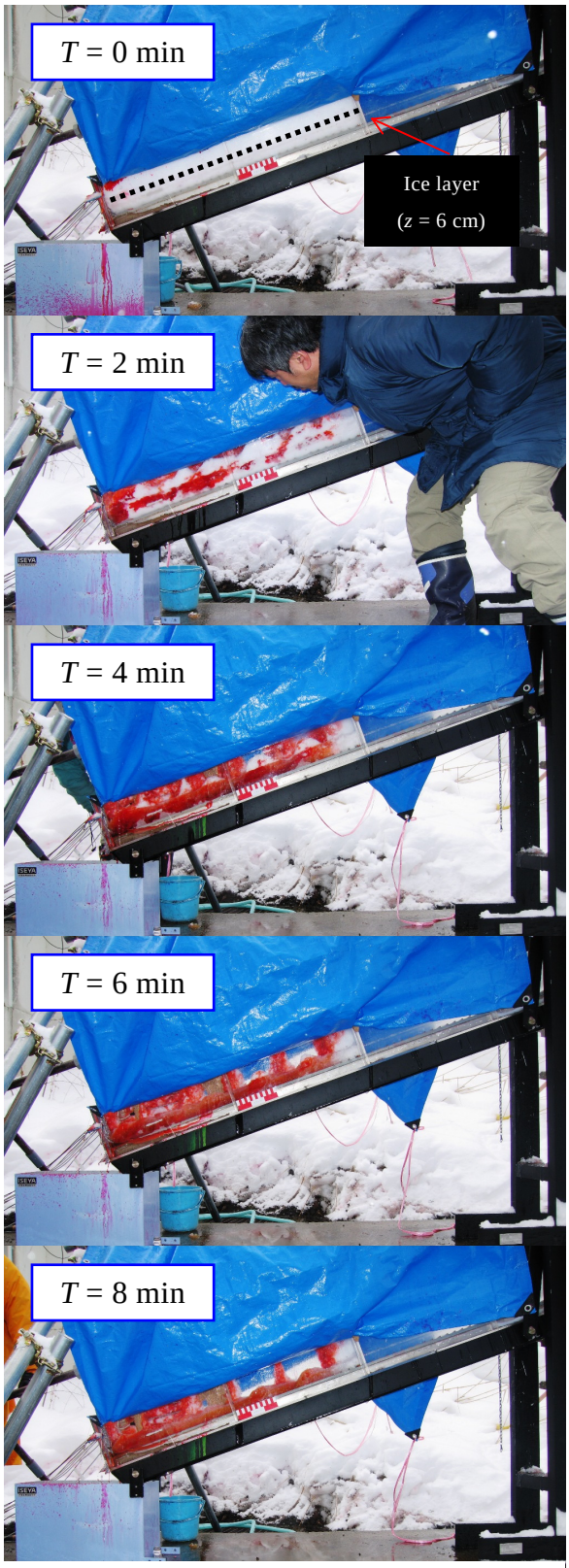


Fig. 7 Observed behavior of snow melting and water infiltration in the case 8

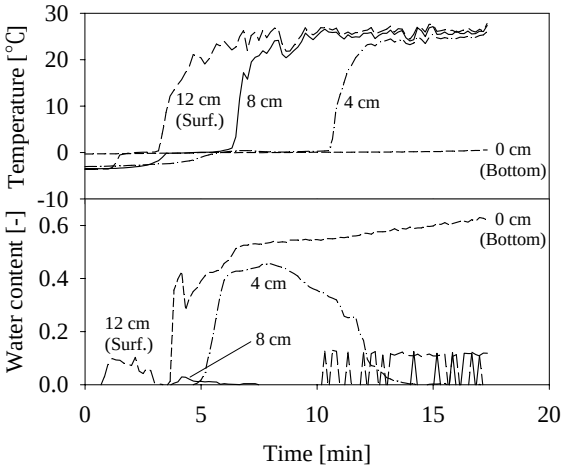


Fig. 8 Observed changes of temperature and apparent liquid water content in snow layer of the Case 5

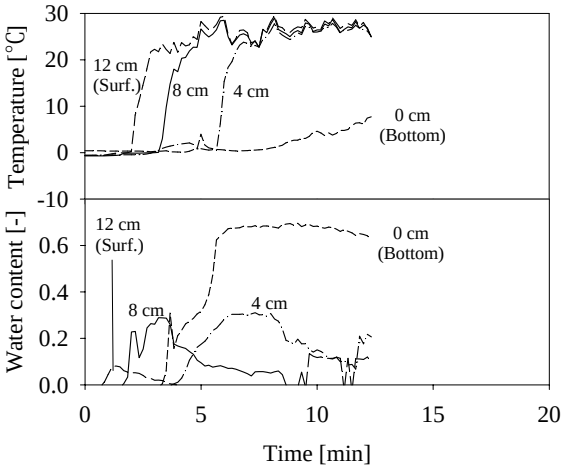


Fig. 9 Observed changes of temperature and apparent liquid water content in snow layer of the Case 6

度の小さいCase 6でその傾向が顕著である。また，全てのCaseにおいて，融雪水はそのまま積雪層に浸透し，表面水が積雪層上に形成される事はなく，積雪層の融解する速度よりも積雪層への浸透能が上回っている事が示されている。

3.2　積雪層の温度，見掛けの含水率変化

実験Case 5から8において，計測された温度変化と見かけの含水率変化をFig. 8から11に示す。まず，Fig. 8におけるCase 5の温度変化を見ると，実験開始前から0℃であった底面（0 cm）の温度を除き，4，8，12 cmの温度ははじめ氷点下であったが，実験開始後に表層に近いものから順に0℃に上昇し，一旦0℃で安定した後25℃程度まで，やはり表層に近い順に上昇している。これは，表層から順に融雪水が浸透して行き，到達した地点が固液二相状態となりその温度が水の融点の0℃に安定，更に表面から積雪層が融解して行き，熱電対が露出して熱水が直接散布されるようになると熱水の温度である25℃程度まで上昇し

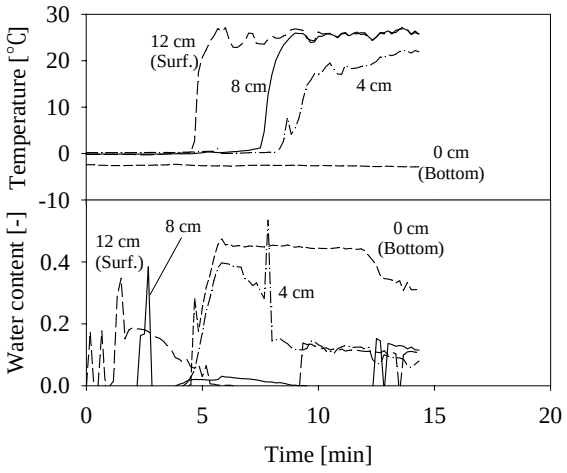


Fig. 10 Observed changes of temperature and apparent liquid water content in snow layer of the Case 7

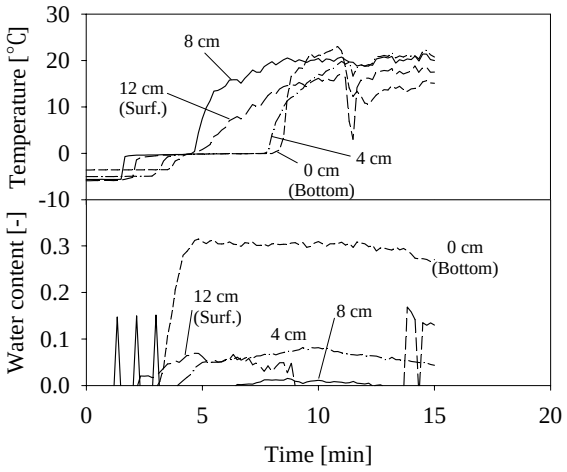


Fig. 11 Observed changes of temperature and apparent liquid water content in snow layer of the Case 8

ている事を示している。一方，TDRによる見かけの含水率の変化について見ると，底面（0 cm）を除き，やはり表面から順に上昇，ピークを経た後，低下している。これも浸透水が到達し含水率が上昇した後，積雪層の融解によってTDRが空気中に露出する事で含水率が低下していることを示している。これらの変化は温度変化や側面からの観察結果とも時間的に一致している。底面（0 cm）での含水率変化は，例外的な挙動を示し，表層（12 cm）での反応に次いで約3分後に上昇し始めている。これは，先に示したフィンガリングによる選択流路を通る浸透が，素早く底面に到達し，横方向に広がった事で底面のTDRが早く反応した事によるものと考えられる。

Fig. 9に示したCase 6の結果は，Case 5とほぼ同様の変化を示している。ただし，浸透，融解過程がCase 5よりも速く進む傾向を示しており，3.1節で示した観察結果とも一致する。これは，雪の充填密度がCase 5に比べ小さい事によるものである。

Fig. 10に示したCase 7の結果において，積雪層底面の温度の挙動が，他のCaseと異なり，氷点下で推移している。この結果は，3.1節で示した観察結果とも整合せず，何らかの原因で正しく底面の温度が測定されていなかったと考える事が妥当である。それ以外は，Case 5, 6とほぼ同等の挙動を示しており，積雪層が水平な状態と傾斜を持つ状態とでは，特に大きな違いは見られない。

Fig. 11に示したCase 8の結果において，温度が0℃安定から上昇するタイミングを見ると，8，12 cmの上昇のタイミングと0, 4 cmの上昇のタイミングに開きがあり，6 cmの位置に存在する表層の融解に時間がかかったことが示されている。これは，3.1節で示した結果とも一致している。氷点下から0℃に上昇するタイミング，見掛けの含水率が反応するタイミングを見ると，8，12 cmのタイミングと4，0 cmのタイミングとの間が，Case 5と比べて少し開いているように見えることから，氷層の存在によって浸透がブロックされている事を示していると考えられる。

3.3　積雪層の浸透速度と融雪速度

Fig. 8から11に示した温度と見掛けの含水率変化から，積雪層内の浸透速度と融解速度を算出する事が出来る。浸透速度は，各深度の温度変化曲線の氷点下から0℃に上昇する時刻の差で深度差を除して求める。一方，融解速度は，同じく各深度の温度変化曲線の0℃一定から上昇し始める時刻の差で深度差を除して求める。このようにして求めた平均的な積雪層の浸透速度と融解速度を縦軸に，雪の充填密度を横軸としてそれらの関係をそれぞれFig. 12, 13に示す。雪の充填密度が大きい場合ほど，浸透速度が小さく，融解速度も遅い事が示されている。これは，雪の状態によって当然ながら浸透や融解の速さが異なり，現地の積雪条件の違いによって泥流発生のための融雪水の供給プロセスが異なる事を示している。また，浸透能と融雪の速度を比較すると，浸透能が融雪速度のおよそ2倍の大きさを持っており，融雪で発生する水を十分浸透させる能力を積雪層が持っており，積雪層上に表面水が発生しない事を示している。

4.　考察

実験の結果より，ここで採用した実験条件の下では，融雪速度と浸透速度の関係から，積雪層状には表面水が出現せず，全て積雪層を浸透して底面に地

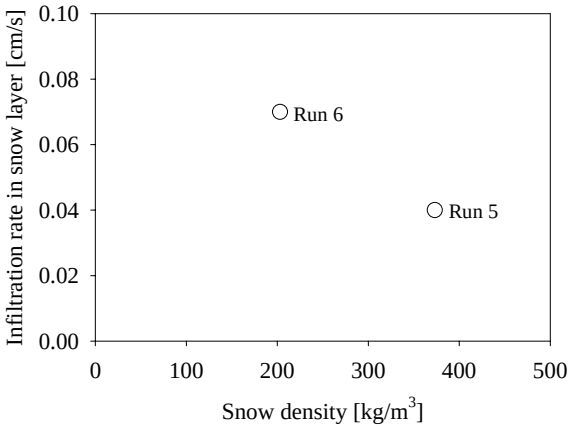


Fig. 12 Relationship between snow density and water infiltration rate in snow layer

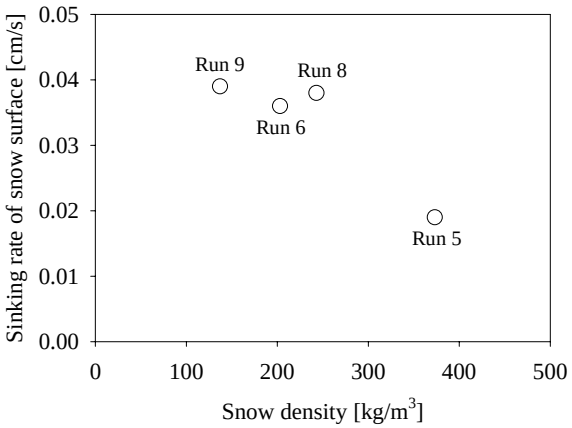


Fig. 13 Relationship between snow density and sinking rate of snow layer

下水面を形成する事が示された。この事実から，泥流発生につながる積雪層やその下の土層の不安定化について以下に考察する。

積雪層の融解速度をr_s[m/s]とすると，融雪による水の生成速度q_w [m/s]は

$$q_w = \frac{\rho_s}{\rho_w} r_s \qquad (1)$$

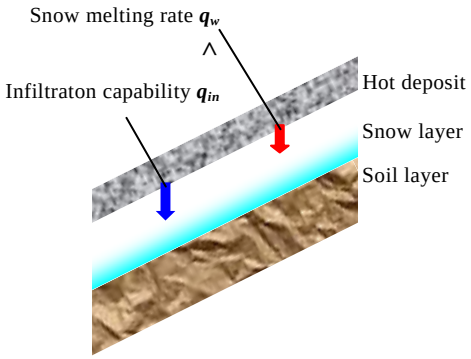
ここで，ρ_s, ρ_w [kg/m^3]はそれぞれ雪の充填密度と水の密度である。積雪層内の浸透速度をr_{in} [m/s]とし，フィンガリングによる速い浸透を無視した場合，多孔質媒体としての積雪層の表面における浸透能q_{in} [m/s]は，飽和浸透を仮定して，

$$q_{in} = \left(1 - \frac{\rho_s}{\rho_i}\right) r_{in} \qquad (2)$$

と表される。

ρ_wとρ_iをそれぞれ1000 kg/m^3，917 kg/m^{3}とすると，Case 5では，q_w = 7.5×10^{-5} m/s，q_{in} = 2.4×10^{-4} m/s，

a) Under the condition which $q_{in} > q_w$, water table develops at the bottom of snow layer or soil layer.



b) Under the condition which $q_{in} < q_w$, water table develops at the top of snow layer.

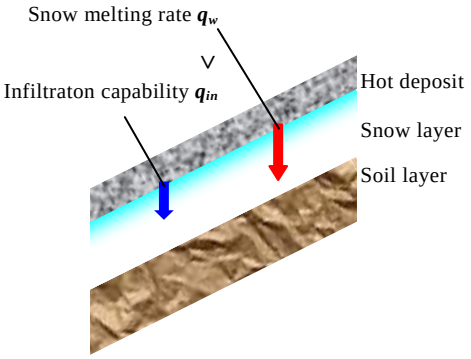


Fig. 14 Possible scenario of water table development and instability of the slope

Case 6では，q_w = 7.1×10^{-5} m/s，q_{in} = 5.5×10^{-4} m/sとなり，どちらのCaseでも$q_w < q_{in}$となり，融解により生成した水を積雪層表面から十分に吸収する事が出来る。本来なら，供給熱水の流量もq_wに加えてq_{in}と比較する必要があるが，その場合でもq_{in}が上回っている事が実験の観察結果から明らかである。ここで，Case 5と6では，積雪層の充填密度が異なるにも関わらず，水の生成速度q_wがほぼ同じ値になっているが，これは，積雪を融解するための熱量供給が，熱水供給速度に依存するためであり，供給熱量が同じであれば，雪の充填密度に関わらず，同じ速さで水が生成されるということを表している。また、q_{in}が雪の充填密度に依存している事も明らかである。

本研究で行った実験の熱量供給条件であれば，積雪層の融解，浸透挙動は，Fig. 14aのようになり，積雪層を浸透した融雪水は積雪層底面もしくは，その下の土層に滞留し地下水位を形成すると考えられる。そのため，積雪層と土層境界付近が不安定化し，その境界を滑り面として流動化が発生するものと考える事ができる。逆に，本実験のように供給熱源が熱水ではなく，実際の火山噴出物のように高温物質で

ある場合は，はるかに熱供給速度が大きく，積雪層の融解，浸透挙動は，Fig. 14bのようになると考えられ，積雪層の浸透能を超えた融雪水が積雪層と堆積物層との間に滞留，飽和水帯が形成され，その位置が不安定化して流動化すると考えられる。

自然状態の積雪層には，いくつかの異なる密度や空隙を持った層が重なっていると考えられ，場合によっては，浸透能の非常に小さい氷の層が発達している事も十分考えられる。その様な場合は，浸透した融雪水が氷層上に滞留し飽和水帯を形成して，そこを滑り面として不安定化，泥流化することも考えられる。

上記の考察では，実験において見られたフィンガリングによる早い浸透を考えていない事や，温泉水供給自体による水供給を無視している事から，実際の水収支を正確に表現し出来ているとはいえない。しかし，このような検討手法によって，熱供給条件を仮定し，積雪層の浸透能を考えれば，どのような位置に飽和水帯が形成されるかを予測する事ができ，泥流発生機構を予測する事が可能である。

5. おわりに

本研究で実施した基礎的な実験によって，積雪層の融解とその後の融雪水の積雪層への浸透挙動について観察し，フィンガリングを伴った浸透挙動や積雪層表面からの融解過程が明らかとなった。さらに，積雪層の密度等の条件によっては，異なる浸透速度，融解速度を呈する事も示され，更には氷の層の存在によって浸透が遮られる様子も明らかとなった。現場の実際の積雪層の条件や熱供給源の状態によっては，実験と異なる複雑な挙動を示す事も考えられるため，更なる検討が必要である。融雪型火山泥流の発生機構解明のため，今後は，高温物質から積雪層への熱伝導と融解の混合プロセスや，積雪層内の浸透プロセスを，実験手法や数値シミュレーションを用いて詳細に検討する計画である。

謝　辞

本研究の実験を遂行するにあたり，京都大学大学院農学研究科の水山高久教授に実験水路をお借りした。また，熱水として高山市奥飛騨温泉郷中尾地区の温泉水を提供して頂いた。さらに，熱水噴射装置の作成に当たっては，同地区の内野政光氏にご協力頂いた。ここに感謝の意を表します。

参考文献

安養寺信夫，嶋大尚（2003）：融雪型火山泥流の融雪水の発生条件とピーク流量について，平成15年砂防学会研究発表概要集，pp. 234-235

宮本邦明，鈴木宏，山下伸太郎，水山高久（1989）：十勝岳大正15年(1926年)泥流の再現計算，水工学論文集，第33巻, pp. 361-366

吉川直良，山田孝，丸谷知己（2010）：融雪型火山泥流の発生プロセスにおける熱水関与に関する実験的研究，平成22年砂防学会研究発表会概要集，pp.476-477

Fundamental Investigation on Mud Flow Occurrence due to Snow Melt Triggered by Volcanic Eruption

Daizo TSUTSUMI, Masaharu FUJITA, Syusuke MIYATA, Masao SHIDA and Kai NAGANO*

* Graduate School of Engineering, University of Tokyo

Synopsis

On hillsides of a volcanic mountain, mud flows sometimes occur due to snow melting by volcanic eruption, and cause severe damage to the down stream areas. Triggering mechanism of this type of mud flow is not revealed yet. In the present study, a fundamental experiment is conducted to understand the processes of snow melting and water infiltration to the snow layer using experimental flume and hot water splaying equipment. As the result of the experiment, it is revealed that 1) the snow layer melts from the surface, 2) the water infiltrates to the bottom of snow layer, 3) fingering infiltration behavior is a dominant water infiltration

in snow layer at an early stage, and 4) infiltration rata of water in snow layer is larger than snow melting rate, therefore saturate water table doesn’t develop on the snow surface.

Keywords: volcanic mudflow due to snow melt, volcanic eruption, infiltration rate, snow melting rate, thermo couple, TDR

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

風化基岩の凍結融解時における熱移動と水分移動の解析

泉山寛明*・堤大三・藤田正治

＊ 京都大学大学院工学研究科

要　旨

凍結融解作用による風化基岩の土砂化は我が国の山間部の裸地斜面で多くみられ，発生した土砂は下流での土砂災害の原因となるために重要である。よって，凍結融解による風化基岩の土砂化量を定量的に精度良く予測できるようにする必要がある。そのためには熱伝導解析と水分移動解析を同時に行い，凍結融解回数や凍結深さ，水分量を予測可能にする必要がある。本研究では熱伝導解析と水分移動解析の同時解析を試みた。水分移動解析では凍結による間隙構造の変化を厳密にモデル化している。凍結過程における計算の結果，凍結速度が大きいほど地中から凍結層への浸透流が多く発生することが分かった。しかし，その量はわずかで，霜柱の発生などの実現象を説明することはできなかった。凍結層への浸透流を増すためには，凍結膨張などによる間隙の新たな形成が必要と推測された。

キーワード: 凍結融解，風化基岩，熱伝導方程式，水分移動方程式

1. はじめに

凍結融解による風化基岩の土砂化現象はわが国の山間部の裸地斜面で特に多く見られる。地中温度が氷点下となれば現象は発生するため，凍結融解による土砂化は小規模ながらも毎年繰り返し発生し，長期的に見れば膨大な土砂が生産されることになる。

よって凍結融解による土砂生産現象は土砂災害に深くかかわり，重要である。

そこで，凍結融解による風化基岩の土砂化現象をモデル化し，定量的に生産量を評価する必要があるが，現段階では十分なモデル化には至っていない。現象のモデル化には，1)地中温度と間隙水の移動をモデル化，2)風化基岩の破壊をモデル化，3)発生した土砂の河道への流出をモデル化，の 3 つの課題を解決する必要がある。

1)地中温度と水分移動に関しては，まず堤ら（2009）により裸地斜面を対象に地中温度推定モデルが開発されている。このモデルの特徴は，地表面熱収支を考慮することで，入力データとして日本全国で観測されている気温，日射量，風速等の一般的な気象データを用いることができ，汎用性が高い点である。さらに，積雪の影響を考慮したモデルも開発している（泉山ら，2011a）。水分移動に関しては間隙水の凍結による間隙構造の変化を厳密にモデル化し，凍結時の水分移動を解析する手法を提案している（泉山ら，2009）。

2)風化基岩の破壊に関しては，滋賀県田上山地の風化花崗岩について実験を行った結果，間隙率が凍結融解により 1.0～1.3 の割合で徐々に増加し，0.43 程度に達すれば土砂化するという経験的な土砂化モデルを提案している（泉山ら，2009）。さらに風化花崗岩だけでなく砂岩，頁岩等に関しても実験を行い，その結果から土砂化をモデル化している（泉山ら，2011b）。

現時点でも多くの解決すべき課題があるが，本研究では1)地中温度と水分移動に関し，熱伝導解析モデルと水分移動解析モデルを同時に解析することを取り上げる。今までは熱伝導と水分移動を別々に解くモデルを提案して

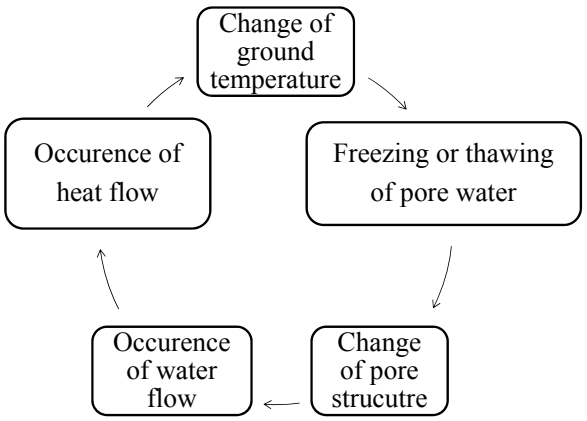


Fig.1 Interaction between heat transfer and water flow during freeze and thaw

きたが，本来，両者は相互に影響する。また，同時解析により凍結融解回数，凍結深さや凍りうる水の量の精度良い予測が可能となるものと思われる。

Fig.1は凍結融解が発生する場合の熱伝導と水分移動の関係を示す。凍結融解時には以下のような現象が見られると考えられる。つまり，1)温度が氷点下となった場合，間隙水の一部が凍結もしくは融解する，2)間隙に氷があればそこは一時的に間隙としては振舞わず，また水の相変化時には体積変化が発生するために間隙構造が変化する，3)間隙構造の変化により水分移動が発生する，4)水分移動が発生すれば同時に熱も水流に乗って移動し，また局所的に比熱・熱伝導率が変化するために温度変化が生じる，となる。そしてまた1)に戻り，2)，3)，4)と続くと考えられ，このことから熱伝導と水分移動は同時に解かなければならないと考えられる。

さらに凍結時には霜柱が発生する場合があり，霜柱により風化基岩から土砂が剥離されるため，その現象を再現する上でも同時解析は重要である。霜柱が発生する場合は地中からの豊富な水分供給が必要と考えられるが，そのメカニズムは解明されていない。今までにいくつかの理論的検証がなされモデルが提案されているが，検証実験の困難さから実証できていない。しかし熱伝導と水分移動の同時解析手法を確立すれば，数値実験により凍結時の水分移動特性を調べることができ，現象解明につながる可能性がある。

以上を背景に，本研究では今まで別々に解析してきた熱伝導と水分移動を同時に解析できる手法を提案する。水分移動解析は不飽和の場を想定し，Richards式を用いる。そして凍結時の水分移動特性について考察する。

なお，同時解析については陳ら(1998)など，研究例が既にいくつかあるが，本研究では間隙水の凍結による間隙構造の変化を厳密にモデル化した水分移動解析手法（泉山ら，2010）を取り入れる点で新規性を有すると思われる。

2. 計算方法

2.1 基礎式

熱伝導と水分移動の同時解析における基礎式を以下に示す。

$$\frac{\partial}{\partial z}\left(\lambda\frac{\partial T_G(z)}{\partial z}\right)+\rho_i L_w\frac{\partial\phi}{\partial t}=\rho_G c_G\frac{\partial T_G(z)}{\partial t} \tag{1}$$

$$C(\psi)\frac{\partial\psi}{\partial t}+\frac{\rho_i}{\rho_w}\frac{\partial\phi}{\partial t}=\frac{\partial}{\partial z}\left\{K(\psi)\left(\frac{\partial\psi}{\partial z}+1\right)\right\} \tag{2}$$

$$\begin{aligned}
&T_G(z)=0.0 && (0.35\le\theta)\\
&T_G(z)=(\theta-0.35)/0.6 && (0.05\le\theta\le0.35)\\
&T_G(z)=(\theta-0.0583)\times60 && (0.025\le\theta\le0.05)\\
&T_G(z)=-2.0 && (\theta\le0.025)
\end{aligned} \tag{3}$$

ここで，z は深度，t は時間，$T_G(z)$は地中温度，θ，ϕ はそれぞれ体積含水率，体積含氷率，λ，c_G，ρ_G はそれぞれ基岩の熱伝導度，比熱，密度，ρ_i ，ρ_wはそれぞれ氷と水の密度，L_wは水の融解潜熱，$C(\psi)$ は比水分容量，$K(\psi)$ は透水係数，ψ は圧力水頭である。

式(1)は熱伝導方程式，式(2)は水分移動方程式（Richards 式）である。本来ならば，水の移動に伴う熱の移流が考えられるが，熱の移動は主に伝導によるものとして無視している。式(3)は Jame and Norum(1980)の不凍水含有量と温度との経験式を表す。式(3)は土壌に着いて得られた式であるが，風化基岩に対しても適用可能と仮定している。地中温度が氷点より高い場合，式(1)と式(2)において含氷率ϕは 0 のため，それぞれ独立に解くことができるが，氷点下となれば$\phi>0$となり，未知数が 1 個増える。よって地中温度が氷点下となる場合は式(1)～(3)を連立して解くことになる。

比水分容量は

$$C(\psi)\equiv\frac{\partial\theta}{\partial\psi} \tag{4}$$

で定義され，圧力水頭が変化した時の含水率

の変化量を表し，基岩や土壌の保水性を表すパラメータである。

透水係数はここでは

$$K(\psi)=K_{sat}\left(\frac{\theta-\theta_r}{\theta_s-\theta_r}\right)^{1/2}\left(\int_0^{\theta}\frac{1}{\psi}d\theta\Big/\int_0^{\theta_s}\frac{1}{\psi}d\theta\right)^2 \qquad (5)$$

の Mualem(1976)により提示されたモデルを用いた。

式(4)，式(5)のどちらも式中の含水率θを圧力水頭ψの関数として代入すれば計算することができる。なお，圧力水頭ψは間隙半径 r の関数として以下のように表される（小杉，1999）。

$$r=A/\psi \qquad (6)$$

ここに，A は表面張力，接触角，水の密度，重力加速度により決まる定数で，水温 20˚C ではおよそ-0.15cm^2 である。小杉（1999）は，式(3)と対数正規分布するとして表した間隙径分布 $g_0(r)$から，含水率が以下のように表されるとした。

$$\begin{aligned}\theta&=(\theta_s-\theta_r)\int_0^r g_0(r)dr+\theta_r\\&=(\theta_s-\theta_r)\int_0^r\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma r}\exp\left[-\frac{\{\ln(r/r_m)\}^2}{2\sigma^2}\right]dr+\theta_r\end{aligned} \qquad (7)$$

ここに，r_m は間隙径の幾何平均である。式(7)に式(6)を代入し，式(4)の比水分容量の定義式に従って圧力水頭で偏微分すると比水分容量が圧力水頭の関数として，また式(7)を式(5)に代入すれば透水係数が圧力水頭の関数として表現される。

$$C(\psi)=\frac{(\theta_s-\theta_r)}{\sqrt{2\pi}(-\psi)}\exp\left[-\frac{\{\ln(\psi/\psi_m)\}^2}{2\sigma^2}\right] \qquad (8)$$

$$K(\psi)=K_{sat}\left[Q\left\{\frac{\ln(\psi/\psi_m)}{\sigma}\right\}\right]^{1/2}\left[Q\left\{\frac{\ln(\psi/\psi_m)}{\sigma}+\sigma\right\}\right]^2 \qquad (9)$$

ここに$Q(x)$は

$$Q(x)=\int_x^{\infty}\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\exp\left(-\frac{u^2}{2}\right)du \qquad (10)$$

で表わされる余正規分布関数である。

熱伝導方程式における熱伝導率λおよび比熱 c_G は風化基岩の実質部分，間隙水，間隙氷，空気の存在割合をそれぞれの熱伝導率および比熱に乗じ，これらを足し合わせたもとするため，凍結の如何に大きな影響はない。しかし水分移動方程式中の比水分容量と透水係数は凍結するか否かで大きく異なる。それは間隙水が凍結した場合，1)氷の部分では水を通さないこと，また 2)凍結膨張により間隙が押し広げられ，新たな亀裂が生じる，の 2 つの要因により間隙構造が変化するからである。次に凍結時の比水分容量と透水係数について概説する。

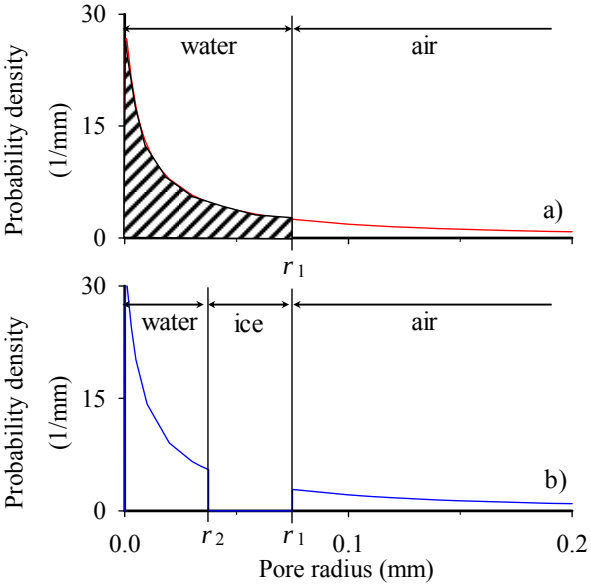


Fig.2 Pore radius distribution a) before freezing, b) during freezing

2.2 凍結時の比水分容量と透水係数

間隙水の一部が氷となった場合の比水分容量と透水係数の定式化について概説する。詳細は泉山ら（2009）に述べられている。ただし凍結膨張による間隙の変化については無視して定式化している。凍結膨張による間隙構造の変化は今後の課題である。

上述のように比水分容量，透水係数は間隙径分布の関数として表される。そこで，凍結時の間隙径分布を求めれば良いと想像される。

間隙水が凍結した場合，どの間隙に入っている水から凍結するかが問題となるが，Black and Tice(1988)の行った実験より，大きな間隙に入っている水から凍結すると予想されているため，本研究でもこのように仮定する。Fig.2a)のように不飽和状態で間隙半径r_1まで水が入っているときにr_2からr_1までの間隙水が凍結したとすると，凍結時の間隙径分布

$g_1(r)$はFig.7b)のように不連続となり式で表わせば式(11)のようになる。なお，式(11)中のαは，確率密度関数である凍結時の間隙径分布$g_1(r)$が，$-\infty < r < \infty$について積分したときに1となるようにするための係数で，式(12)のように表される。

$$g_1(r)=\begin{cases}0 & (\text{when, } r_2 \le r \le r_1)\\ \dfrac{\alpha}{\sqrt{2\pi}\sigma r}\exp\left[-\dfrac{\{\ln(r/r_m)\}^2}{2\sigma^2}\right] & (\text{when, } r < r_2, r_1 < r)\end{cases} \tag{11}$$

$$\alpha = 1\Big/\left(1-\int_{r_1}^{r_2} g_0(r)dr\right) \tag{12}$$

式(11)を式(7)の$g_0(r)$の代わりに用いて式(8)，式(9)と同様に整理すると，凍結時の比水分容量と透水係数が以下のように得られる。

$$C(\psi)=\frac{(\theta_s-\phi-\theta_r)}{\sqrt{2\pi}(-\psi)}\exp\left[-\frac{\{\ln(\psi/\psi_m)\}^2}{2\sigma^2}\right] \quad (\text{when, } \psi \le \psi_1, \psi_2 \le \psi) \tag{13}$$

$$K(\psi)=\begin{cases}K_{sat}\left(\alpha\dfrac{\theta_s-\phi-\theta_r}{\theta_s-\theta_r}\right)^2\left(Q\left(\dfrac{\ln(\psi/\psi_m)}{\sigma}\right)\right)^{1/2} \\ \times\left(Q\left(\dfrac{\ln(\psi/\psi_m)}{\sigma}+\sigma\right)\right)^2 & (\text{when, } \psi < \psi_1)\\ K_{sat}\left(\alpha\dfrac{\theta_s-\phi-\theta_r}{\theta_s-\theta_r}\right)^2\left(Q\left(\dfrac{\ln(\psi/\psi_m)}{\sigma}\right)\right)^{1/2} \\ \times\left(Q\left(\dfrac{\ln(\psi/\psi_m)}{\sigma}+\sigma\right)+Q\left(\dfrac{\ln(\psi_1/\psi_m)}{\sigma}+\sigma\right)\right. \\ \left.-Q\left(\dfrac{\ln(\psi_2/\psi_m)}{\sigma}+\sigma\right)\right)^2 & (\text{when, } \psi_2 < \psi)\end{cases} \tag{14}$$

以上で凍結時の水分移動解析が理論上行えることになる。しかし実際に数値計算を行うと解が発散してしまう場合がある。これは不連続点においてCの値が極端に変化するためと考えられる。そこで不連続点においてCがなめらかに変化するよう，連続曲線に近似するという修正を行った。

不連続な間隙径分布$g_1(r)$を曲線近似するには，式(15)に示す平均μ，分散σ_x^2の正規分布の累積分布関数を用いて行う。なお式(15)中のσ_xはσ_x=10^{-5}mとした。式(15)中のμとして不連続点r_1またはr_2を代入し，r_1とr_2の中間点をr_aとすると式(16)の曲線近似した間隙径分布$g_2(r)$となる（Fig.3）。そして式(13)を導いたのと同様に式(16)を式(7)の$g_0(r)$の代わりに用いて整理すると式(17)のようになる。なお式(17)中のψ_aは$\psi_a = A / r_a$である。

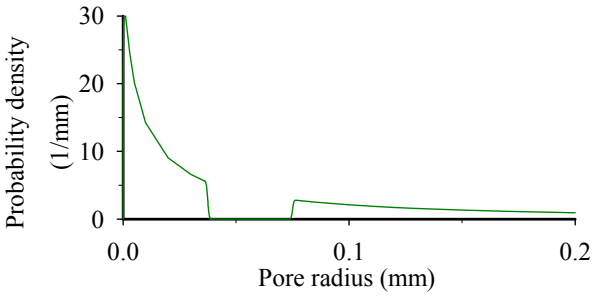


Fig.3 Pore radius distribution $g_2(r)$ revised by normal distribution (eq.15)

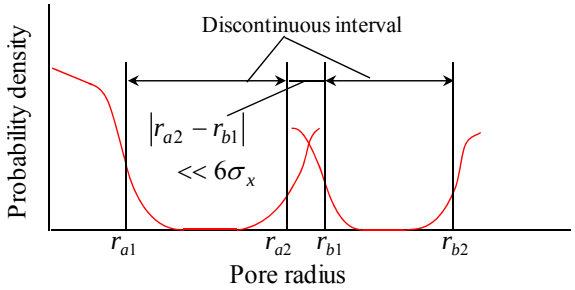


Fig.4 Overlap of pore radius distribution revised by normal distribution (eq.15) because of short range between the two discontinuous intervals

$$B=\int_0^r \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_x}\exp\left\{-\frac{(r-\mu)}{2\sigma_x^2}\right\}dr \tag{15}$$

$$g_2(r)=\begin{cases}\dfrac{\alpha}{\sqrt{2\pi}\sigma r}\exp\left[-\dfrac{[\ln(r/r_m)]^2}{2\sigma^2}\right]\times\left[1-\right. \\ \left.\displaystyle\int_0^r \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_x}\exp\left\{-\frac{(r-r_1)}{2\sigma_x^2}\right\}dr\right] & (\text{when, } r \le r_a)\\ \dfrac{\alpha}{\sqrt{2\pi}\sigma r}\exp\left[-\dfrac{[\ln(r/r_m)]^2}{2\sigma^2}\right] \\ \times\displaystyle\int_0^r \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_x}\exp\left\{-\frac{(r-r_2)}{2\sigma_x^2}\right\}dr & (\text{when, } r_a < r)\end{cases} \tag{16}$$

さらに凍結が進行して間隙径分布の不連続区間が生じる場合，新たな不連続区間で間隙径分布を上の議論と同様に変形する。その後繰り返し上述のような変形をする。

ただし，間隙径分布を曲線近似する場合，確率変数が平均μ，分散σ_x^2の正規分布に従う時は，確率変数が$\mu \pm 3\sigma_x$の範囲にほぼ存在するという性質があることから，隣り合う不連続区間の端と端の距離が$6\sigma_x$程度では曲線が

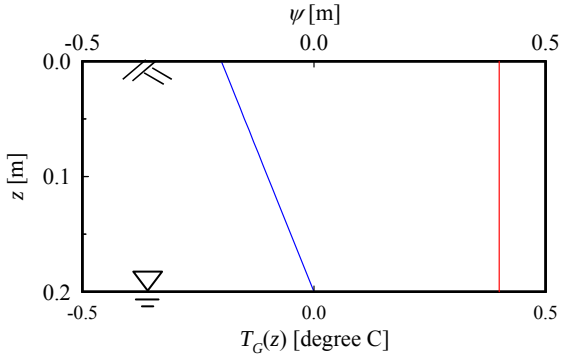


Fig.5 Initial condition of heat transfer analysis (red line) and water transfer analysis (blue line)

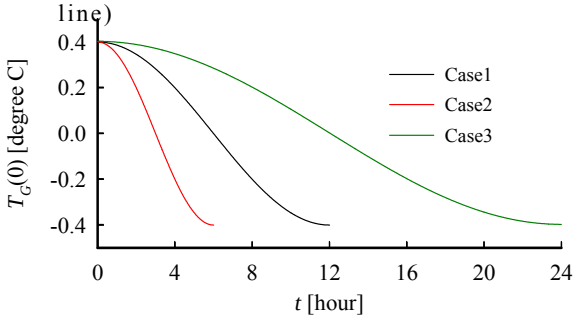


Fig.6 Boundary condition of temperature at ground surface

$$C=\begin{cases}\alpha\dfrac{\theta_s-\phi-\theta_r}{\sqrt{2\pi}(-\psi)}\exp\left\{-\dfrac{[\ln(\psi/\psi_m)]^2}{2\sigma^2}\right\}\\ \times\left[1-\displaystyle\int_{\frac{A}{\sigma_1\psi_1}}^{u}\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\exp\left\{-\frac{u^2}{2}\right\}du\right] & (\text{when},\psi\le\psi_a)\\ \alpha\dfrac{\theta_s-\phi-\theta_r}{\sqrt{2\pi}(-\psi)}\exp\left\{-\dfrac{[\ln(\psi/\psi_m)]^2}{2\sigma^2}\right\}\\ \times\displaystyle\int_{\frac{A}{\sigma_2\psi_2}}^{u}\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\exp\left\{-\frac{u^2}{2}\right\}du & (\text{when},\psi_a<\psi)\end{cases} \quad (17)$$

重なってしまう場合がある。このような場合は単純に隣り合う2つの不連続区間を1つに統合し，再度この場合の間隙径分布を求める（Fig.4）。

2.3 収束計算の方法

地中温度が氷点下となる場合，熱伝導方程式と水分移動方程式を同時に解く必要がある。つまり，数値計算を行う場合，各時間ステップにおいて熱伝導と水分移動の計算を同時に収束させなければならない。本研究では陳ら（1998）に倣い，以下のように計算することとする。

Table.1 Parameters used in the analysis

Parameter	Value	
c_{rock}	772	J/kg/K
c_{water}	4186	J/kg/K
c_{ice}	2093	J/kg/K
c_{air}	1006	J/kg/K
λ_{rock}	1.38	J/m/kg/s
λ_{water}	0.582	J/m/kg/s
λ_{ice}	2.255	J/m/kg/s
λ_{air}	0.024	J/m/kg/s
ρ_{rock}	2650	kg/m3
ρ_{water}	1000	kg/m3
ρ_{ice}	1000	kg/m3
ρ_{air}	1.29	kg/m3
L_w	332.8	kJ/kg
K_{sat}	0.0000029	m/s
θ_s	0.29	
θ_r	0.23	
ψ_m	-0.2	m
σ	1.09	
σ_1	0.0000005	

1) 各時間ステップにおいて，まず含氷率変化$\Delta\phi(z)=0$と仮定して熱伝導方程式を解く

2) 式(3)の不凍水含有率と温度の関係式および前時間ステップでの含水率から，氷点温度$T_L(z)$を計算する。

3) 1)で得られた温度$T_G(z)$と2)で得られた氷点温度$T_L(z)$を比較し，$T_G(z)< T_L(z)$で凍結する時，あるいは$T_G(z) > T_L(z)$かつ含氷率$\phi(z)>0$で融解する時，以下の式で含氷率変化$\Delta\phi(z)$を計算する。

$$\Delta\phi(z)=c_G\rho_G(T_L(z)-T_G(z))/\rho_i L_w \quad (18)$$

4) 3)で得られた含氷率変化を考慮して再度熱伝導方程式と水分移動方程式を解く

5) 式(3)の不凍水含有率と温度の関係式および4)で得られた含水率から，地中温度$T_{Gw}(z)$を計算する。

6) 4)で得られた地中温度$T_G(z)$と5)で得られた地中温度$T_{Gw}(z)$の差を計算し，その差が許容範囲内であれば次の時間ステップへ進む。許容範囲外であれば含氷率変化$\Delta\phi(z)$を修正し，4)へ戻り計算し直す。

2.4 計算条件

計算は鉛直一次元，有限要素法により行った。高さ0.2mの基岩を想定し，ノード間隔は1mmとした。

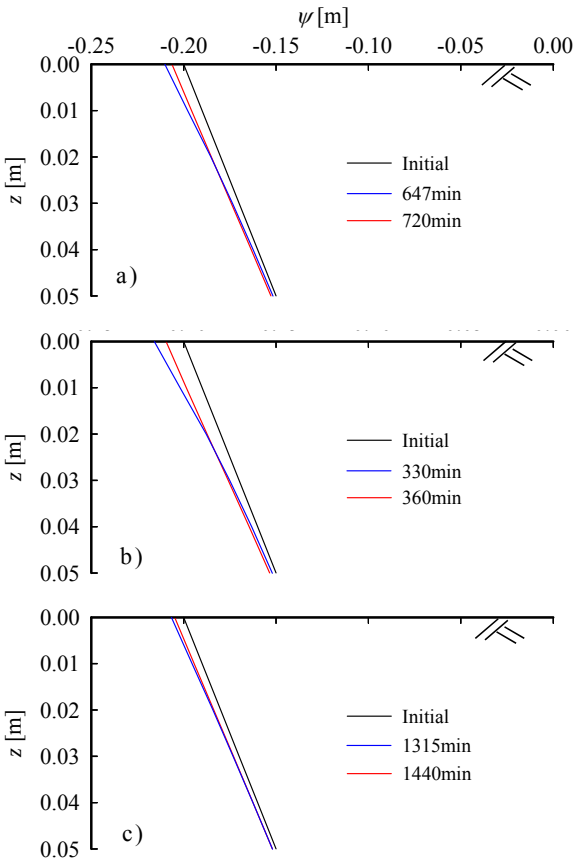


Fig.7 Relation between pressure head and depth of a)Case1, b)Case2 and c)Case3

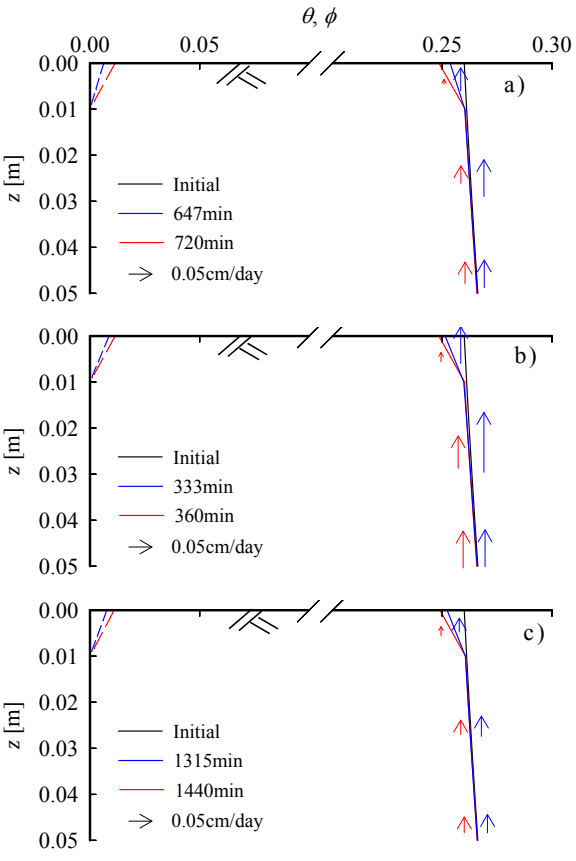


Fig.8 Relation between volumetric water content (solid line) or volumetric ice content (dash line) and depth of a)Case1, b)Case2 and c)Case3

初期条件として，水分分布は下端に地下水面を設けて圧力水頭は0m，上端は地表面として圧力水頭は-0.2mの静水圧分布とした(Fig.5)。地中温度分布は深度方向に0.4°Cで一定とした。

境界条件として，下端での圧力水頭は0mで常に一定，上端では水分フラックスが0m/sで常に一定とした。下端での温度は0.4 °Cで常に一定とし，上端の地表面では温度$T_G(0)$を

$$T_G(0)=0.4\sin\left(\frac{t}{T}\frac{\pi}{180}+\frac{\pi}{2}\right) \tag{19}$$

と0.4°Cから-0.4°Cまで三角関数で変化するようにした。ここでTを変化させると温度変化の周期を変えることができる。本研究では-T=4，2，8として地表面温度$T_G(0)$が1) 12時間かけて0.4 °Cから-0.4°Cまで変化する場合，2) 6時間かけて0.4 °Cから-0.4°Cまで変化する場合，3) 24時間かけて0.4 °Cから-0.4°Cまで変化する場合，の3ケースで計算を行った(Fig.6)。これは既往の研究により，霜柱が発生するためには凍結速度が関係することが分かっていることから（泉山ら，2009），凍結速度の違いが水分移動特性の違いに与える影響を確認するためである。

計算に用いたパラメータはTable.1に示すようであり，滋賀県田上山地の風化花崗岩について得られた値を用いた。Talbe.1において，c_{rock}，c_{water}，c_{ice}，c_{air}はそれぞれ基岩の実質部分，水，氷，空気の比熱，λ_{rock}，λ_{water}，λ_{ice}，λ_{air}はそれぞれ基岩の実質部分，水，氷，空気の熱伝導率，ρ_{rock}，ρ_{water}，ρ_{ice}，ρ_{air}はそれぞれ基岩の実質部分，水，氷，空気の密度である。c_Gは，基岩の実質部分，水，氷，空気の存在割合を重みとしてそれぞれに乗じ，足し合わせたものとする。λ_G，ρ_Gについても同様である。

なお，間隙水の凍結膨張に起因する間隙構造の変化は今回は無視した。

3. 計算結果と考察

Fig.7は圧力水頭ψの深度分布の変化を示

す。Fig.7a)はCase1，Fig.7b)はCase2，Fig.7c)はCase3の結果である。図中の黒線は初期状態，青線は間隙水の凍結が始まって最も圧力水頭が小さくなった状態，赤線は地表面温度が-0.4ºCと今回の計算条件において最も低くなった状態の圧力水頭分布である。

Fig.7より，Case1，Case2，Case3において，それぞれ時間が647分，330分，1315分と凍結が進行するなか，青線で示されるように圧力水頭分布が最も小さくなり，その後さらに凍結が進行し，時間がそれぞれ720分，360分，1440分になって温度が-0.4ºCに達すると，赤線で示されるように圧力水頭がわずかに増加していることが分かる。これは，間隙水の一部が凍結することで含水率が減少し，圧力水頭が低下するが，その結果水頭差が生じることで上向きの水流が発生したことが原因と考えられる。

Fig.8は含水率θの深度分布および含氷率ϕの深度分布の変化を示す。Fig.8a)はCase1，Fig.8b)はCase2, Fig.8c)はCase3の結果である。含水率の深度分布は実線で，含氷率の深度分布は破線で示している。また，深度0.005m，0.025m，0.045m地点におけるフラックスを矢印で示す。

Fig.8を見ると，間隙水の凍結により地表面付近で含水率が減少し，含氷率が増加していることが分かる。時間の推移に沿って見ると，含水率は時間が経過するにつれて減少し，一方で含氷率は増加していることが分かる。これは，凍結が進行する過程で最小値を示し，その後わずかに増加する傾向を示したFig.7の圧力水頭分布の変化とは異なる。圧力水頭と含水率が異なる変化傾向を示した理由としては，水頭差に起因する含水率の増加量よりも，間隙水の凍結に起因する含水率の減少量が大きく上回ることが考えられる。

水分フラックスについて見てみると，フラックスはどのケースでも上向きであり，地中から地表面の方向に向けて水流が生じていることが分かる。圧力水頭が最も小さくなる時間に注目してみると，深度0.005mにおいてはCase1では0.053cm/day, Case2では0.080cm/day, Case3では0.027cm/dayとなっている。凍結速度は速いほうから順にCase2，Case1，Case3であることから，凍結速度とフラックスは正の相関関係があることが分かる。その他の深度および地表面温度が-0.4ºCと最も低くなる時でも同様の傾向を示した。

4. おわりに

本研究では熱移動と水分移動の同時解析を試みた。

開発した同時解析モデルを用い，地表面温度を 0.4 C から-0.4ºC まで変化させたときの水分移動特性を検討した。このとき凍結速度を変えて計算を行った。

計算の結果，凍結速度が速いほど地中から地表面へ向けての間隙水の浸透量が大きくなることが分かった。しかし，大きな浸透は見られず，含水率の上昇は見られなかった。凍結層での含水率の上昇は，基岩から土粒子を剥離させる霜柱の発生のために重要な現象である。

凍結層での含水率の急激な上昇を再現する一つの解決策として，本研究では無視していた間隙構造を変化させることが挙げられる。今後は間隙構造の変化を考慮した熱伝導・水分移動解析を行う予定である。さらに，風化基岩の土砂化モデルと組み合わせて，風化基岩からの土砂生産量の推定可能とする予定である。

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.

泉山寛明，堤大三，藤田正治(2010)：多孔質媒体凍結時の間隙水移動のモデル化とそれによる霜柱発生条件の検討，水工学論文集 54，pp.661-666.

泉山寛明，堤大三，藤田正治(2011a)：裸地斜面の凍結融解強度に積雪が与える影響,水工学論文集 55，pp.S715-S720.

泉山寛明，堤大三，藤田正治，矢田崇恭(2011b)：凍結融解による風化基岩の土砂化プロセスのモデル化，平成 23 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.54-55.

小杉賢一朗(1999)：森林の水源涵養・洪水緩和機能と土壌孔隙特性―森林土壌の孔隙特性が雨水流出に及ぼす影響―，水利科学 250，pp.29-59.

陳暁飛，三野徹，堀野治彦，丸山利輔(1998)：熱と水の同時移動モデルによる土壌凍結,融解過程の数値実験法－土壌凍結･融解過程の解析に関する研究(I)，土壌の物理性 78，

pp.25-34.
堤大三，藤田正治，泉山寛明(2009)：気温上昇による土砂生産に対する凍結融解の影響変化予測，水工学論文集　第 53 巻，pp.649-654.
Black, P.B. and Tice, A.R.(1976): Comparison of soil freezing curve and soil water curve data for Windsor sandy loam, U.S.A. Cold Regions Research and Engineering Laboratory, CRREL Report88-16.
Jame Y.W. and Norum D.I(1980): Heat and mass transfer in a freezing unsaturated porous medium. Water Resour. Res. 16, pp.811-819.
Mualem, Y.(1976): A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, Water Resour. Res. 12, pp. 513-522.

Concurrent Analysis of Heat and Water Transfer in Weathered Bedrock during Freeze and Thaw Processes

Hiroaki IZUMIYAMA*, Daizo TSUTSUMI and Masaharu FUJITA

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

Rock breakdown by freeze and thaw action occurs at bare slopes in mountainous area in Japan. The quantitative estimation of the amount of sediment produced is indispensable because sediment closely relates to sediment disaster at a downstream area. In this study, Concurrent calculation of heat and water transfer in a ground is conducted. Its analysis is necessary for obtaining the repetition of freeze and thaw, freezing depth and water content which is able to freeze potentially. The precise model of the change of pore structure is considered in the analysis. As a result, water flow from the ground to the surface positively correlates with freezing speed. However, considerably small amount of water flux occurs and actual phenomenon like needle ice is not simulated. Result also predicts the creation of new pore or crack becomes one of the factors in much water flux to freezing layer.

Keywords: Freeze and Thaw Action, Weathered Bedrock, Heat Transfer Equation, Water Transfer Equation

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Erosion Characteristics of Cohesive Sediment by Non-Cohesive Sediment

Puji HARSANTO, Nguyen Manh Minh TOAN*, Hiroshi TAKEBAYASHI and Masaharu FUJITA

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

The purpose of this paper is to study the erosion characteristics of cohesive sediment by both non-cohesive sediment and clear water. The results of flume experiment and the dynamic shear stress on the bed are discussed. The flume experiments were conducted with non-cohesive sediment is supplied on the cohesive sediment. The transport rate of the non-cohesive sediment supply is varied from 0 to 150% of the equilibrium sediment transport rate. The results indicate that, when bed is composed of 100% cohesive sediment, the bed degradation depth with sediment supply are more than without sediment supply or in clear water and the erosion rate is decreased with increase in sediment discharge. Because the dynamic shear stress on the bed is decreased with increase in sediment discharge.

Keywords: cohesive sediment, erosion rate, sediment feeding rate, non-cohesive material, dynamic shear stress

1. Introduction

Cohesive sediment is a mixture of clay particles, silt, (fine) sand, organic material and so on. The cohesive properties arise from electrochemical forces in the clay-water medium. These forces usually dominate and larger than the weight force of individual particles (Raudkivi, 1990). Fig. 1 shows the bank of the Mekong River in Vietnam. Some layers of the bank material are composed of cohesive material. As shown in Fig. 1, we can easy to find the deposition layer of cohesive sediment in natural rivers. Hence, in order to understand the channel and bed deformation phenomena, erosion rate of cohesive sediment has been investigated by many researchers.

Laboratory and in situ experimental have been conducted by many researchers (e.g. Parchure and Mehta, 1985; Chapalain et al., 1994; Roberts et al., 1998; Sekine and Iizuka, 2000; Aberle et al., 2002).

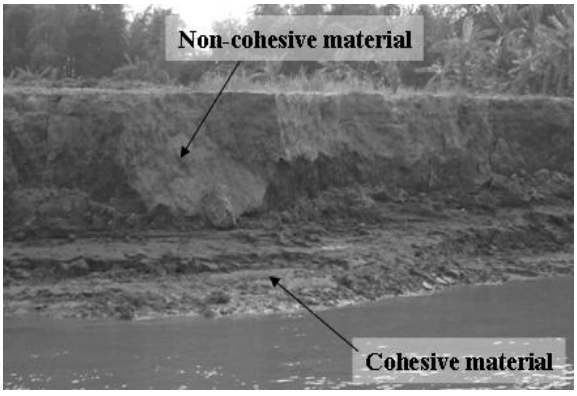


Fig. 1 A river with bed composed of both cohesive and non-cohesive materials at The Mekong River, Vietnam (Takebayashi et al., 2005)

Most of them focused on temperature of water, water content of the cohesive material, bulk density, etc. to study on erosion rate of cohesive sediment by clear water. As most formulas of erosion rate of cohesive sediment have a similar form on relation

between the erosion rate and the bed shear stress, and erosion rate increases with the increase in bed shear stress. Those researches give us important knowledge to understand erosion characteristics of cohesive sediment.

By the way, bed material in river is non-uniform sediment. And non-cohesive coarse material and cohesive material coexist in rivers. For example, the coarse non-cohesive material in the Mekong River flows on the fine cohesive material in the Tonle Sap River during the flood season around Phnom Penh in Cambodia (Takebayashi et al., 2005). This fact indicates that the cohesive material can be eroded by both non-cohesive material and water.

The influence of coarse material sediment on cohesive sediment erosion is presented in (Kamphius, 1999). The results indicate that the presence of granular material on erosion of cohesive sediment is very important. Erosion was most rapid when the sand moving by saltation and decreased if the sand either moved as pure bedload which covered the bed at certain times. Thus erosion rate is a function of fluid velocities and turbulence, as well as sediment concentrations. From this results give knowledge that the size and volume of non-cohesive sediment is important matter for erosion process of cohesive sediment.

In this study, the erosion characteristics of cohesive sediment by both non-cohesive sediment and clear water are discussed with consider of volume and granular sediment size. Flume tests are performed under various sediment supply conditions. Furthermore, the dynamic shear stress on bed is calculated considering the vertical distribution of longitudinal velocity and sediment concentration and discussed the erosion rate of the cohesive material by both water and non-cohesive coarse material.

2. Flume test

2.1 Experimental setup

Experimental setup is shown in Fig. 2. The experiments were carried out in the flume with 800 cm long, 15 cm wide and 25 cm deep. The base cohesive sediment used in this study was prepared from dry kaolin powder.

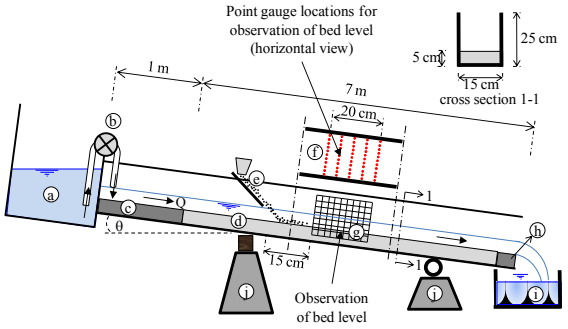


Fig. 2 The experiment setup, where a) water tank, b) pump, c) rigid bed, d) cohesive sediment, e) sediment feeding location, f) horizontal view of cross sections, g) screen grid, h) downstream weir, i) downstream tank, and j) tilting machine)

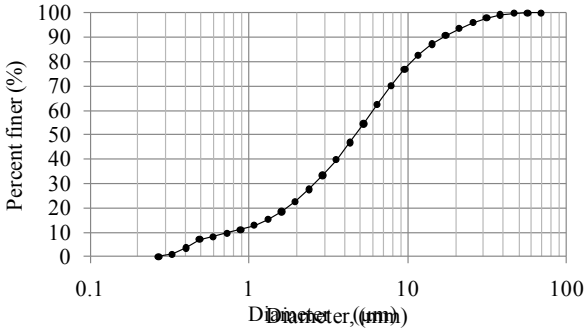


Fig. 3 Grain size distribution of cohesive material

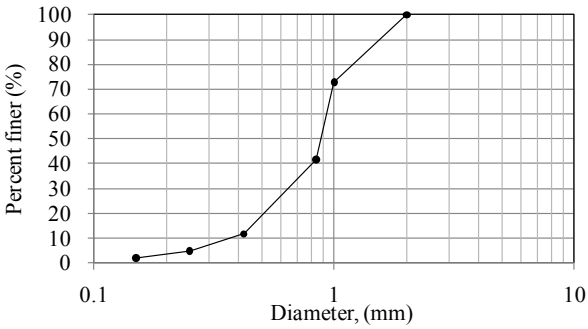


Fig. 4 Grain size distribution of non-cohesive

Fig. 3 shows the grain size distribution of the dry kaolin powder that used in this experiment as material for cohesive sediment. The grain size of this material is between 0.328 μm and 68.973 μm with d_{50} is 4.616 μm. Two types of cohesive sediment are used in the experiment. Type A is the cohesive sediment which is composed of 100% cohesive material. Type B is the cohesive sediment which is composed of 50% cohesive material and 50% coarse sand. Fig. 4 shows the grain size distribution of coarse sand (non-cohesive material). Specific gravity of non-cohesive material is 2.65 and mean diameter is 0.88 mm. The cohesive sediment was laid on the bed with 700 cm long, 15

cm width and 5 cm thickness. The water content was designed around 50% for Type A and 30% for Type B. To prepare the cohesive sediment, the cohesive materials and water were put into a bucket and were mixed until the sample became mud that has homogeneous condition. After this preparation, the sample is put in the flume experiment and pooled by water. The cohesive materials have been kept in the pooled channel for one day in order to allow for settling and consolidation naturally. During settling and consolidation process, the bed geometry is kept in flat condition.

2.2 Measurement method

In order to evaluate the bed elevation change on the surface of cohesive sediment, bed elevations before and after experiment were measured. Bed levels were measured at 11 places in a cross section and 5 cross sections are measured. The longitudinal step between the cross sections is 5 cm. Bed elevation change is also monitored during experiments by use of a digital high speed camera from the side wall of the flume. Video camera was shot on acrylic wall, which has grids on it as shown



Fig. 5 Example of snap shot by the high speed video camera

Water velocity on the water surface was measured by floating material tracking method. One more digital high speed camera was placed above of water surface. The transparence grid was placed between video camera and water surface. Neutral particles were put from the upstream of flume during experiment. Water level was measured longitudinally along the center line of the flume. Water level also measured by digital high speed camera from the side wall of flume as shown in Fig. 5. Water temperature and water content also measure at every experiment. Water content of cohesive sediment was measured after experiments by taking the sample from the bed.

2.3 Hydraulics condition

The hydraulic conditions of the experiments are shown in Table 1. The aim of these experiments was clarified the effect of sediment discharge of non-cohesive coarse sediment on the erosion rate of cohesive sediment. In order to produce sediment transport of non-cohesive coarse sediment, non-cohesive coarse sediment was fed from the upstream of the flume during the experiments. The supplied sediment is the same as the coarse sand which is used in Type B. Fig. 4 shows the grain size distribution of the supplied sediment. Supplied sediment discharge is widely distributed from 0 to 1.5 times as equilibrium sediment transport rate. The temperature of the water in all cases was about 30 degree centigrade.

3. Analysis of dynamic shear stress on bed

The dynamic shear stress on bed is calculated to discuss the erosion rate of the cohesive material by both water and non-cohesive material. Two layer flows under the normal flow conditions is considered here. Water flow where Reynolds stress is dominant is assumed in the upper flow layer and laminar flow of both sediment and water is assumed in the lower flow layer. Shear stress τ and pressure p in the upper flow layer ($h_s \le z \le h_t$) are as follows:

$$\tau = \int_z^{h_t} \rho g \sin\theta dz \qquad (1)$$

$$p = \int_z^{h_t} \rho g \cos\theta dz \qquad (2)$$

Where, z is the vertical axis, h_t is the total flow depth, h_s is the flow depth of the lower layer, ρ is the density of water, g is the gravity acceleration, θ is the channel slope. Shear stress τ and pressure p in the lower flow layer ($0 \le z \le h_s$) are as follows, (Ashida et al., 1982):

Table 1 Case and hydraulics condition of the experiments

No.	Case	Bed material	Sediment feeding	Slope	Discharge
			(gr/s)	(m/m)	(l/s)
1	case 1	100 % cohesive	0 % q_{bp}	0.004	1.3
2	case 2	100 % cohesive	25 % q_{bp}		
3	case 3	100 % cohesive	50 % q_{bp}		
4	case 4	100 % cohesive	100 % q_{bp}		
5	case 5	100 % cohesive	150 % q_{bp}		
6	case 1a	50 % cohesive and 50% non-cohesive	0 % q_{bp}		
7	case 2a	50 % cohesive and 50% non-cohesive	25 % q_{bp}		
8	case 3a	50 % cohesive and 50% non-cohesive	50 % q_{bp}		
9	case 4a	50 % cohesive and 50% non-cohesive	100 % q_{bp}		
10	case 5a	50 % cohesive and 50% non-cohesive	150 % q_{bp}		

$$\tau = \tau_s + \tau_d + \tau_f = \int_z^{h_t} \rho_m g \sin\theta dz \tag{3}$$

$$p = p_s + p_d + p_f = \int_z^{h_s} (\sigma - \rho) cg \cos\theta dz \tag{4}$$

Where, τ_s and p_s are the shear stress and the pressure due to the static intergranular contact, respectively, τ_d and p_d are the shear stress and the pressure due to interparticle collisions, respectively, and τ_f and p_f are the shear stress and the pressure supported by the interstitial liquid phase, ρ_m is the density of mixed material of sediment and water. The constitutive equations proposed by Egashira et al. (1997) are as follows:

$$\tau_s = p_s \tan\phi_s \tag{5}$$

$$\tau_d = k_d (1 - e^2) \sigma d^2 c^{1/3} \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 \tag{6}$$

$$\tau_f = \rho k_f d^2 \frac{(1-c)^{5/3}}{c^{2/3}} \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 \tag{7}$$

$$p_s = \left(\frac{c}{c_*} \right)^{1/5} (p_s + p_d) \tag{8}$$

$$p_d = k_d \sigma e^2 d^2 c^{1/3} \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 \tag{9}$$

Where, ϕ_s is the friction angle, e is the restitution coefficient, c is the volumetric sediment concentration and c_* is the volumetric sediment concentration in stationary state, σ is the density of sediment, u is the longitudinal flow velocity, k_d (=0.0828) and k_f (=0.16) are the empirical constants.

Equations 5 to 9 are substituted to equations 3 and 4 and following velocity and sediment concentration profiles are obtained.

$$(h_t - z) \frac{\partial F}{\partial z} = F - c \tag{10}$$

$$\frac{\partial u}{\partial z} = \frac{1}{d} \sqrt{\frac{g(G-Y)}{f_d + f_f}} \tag{11}$$

Where, d is the mean diameter of sediment. F, G, Y, f_d and f_f are as follows.

$$F = \frac{f_{pd} \tan\theta}{(\sigma/\rho - 1)(F_1 - F_2)} \tag{12}$$

$$G = \sin\theta \int_z^{h_s} (\sigma/\rho - 1) c dz + \sin\theta \int_z^1 dz \tag{13}$$

$$Y = \left(\frac{c}{c_*} \right)^{1/5} \cos\theta \tan\phi \int_z^{h_s} (\sigma/\rho - 1) c dz \tag{14}$$

$$f_d = k_d (1 - e^2)(\sigma/\rho) c^{1/3} \tag{15}$$

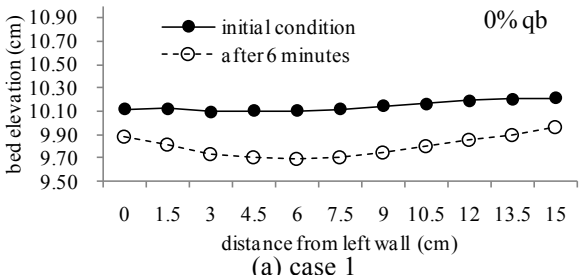
$$f_f = k_f (1-c)^{5/3} / c^{2/3} \tag{16}$$

$$f_{pd} = k_d e^2 (\sigma/\rho) c^{1/3} \tag{17}$$

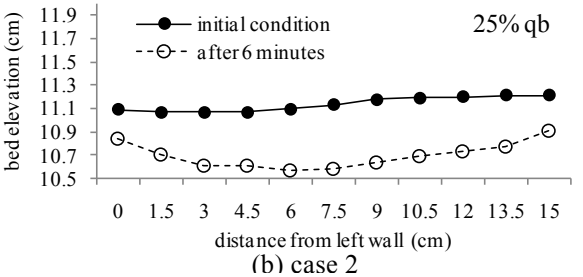
$$F_1 = f_f + f_d - f_{pd} \tan\theta \tag{18}$$

$$F_2 = \left(\frac{c}{c_*} \right)^{1/5} (f_f + f_d - f_{pd} \tan\phi_s) \tag{19}$$

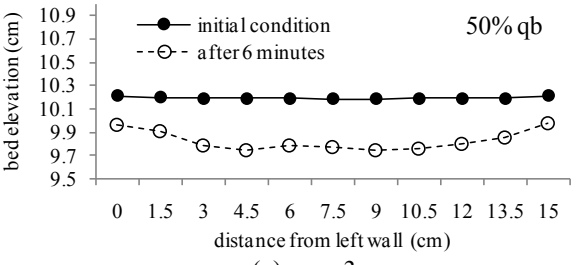
Logarithmic velocity profile is applied to the upper flow layer as follows:



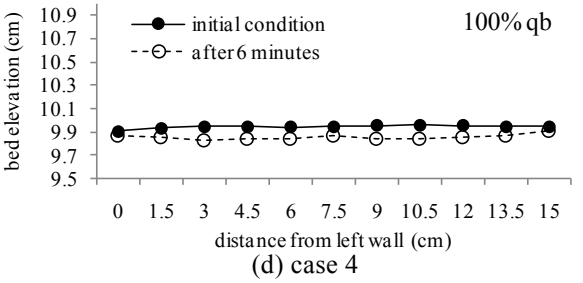
(a) case 1



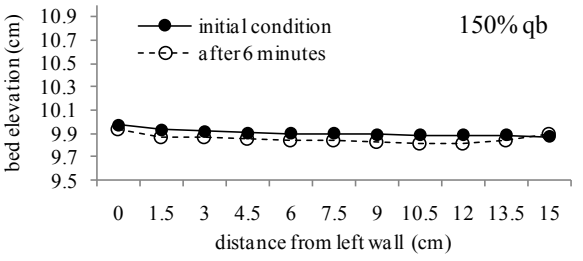
(b) case 2



(c) case 3

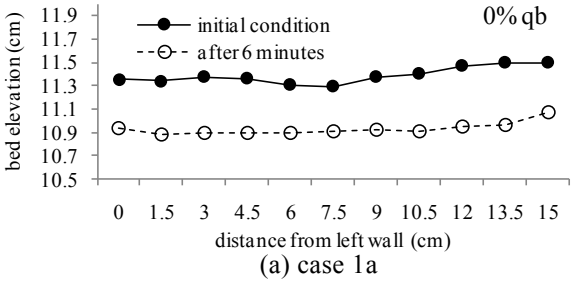


(d) case 4

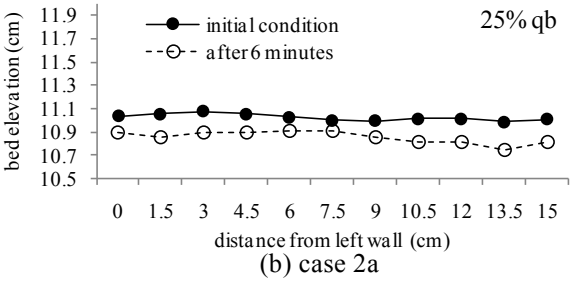


(e) case 5

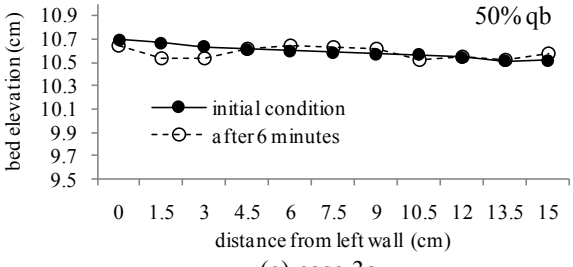
Fig. 6 Bed cross section on case1 to case 5



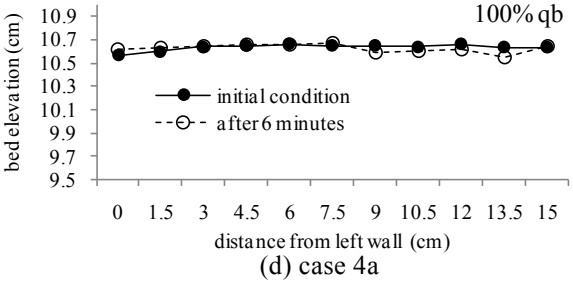
(a) case 1a



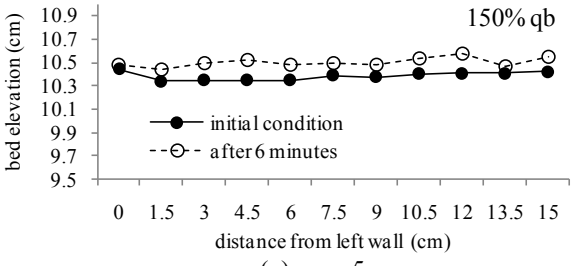
(b) case 2a



(c) case 3a



(d) case 4a



(e) case 5a

Fig. 7 Bed cross section on case 1a to case 5a

$$\frac{u}{u_*}=\frac{u_i}{u_*}+\frac{1}{\kappa}\ln\left(\frac{z-h_s+\eta_0}{\eta_0}\right) \tag{20}$$

Where, $u_*=\sqrt{gh_w\sin\theta}$, u_i is the velocity at the interface, κ is the Karman constant, h_w is the depth of the upper flow layer. η_0 is the particle interstitial scale and estimated as follows:

$$\eta_0=a\sqrt{k_f}\left(\frac{1-c}{c}\right)^{1/3}d \quad (a\cong 1.0) \tag{21}$$

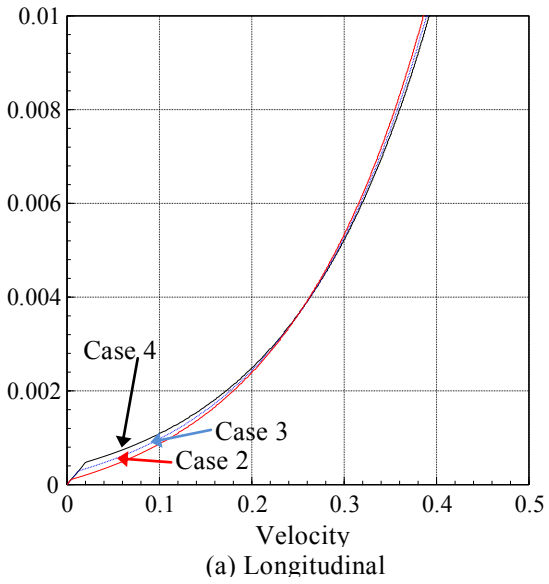
The height at c=0.05 is assumed for the interface height between the upper flow and the lower flow. Water velocity between the upper flow layer and the lower flow layer is connected at the interface.

The dynamic shear stress τ_{dy} is calculated by use of the following equation

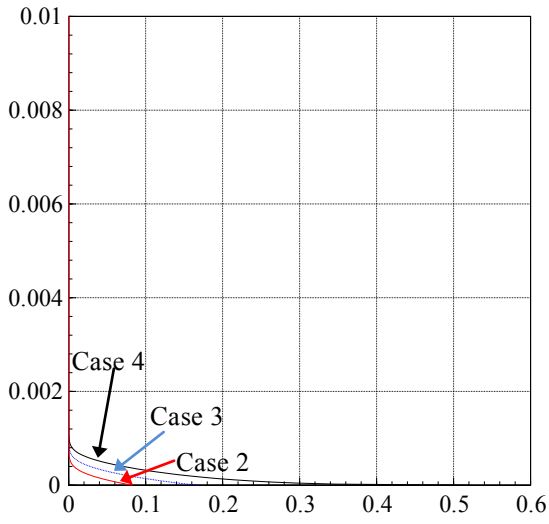
$$\tau_{dy} = \tau - \tau_s \tag{22}$$

4. Results and discussions

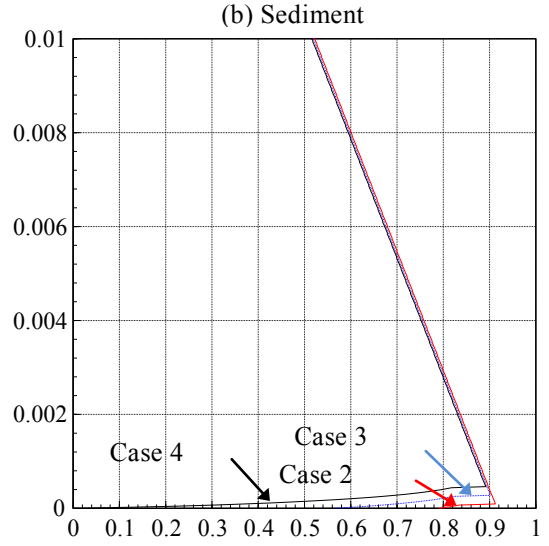
Fig. 6 and Fig. 7 show the cross section profiles of bed. Fig. 6 (a) - (e) are the results from case 1 to case 5 (cohesive sediment type A), respectively. The effect of sediment discharge is compared between the cross section profiles. The average bed degradation depth for case 1, 2, 3, 4, and 5 after 6 minutes are 0.34 cm, 0.44 cm, 0.37 cm, 0.09 cm, and 0.05 cm, respectively. First, from Fig. 6 (a), (b) and (c), bed degradation depth with sediment supply are more than that without sediment supply. This result shows that the bed composed of the cohesive sediment will be eroded more by the addition of the coarse non-uniform sediment in the flow under some hydraulic conditions. On the other hand, Fig. 6 (d) and (e) show the bed degradation depth is smaller than that in Fig. 6 (a), (b) and (c). The maximum erosion rate is appeared at around 25% of the equilibrium sediment transport rate and the erosion rate is decreased with increase in sediment discharge. This phenomenon is discussed by use of the analysis in Chapter 3. Fig. 8 shows the vertical distribution of the longitudinal velocity, the sediment concentration and the dynamic shear stress in cases 2, 3 and 4. When sediment feeding rate is equal to the equilibrium sediment transport rate, the thickness of the bed load layer becomes maximum and velocity near bed is smaller than other two cases. The dynamic shear stress on the bed is equal to zero. Hence, the erosion rate of the cohesive material is equal to zero in the calculation. On the other hand, when sediment feeding rate is equal to 0.25 times as the equilibrium sediment transport rate, the thickness of the bed load layer becomes thin and velocity near bed is larger than other two cases. The dynamic shear stress on the bed is also larger than the other two cases. Hence, it is considered that the erosion rate of the cohesive material becomes largest among the three cases. Here, the vertical velocity of the sediment is neglected in the calculation. It must affect on the erosion rate of the



(a) Longitudinal



(b) Sediment



(c) Dynamic shear

Fig. 8 The vertical distribution of longitudinal velocity, sediment concentration and dynamic shear stress

cohesive material when the sediment concentration is low. It is considered that the erosion in case 3 (the equilibrium sediment transport rate) is due to this assumption.

Fig. 7 (a) - (e) are the results from case 1a to case 5a (cohesive sediment type B), respectively. The average bed changes level for cases 1a, 2a, 3a, 4a, and 5a after 6 minutes are 0.46 cm, 0.17 cm, 0.01 cm, 0.01 cm, and -0.12 cm, respectively. Here, a positive value indicates erosion and a negative value indicates deposition. The erosion rate in case 1a (without sediment supply) is the maximum among the 5 cases. Sediment supply due to the bed erosion between the upstream end of cohesive material layer and the measurement location affects on the result. In case 1a, coarse material is supplied from the bed with the bed degradation between the upstream end of cohesive material layer and the measurement location. Hence, the effect of the erosion by non-cohesive material is introduced in case 1a (without sediment supply). However, the non-equilibrium characteristics of coarse material in cohesive material are strong. Hence, it is considered that the distance from the upstream end of cohesive material layer and the measurement location, which is 4 m, is not enough to get the equilibrium sediment transport rate. As a result, the sediment transport rate at the measurement location in case 1a is close to the sediment transport rate in case 2 and the erosion rate in case1a is larger than case 1. Furthermore, erosion rate of the cohesive material decrease with increase in the sediment supply. This tendency is the same as cases 2, 3, 4 and 5.

In the natural rivers, when the bed material is composed of both cohesive material and non-cohesive coarse material like Type B, bed erosion is large in the non-equilibrium region of the sediment transport rate of non-cohesive material. However, bed will not be eroded in the equilibrium region where can be appear at the downstream of the non-equilibrium region.

5. Conclusions

The erosion characteristics of cohesive sediment by both non-cohesive sediment and clear water are discussed by use of the flume tests and the dynamic shear stress on the bed. Obtained results are summarized as follows.

[1] When bed is composed of 100% cohesive material, the bed degradation depth with sediment supply is more than that without sediment supply.

[2] When bed is composed of 100% cohesive material, the erosion rate is decreased with increase in sediment discharge. Because the dynamic shear stress on the bed is decreased with increase in sediment discharge.

[3] The erosion rate without sediment supply on bed composed of 50% cohesive material and 50% coarse sand is larger than that with sediment supply. Because coarse sand is supplied from the eroded bed in the upstream area and the non-equilibrium characteristics of coarse material in cohesive material is strong.

[4] On case which bed is composed of 50% cohesive material and 50% coarse sand, the erosion rate of the cohesive material decrease with increase of sediment supply. This tendency is the same as the cases with bed composed of 100% cohesive material.

Acknowledgements

This work is funded by Grant-in-Aid for Scientific Research (A) (Representative: Yasuyuki Shimizu), Grant-in-Aid for Scientific Research for young researchers (B) (Representative: Hiroshi Takebayashi), RIC Research Fund (Representative: Hiroshi Takebayashi), STC Research Fund (Representative: Hiroshi Takebayashi), River Fund by Foundation of River & Watershed Environment Management (Representative: Hiroshi Takebayashi).

References

Aberle, J., Nikora, V., and Walters, R. (2002): In situ measurement of cohesive sediment dynamics using a straight benthic flume-Hydraulic Measurements and Experimental Methods Conference, Estes Park, Colorado.

Ashida, K., Egashira, S., and Kamoto (1982): Study on the erosion and variation of mountain streams -On the erosion and transportation of sand-clay mixtures, Bulletine of DPRI, Kyoto University,

Vol. 25, B-2, pp. 349-360.
Chapalain, G., Sheng YP., and Temperville AT. (1994): About the specification of erosion flux for soft stratified cohesive sediments.
Egashira, S., Miyamoto, K., and Itoh, T. (1997): Constitutive equations of debris flow and their applicability, Proc. 1st Int. Conf. on Debris-Flow Hazards Mitigation, New York: ASCE: pp.340-349.
Kamphuis, J.W. (1999): Influence of sand or gravel on the erosion of cohesive sediment, Journal of Hydraulic Research, IAHR, Vol. 28-1, pp. 43-53.
Parchure, TM., and Mehta, AJ. (1985): Erosion of cohesive sediment deposits, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 111, No.10, ISSN 0733-9429/85/0010-1308/$01.00. Paper No. 20079.
Raudkivi, A.J. (1990): Loose boundary hydraulics, Third Edition, Pergamon Press, Great Britain.
Roberts, J., Jepsen, J., Gotthard, D., and Lick, W. (1998): Effects of particle size and bulk density on erosion of quartz particles, J. Hyd. Eng., ASCE, 124(12), pp. 1261–1267.
Sekine, M. and Iizuka N. (2000): Erosion rate of cohesive sediment, Korea Water Resources Association, ICHE, 4th International Conference on Hydro-Science and Engineering.
Takebayashi H., Luu Xian Loc, Egashira S., Tsukawaki S., Sim I., Sambath T., Sotham S., and Ide S. (2005): Flow pattern and size distribution of bed material at Chaktomuk in Cambodia, First International Symposium on Evaluation of Mechanisms Sustaining the Biodiversity in Lake Tonle Sap, Cambodia.

粘着性材料の非粘着性材料による侵食特性

ハルサント　プジ・グエン　マン　ミン　トアン*・竹林　洋史・藤田　正治

* 京都大学大学院　工学研究科

要　旨

本研究は非粘着性材料および水流による粘着性材料の侵食特性を明らかにするために行った。河床せん断力について議論するため，水路模型を用いた実験を行った。実験は粘着性材料を敷き詰めた水路上に非粘着性材料を供給するというものである。非粘着性材料の給砂量は平衡掃流砂量の0%～150%の範囲で与えた。実験の結果，河床が粘着性材料で構成されている場合，給砂する方が給砂しない場合よりも河床低下量が大きく，また侵食速度は掃流砂量の増加に伴って減少することが分かった。これは河床せん断力が流砂量の増加に伴って減少するためである。

キーワード: 粘着性材料，侵食速度，給砂量，非粘着性材料，せん断力

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

固定床と移動床が混在した場の流砂特性

久加朋子*・竹林洋史・藤田正治

* 京都大学大学院工学研究科

要　旨

ダム下流域など上流からの土砂供給量が減少した各地の河川では,河床低下に伴う岩盤露出が進行し，河道内に移動床部と固定床部が混在する場が形成されている。しかし，こうした移動床部と固定床部が混在する場における流砂の伝播特性に関する知見はこれまで殆ど得られていない。本研究では，固定床上を流れる流砂の伝播特性を把握することを目的に水理実験行い，以下の成果を得た。(1) 固定床と移動床水路に同量・同質の給砂を与えた場合，固定床水路ほど流砂の伝播速度が速い。 (2) 固定床水路に，総量を統一した上で単位時間あたりに与える給砂量を変化させた場合,堆積限界掃流砂量を境にして流砂の伝播速度が大きく変化した。

キーワード:固定床，移動床，流砂の伝播特性，置土，非平衡流砂

1. はじめに

ダム下流域など上流からの土砂供給量が減少した全国各地の河川では，河床の一部に河床低下に伴う岩の露出した区間が多数認められる。例えば，関西近隣では，兵庫県の武庫川や京都府の木津川等に岩露出域を有するが，こうした河川では河道に移動床部と固定床部が混在し，上流からの流砂が時空間的に変動する非平衡場が形成されている。移動床のみ，もしくは固定床のみの河床上の土砂の伝播特性については，多くの研究成果が存在する（Egashira and Ashida,1992；岡部ら，1994；江頭ら，1996）。しかし，固定床と移動床が混在する場の流砂の輸送特性については十分な知見が得られておらず，岩盤露出の進行した河川における河床地形および堆積土砂の粒度の予測は非常に難しい現状がある。

本研究では，移動床部と固定床部が混在する河川における流砂動態に着目し，今後の河床変動解析モデルへと反映させることを目的に以下の２つの水理実験を実施した。はじめに，同質・同量の給砂を与えた固定床と移動床上の流砂の伝播特性を比較し，河床材料の違いに対する流砂動態の変化を検討した。つぎに，総給砂量を統一した上で固定床上へ与える単位時間あたりの供給砂量を変化させ，給砂方法の違いに対応して固定床の一部に移動床部が形成されることによる流砂の伝播速度の変化についての検討を行った。

2. 実験方法

実験水路の概要をFig.1に示す。水路は全長21m，幅0.5m，勾配0.0012であり，水路下流端に水深を等流水深に調節するためのゲート，および流砂を捕捉するための採砂箱を設置した。水路底は，固定床実験では平均粒径0.53mmの一様砂（珪砂5号）を張り付けたベニヤ板を敷き，移動床実験では同じ平均粒径0.53mmの一様砂を敷き詰めた。給砂材料はフルイ1.0-1.2mm間の平均粒径1.08mmの均一砂とし,下流端から5.2m上流地点を流砂投入点とした。河床材料と給砂材料の粒度分布をFig.2に示す。

実験の水理条件をTable1に,実験条件をTable2に示す。水理条件は一定流量とし，下流端にて流砂量を測定しやすいように中規模河床波が形成されない水理領域（岸・黒木，1984）とした。実際，本実験の移動床水路では砂州は形成されなかった。図中の実験ケースのうちFBおよびFは固定床実験，MBは移動床実験である。

CaseFBとCaseMBでは,流砂の伝播速度の違いを比

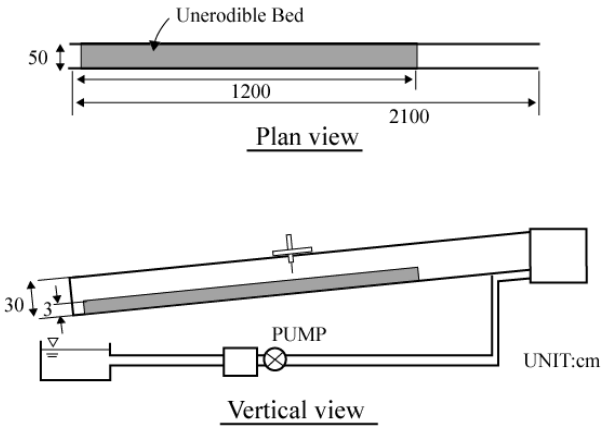


Fig.1 Experimental flume

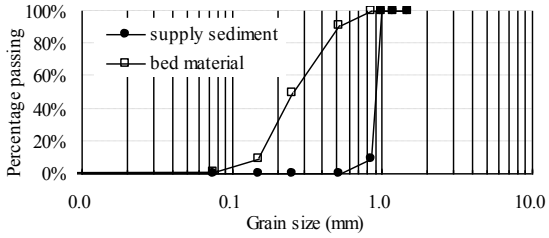


Fig.2 Grain size distribution of bed material and supplied sediment in the experiment

Table.1 Hydraulic condition in the experiment

Parameters			
Bed slope	0.0012	$BI^{0.2}/H_0$	1.78
Water discharge (L/s)	15.24	τ_*	0.040
Normal depth H_0 (cm)	7.3	U_* (m/s)	0.026

較するため，固定床と移動床水路に同量および同質の給砂を行った。給砂は，初期に平均粒径1.08mmの均一砂800gを置土状に与え，その後，同じ均一砂を移動床河床の給砂投入点付近が低下しない程度（以下,平衡流砂量）に与え続けた。一定時間経過後，下流端に流出する土砂のうち，粒径1.00mm以上の砂礫の流砂量を測定した。一方，CaseF-1～F-4では，固定床河川に与える給砂方法の違いによる流砂の伝播速度の違いを確認するため，給砂の総量を2400gに統一し，少量ずつ時間をかけて給砂するCaseF-1から，一度に置土状に与えるCaseF-4まで給砂方法を変化させた。

実験中は，下流端で流出土砂を採集し，実験終了後，河床地形の測定を行った。各実験で与えた均一砂給砂量は，CaseF-1，CaseFB，CaseMBでは移動床河床における本実験の水理条件での平衡流砂量，CaseF-2はその平衡流砂量の2倍に相当する。また，CaseF-3, CaseF-4では固定床河川における本条件での均一砂の堆積限界掃流砂量より多い給砂量を与えた。堆積限界掃流砂量は，以下の芦田・道上の平衡流砂量式に椿・土屋の研究成果による固定床上の流砂の限界摩擦速度U_{*C}（芦田・道上，1972）を与えて求めた。

$$q_b = 17\frac{\rho u_{*e}^{\ 3}}{((\rho_s-\rho)gd_m)^{3/2}}\left(1-\frac{u_{*c}}{u_*}\right)\left(1-\frac{u_{*c}^{\ 2}}{u_*^{\ 2}}\right)\cdot\sqrt{(\rho_s-\rho)gd_m^{\ 3}} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} 0.1063 \leqq d \leqq 8.26\text{cm} &\quad : u_{*c} = 8.89d^{2/3} \\ 0.0100 \leqq d \leqq 0.1063 &\quad : u_{*c} = 4.17d^{1/3} \\ d \leqq 0.0100 &\quad : u_{*c} = 90d \end{aligned} \quad (2)$$

ここに，q_b は流砂量（m^3/s），ρ_s は砂礫の水中比重，u_*，u_{*c}，u_{*e} はそれぞれ給砂材料に対する摩擦速度，限界摩擦速度，有効摩擦速度である．式(2)における u_{*c} と d の単位はそれぞれ$(cm/S)^2$ および cm である。有効摩擦速度の算定には，芦田・道上(1972)による以下の砂礫の移動限界付近の流れの抵抗則を利用した。

$$\frac{U}{u_*} = Ar - \frac{1}{\kappa} + \frac{2.30}{\kappa}\log_{10}\frac{R}{d_m} \quad (3)$$

ここに，Ar は実験定数で Ar ≒8.5，κ はカルマン定数である。掃流砂のみを対象とした実験であるため，カルマン定数は一定値とした。

Table.2 Sediment supply conditions in the experiment

CASE	supply sediment at the first time(g)	supplied sediment discharge (g/30s)	Number of supplied sediment	measuring time (min.)
FB	800	40	20	1,5,10,20
MB	800	40	30	1,5,10,20,30
F-1	0	40	30	1,5,10,20,30,80
F-2	0	80	15	1,5,10,20,30,80
F-3	0	200	6	1,5,10,20,30,80
F-4	0	2400	0.5	1,5,10,20,30,80

3. 結果と考察

3.1 固定床と移動床の流砂の伝播速度の違い

固定床水路と移動床水路における水路下流端での単位時間あたりの流砂量をFig.3に示す。移動床実験では，給砂材料の伝播速度がわかるように，給砂材料よりも小さい1mm未満の土砂を河床に敷いている。そのため，ここでは1mm以上の砂礫に着目している。移動床水路において，給砂した砂礫が下流に輸送されることによる水路縦断方向の河床材料の粒度変化をFig.4に示す。測定は，水路中心線に沿って行っている。

Fig.3より，移動床水路（CaseMB）では30分経過後においても全く下流端から土砂が流出してこないが，固定床水路（CaseFB）ではわずか1分後から土砂が下流端から流出し始めた。移動床水路における流砂の伝播速度をもう少し詳しく見ると（Fig.4），河床材料の水路縦断方向への粒度変化は非常に遅く，実験開始より50分経過後も上流から給砂した砂礫が下流端まで到達していないことがわかった。つまり，固定床と移動床では流砂の伝播速度が大きく異なり，固定床の方が砂礫は下流へ速やかに輸送されるようである。これは，固定床水路と異なり，移動床水路では給砂された砂礫が河床材料と混合しながらゆっくり下流に伝播するためであると考えられる。

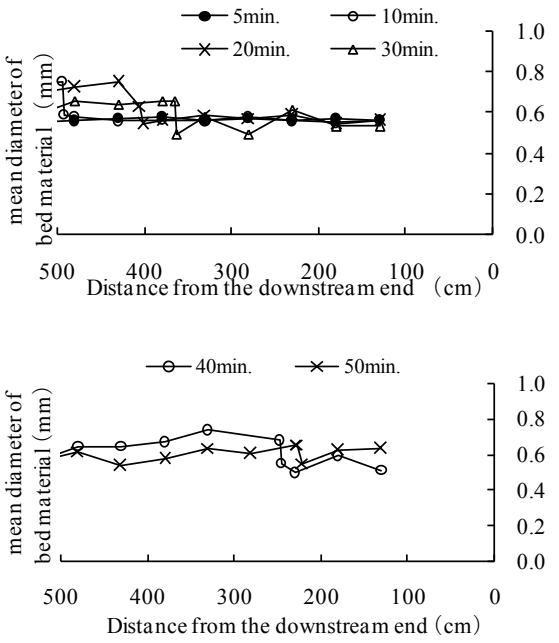


Fig.4 Temporal change of the mean diameter of the bed material in the longitudinal direction

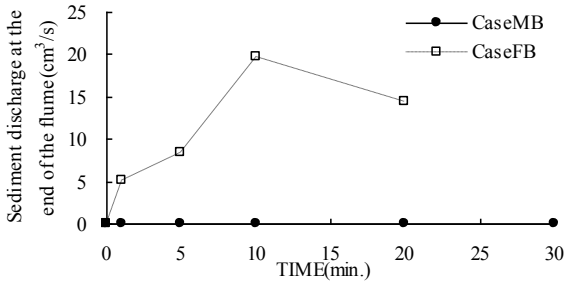


Fig.3 Sediment discharge at the end of the flume

3.2 固定床水路の流砂の伝播速度と河床地形の変化

総給砂量を統一した上で，給砂量を時間的に変化させた場合における水路下流端での流砂の累積流出量の時間変化をFig.5に示す。累積流出土砂量は，給砂量で無次元化されている。また，固定床上の河床地形の時間変化をFig.6に示す。

Fig.5より，流砂の伝播速度は，一度に多量の給砂を与えたCaseF-4で最も遅く，CaseF-3，平衡流砂量およびその2倍程度の給砂を継続的に与えたCaseF-1およびCaseF-2と速くなる結果が得られた。つまり，堆積限界掃流砂量より少ない給砂量を与えたCaseF-1およびCaseF-2の場合，給砂した砂礫は短時間で下流端まで到達するので流砂の伝播速度は大きく異ならないが，CaseF-3およびCaseF-4のように堆積限界掃流砂以上の給砂を一度に与えられた固定床上水路の場合，給砂量が増えたにも関わらず，逆に砂礫が下流に輸送されにくくなるようである。これは，少しずつ給砂したCaseF-1およびCaseF-2の場合，流砂が流れに与える影響が小さく，ほぼ等流状態の流れ場の流体力を受けて砂礫が下流に流下されること，および本条件では固定床河床と砂礫との内部摩擦角が砂礫と砂礫との内部摩擦角より小さいため，流砂の伝播が速くなったものと考えられる。実際，Fig.6（a-b）より，CaseF-1およびCaseF-2では，給砂を継続的に与え続けても実験中に固定床上に殆ど地形の堆積が形

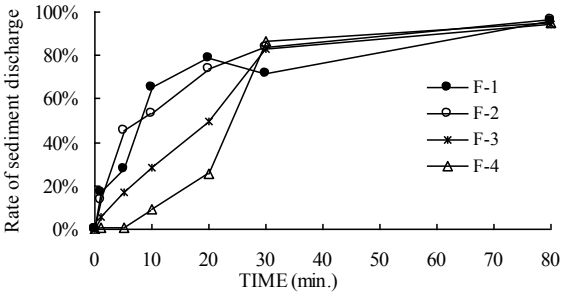


Fig.5 Ratio of sediment discharge: (total sediment discharge at the end of the flume) / (supplied sediment discharge)

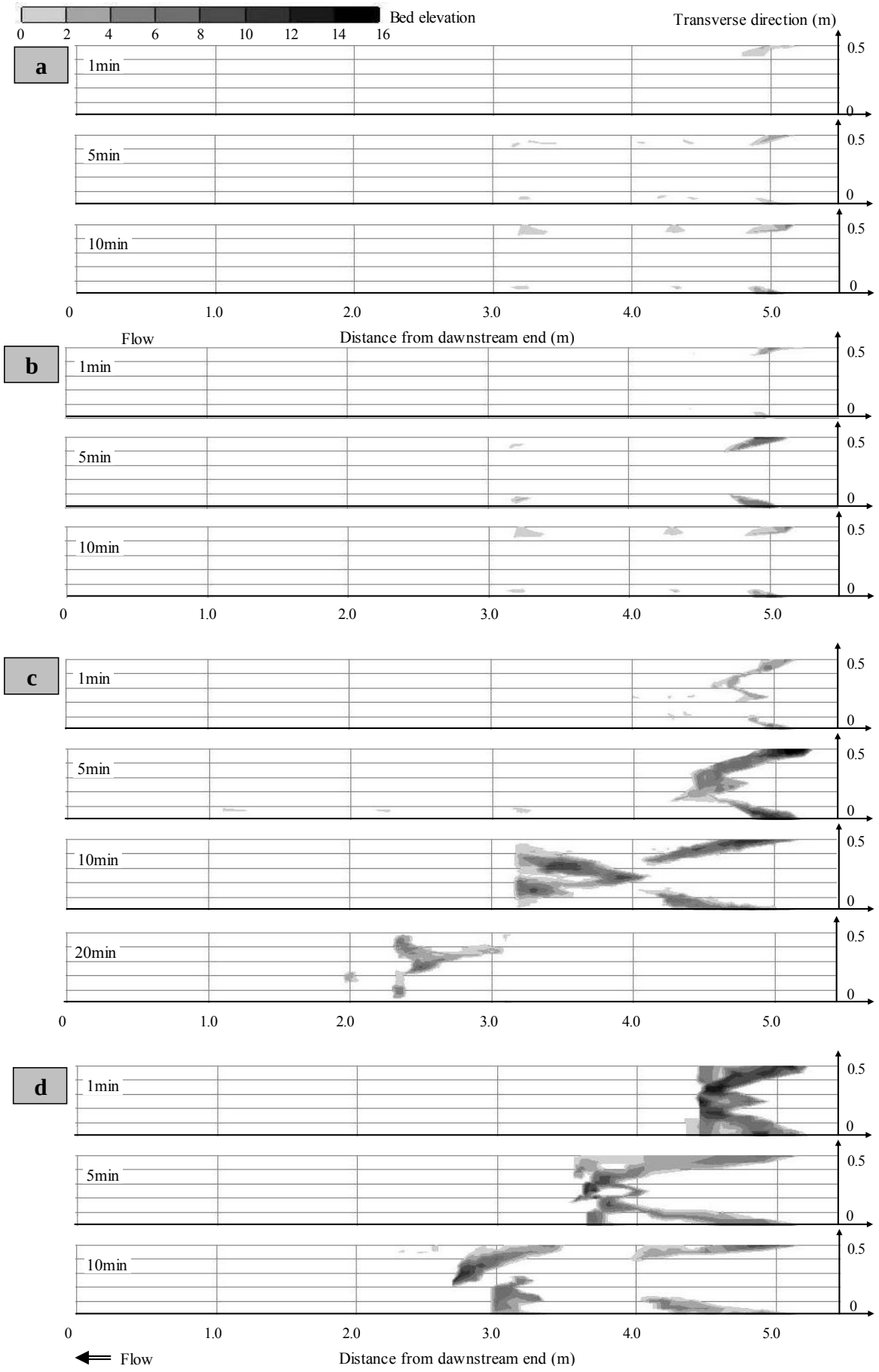


Fig.6 Bed elevation contours (a : CaseF-1, b : CaseF-2, c ; CaseF-2, d : CaseF-4)

成されていない。つまり，与えた砂礫の大部分は留まることなく下流端まで輸送されているようである。

一方，一度に堆積限界掃流砂量以上の給砂を行なった場合，Fig.6（c-d）に示す通り，土砂が固定床上に堆積し，固定床上の一部に移動床部が形成された。つまり，CaseF-4では，固定床上に存在する移動床部において，河床と粒子との間の内部摩擦角が固定床と粒子との間の内部摩擦角よりも大きくなり，流砂と河床材料の交換が生じるため，CaseF-3よりも流砂の伝播速度が遅くなったと考えられる。この他，堆積した地形の下流側では，流れの剥離によって流砂が剥離域に取り込まれながら下流に伝播する様子が確認された。ただし，固定床上に形成された堆積地形（移動床部）は，Fig.6（d）に示すように地形上流端から横断方向に周期性がある堆積地形を形成しながら浸食され，実験開始より30分経過後はいずれのCaseでも固定床上に堆積地形は殆ど存在しなかった。このような横断方向の周期性は，固定床上に形成される強い縦渦の影響の可能性が考えられる。地形の上流側から始まった浸食は，地形下流端まで到達し，地形が縦断的に分割されるほど加速されるようであった。つまり，固定床上に置土のように多量の土砂を一度に与えたとしても，河床全体が砂礫で構成される移動床水路と異なり，固定床部に囲まれた移動床部の浸食速度は地形規模が小さいほど速いようである。

4. おわりに

本研究では，河道に移動床部と固定床部が混在する河川における流砂現象を明らかにすることを目的として，水理実験から固定床上を流れる流砂の伝播速度の特性の把握を試みた。得られた成果を以下に示す。

(1) 固定床と移動床水路に同量・同質の給砂を与えた場合，固定床水路ほど流砂の伝播速度が速くなる。これは，移動床では，流砂が河床材料と交換しながら輸送されるため，固定床水路に比べて非常に遅い流砂の伝播速度を示したものと考えられる。

(2) 固定床水路に，総量を統一した上で単位時間あたりに与える給砂量を変化させた場合，堆積限界掃流砂量を境にして流砂の下流への伝播特性が異なることが示された。固定床水路へ与える流砂量が堆積限界掃流砂量より少ない場合，与えた砂礫は給砂量に関係なく短時間で下流端まで輸送されるようである。一方，一度に固定床上に多くの給砂を行った場合，固定床の一部に移動床部が形成され，流砂の伝播速度が遅くなった。しかし，この堆積地形は上流側からの浸食によって短時間で崩壊しやすく，その崩壊に伴って流砂の伝播速度が速くなり，次第に固定床上を流れる流砂の特性に近づくことが明らかとなった。

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, 土木学会論文集報告集，No.206，pp.59-69

江頭進治・吉栖雅人・伊藤隆郭（1966）：固定床開水路における砂礫の輸送形態と輸送能力, 水工学論文集，40，pp．971-976

岡部健士・穴瀬康雄・山下秀基（1994）：滑面固定床上における堆積限界掃流輸送量，水工学論文集，38，pp.633-640

岸　力・黒木幹雄（1978）：移動床流れにおける河床形状と流体抵抗, 北海道大学工学部研究報告, 67, pp．1－23

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

Sediment Transport Characteristics on the Bed Composed of both Rigid and Movable Regions

Tomoko KYUKA*, Hiroshi TAKWBAYASHI, and Masaharu FUJITA

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

There are lots of rivers where have beds composed of both rigid and movable regions in Japan. However the sediment transport characteristics on bed composed of both rigid and movable regions have not been studied well. In this study, two kind of experimental flume tests were conducted and discussed the sediment transport characteristics on bed composed of both rigid and movable regions. (1) The transport velocity of the supplied sediment on the fixed bed is faster than that on the movable bed, when the same sediment discharge is supplied. (2) Although the total sediment supply is the same, when the different sediment discharge is supplied to the fixed bed, the transport velocities of the supplied sediment are varied.

Keywords: fixed bed, movable bed, sediment transport, transport velocity of sediment, non-equilibrium characteristics of sediment transport

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

近年との比較による2010年の土砂災害の特徴

宮田秀介・藤田正治・竹林洋史・堤大三

要　旨

公開されている土砂災害および気象の統計情報を用いて近年の土砂災害の傾向と2010年の土砂災害の特徴および傾向について検討した。多雨年においては，台風の上陸や前線によって広範囲において大規模なものを含む土砂災害が発生していた。2010年の6～10月の降雨量は平年並みであるものの，多雨年と同様に広範囲にわたって土砂災害が分布し，比較的小規模な災害が発生し，期間も複数にわたったことが特徴的であった。また，非常に局所的かつ短時間の集中豪雨による災害事例が見られた。将来の気候変動によっては豪雨日数が増加することから，2010年のような小規模ではあるものの高頻度かつ広範囲にまたがる土砂災害が懸念され，対応するような減災手段を検討していく必要があると考えられる。

キーワード：土砂災害，統計資料，災害の時空間分布

1. はじめに

日本列島は急峻な山地を有する上に，湿潤な気候帯に属する。そのため，毎年のように大小さまざまな土砂災害に見舞われ，時には人的，物的または無形の被害をこうむる（例えば，Photo 1）。これまで，土砂災害に関わる研究が数多く行われ，ハード・ソフト両対策がとられているが，土砂災害を完全に無くすことは現状では困難である。

そのため，土砂災害が発生した際には，現象の把握，すなわち斜面崩壊や土石流の発生過程や原因を解明するために多くの現地調査が行われてきている（例えば，林ら，2004；平松ら，2006）。このような現地調査によって，現象の把握および各素過程の解明は進んできている。ただし，このような災害調査は，多数の死者が発生もしくは大規模な土砂移動が発生するなどの，比較的大規模な土砂災害に偏る傾向がある。

一方，小規模なものもすべて含めた土砂災害の統計情報は毎年蓄積されてきている。土砂災害の統計情報は，1982年7月の長崎災害を契機として収集されるようになった。長年にわたって統計情報が蓄積されているが，土砂災害に関する全体的な傾向などについてはほとんど検討されていない。また，通年での小規模なものも含めた土砂災害の特徴についても，これまで検討されてきていない。



Photo 1 upper) debris flow hit a house in Minamata, Kumamoto Pref.; and lower) shallow landslide in Miyagawa, Mie Pref.

そこで本研究では，まず土砂災害の経年変化の傾向について検討する。そして特徴的な年と比較することで，2010年の土砂災害の特徴について明らかにする。最後に，これらを基に，気候変動による土砂

災害の変化とその対策について考察する。

2. 本研究で用いた資料

本研究では，大規模災害だけでなく，小規模な災害も含めて災害に関する情報を広く収集するために，国土交通省砂防部，都道府県砂防課，気象庁の公開資料，（財）砂防・地すべりセンター刊『土砂災害の実態 平成21年度版』，学会による災害調査団報告に掲載されたデータを用いた。

なお，土砂災害は大きく土石流，地すべり，がけ崩れ（斜面崩壊）に分類されるが，本研究では区分せずに扱った。

3. 土砂災害の経年変化

3.1 災害発生件数および死者数

土砂災害統計がとられ始めた1982年～2010年の各年における土砂災害発生件数および土砂災害による死者・行方不明者数をFig. 1に示す。1982年，1993年，2004年などに突出して土砂災害発生件数が2,000件以上と多く，死者数も多かった。10年間の移動平均の変動をみると，年間土砂災害発生件数はわずかながら増加する傾向が見られた。一方，死者・行方不明者数は減少する傾向を示した。

土砂災害発生件数は，全体的な傾向としては全国降水量平年比と正の相関を示した（Fig. 2a）。すなわち，降雨が多いほど土砂災害発生の件数が増加していた。なお全国の降水量平年比は，長期で雨量観

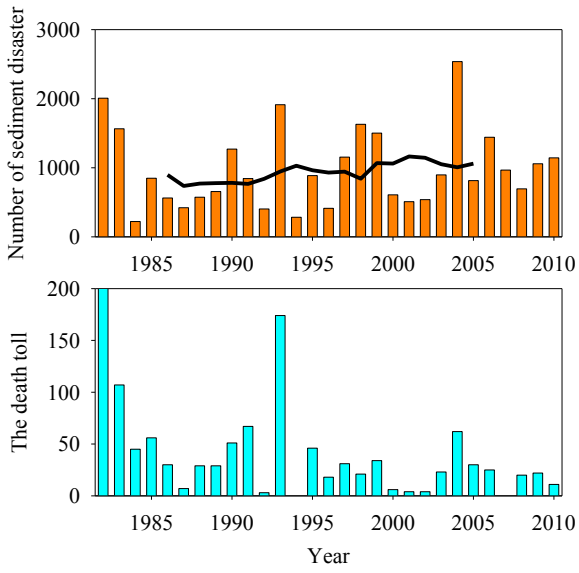


Figure 1 a) yearly number of sediment disaster; and b) the yearly death toll. Thin lines indicate moving average of 10 years.

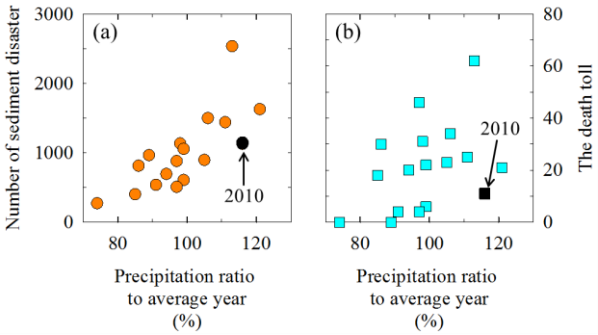


Figure 2 Relationships between precipitation ratio to average year and a) number of sediment disaster and b) the death toll in each year.

測が行われているアメダス観測点から地域的に均等に分布するように選ばれた51地点の観測結果から求められている。平年降水量は30年ごとに上記51地点の平均値を取ることで求められる。死者・行方不明者数は，災害発生件数ほど明瞭ではないものの降雨量平年比が高いほど増加する傾向を示した（Fig. 2b）。

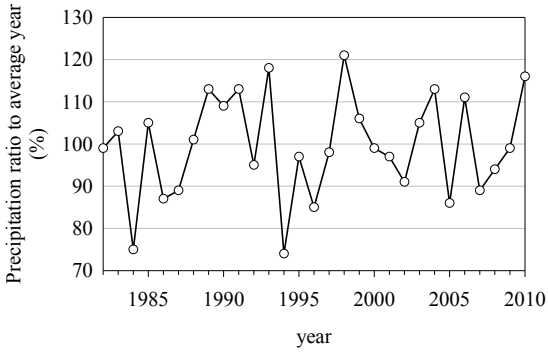


Figure 3 Temporal changes in precipitation ratio to average year.

3.2 多雨年における土砂災害の発生分布

詳細な土砂災害の分布が集計されている2000年～2010年のなかで，多雨年である2004年と2006年の土砂災害の発生分布をみる。2004年，2006年の全国降雨量平年比はそれぞれ113，111%であった（Fig. 3）。2004年，2006年における土砂災害発生件数は，それぞれ2,537，1,441件であった。

2004年の県ごとの土砂災害件数分布をFig. 4に示す。2004年は台風上陸件数が10と，1951年以降で最多であり，台風による土砂災害が多発した。土砂災害をもたらした主な台風と期間はそれぞれ，10・11号（7/31-8/2），15号（8/19-20），16号（8/30-31），18号（9/7-8），21号（9/29-30），22号（10/20），23号（10/23）である。さらに梅雨前線による新潟・福

島豪雨（7/12-18）と福井豪雨（7/18）によって多数の土砂災害が発生した。また，新潟県中越地震（10/23）によって斜面崩壊，地すべりが多発した。これらの多数の降雨および地震により，中部～九州地方にわたって13県において，50件以上の土砂災害が記録された（Fig. 4）。

2006年においても新潟，神奈川，長野，島根，熊

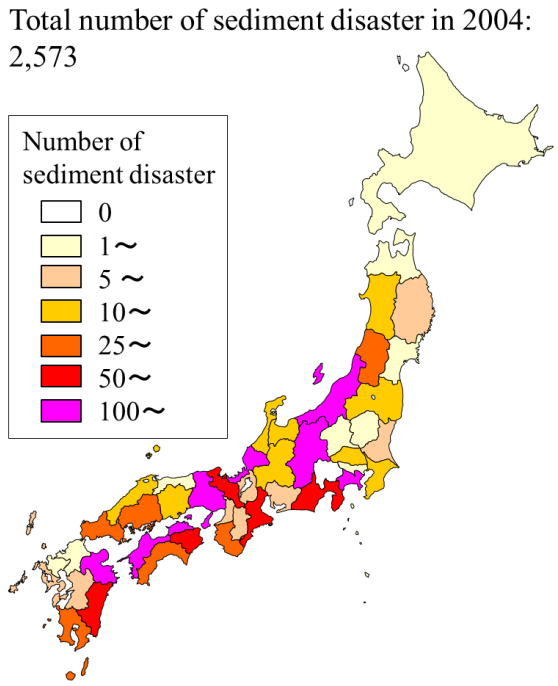


Figure 4 Spatial distribution of number of sediment disaster in 2004.

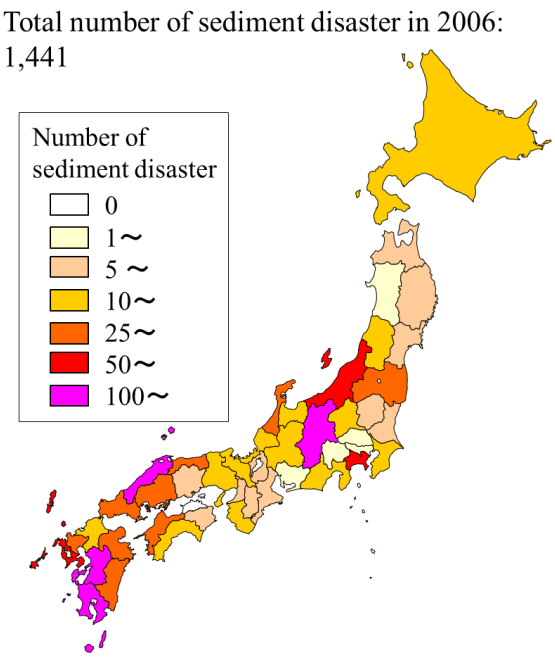


Figure 5 Spatial distribution of number of sediment disaster in 2006.

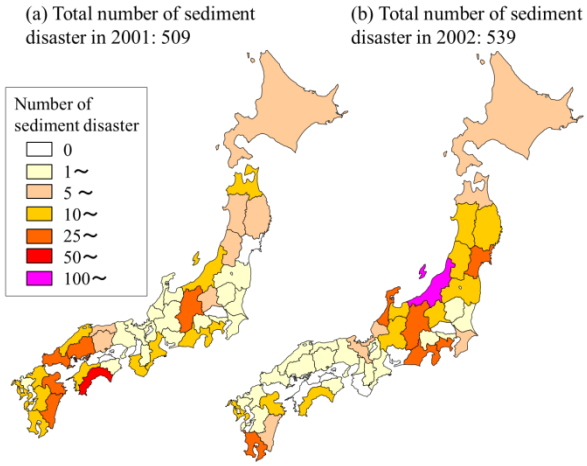


Figure 6 Spatial distributions of number of sediment disaster in a) 2004 and b) 2006.

本，長崎，鹿児島各県の広範囲において50件を超える土砂災害が発生した（Fig. 5）。これは，主に広い地域に豪雨をもたらした梅雨前線（7/15-24）と台風9号（9/4-7）によるものである。

このように，多雨年においては多くの土砂災害が広範囲にわたって発生していた。このような広範囲に発生する土砂災害は，2004年にみられた複数の台風や，2006年のような長期にわたって日本列島にとどまった前線が原因であった。

3.3　少雨年における土砂災害の発生分布

次に，少雨年であった2001年，2002年の土砂災害発生分布についてFig. 6に示す。降雨量平年比は，2001年，2002年でそれぞれ97，91%であり，土砂災害件数は，509，539件であった。発生が50件以上の県は両年とも1県のみであり，これら少雨年には，土砂災害発生域が広範囲に及んでいなかった。

4.　2010年の土砂災害の特徴

4.1　降雨の特徴

2010年は，全国の降雨量平年比が116%と降雨の多い年であった（Fig. 3）。ただし，冬期，特に12月の降雨量が平年比237%と多く，土砂災害が発生する6

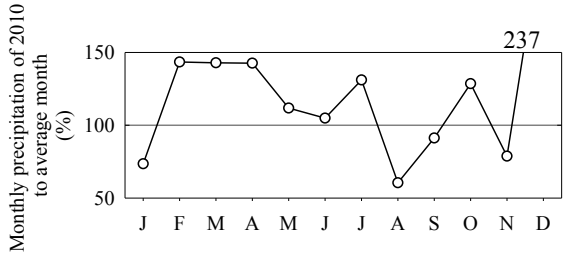


Figure 7 Monthly precipitation ratio to average month in 2010.

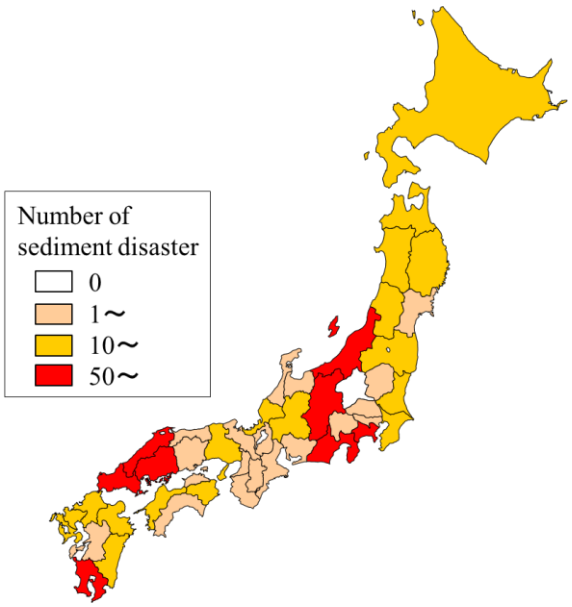


Figure 8 Spatial distribution of number of sediment disaster in 2010.

～10月の降雨量平年比は103%と平年並みであった（Fig. 7）。また，台風上陸数も2と，過去60年間（1951～2010年）の年平均上陸数（2.85）と同程度であった。

4.2　土砂災害発生分布の時系列変化

前節で示したように2010年は6～10月の降雨量は平年並みであった。また，多数の死者を出すような大規模な土砂災害は発生しないものの，総土砂災害数は1,128件であった。ただし，多雨年と同様に広範囲にわたって土砂災害が分布した（Fig. 8）。さらに，大規模ではないものの災害が発生する期間も複数にわたったことが特徴的である。以下に，主な土砂災害が発生した期間ごとに降雨および土砂災害について記す。

(1)　6月18日～6月23日

梅雨前線が日本列島太平洋側に停滞し，九州から関東に豪雨をもたらした。鹿児島県川内（アメダス）における6月17～23日の総降雨量は644 mm，時間最大降雨量は69 mmであった。この豪雨により，鹿児島県さつま町や鹿屋市，種子島において斜面崩壊が発生するなど，計58件の土砂災害が発生した（Fig. 9a）。

(2)　6月25日～6月27日

西日本太平洋側に停滞した梅雨前線が日本海側まで北上し，鹿児島，徳島，広島，兵庫各県に土砂災害をもたらした（Fig. 9b）。大規模な土砂移動は起

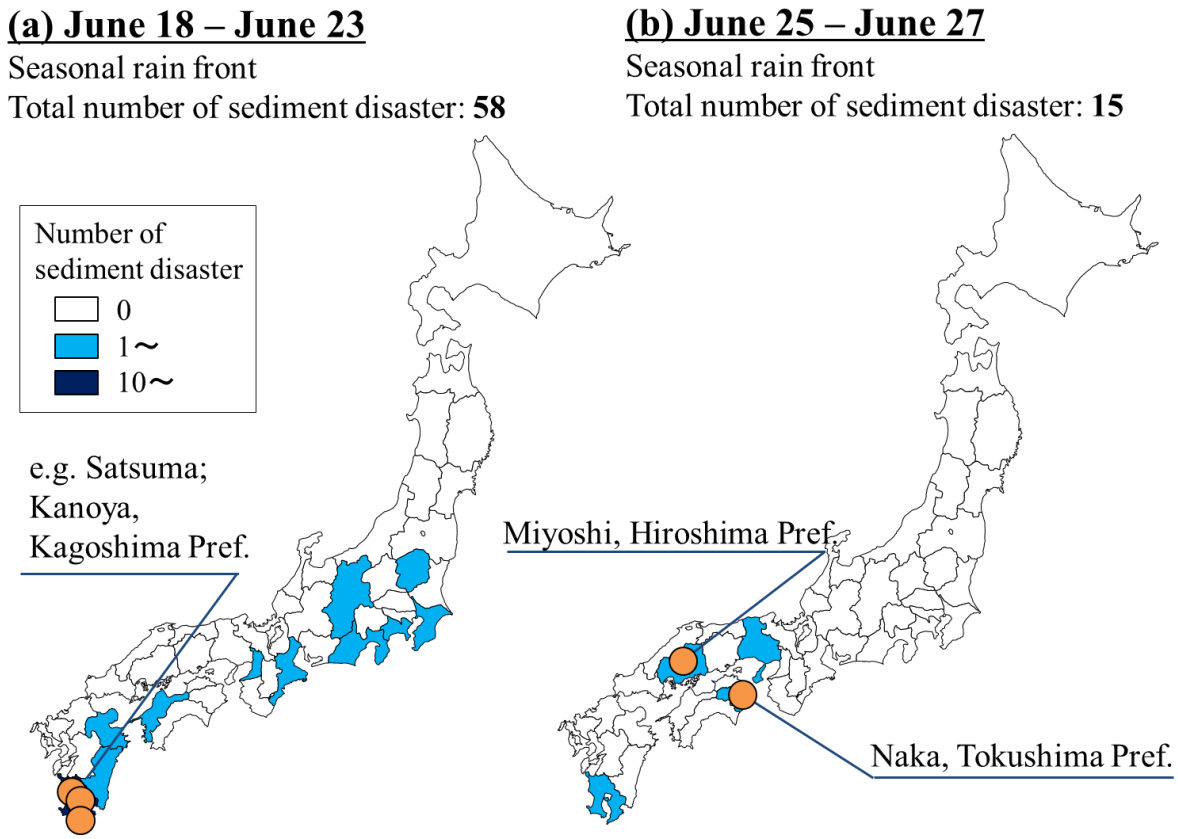
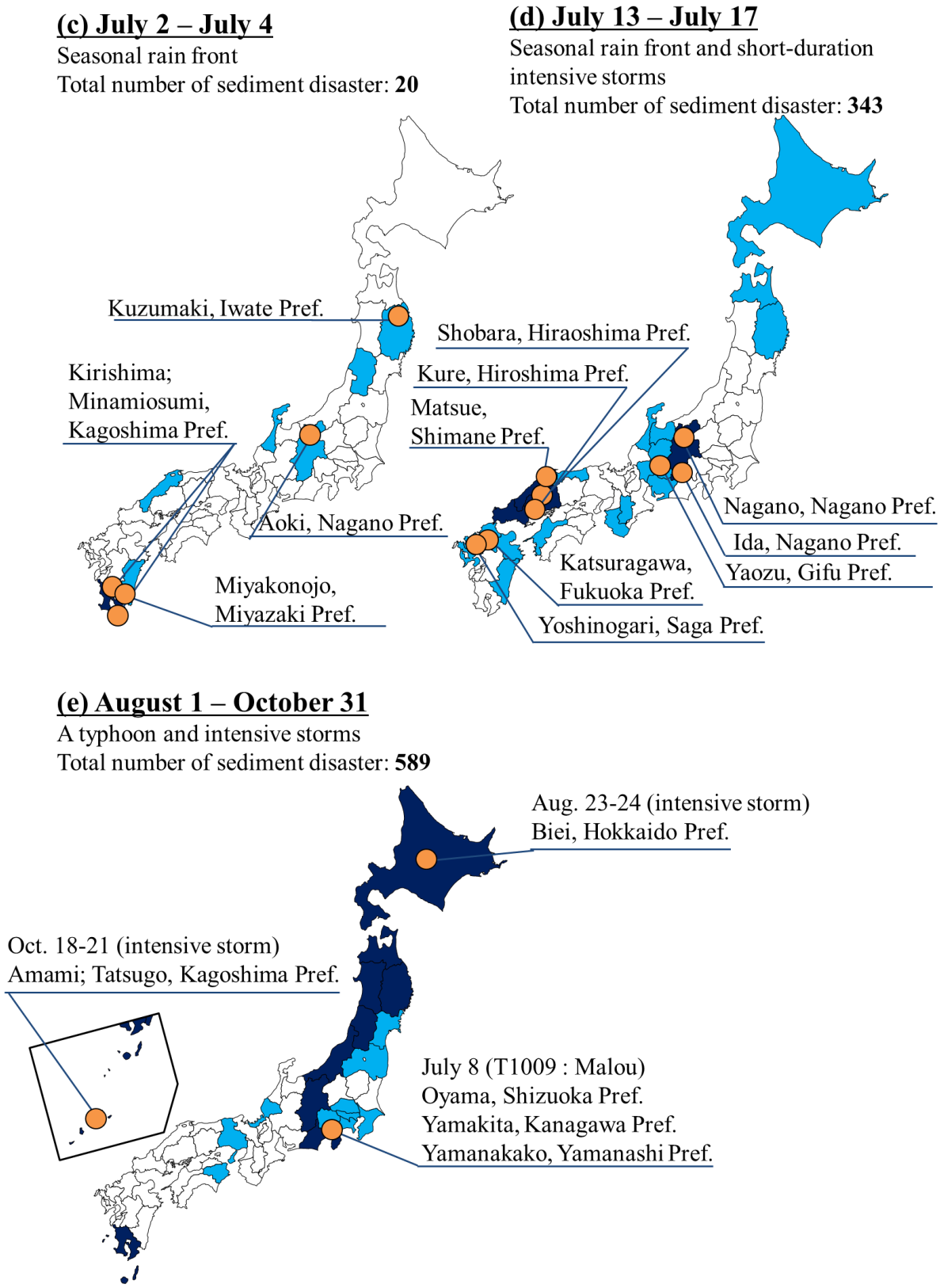


Figure 9 Spatial distributions of sediment disasters in five periods of 2010.



(Figure 9 Continued.)

こらず，災害件数は15件，被害は家屋一部損壊４戸であった。

(3)　7月2日～7月4日

九州南部と長野県青木村や岩手県葛巻町など，北日本において土砂災害が発生した（Fig. 9c）。九州南部における土砂災害は梅雨前線によるものであり，アメダスえびの（宮崎県えびの市）において総降雨量が392 mm，観測史上最大の最大時間降雨110 mm/hなどの強い雨が観測され，鹿児島県霧島市および宮

崎県都城市において死者・行方不明者計2名の被害を及ぼした。鹿児島県南大隅町船石川においては，7月4日の降雨終了後の無降雨時に土石流が7回にわたって発生した（下川ら，2010）。一方，北日本における土砂災害は寒気に伴う強い雷雨であり，同時期に異なる降雨メカニズムによる災害が発生していた。

(4)　7月13日～7月17日

梅雨前線および局所的な集中豪雨により，北海道から九州の広範囲において343件の土砂災害が発生した（Fig. 9d）。梅雨前線は四国・中国地方より東北地方まで北上し，福島県桂川町や佐賀県吉野ヶ里町，島根県松江市，岐阜県八百津町（死者3名），長野県飯田市などの広範囲に土砂災害をもたらした。また，梅雨前線が通過した直後の局所的な集中豪雨によって，広島県庄原および長野県長野市において斜面崩壊および土石流が頻発した。これら局所的な集中豪雨については後述する。

(5)　8月1日～10月31日

この期間の主な土砂災害は，北海道での低気圧の通過（8/23-24），台風9号（9/8），奄美地方豪雨災害（10/18-21）があげられ，計589件の土砂災害が発生した。

台風9号は，福井県から千葉県にかけて本州を横断する稀な経路をとり，静岡県，山梨県，神奈川県の県境付近において土石流（19件），斜面崩壊（22件）を発生させた。静岡県小山町須走における総降雨量は686 mm，最大時間降雨量は123 mm/hであった。

奄美大島では10月18～23日にかけて前線により，名瀬（アメダス），住用（鹿児島県）において総降雨量がそれぞれ766，894 mmと記録的な豪雨がもたらされた。これにより，奄美大島全島にわたって土砂災害が発生し，斜面崩壊（がけ崩れ）により死者1名，多くの物的損害を被った。

4. 3　局所的な短時間集中豪雨による土砂災害

2010年に発生した土砂災害において，非常に局所性が高く短時間の豪雨による事例が見られた。このような土砂災害を引き起こした短時間集中豪雨の例をFig. 9に示す。長野県青木村では，7月2日に降雨継続時間5時間，総降雨量107 mm，最大時間雨量35 mm/hが観測された（Fig. 10a）。13 km北東に位置するもっとも近いアメダス観測点である上田では，同時間の総雨量は23 mmであり，局地的な降雨であったことがわかる。青木村では2渓流（中之組沢・滝ノ沢）で土石流により9,500 m3の土砂が流出し，家屋3軒が被災した。

7月16日には長野県長野市および広島県庄原市において局所的な短時間集中豪雨が発生した。長野県長野市の信里観測所では，降雨継続時間3時間（20:00～22:00），総降雨量108 mm，最大時間雨量80 mm/hが観測され（Fig. 10b），長野県長野市篠ノ井および信更において土石流14件，斜面崩壊（がけ崩れ）3件が発生した。一方，広島県庄原市では大戸雨量計（広島県）において，降雨継続時間4時間（16:00～19:00），総降雨量174 mm，最大時間雨量72 mm/hが観測された（Fig. 10c）。広島県管轄の294雨量計のうち，7月16日に100 mm以上の降雨が記録されたのは，大戸および約4 km西に位置する川北雨量計のみであり，非常に局所性の強い短時間集中豪雨であったと考えられる。この豪雨により，約5 km四方内において斜面崩壊および土石流が集中的に発生し，崩壊面積率は高い地域で10%を超えるものとなった（海堀ら，2010）。ただし，本降雨の前5日間の専攻降雨量は262 mmであったため，土壌に地下水を貯留した状態で豪雨を経験したことが土石流などの頻発

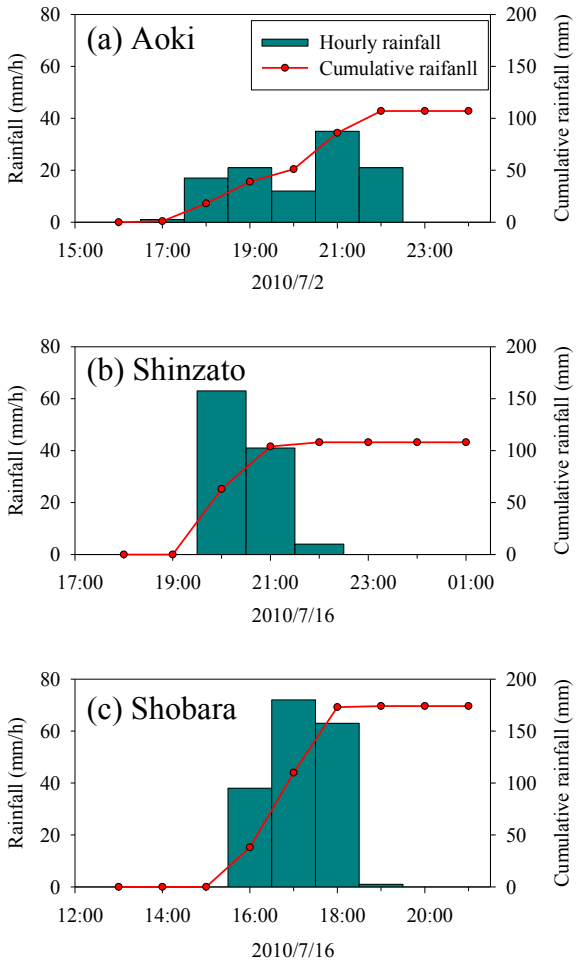


Figure 8 Spatial distribution of number of sediment disaster in 2010.

に結び付いたと考えられる（海堀ら，2010）。

5. 気候変動による今後の土砂災害の変化についての考察

2010年の土砂災害は，大規模な災害は少ないものの，頻度が多く，範囲が広いことが特徴であった。一方，今後の気候変動に関して，IPCCの温室効果ガス排出シナリオのA2 シナリオ(経済重視で地域志向が強まると仮定したシナリオ）のもとでのシミュレーションによると，初夏から秋にかけて，特に7月末から8月にかけてほぼ日本全国において降雨量が増加すると予測されている（気象庁，2005）。また，日降雨量50 mm以上および100 mm以上の日数についても，ほとんどの地域で増加すると予測されている。すなわち，今後の気候変動によっては，全国的に豪雨の頻度が増加すると予測される。したがって，大規模な土砂移動だけでなく，小規模な土砂移動とそれに伴う土砂災害の頻度が増加し，広範囲に及ぶ可能性がある。多雨ではない年においても，2010年のように広範囲において小規模土砂災害が頻発する可能性がある。気候変動を考慮した土砂災害対策を考える場合には，大規模現象の頻度や規模が増加することだけではなく，小規模災害の頻発，広域化にも注意する必要があろう。

また，局所的な短時間集中豪雨は「ゲリラ豪雨」とも呼ばれ，将来の気候変動によっては発生頻度の増加が危惧されている。このように小規模な土砂災害が頻発し，かつ降雨開始から短時間で発生するような場合には，これまで推奨されている早期避難だけではなく，「避難しない」で安全を確保する方向性も考える必要があるだろう。

6. おわりに

本研究は，国土交通省砂防部，都道府県砂防課，気象庁などの統計資料，災害調査報告を用いて，土砂災害の経年変化の傾向と2010年の土砂災害の特徴について検討した。土砂災害統計がとられ始めた1982年から土砂災害発生件数はわずかながら増加，死者数は減少する傾向が見られた。近年の多雨年（2004年，2006年）にはそれぞれ約2,500，1,400件の土砂災害が発生しており，詳細に検討すると，複数の台風や前線性の豪雨によって，大規模なものを含んで広範囲において発生していていた。一方，少雨年（2001年，2002年）では災害件数は600件以下であり，限られた地方に集中していた。

2010年は年間の降雨量平年比は116%と高いものの，土砂災害につながる6～10月の降雨量は平年並みであった。それにも関わらず，土砂災害は多雨年と同様に複数の地方にまたがって頻発した。これは，複数の期間において異なる地方で災害が発生したためであった。さらに，広島県庄原市に代表されるように，非常に局所的で短時間の集中豪雨が災害を引き起こしていたことも特徴的であった。

2010年は，大規模土砂災害は少なかったものの，小規模なものが広域にわたって頻発する特徴があった。これは，将来の気候変動予測の中で全国的に降雨が増加するシナリオに近いケースといえる。また，短時間集中豪雨の発生頻度が増加することも危惧されている。気候変動による将来の土砂災害対策を考える際にはこれらの点にも注意する必要がある。

参考文献

海堀正博・杉原成満・中井真司・荒木義則・山越隆雄・林真一郎・山下祐一（2010）：2010年7月16日に発生した広島県庄原市の土砂災害の緊急調査報告，砂防学会誌，第63巻，4号，pp. 30-37.

下川悦郎・小山内信智・武澤永純・地頭薗 隆・寺本行芳・権田 豊（2010）：2010年（平成22年）7月鹿児島県南大隅町で発生した連続土石流災害 ，砂防学会誌，第63巻，3巻，pp. 50-53.

土砂災害の実態編集会議（2009）：土砂災害の実態 平成21年，砂防・地すべり技術センター

林 拙郎・土屋 智・近藤観慈・芝野博文・沼本晋也・小杉賢一朗・山越隆雄・池田暁彦（2004）：2004年9月29日,台風21号に伴って発生した三重県宮川村の土砂災害（速報） ，砂防学会誌，第57巻，4号，pp. 48-55.

平松晋也・水野秀明・池田暁彦・加藤誠章（2006）：2006年7月豪雨による土砂災害―長野県岡谷市で発生した土石流災害―, 砂防学会誌, 第59巻, 3号, pp. 51-56.

Characteristics of Sediment Disaster in 2010 comparing with Recent Years

Shusuke MIYATA, Masaharu FUJITA, Hiroshi TAKEBAYASHI and Daizo TSUTSUMI

Synopsis

We investigated trend of sediment disasters in recent years and characteristics of sediment disasters in 2010, using opened database of sediment disaster and rainfall. Because of typhoons and front, many sediment disasters, including large ones, occurred in broad areas in years with heavy rainfall. Precipitation from June to October, 2010 was within the normal range. However, sediment disasters in 2010 distributed in broad areas as similar to the years with heavy rainfall and were distinguished by relatively small ones occurred in several periods. Sediment disasters caused by local intensive storms were also characteristic of 2010. Because number of days in which precipitation is greater than 50 mm/d may increase due to climate change, sediment disasters potentially occur more frequently and in broader areas. New methodology for reduce damages is required for such situation.

Keywords: Sediment Disaster, Statistic Data, Spatio-temporal Distribution of Sediment Disaster

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

大潟海岸における平面地形および底質のコアサンプリング調査

馬場康之・内山　清

要　旨

本報告は，2008年夏の大潟波浪観測所・観測桟橋撤去後に行われている海底地形計測および海底底質の調査結果を示すものである。今回の観測は，大潟波浪観測所の旧観測桟橋周辺において2010年8月に行われた。調査項目は，GPS機能付き測深器による海底面形状の計測，海底表層の底質採取，および海底底質のコアサンプリング調査である。海底面形状の計測では，2009年に計測された結果とほぼ同様の海底面形状となっていることが確認された。海底底質のコアサンプリング調査からは，沿岸砂州をはさんで岸側と沖側で粒径分布が大きくことなり，沖側では淘汰が進み深さ方向にほぼ一様の粒径分布となっていることが確認された。

キーワード: 海浜形状，底質分布，現地観測，コアサンプリング調査

1.　はじめに

大潟波浪観測所は，新潟県上越市郷津から柏崎米山に至る全長約27kmの上越大潟海岸のほぼ中ほどに位置している（**Fig. 1**）。観測桟橋近傍では，近年海岸侵食が顕著であり，海岸全体においても侵食傾向が確認されている。大潟波浪観測所では，波浪，海上風に関する現地観測に加えて，桟橋に沿った岸沖方向の沿岸地形の計測，および海底底質の採取を実施している（観測桟橋は，2008年夏に撤去）。

本報告は，2010年8月に大潟海岸で行われた現地観測の結果を示すものである。今回の現地観測では，2008年の観測桟橋撤去以降行われている海底形状の計測結果と旧観測桟橋周辺で実施された海底底質の調査に加えて，海底底質のコアサンプリングを実施し，底質の鉛直分布に関する観測結果を得ている。

2.　現地観測の概要

ここで報告する観測は，2010年8月17日（地形計測，表層底質の採取），18日（底質のコアサンプリング）の両日にわたって実施された。旧来，観測桟橋を使った海底断面形状の計測は月に１回以上実施され，桟橋周辺の底質採取も年数回実施されてきた。2008年夏に観測桟橋が撤去され，同桟橋を援用した観測作業を継続することは出来なくなったため，海上の船舶から測深器を使っての海底地形計測および底質採取を継続することとなった。

現地観測における計測範囲は，旧観測桟橋周辺の沿岸方向，岸沖方向に約1kmの領域であり，旧観測桟橋沿いの測線が当該領域のほぼ中央に位置している。また，この観測範囲は，沿岸方向西側を潜堤，東側を離岸堤に挟まれた領域である。

現地観測の内容は以下に示す3項目である。

・GPS機能付き測深器による海底地形の計測
・岸沖方向測線沿いの海底底質の採取（表層）
・旧観測桟橋沿い測線における底質のコアサンプル採取

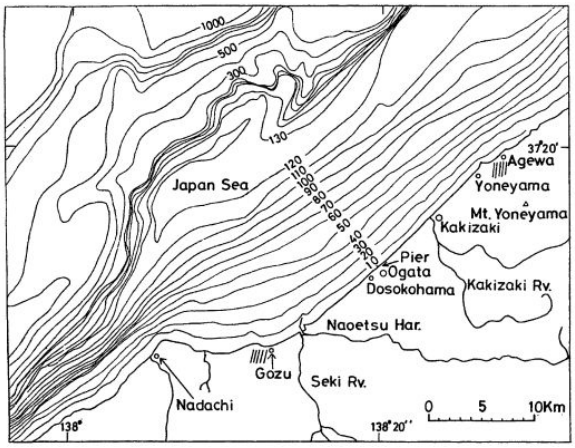


Fig. 1 Joetsu-Ogata coast and Ogata wave observatory
（OWO is located at “Pier”）

海底地形計測（8/17）には，2009年以降と同様にGPS機能付きの測深器（Lowrance社　HDS-5）を使用した。本機器はGPSを搭載した本体と測深用の発信部から構成されている。GPS機能が搭載されているので，測深器を搭載した船舶の位置（緯度，経度）と水深を同時に計測することができる。観測作業中には，船舶がほぼ停止した状況下において，測深器の計測値と実際の水深の比較のために，錘（Lead）を使って水深を実測している。実測結果から得られた測深器による計測値と水深実測値の差に，潮位偏差を考慮した値を観測地として用いている（なお，潮位偏差については，観測期間中の潮位観測値が参照できた，佐渡の潮位計測値を参考とした）。

上記，海底地形の計測作業と並行して，海底表面の底質採取作業も行われた。底質の採取は，エクマンバージ型の採泥器を使用し，岸沖方向に設定された2測線上で実施した。測線は半円状の沿岸砂州の形状に合わせて，①砂州半円部の頂点付近を通る測線（旧観測桟橋延長線付近）と②砂州の接合部（測線①の東側で，砂州の延長線が汀線と交差する付近）とした。

現地観測2日目（8/18）には，旧観測桟橋沿いの岸沖方向測線上において，海底底質のコアサンプル採取を行った。コアサンプルの採取は，バイブレーションコアサンプラーを用いて行われた。バイブレーションコアサンプラーは，水を含む砂泥に振動を加えると液状化する性質を利用して，粘性土から砂質土までの柱状採取を効率的に行う採泥器であり，海底面から1～2mの深さまでの底質を採取することができる。本観測調査では，全9地点でのコアサンプル採取を行い，最も岸側の地点を除く8地点において，約1mの底質の柱状採取を得ることができた。

3.　海底地形の計測結果

Fig.2に，今回の現地観測で得られた海底地形（等深線図）を示す。また，**Fig.3**には昨年の現地観測（2009年10月）において得られた同地形（等深線図）を示す（馬場ら，2010）。なお，両方の図に示されている旗記号は，旧観測桟橋の橋脚位置を示している。図に示されている海底地形は，測深器を取り付けた船舶が航行した軌跡沿いに補間された結果である。各観測作業毎に観測軌跡が異なるため，同様の結果を得ることは容易ではないが，旧観測桟橋周辺および沖側においては，弧状の沿岸砂州が確認でき，岸から沖に向かってトラフ・沿岸砂州が形成されていることがわかる。両方の結果において，トラフの最深部は水深が10mを超える程度であり，その位置もほぼ同様であることが確認できる。また，汀線近くには水深の浅い領域が見られ，潜堤（図面左下）近くを除くと，旧観測桟橋近くから沿岸方向右側（北東方向）に浅い領域が確認できる。

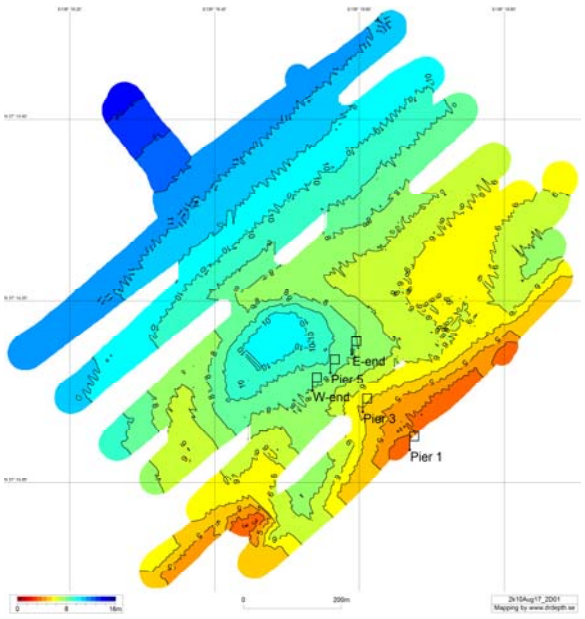


Fig. 2 Bottom contours estimated by measured data (Aug, 2010)

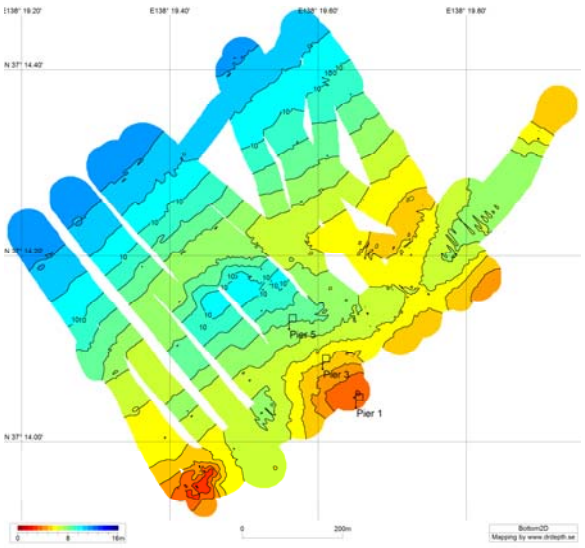
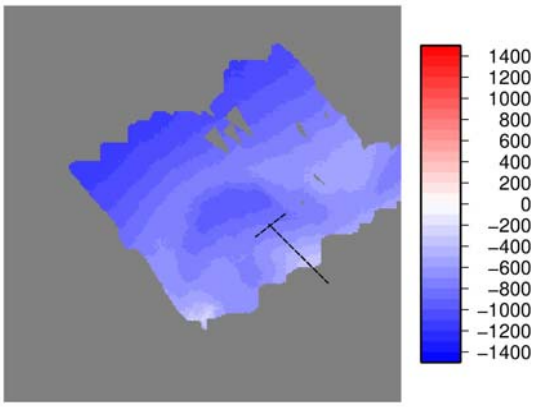
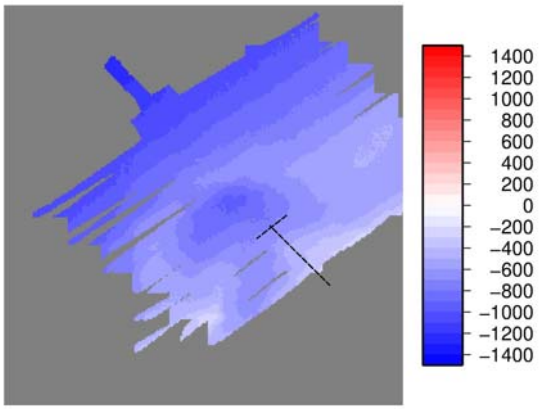


Fig. 3 Bottom contours estimated by measured data (Oct, 2009)

これらの海底地形は約1年の間をあけて計測されている。両者の観測結果が同一の地点（緯度，経度）で行われていれば，計測結果の比較から地形変化（水深変化）を得ることは容易であるが，図からわかるように必ずしも同一の位置での結果を得ているわけではないため，ここでは以下の手順で上記2回の観測間における地形変化（水深変化）を推定した。



(a) Oct 2009



(b) Aug 2010

Fig. 4 Estimated depth data by GMT
(unit: cm)

それぞれの観測結果から得られる緯度，経度，水深のデータを用いて，面的な水深データを求めた。水深データの計算には，GMT（The Generic Mapping Tools）を使用した。GMTを使って得られた水深データが**Fig,4**である。計測時の航行軌跡および計測範囲に対応した水深データが計算されている。図中に示されている破線は，大潟波浪観測所の旧観測桟橋のGPS計測結果をプロットしたものである。2010年の計測範囲が大きいこと，旧観測桟橋の沖にトラフがあり，その沖の浅い部分（弧状砂州）も確認できる。

このようにして得られた水深データは，同じ緯度，経度において推定されているので，同一地点における水深データの差を求めることができる。**Fig,4**に示した水深データの差から，その平面的な分布を求めたものが**Fig.5**である。**Fig.5**においては，水深増加（浸食傾向）を青色，水深減少（堆積傾向）を赤色で示している。地形変化（水深変化）を求める際には，**Fig.4**の双方に水深データが存在する点のみを対象とした。従って，**Fig,5**内に淡い桃色で示されている部

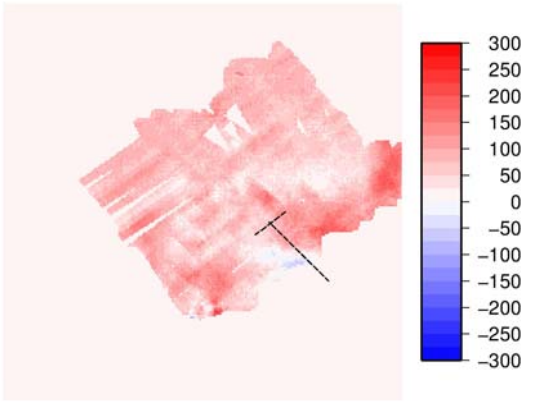


Fig. 5 Depth variation between Oct 2009 and Aug 2010
(unit: cm)



Photo 1 Sampling of boring core

分は水深変化のデータの無い部分を示している。図から2009年から2010年の観測期間中には，全体的に堆積傾向であることが認められる。ただし，その規模は小さいものであり，50cm未満にとどまる部分がほとんどである。堆積傾向が顕著にみられるのは，旧観測桟橋から沿岸方向右手（北東）側に限られている。また局所的ではあるが，旧観測桟橋近く（左側，南東方向）には一部水深が増加（浸食傾向）している領域が確認できる。

1960年以降浸食傾向が続いている大潟海岸におい

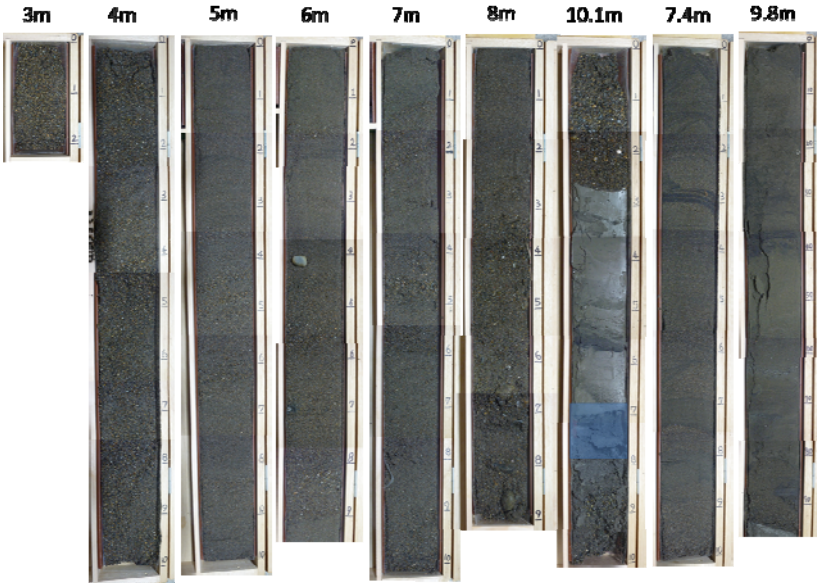


Photo 2 Boring core samples at different water depths (9 points)

て，2005年前後には旧観測桟橋付近で堆積傾向が確認されており，当時は消波ブロック前に砂が堆積する様子が見られた。最近では消波ブロック前の砂は確認できなくなっている。2005年前後に確認された堆積傾向は，旧観測桟橋付近における局所的なものであることが深浅測量結果（新潟県）からも確認されている。当該海岸への土砂供給に顕著な変化がないことから，上で示した堆積傾向も同様に局所的なものに留まるのではないかと予想される。なお，本観測では汀線近傍における計測ができておらず，汀線を含めた継続的な計測作業が経年的な変化を明らかにする上で肝要となる。

4. 海底底質のコアサンプル採取

本現地観測では，旧観測桟橋沿いの測線において，全9地点での海底底質のコアサンプル採取を行った。**Photo 1**は採取作業により海底から抜き取られたコアサンプルであり，1m余りのサンプルの採取ができている。最も岸に近い地点（水深約3m）は，コアサンプラーを打ち込むことができず，表層20cm程度の底質を採取するに留まった。全9地点で採取されたコアサンプルを示したものが**Photo 2**である。採取されたコアサンプルは約1mであり，写真中に採取地点の水深を示している。各サンプルの写真は分割（4～5分割）して撮影した後につなぎ合わせたものである。今回採取されたサンプルは，写真からもわかるようにほとんどが砂で構成されている。過去に行われた同様の調査（山下ら，2003）では，粒径の大きな礫が含まれており，粒径が相対的に細かい砂と粗い礫が交互に堆積している様子が確認されている。しかしながら，今回の採取結果では水深8m地点，10.1m地点（トラフ最深部）の2地点において，多少粒径の大きい底質が見られる程度であり，旧観測桟橋周辺の底質の構成が数年の間に変化している様子がうかがえる。

水深10.1m地点のコアサンプルには，他の地点には見られない粘土質の部分が確認できる。今回の調査では，水深9.8m地点（弧状砂州沖側）においても最も深い位置で粘土質の部分が採取されている。東らにより行われたコアサンプル採取結果（2009）においても，深い地点で粘土質の部分が確認されている。今回の採取結果では，弧状砂州の岸側と沖側の深い部分で粘土質の部分が確認でき，その水深は10m以深であることがわかる。

Fig.6は，弧状砂州近く（岸側，頂部，沖側）の3地点で採取されたコアサンプルと中央粒径の深さ方向分布を示したものである。水深10.1m地点のサンプルには粘土質の部分が含まれるので，その部分の粒度分析は行っていない（青色部分は欠落）。採取されたサンプルは深さ方向10cmごとに分割され，分割されたサンプルに対して20分間のふるい分けを行った。ふるい分けされた底質の最大粒径と頻度（重量比）を対数正規確率紙上にプロットして，中央粒径を求めている。なお，対数正規確率紙上へのデータのプロットには，累積頻度分布図作成アドイン（早狩　進　氏　作）を使用した。

Fig.6より，砂州の岸側（10.1m地点，トラフ最深部）での中央粒径が，他の2地点に比べて相対的に大きく，特に粘土質部分の上では粒径が2～3mmに達している。一方，砂州頂部（7.4m地点）と砂州沖側（9.8m地点）では中央粒径が0.4mm以下に留まっている。

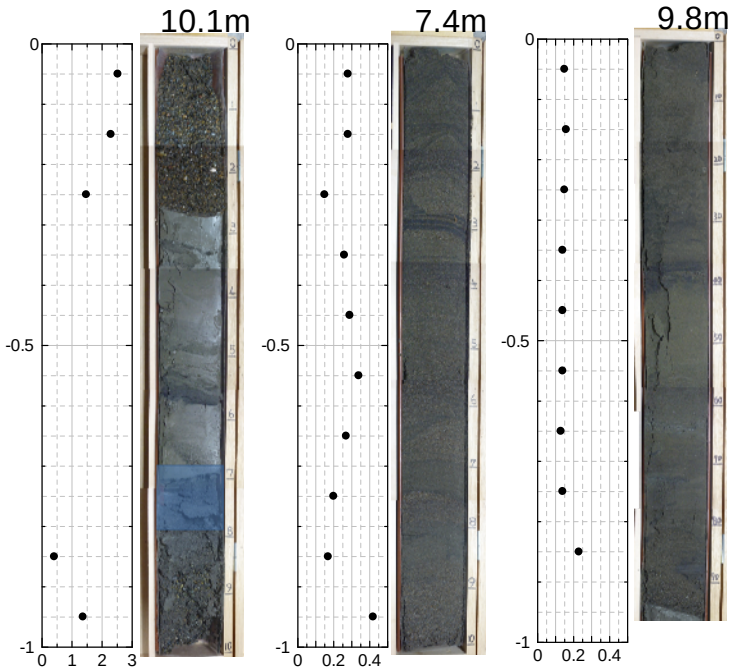
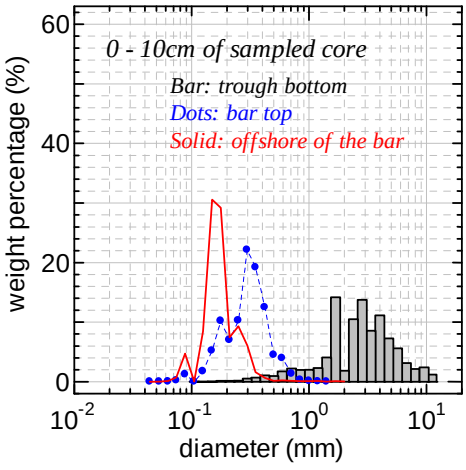
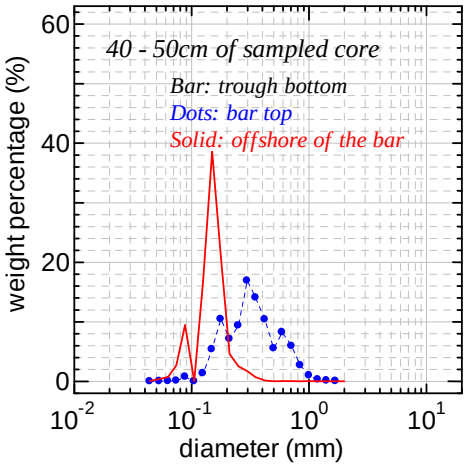


Fig. 6 Boring core samples and at different water depths (9 points)





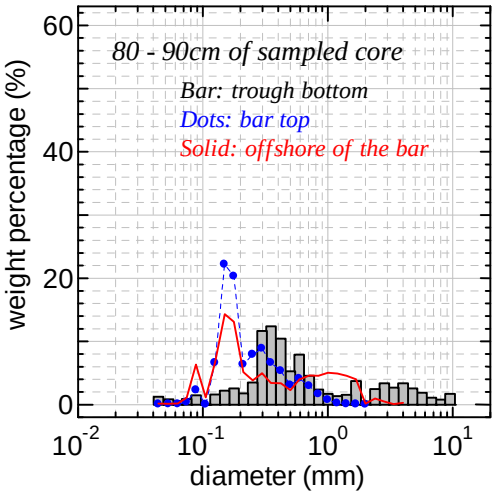


Fig. 7 Comparisons of grain size distribution

砂州沖側では深さ方向にも粒径はほとんど変化せず，0.1～0.2mm程度の砂が深さ1m程度堆積している様子が確認できる。砂州頂部においても中央粒径は0.4mm以下に留まっているが，深さ方向に中央粒径の分布が認められる。

Fig.7は，ふるい分けされた底質の最大粒径と頻度（重量比）を，弧状砂州近く（岸側，頂部，沖側）の3地点で比較したものである。図中データが示されていない部分は粘土質のため，ふるい分けが行われてない箇所である。先に示した中央粒径の分布と同様に，砂州の岸側（10.1m地点，トラフ最深部）では相対的に大きな粒径（1mm超）の砂が含まれており，深さが1mになっても一定以上の割合で含まれていることがわかる。砂州頂部（7.4m地点）と砂州沖側（9.8m地点）では，砂州沖側の粒径が砂州頂部よりもやや細かく，その傾向は深さ数十cmまで続くことがわかる。また，両地点とも深さ数十cmまで，粒径

分布に明確なピークが見られる。特に，砂州沖側（図中赤実線）は0.1～0.2mm程度の範囲に留まり，中央粒径が深さ方向にほぼ一様になる結果（**Fig.6**）とも対応する。

5. おわりに

ここでは，2010年8月に実施された海底面形状の計測結果と旧観測桟橋周辺で実施された海底底質のコアサンプリング結果について示した。海上の船舶から測深器を使った海底地形の計測は，旧観測桟橋撤去（2008年）後継続して行われており，2009年10月に計測された結果との比較を行った。また，旧観測桟橋沿いの9地点において，海底底質のコアサンプリングを行い，8地点において約1mのコアサンプルを得た。今回採取されたコアサンプルでは，そのほとんどの部分が砂で構成されており，粒度分析結果については弧状砂州近く（岸側，頂部，沖側）の3地点の結果を示した。

船上からGPS機能付き測深器を用いて面的に計測された海底面形状は，2009年の結果と大きな違いはなく，弧状の沿岸砂州が確認でき，岸から沖に向かってトラフ・沿岸砂州が形成されていることが認められた。 GPS機能付き測深器による計測データ（緯度，経度，水深）から推定された水深データを用いて，今回の計測結果と2009年の計測結果を比較すると，水深データが比較できた範囲内ではやや堆積傾向であることが示された。ただ，その程度は小さいものであった。

旧観測桟橋沿いの8地点で採取されたコアサンプルは，一部粘土質の部分が見られるものの，ほとんどの部分が砂で構成されている。過去に行われた同様のコアサンプル調査では粒径の大きな礫の存在や，粒径が相対的に細かい砂と粗い礫が交互に堆積している様子が確認されており，旧観測桟橋周辺の底質の構成が数年の間に変化している様子がうかがえる。弧状砂州近く（岸側，頂部，沖側）の3地点における粒度分析結果から，砂州の岸側（10.1m地点，トラフ最深部）での中央粒径が，他の2地点に比べて相対的に大きいこと，水深10m以深に粘土質の部分の存在が認められた。砂州沖側（9.8m地点）では粒径が深さ方向に一様な分布を持つことが確認され，波や流による淘汰によるものと考えられる。

謝　辞

本研究は，科研費（基盤研究C，21560540）の助成を受けたものである。

参考文献

東良慶，関口秀雄，蔡曙伍，渡邉康司：漂砂系土砂収支把握に向けた浅海域高解像度海底地形計測の試み, 海岸工学論文集, 第56巻, pp.1431-1435, 2009.

馬場康之・内山 清・関口秀雄，中川 一：大潟海岸における海底面形状および底質に関する現地観測，京都大学防災研究所年報B, Vol.53B, 561-567, 2010.

山下隆男,林 健太郎,朴 柾昱 : 底質粒径の時空間変化を考慮した海浜変形予測について, 海岸工学論文集, 第50巻，pp.541-545，2003.

Field Observation on Bottom Topography and Core Boring in Ogata Coast

Yasuyuki BABA and Kiyoshi UCHIYAMA

Synopsis

This paper shows some results of a field observation carried out in Aug. 2010 in Joetsu-Ogata coast. In this field observation, three measurements have been conducted; (1) bottom profile measurement with depth sounder and (2) collection of the samples of bottom sediment, and (3) sampling of boring cores. The observation site is near the location of old observation pier, and the size of the measurement area in longshore and cross-shore directions are about 900m and 800m, respectively. The bottom profile in the observation site is measured by the depth sounder with GPS locator. It is found in the 2D bottom profile that a crescent-shaped sandbar and shoreline retreat exist. From the results of core sampling, the sorting of grain size in cross-shore direction and the deposition in alternate layers are observed.

Keywords: bottom profile, grain size distribution, field observation, sampling of boring cores

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

漏洩同軸ケーブルによる豪雨の線状モニタリング

水谷司・藤野陽三・長山智則*・猪又憲治・辻田亘・鹿井正博**

＊ 東京大学大学院工学系研究科社会基盤学専攻
** 三菱電機先端技術総合研究所

要 旨

漏洩同軸ケーブル(LCX)は同軸ケーブルの外部導体表面にスロットが設けられたVHFアンテナの一種であり，移動体通信用のアンテナとして主に利用されている。豪雨時に受信信号が変動することが経験的に知られているため，この変動を解析することでLCXに沿ってリアルタイムに豪雨を検出できないか検討した。まず，理想的な状態で人工降雨実験を行った結果，受信信号のノイズレベルは極めて大きく降雨強度との相関は見られなかった。そこで，水滴がLCX表面に付着した時に発生する不連続点を検出するため多重解像度解析(MRA)を使ってノイズ除去を行った結果，ノイズに埋もれた降雨による変動を抽出することができた。実降雨実験データにこのMRAを適用した結果，約40mm/h以上の豪雨については，検出することに成功した。これにより，既に日本中に設置されたLCXネットワークを用いて豪雨を検出できる可能性を示せたと考えられる。

キーワード: 漏洩同軸ケーブル(LCX)，電磁波，降雨モニタリング，降雨実験，ウェーブレットによる多重解像度解析(MRA)

1. 豪雨モニタリングの必要性と研究目的

近年，メソγスケールあるいはマイクロスケール以下の集中豪雨が増加傾向にある。既存の気象庁の気象観測システムの一つである AMeDAS の空間分解能は平均約 17km 格子であり，集中豪雨のスケールを考えると必ずしも十分な観測密度を持っているとはいえない。これを補完するように気象レーダーが併用されているが，山岳にビームが遮蔽される，レーダーで観測される上空雨量と実際に必要とされる地上雨量との間にギャップが存在する，などの問題点も指摘されている。そこで本研究では現在の気象観測システムをさらに補完する技術として，漏洩同軸ケーブル（Leaky Coaxial Cable : LCX）に着目した。LCX は同軸ケーブルの外部導体に周期的スロットが設けられたスロットアレーアンテナの一種である(Fig.1)。LCX は新幹線沿線などに設置されており，主に移動体通信用の VHF アンテナとして利用されている(岸本(1982))。経験的に，LCX の漏洩電界が降雨時に変動することが知られているため，本研究ではそれを定量的に評価することによって，豪雨を LCX に沿って線状にかつリアルタイムにモニタリングする技術を確立することを研究目的とする。

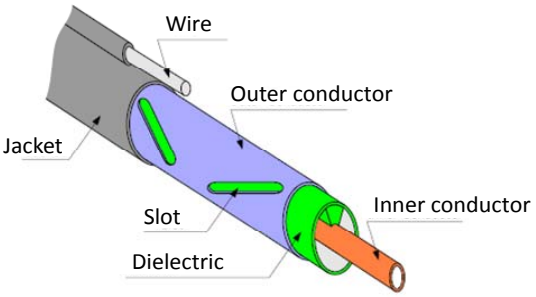


Fig. 1 Leaky Coaxial cable (LCX)

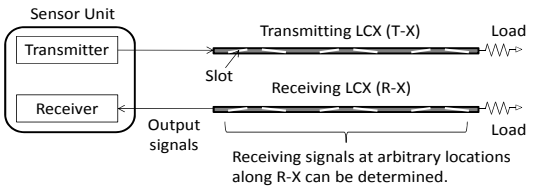


Fig. 2 Dual LCX System

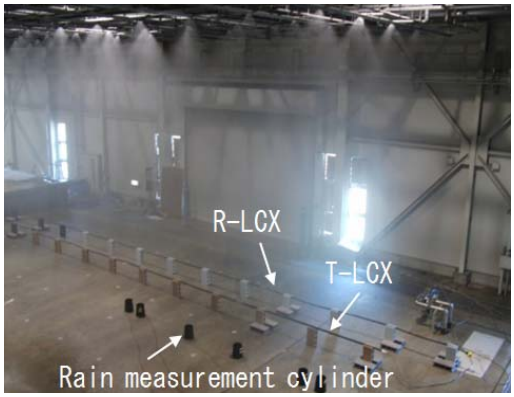


Fig.3 Transmitter and Receiver of LCX under artificial rainfall experiment

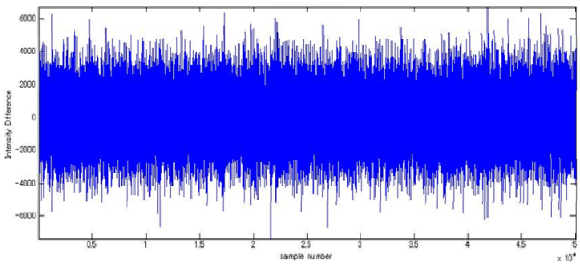
2. モニタリングへの表面波モードの応用

モニタリングには，送受信 LCX 対を平行に配置したバイスタティックレーダー方式をとる(Fig.2)。FM-CW 方式でリニア周波数変調波を送受信し，その遅延プロファイルを観測することよって，電磁波の伝搬経路（パス）を特定し，LCX に沿った各点での応答を推定することができる(Inomata(2007), Inomata(2008))。集中豪雨が局地的に発生した場合，特定のパスのみが乱れるので，それを観測することで，集中豪雨の位置と範囲を推定できると予想される。ただし，使用周波数帯域は VHF であるため，雨滴径に対して波長が十分に大きい。そのため，LCX 間に存在する雨滴による電磁波の吸収・散乱レベルは工学的には観測不能なほど小さくなる。そこで，著者は LCX 表面に直接付着する雨滴によってアンテナゲインが僅かに変化し，それに伴う信号のゆらぎを評価できないか考えた。LCX は一種の周波数走査アンテナであり，周波数を変化させることで，電磁エネルギーの放射特性を変化させることができる。放射特性には「放射モード」と「表面波モード」の 2 種類があり，前者は電磁エネルギーが LCX 表面から放射される状態であるのに対して，後者は Evanescent（非伝搬）状態で電磁エネルギーが LCX 表面極近傍に集中した状態となる(水谷(2009)，猪又，水谷(2009))。降雨により LCX 表面に形成される水膜の挙動に着目するため，この表面波モードを利用して降雨のモニタリングを行うものとした。

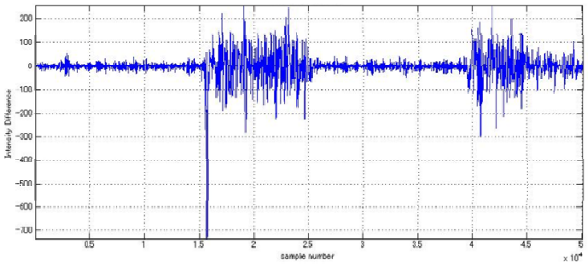
3. 人工降雨実験とデータの信号処理

送信 LCX に表面波モードを動作させ，まず理想的な状態で人工降雨実験を行った。人工降雨実験には，京都大学防災研究所所有の雨水流出実験装置を用いた。雨水流出実験装置は 30m×18.75m の大きさで，約 100mm/h～300mm/h の人工降雨を再現できる。Fig.3 に，本実験場で 1 分間降雨強度 240mm/h の人工降雨を降らせた状況を示す。この実験場に長さ 20m の LCX を 1.5m 間隔で 2 本平行に配置し，それぞれを計測機に接続し，表面波モードが動作する周波数帯域幅 285～315MHz で電波を送受信できる双 LCX システムを構築した。豪雨として，1 分間降雨強度 150mm/h ，240mm/h の 2 段階の人工降雨を用いた。リファレンス用の降雨強度の計測には，LCX から約 1m 離して設置した転倒マス式雨量計(分解能 0.2mm)を用いた。受信信号の標本化周波数は，16Hz とする。

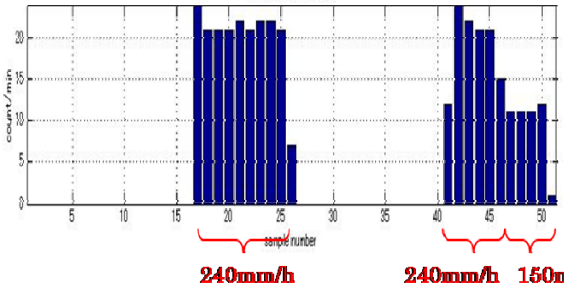
受信信号は計測機および LCX の温度特性に影響を受けるため，信号強度あるいは位相そのものの値



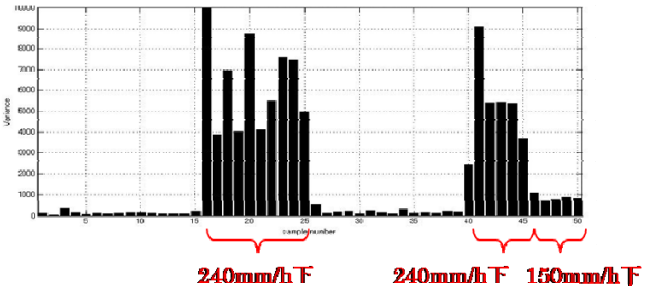
(a): original signal



(c): denoised signal using MRA



(b): one-minute rainfall intensity



(d): one-minute square average of (c)

Fig.4 results of artificial rainfall experiments

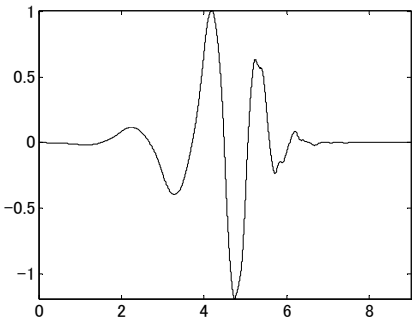


Fig.5 A Daubechies wavelet with $p = 5$ vanishing moment

と降雨量との相関を見出すことは困難である。従って，変動成分として信号強度$E(t_i)$の一次差分値

$$\Delta|E(t_i)| = |E(t_i)| - |E(t_{i-1})| \quad (i\text{は正の整数}) \quad (1)$$

に着目する。実験で計測した 51 分間 48960 点の受信強度の一次差分値と雨量計により計測した 1 分間降雨強度の時系列をそれぞれ Fig.4(a)，(b)に示す。(a), (b)を比較すると約 240mm/h の極めて強い降雨強度の状態でも降雨による変動がノイズフロアに埋もれて確認できないことが分かる。(a)から降雨による変動のみを抽出するために，非定常時系列解析の一つである，1 次元離散ウェーブレット変換による多重解像度解析(MRA)によりノイズ除去を行った。多重解像度解析(Addison(2002), Mallat(2009))は，ディジタル信号を高周波成分を示す詳細係数(detail coefficient)と低周波成分を示す近似係数(approximation coefficient)に分解する手法である。詳細係数と近似係数はそれぞれ信号$s(t)$とウェーブレット関数$\{\psi_{i,j}(t) = 2^{-i/2}\psi(2^{-i}t - j)\}_{(i,j)\in\mathbb{Z}^2}$，信号$s(t)$とスケーリング関数$\{\phi_{i,j}(t) = 2^{-i/2}\phi(2^{-i}t - j)\}_{(i,j)\in\mathbb{Z}^2}$との内積をとることによって計算される。すなわち，

detail coefficient

$$\langle s, \psi_{i,j}\rangle = 2^{-i/2}\int_0^{t_{m,max}} s(t)\psi(2^{-i}t - j)dt \quad (2)$$

approximation coefficient

$$\langle s, \phi_{i,j}\rangle = 2^{-i/2}\int_0^{t_{m,max}} s(t)\phi(2^{-i}t - j)dt. \quad (3)$$

ノイズ除去には，$i = i_0 > 0$の詳細係数を除去して，以下の式(4)により信号を再構成すれば，ある周波数以下の低周波成分s'を抽出することができる(cf. scale-dependent smoothing (Addison, 2002))。今，簡単のため$\psi_{i,j}$は正規直交ウェーブレットであると仮定する。

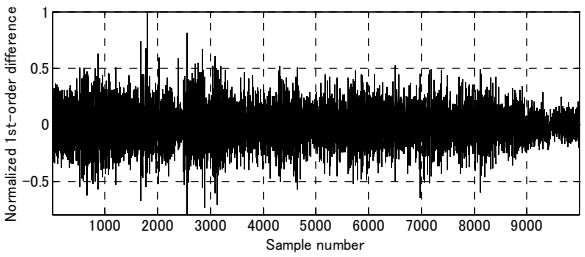


Fig. 6 Normalized first-order difference under real rain fall

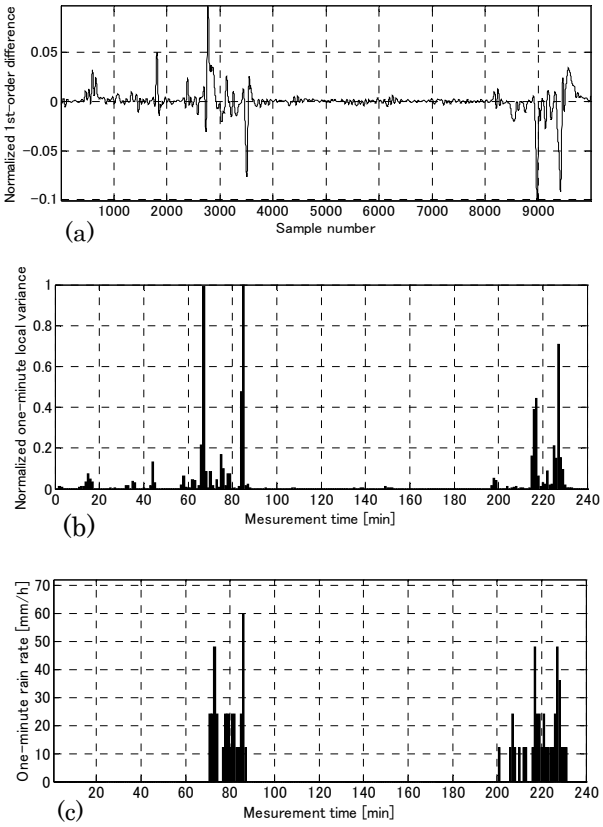


Fig.7 (a) A high-freaqency-filterd signal (by elimination of detail coefficients up to scale intex=5) of figure 8, (b) Normalized one-minute local sample variance of (a), (c) One-minute rainfall intensity of real rainfall

$$s' = \sum_{j\in\mathbb{Z}}\langle s, \phi_{i_0,j}\rangle\phi_{i_0,j}(t) + \sum_{i=0}^{i_0}\sum_{j\in\mathbb{Z}}\langle s, \psi_{i,j}\rangle'\psi_{i,j}(t) \quad (4)$$

以上の MRA を用いて Fig.4(a)の信号に対してノイズ除去を行う。正規直交ウェーブレットには Fig.5 に示す消失モーメント$p = 5$の Duabechis 直交ウェーブレッを使用する。Duabechis のウェーブレットはコンパクトサポート，すなわち有限インパルス応答フィルタ(FIR)の一種であり，リアルタイムの処理に対し有効である。式(2)から式(4)までを用いてノイズの影響

が顕著なレベル 1 からレベル 5 までのウェーブレット係数をゼロにして，再構成を行った。(c)は，(a)の受信強度の 1 次差分値をノイズ除去した結果であり縦軸は見やすいようにスケーリングしてある。(d)は(c)のノイズ除去後の信号の 1 分間ごとの局所 2 乗平均を計算した結果である。(d)から 240mm/h と 150mm/h の異なる降雨強度下で受信信号から推定した標本分散に有意な差があることが読み取れる。1 回目，2 回目それぞれの 240mm/h の降り始め直後に標本分散が大きくなっている理由は，ウェーブレット変換の特性に依存しているものと考えられる。ウェーブレットは信号の特異性(n回微分の不連続性)に顕著に反応する特性を持っており，降雨の降り始めは LCX が乾燥した状態から雨滴の着水により突如濡れた状態となるため，受信信号に不連続な変化が生じると予想される。そのため，降雨が降る前と降り始めとの境界でウェーブレットが強く反応し，再構成の結果，その部分での差分値が大きくなったと考えられる。また，2 回目の 240mm/h において降り始めを除けば，標本分散がおおよそ一定値を示しているのに対して，1 回目の 240mm/h の場合には降り始め後もばらつきが大きいことが分かる。これは，送信用 LCX が散水詮直下に設置されているため降雨量が安定していなかった可能性が考えられる。

4. 人工降雨実験データとその信号処理

次に東京都文京区の東京大学本郷キャンパス内において，2009 年 6 月に実降雨実験を行った結果を示す。Fig.6 は，受信強度の一次差分値を，Fig.7(c)はその時に観測された実降雨の 1 分間降雨強度を示している。計測期間は 2009 年 6 月 15 日 18:00 から 23:00 までの 5 時間である。 40mm/h 以上の豪雨が 4 回観測されているが，人工降雨実験の結果同様，降雨強度と信号との間には相関見られない。これはノイズによる影響であると考えられる。従って，人工降雨実験の解析で用いた MRA を用いてレベル 1 からレベル 5 までのウェーブレット係数をゼロにして，再構成し，ノイズ除去を行った。Fig.7(a)はノイズ除去後の結果を示し，(b)はその 1 分毎の局所 2 乗平均を示している。(b)と(c)を比較すると，約 40mm/h 以上の豪雨が発生している時点で，2 乗平均も大きくなっていることから，これらは閾値判定により検出できると考えられる。例えば東海道新幹線では 40mm/h 以上の豪雨が発生した場合，運行を休止するため，この LCX を使って受信信号を MRA により解析すれば，運行休止の判断をこれによりリアルタイムに行うことができると考えられる。

5. 結論

漏洩同軸ケーブルという特殊なVHF用アンテナを用いて豪雨の線状モニタリング手法について検討した。人工降雨実験および実降雨実験で得られた信号は豪雨下でもノイズにより変化が見られなかったので，水滴がLCX表面に付着することで発生する特異点(不連続点)をウェーブレットを用いた多重解像度解析を用いて抽出することを試みた。その結果，極めてノイズレベルの高い信号から，豪雨による信号の変動を検出することができた。この結果より, LCXに沿ってリアルタイムに豪雨を検出できる可能性があることを示唆している。今後は，より大規模な実験を行い，集中豪雨の位置と範囲までもLCXにより捉えられるかどうか検討を行いたい。

謝　辞

本研究は(独)科学技術振興機構のCore Research for Evolutional Science and Technology (CREST)プロジェクトの支援によって行うことができました。また，京都大学防災研究所の中川一教授ならびに防災研究所関係者の皆様の多大なるご支援のもと，雨水流出実験装置を使った実験が実現しました。関係者の皆様に心から御礼申し上げます。

参考文献

猪又憲治，水谷司(2009)：LCXの表面波崩れを利用した降雨量の計測，Technical report of IEICE. SANE 2009-141, pp.13-18.

岸本利彦(1982)：LCX通信システム，電子情報通信学会編.

水谷司(2009)：表面波モードに着目した漏洩同軸ケーブルによる降雨量検知のための電磁波理論の展開，土木学会年次学術講演会講演概要集，vol. 64，no. II-174, pp. 347-348.

Addison, P. S.(2002), The illustrated Wavelet Transform Handbook Introductory Theory and Applications in Science, Engineering, Medicine and Finance, Institute of Physics.

Inomata, K.(2007): Target Detection with Surface and Radiation Mode of Leaky Coaxial Cable, ISAP2007, vol. 2D4-3, pp. 510-513.

Inomata, K.(2008): Two-dimensional target location estimation technique using leaky coaxial cable, IEICE Trans. Communications, vol. E91-B, no.3, pp878-886.

Mallat, S(2009), a wavelet tour of signal processing The Sparse Way Third Edition, ACADEMIC PRESS.

Monitoring of Torrential Rain along a pair of Leaky Coaxial Cables

Tsukasa MIZUTANI, Yozo FUJINO, Tomonori NAGAYAMA*,
Kenji INOMATA, Wataru Tsujita, and Masahiro SHIKAI**

* Department of Civil Engineering, The University of Tokyo
** Mitsubishi Electric Research Laboratories Advanced Technology Research & Development Center, Mitsubishi Electric Corp.

Synopsis

Use of Leaky Coaxial cable (LCX) of a VHF/UHF antenna is proposed to monitor intensity of heavy rains along the cable in real time. Using a pair of LCXs with a transmitting antenna and a receiving antenna installed in parallel each other, receiving signals at arbitrary locations along LCX can be determined. For quantitative evaluation between rainfall intensity and the LCX signals, an artificial rainfall experiment was conducted. The LCX signal was nonstationary, and a component of fluctuation due to rainfall was below a noise floor. For denoising, a multiresolution analysis using a Daubechies wavelet was applied to the signals. As a result, the component of the fluctuation due to rainfall was extracted, and one-minute rainfall intensity of the artificial heavy rains was detected successfully. Conducting a field rainfall experiment using the dual LCX system as well, real heavy rains were also detected from a noisy signal using MRA.

Keywords: Leaky Coaxial cable, electromagnetic wave, rainfall monitoring, artificial/real rainfall experiment, wavelet, multi-resolution analysis(MRA)

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

衛星データ解析による農事暦を活用した灌漑必要水量の推定

小槻峻司*・田中賢治・小尻利治・浜口俊雄

＊ 京都大学大学院工学研究科

要　旨

農業生産活動は地球上の陸域水循環プロセスに大きな影響を与えており，そのプロセスを理解する上で，農業必要水量を推定する手法が求められている。本研究では，水文陸面過程モデルによる全球灌漑要求水量の推定を行い，解析に必要となる全球の灌漑パラメータを作成した。農事暦はリモートセンシングデータNDVIのフェノロジー解析により作成し，作物別の灌漑面積情報を，全球灌漑マップと各国の作物面積統計値とを組み合わせる事により整備した。全球での灌漑要求水量を推定した結果，解析された結果が各国の統計データと比較して妥当な値であるとことを確認し，物理過程解析による農業水需要量が推定可能であることを示した。気候変動の影響推計を行った結果，灌漑必要水量は将来気候下において，多くの地域で増加すると推定された。特に中国，インド，中央アジアにおいては，その増加が顕著である事が示された。

キーワード: 灌漑必要水量，農事暦，NDVI，全球解析

1. はじめに

近年，人類の経済発展や人口増加に伴い世界の食糧需要量が急激に増加している(Shiklomanov, 2000)。農業生産には膨大な水量を要し，現在，世界の水消費の 80%以上は，灌漑農業用水によるものである。増加する水需要を満たす水資源管理を行う上で，陸域水循環プロセスへの理解と把握が求められるが(Savenije *et al.*, 2008)，それには水循環プロセスに大きな影響を与える農業生産活動の影響を把握する事は必要不可欠である。特に地球温暖化の進行による水資源・水循環への影響が懸念されている現在，灌漑必要水量を物理的に推定する手法を確立する事は大きな意義があると言える。そこで本研究では，全球における灌漑必要水量の推定を行う。

灌漑必要水量を推定する上で，農地における農事暦情報の作成は必要不可欠であり，精度の良い推定の鍵となる。全球の灌漑水量推定を行うモデルとしては，既往の研究として H08 (Hanasaki *et al.*, 2008) や GCWM (Siebert and Doll, 2008)等が挙げられる。Hanasaki et al. は，全球・日単位で最適栽培期間に農作を行うとして農事暦をモデル化しているが，モデル化された指標では，作物生育の状態を現実的に捉えているとは言い難い。特に二期作等の多期作の判定は，気象条件のみから決定する事は難しい面がある。Siebert and Doll は，国や州毎に統計情報から農事暦の作成を行っているが，国や州で同一の農事暦を適用するため，その中での生育時期の異なりといった情報を反映する事が出来ない，といった問題がある。

本研究では，リモートセンシングデータ *NDVI* を用いた農事暦の作成手法を提案する。光学センサーによる分光反射情報から計算される植生指標は，植物の光合成活動そのものを観測している事になり作物生育の状態を現実的に捉えることが可能である。加えて，高い解像度で得られる衛星データの活用により，国や州の中での農事暦の異なりを表現する事が可能である点も有利な点と言える。

さらに，灌漑必要水量の解析手法，衛星データを活用した農事暦の作成手法を述べると共に，全球灌漑要求水量の推定を行い，その精度を議論する。また，気象庁気象研究所の超高解像度全球大気モデルから出力される現在気候実験地，将来気候実験地を入力とした解析を行い，気候変動が灌漑要求水量に与える影響の推計結果を示す。

2. 解析手法

2.1 陸面過程モデルSiBUC

灌漑要求水量を陸面過程モデルにより解析する。陸面過程モデルとは大気モデルの陸面境界条件を与えるモデルであり，気象強制力7要素（短波・長波放射，気温，比湿，風速，降雨，気圧）に対し地表面フラックスや陸面状態量を返す。陸面過程モデルには灌漑を陽に扱う事が可能であるSiBUC(Simple Biosphere Model: Tanaka, 2005)を用いる。SiBUCは，SiB(Simple Biosphere Moel: Sellers *et al.*,1986)をベースとして構築されたモデルであるが，灌漑を考慮できる点を利点として有する。モデル中では地表面が緑地・都市・水体の3つのカテゴリーに分類され，各グリッドにそれらの混在を認めるモザイクスキームが採用されている。

2.2 灌漑スキーム

モデル内の灌漑スキームでは，畑地の土壌水分量（水田の場合は水深）が，作物の生育に維持すべき最低値を下回れば取水を行い，最高値を上回れば排水を行う，といった表現がなされている。これにより，稲作の水田と畑地における灌漑を扱う事が可能になる。土壌水分量の最低値・最高値は作物の種類や作物の生育段階によって異なる値を取るため，灌漑取排水量は，気象条件が同じであっても，作物の生育時期や作種によって異なる値を示すことになる。畑地では，土壌第 2 層の土壌水分量が許容最低水分量を下回った際に 5mm 取水を行うとする。水田では以下の式により水深を追跡する事で，許容最高水深，許容最低水深を超過した際に最適水深になるように排水，取水を行う。

$$SMS = \theta_s \sum_{j=1}^{3} D_j \tag{1}$$

$$Dw = TWS - SMS \tag{2}$$

$$Wout = D_w - W_{opt} \tag{3}$$

$$Win = (W_{opt} - D_w) + \{(1-W_1)D_1 + (1-W_2)D_2\}\theta_s \tag{4}$$

ここで，*SMS* は飽和土壌帯水量[m],θs は飽和時の土壌の空隙率[-], D_j は *j* 層の厚さ[m], *Dw* は水田の水深[m], *TWS* は土壌帯水量[m], *Wout* は灌漑排水量[m], *Win* は灌漑取水量[m], *Wopt* は許容最高水深[m], *Wj* は *j* 層の飽和度[-]である。

取り扱う作物の維持土壌水分量（水深）は，中国の農事暦(除ら, 1995)を参考に，生育段階毎に設定する。今回の解析では，世界で広く栽培されている穀物である稲，春小麦，冬小麦，トウモロコシ，大豆と，多量の農業水が必要である綿花の 6 種類の作物を扱うこととする。

3. 灌漑パラメータ作成手法

3.1 リモートセンシングデータNDVI

農事暦の作成に，正規化植生指数*NDVI*(Normalized Difference Vegetation Index)を活用する。植物のクロロフィルは，太陽光のうち赤領域の波長を強く吸収し，近赤外領域の波長を強く反射する特徴を有する。*NDVI*はこの様な植物の特徴を考慮して作成された指標であり，赤波長と近赤外領域の波長の反射率から以下の式により算出される。

$$NDVI = \frac{NIR - RED}{NIR + RED} \tag{5}$$

ここで，*RED*は可視域における赤領域の反射率[-], *NIR*は近赤外領域の反射率[-]である。

*NDVI*は観測時に雲が存在すると大きく低下するため,コンポジットデータを使用する。コンポジットデータは，観測期間中の最大値を与えるデータであり雲の影響等を取り除く事が可能である。その上にBISE法(Viovy *et al.*, 1992)をかける事により，雲の影響を極力減らしたデータを使用する。

3.2 灌漑地NDVIの抽出

第一段階として，灌漑地*NDVI*のフェノロジーを抽出する必要がある。計算メッシュ*i*における植生タイプ*j*の*NDVI*は，以下の式で計算される。

$$NDVI_{i,j} = \underset{k}{average}\left\{ NDVI_k \middle| k \in j \right\} \tag{6}$$

土地利用データとしてUSGS (U. S. Geological Survey) から提供されるGLCC version2.0用いて灌漑地の*NDVI*の抽出を行った。これ以降の式中の*NDVI*は，平均化された灌漑地の*NDVI*を指すものとする。

3.3 生育期間の決定

作物生育期間，生育段階の決定手順は Fig. 1 に示される。作物種 *i* 毎の生育期間を以下の式で決定する。

$$t = \begin{pmatrix} ts_i \\ tf_i \end{pmatrix} \quad when \begin{pmatrix} t \le t_{\max}, & NDVI(t) = NDVIst_i \\ t \ge t_{\max}, & NDVI(t) = NDVIfn_i \end{pmatrix} \tag{7}$$

ここに，t_{max} は *NDVI* が最大となる日[d]，t_s は生育開始日[d]，t_f は生育終了日[d]，*NDVIst* は生育開始日の *NDVI*[-]，*NDVIfn* は生育終了日の *NDVI*[-]である。*NDVIst* と *NDVIfn* は作物種類毎に与える事が可能なパラメータであり，これにより作物種類毎の生育期間が決定される。*NDVIst* と *NDVIfn* の参考値は Yorozu *et al.*(2005)により示されている。

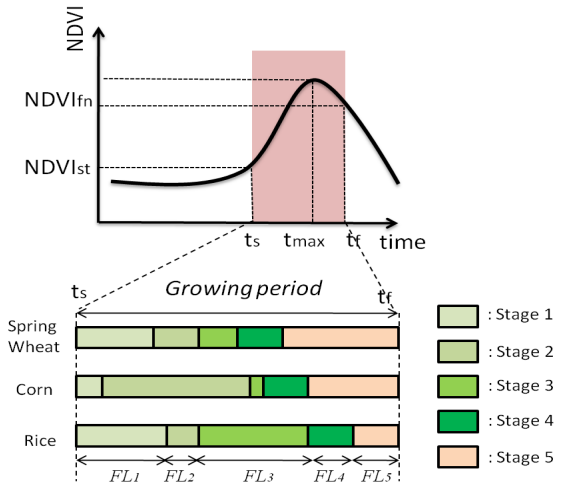


Fig. 1 Calculation flow to identify cropping stage for each crop type.

3.4 生育段階の決定

一般に，作物はその生育期間において，いくつかの生育段階を取り，求められる土壌水分量や水深は生育段階に応じて異なる。その生育段階の長さも作物によって異なるため，作物種 i 毎に，生育段階を以下の式で決定する。

$$\sum_{i=1}^{n} FL_{i,j} = 1 \tag{8}$$

$$t = \begin{pmatrix} ST_{i,j} \\ FN_{i,j} \end{pmatrix} \quad when \begin{pmatrix} t = ts_i + (tf_i - ts_i)\sum_{k}^{j-1} FL_{i,k} \\ t = ts_i + (tf_i - ts_i)\sum_{k}^{j} FL_{i,k} \end{pmatrix} \tag{9}$$

$$stage_i(t) = j \quad when\left(ST_{i,j} \le t \le FN_{i,j}\right) \tag{10}$$

ここに，FL_j:各生育段階の期間を全生育期間に対する百分率で示した値[-]，ST_j:各生育期間の開始日[d]，FN_j:各生育期間の終了日[d]，*stage*(t) :時刻 t における作物の生育段階[-]である。取り扱う作物の各生育段階の百分率については，維持土壌水分量と同様に，中国の農事暦を参考に決定した。

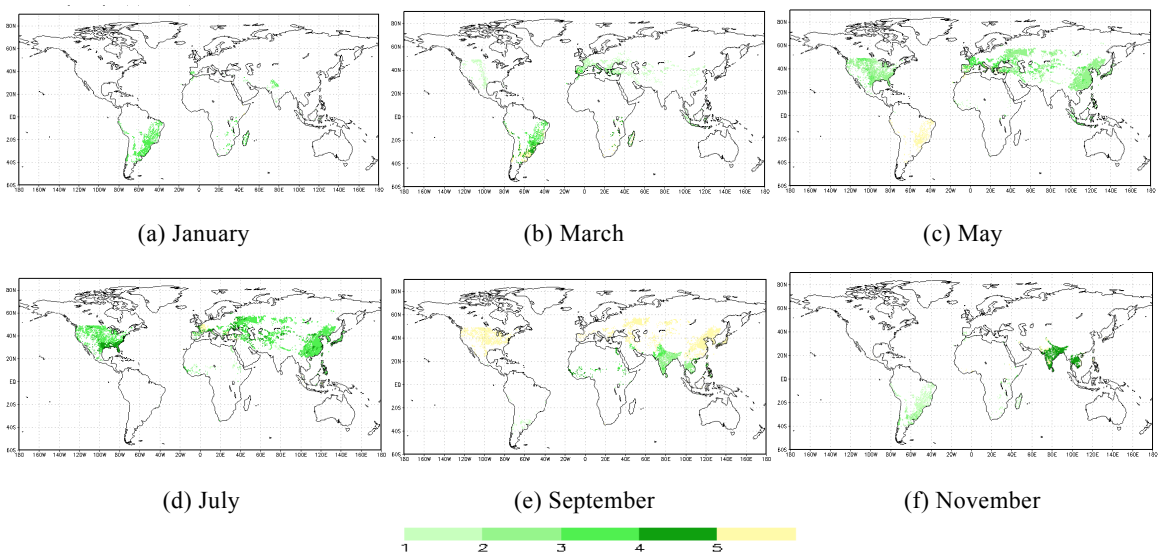
以上の手順により，作物別に作物生育段階が決定される。Fig. 2 は，全球で作成された小麦の生育段階である。同様の農事暦パラメータは，扱う 6 種類の作物に対して，整備されている。

3.5 灌漑面積パラメータ

解析メッシュ内で，異なる作物の混在を表現するため，作物毎の灌漑土地利用面積率が求められる。灌漑面積率及び国別耕作面積率より，以下の式により算出する。

$$F_{irri,j} = F_{irri} \cdot F_j \tag{11}$$

ここに，$F_{irri,j}$：作物 j の灌漑面積率[-]，F_{irri}：灌漑面積率[-]，F_j: 作物 j の耕作面積率[-]である。灌漑面積率は，全球灌漑地図(Siebert *et al.*, 2007)を活用する(Fig. 3)。



(a) January　(b) March　(c) May

(d) July　(e) September　(f) November

Fig. 2　Global distribution of growing stages for wheat

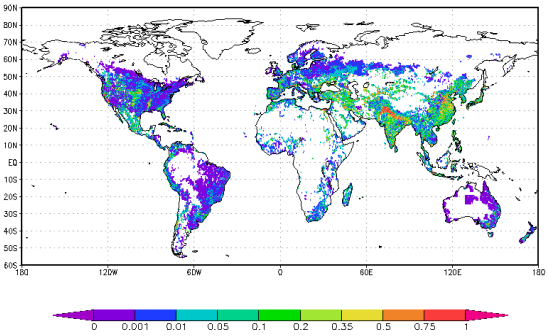


Fig. 3 Global irrigated cropland fraction

各国の作物耕作率(Fig. 4)及び国別マスクデータはFAO (Food and Agriculture Organization of the United States) が提供している各国統計データを活用する。これら二つの情報を組み合わせる事で，作物別灌漑パラメータが作成される(Fig. 5)。冗長となるので，ここでは稲，小麦トウモロコシの分布のみを示す。

4. 灌漑要求水量解析精度の検証

4.1 計算条件

(1) 地表面パラメータ

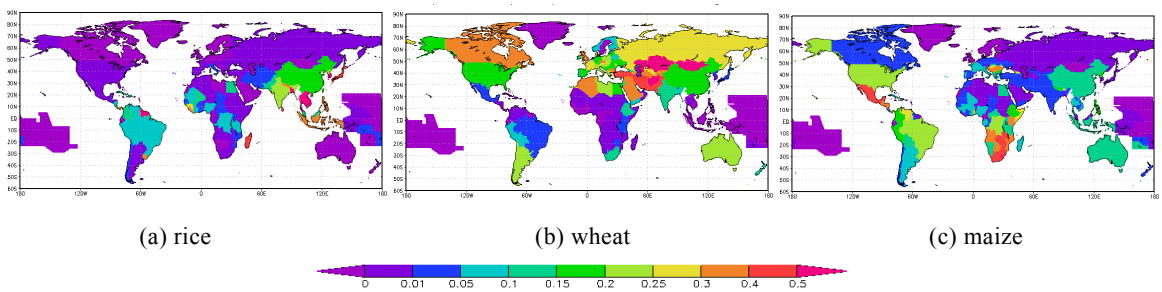
全球地表面データとして土壌・植生パラメータはフランス気象庁のEcoclimapを利用し，1km標高データ及び土地利用データは，USGSから提供されるGTOPO30，GLCC version2.0を利用する。*NDVI*データはSPOT VEGETATIONの提供する10日コンポジットデータを使用する。いずれも20km解像度でデータの整備を行った。

(2) 気象強制力

H08プロダクト(Hirabayashi *et al.*, 2008)から，気温，比湿，下向き短波放射，下向き長波放射のデータセットを作成する。風速，気圧のデータは，GSWPプロダクトのJRA25の再解析データ(Onogi *et al.*, 2007)を用いる。降水量データは観測情報を基に整備されたデータを使用する。NOAA (National Oceanic and Atmospheric Administration) から提供されるGPCC(Global Precipitation Climatology Centre)月降水量及び，APHRODITE (Kamiguchi *et al.*, 2010)の日降水量データセットを使用する。APHRODITEはユーラシア大陸のデータのみを提供しているため，他大陸のデータはGPCCとH08プロダクトを組み合わせることで日降水量データを作成した。いずれも，1994年から2003年の10年間のデータを準備した。

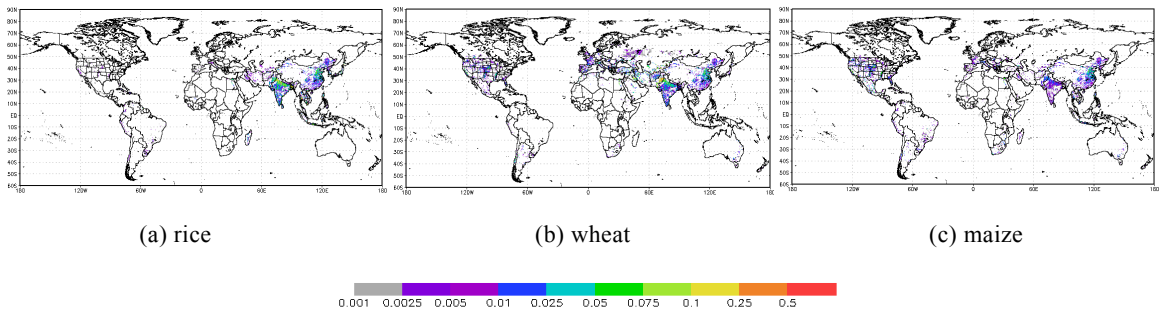
4.2 解析結果

モデルから出力される，灌漑要求水量の検証を行う。灌漑要求水量は，各メッシュにおいてそれぞれの灌漑作物ごとに計算され，それらの重み付け平均値として出力される。全球灌漑要求水量分布 (Fig. 6) からは，水田による稲作が盛んに行われている東，東南アジアや，綿花の栽培が行われているインド，中央アジア，広大な農地を持つ北アメリカで，多量な灌漑要求水量が発生している事が分かる。各月における灌漑要求水量分布（Fig. 7）からは，リモートセンシングデータより特定された農事暦に合わせて，農作が行われている時期に灌漑が解析されていることが分かる。



(a) rice (b) wheat (c) maize

Fig. 4 Crop type fraction for rice, wheat and maize



(a) rice (b) wheat (c) maize

Fig. 5 Land cover fraction for rice, wheat and maize

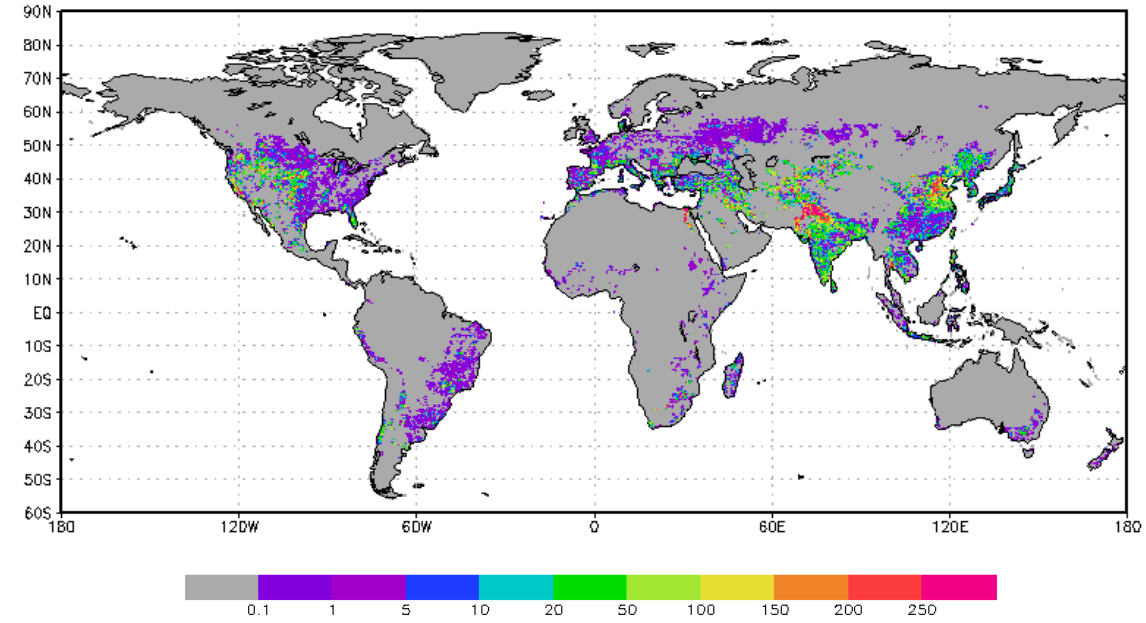


Fig. 6 Distribution of yearly irrigation water requirement [mm]

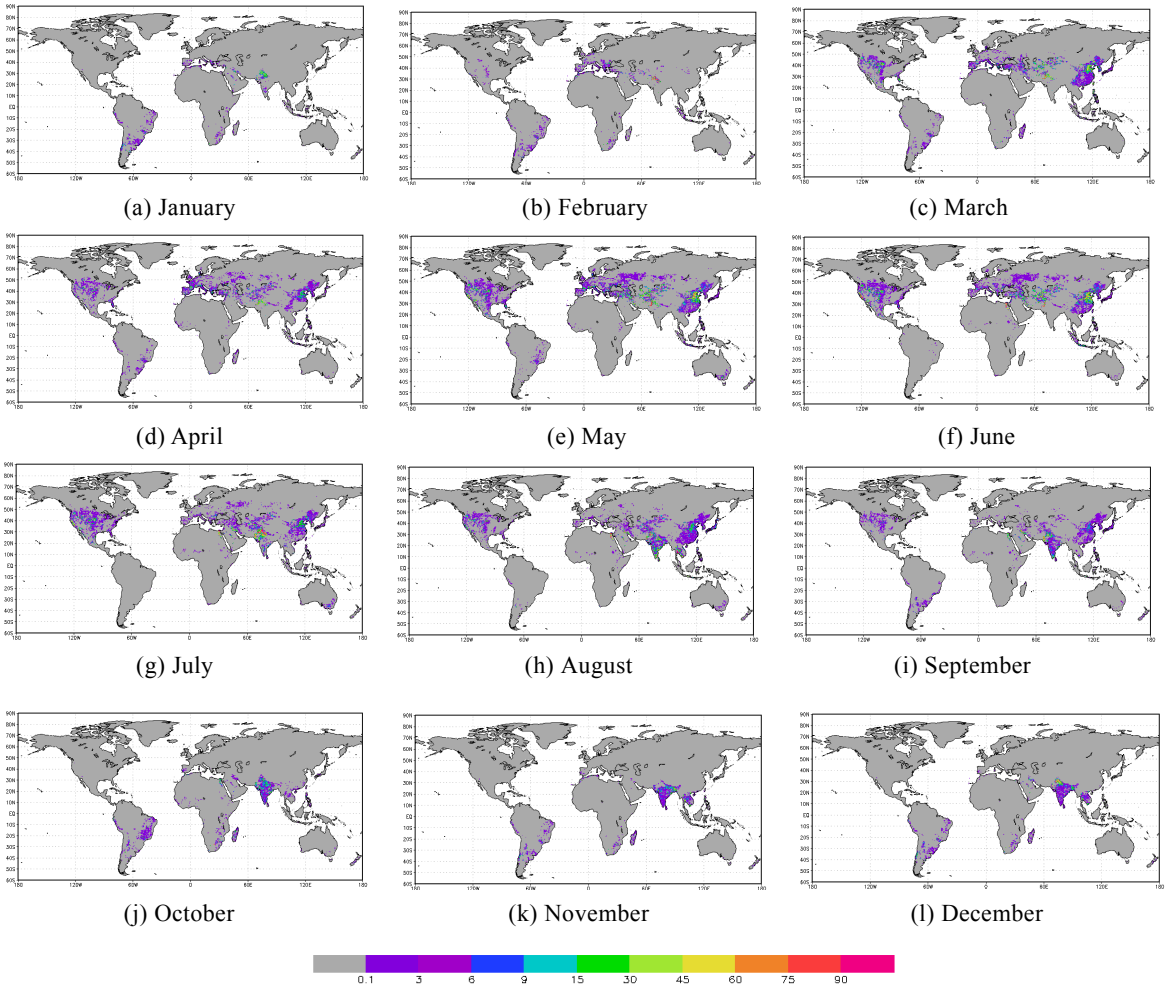
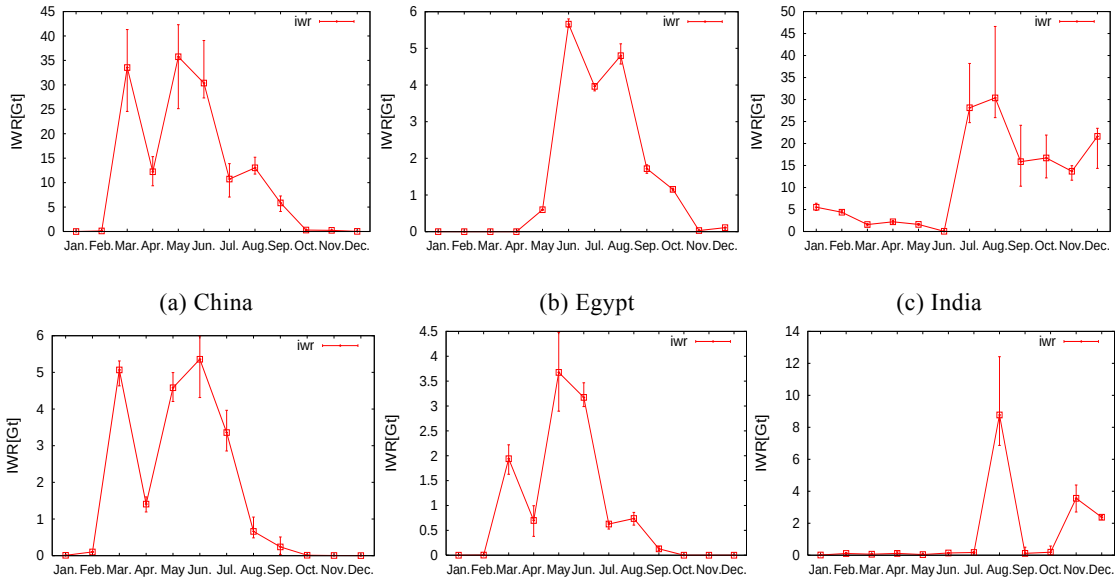


Fig. 7 Distribution of monthly irrigation water requirement [mm]



(a) China　(b) Egypt　(c) India

(d) Mexico　(e) Uzbekistan　(f) Thailand

Fig. 8 Monthly irrigation water requirement in China, Egypt, India, Mexico, Uzbekistan and Thailand [Gt/month]

中国，エジプト，インド，メキシコ，ウズベキスタン，タイにおける月灌漑要求水量を示す（Fig. 8）。縦のバーは解析期間中の最大値，最小値を示している。中国の 3~7 月や，タイでの 8 月のように，その地域の雨季に耕作を行っている期間では，バーの長さが長くなっている事が分かる。これは，雨季の耕作においては，雨量の多少により灌漑要求水量が大きく変わるためである。一方，エジプトでは 1 年を通じてバーが小さくなっている。エジプトは 1 年を通じて乾燥して地域であり，ナイル川からの取水により農業を行っている地域である。河川からの取水に依存して耕作を行っている地域は，気候が灌漑要求水量に与える影響は，雨季に耕作を行う地域と比較して小さい地域と言える。

課題としては，タイでの乾季(1～5 月)に行われている灌漑が反映されていない点が挙げられる。農事暦の作成に用いられる *NDVI* は，GLCC のデータで灌漑地と判定されたグリッドを抽出し，その平均値を取ることにより作成している。しかし，公開されている全球土地利用データには精度の限界がある。複数の機関から 1km 全球土地利用データが提供されているが，最近の比較研究では，グリッド毎の土地被覆の一致度は 60%程度とされている(Herold *et al.*, 2008)。例えば森林の様なグリッドも同様に抽出して平均化してしまった場合，灌漑地の植生フェノロジーの変化が失われてしまう可能性がある。加えて，2 期作灌漑地と 1 期作灌漑地を同様に平均化してしまった場合も，2 期作のフェノロジーが失われてしまう。問題の解決には，*NDVI* データから耕作や作物タイプ，灌漑の有無を抽出していく手法を発展させていく必要がある。*NDVI* からの作物判定を行う研究もなされており(Yorozu *et al.*, 2005)，耕作種類や耕作回数を反映させた *NDVI* のフェノロジー解析を行う事で，現実に即した農事暦の作成が可能になると考えられる。

灌漑要求水量の検証を，FAO が提供している統計データ，AQUASTAT (FAO's Information System on Water and Agriculture)と比較する事により行う。全球規模で，農業水需要量の統計データを公開している機関は非常に少ない。AQUASTAT はその中の 1 機関であり，各国における水に関する統計データを提供している。AQUASTAT から得られる，2000 年度の灌漑要求水量の統計値と解析値の比較をに示す（Fig. 9）。1 つのプロットが，1 つの国に対応する。解析値が統計値に合う形で解析されていることがわかる。

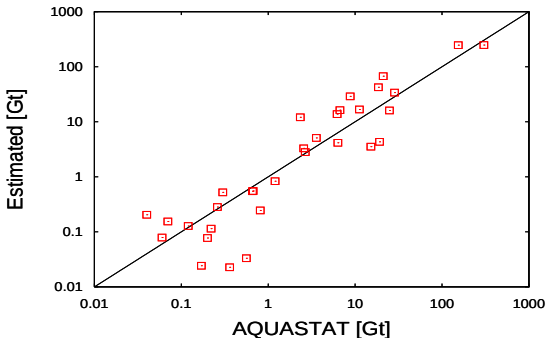


Fig. 9 Comparison between calculation result and statistical data (AQUASTAT) [Gt]

これにより，リモートセンシングデータのフェノロジー解析により，農作期間の抽出や，モデル内での灌漑の表現が妥当であることが示された。年灌漑

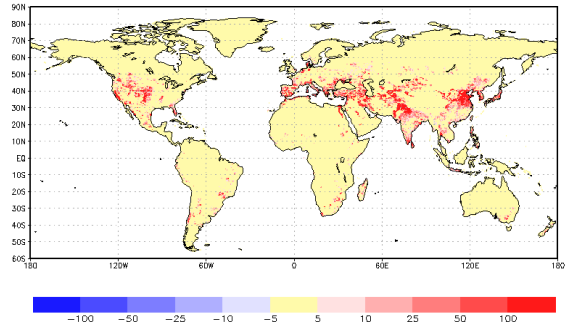


Fig. 10 Spatial change in yearly irrigation water requirement [mm] (future - present)

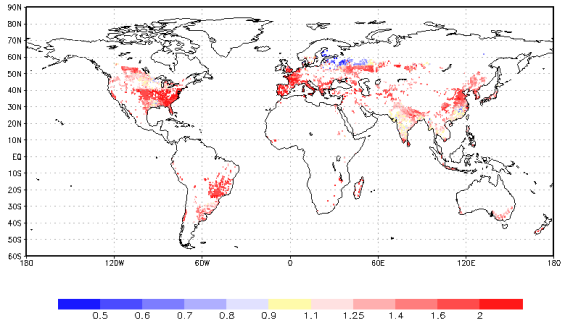
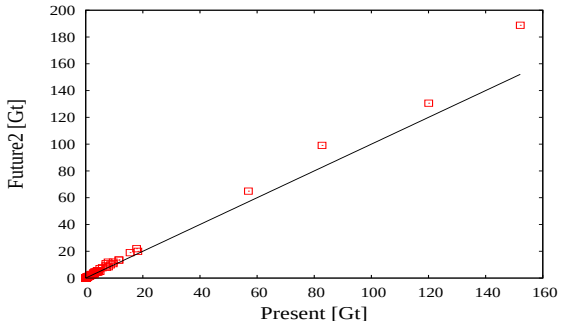
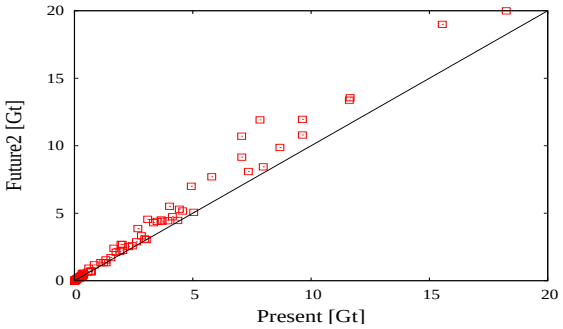


Fig. 11 Spatial change of standard deviation in yearly irrigation water requirement [mm] (future / present)



(a) 0-160 [Gt]



(b) 0-20 [Gt]

Fig. 12 Increase in yearly irrigation water requirement for each country [Gt]

要求水量の一致が見られたため, Fig. 8 に示した各月の灌漑要求水量も妥当であると言える。公開されている全球での農業水需要量データは年単位のものであり，その空間解像度も国や州レベルと大きいものである。今回得られた空間解像度・時間解像度共に高い解析結果は，本研究によって得られた付加価値であると言える。

5. 気候変動の影響推計

5.1 気象強制力

気象庁気象研究所の超高解像度全球大気モデル（MRI-AGCM20, TL959）から出力される，気象強制力7要素のデータを用いる。このGCMは，1979年から2003年の観測値にIPCCのA1Bシナリオに基づく複数の大気海洋GCM（AOGCM）の温暖化トレンドを載せて作られた海面温度を境界条件として用いている，大気GCM（AGCM）である。現在気候実験値（1979年から2003年）と21世紀末気候実験値（2075年から2099年）の出力データを用いて解析を行い，その比較を行う事で気候変動の影響推計を行う。解析結果は，その気候値（平均）及びばらつき（分散）により議論する事とする。近年は，気候変動予測に用いられているGCMの性能が向上してきた事によって，全球規模若しくは大陸規模での気候変動評価に，GCMからの出力値を直接利用する試みが数多くなされている。本研究においても，解析に先立ったGCM出力値へのバイアスの補正などは行わず，モデルの入力値として利用する事とする。

5.2 地表面パラメータ

地表面パラメータである農事暦情報や灌漑面積情報は，将来気候条件下でも現在気候下のものと同一のデータを用いることとする。今回の解析は将来予測といった性質のものではなく，気候条件の変化が農業水需要に与える影響を推計するものである。

5.3 解析結果

モデルから出力された現在気候と将来気候における灌漑要求水量の差(Fig. 10)からは，将来気候下において，陸域全体で灌漑要求水量が増加している事が分かる。気温の温暖化により，水田や畑地における蒸発散量が増加するためだと考えられる。灌漑要求水量の増加量が大きい地域として，中国北部，インド北部，中央アジアが挙げられる。中国北部やインド北部は，そもそも現在気候における灌漑要求水量がかなり大きい地域である。これは，この地域では，多くの水量を要する水田が多いためである。一方，

中央アジアでは，現在気候の灌漑要求水量(Fig. 6)に比較して，将来気候との差が非常に大きい。中央アジアでは，雨の降らない乾季に，河川から取水する灌漑綿花栽培が広く行われている。降水の少ない時期に農作を行うため，蒸発散量の増加が灌漑要求水量の増加に直結する地域であり，特に農業に対する水資源管理の重要な地域と言える。同様の考察は，解析期間内での年灌漑要求水量の標準偏差の変化からも行う事が出来る（Fig. 11)。現在気候下，将来気候下での灌漑要求水量の標準偏差の変化を比として示したものであり，暖色の地域は年灌漑要求水量の標準偏差が増加する地域である。水田地域であり，かつ雨季に主に農作を行う中国北部やインド北部では，灌漑要求水量の標準偏差比が大きな値となっている。これらの標準偏差の拡大する地域では，作物生育期間内降水量の年変化が拡大する地域と言える。豊水年・渇水年の違いや，耕作期間外の農業水資源管理が重要となろう。一方，中央アジアを中心とした灌漑要求水量が大きく増加するが，標準偏差の増加が大きくない地域では，水量の確保が重要となる。こういった地域では，１年間の季節変化の中で，いかに農業水資源管理を行うべきかが重要である。

現在気候下及び将来気候下での，年灌漑要求水量の国別変化を Fig. 12 に示す。黒線は変化なしに相当する直線であり，これより上部の国では年灌漑要求水量が増加している事になり，多くの国で灌漑要求水量が増加しているのが分かる。一般的に温暖化は水循環システムを加速させると考えられ，今回使用した GCM 出力値においても，降水量は多くの地域で増加傾向であった。これまで得られた多くの地域での灌漑要求水量の増加は，降水量の増加による水供給の増加分を，温暖化による蒸発散量の増加が上回ると言う事である。気候変動が多くの地域で農業水需要の増加を引き起こすことから，水資源管理の重要性は，将来にかけてより強くなるものと考えられる。

6. 結論

本研究では，衛星データ解析による農事暦を作成した全球灌漑要求水量の推定を行った。本研究で得られた知見をまとめると，以下のようになる。

・リモートセンシングデータ *NDVI* を活用し，米，春小麦，冬小麦，綿花，トウモロコシ，大豆について，全球での農事暦作成を行った。各作物の灌漑面積率データを作成し，各メッシュにおける多様な作物分布を考慮しうるパラメータの整備をした。

・全球陸域での灌漑要求水量分布の解析し，公開されているデータと比較して妥当な値である事を示した。空間解像度・時間解像度共に高い結果は，本研究によって得られた付加価値であると言える。気象条件を基に，物理過程解析により全球の灌漑要求水量を推定できたことは，重要な成果と言える。

・GCM から出力される現在気候実験値及び将来気候実験値を入力とした解析を行い，気候変動の農業水需要への影響推計を行った。その結果，多くの地域で灌漑要求水量が増加する傾向が確認された。しかし，増加の傾向にも異なりがあり，雨季に耕作を行う中国北部やインド北部では解析期間内の標準偏差も大きくなる一方，乾季に耕作を行う中央アジアの様な地域では，灌漑要求水量が大きく増加するものの標準偏差の拡大は大きくない事が分かった。

今回の農事暦作成手法は完全なものではなく，他のリモートセンシングデータを使った精度の向上や，観測との比較により，作成手法の改善にも引き続き取り組む必要がある。今回は灌漑要求水量のみの精度評価を行ったが，その解析精度に関わる陸面過程モデルの水収支や熱収支の解析精度についても，今後検証していく必要があると言える。

参考文献

除玉民・郭国双(1995): 中国主要作物需水量与灌溉, 水理電力出版社

Hanasaki N., Kanae S., Oki T., Masuda K., Motoya K., Shirakawa N., Shen Y. and Tanaka K. (2008): An integrated model for the assessment of global water resources － Part1: Model description and input meteorological forcing, Hydrology and Earth System Sciences, Vol.12. pp. 1007-1025.

Herold M., Mayaux P., Woodstock C.E., Baccini A. and Schmullius C. (2008): Some challenges in global land cover mapping: An assessment of agreement and accuracy in axisting 1km datasets, Remote Sensing of Environment Vol.112, pp.2538-2556.

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.

Kamiguchi K., Arakawa O., Kitoh A., Hamada A. and Yasutomi N. (2010): Development of APHRO_JP, the first Japanese high-resolution daily precipitation product for more than 100 years, Hydrological Research Letters, Vol. 4, PP. 60-64.

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. 85-3, pp. 369-432.

Savenije H.H.G. and Van der Zaag P.(2008): Integrated water resources management: Concepts and issues. Physics and Chemistry of the earth vol.3, pp.290-297.

Sellers, P.J., Mintz Y., Sud Y.C. and Dalcher A. (1986): A simple biosphere model (SiB) for use within general circulation models, Journal of the Atmospheric Sciences, Vol. 43-6, pp.505-531.

Siebert S. and Doll P. (2008): The global crop water model (GCWM), Frankfurt Hydrology Paper 2007, pp.4-42.

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.

Siklomanov I. A. (2000): Appraisal ans assessment of world water resources, Water International Vol.25, pp.11-32.

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.

Viovy N., Arino O. and Belward A.S. (1992): The Best Index Slope Extraction (BISE): A method for reducing noise in NDVI time-series, International Journal of Remote Sensing, Vol. 13-8, pp.1585-1590.

Yorozu, K., Tanaka K. and Ikebuchi S. (2005): Creating a global 1-degree dataset of crop type and cropping calendar through timeseries analysis of NDVI for GSWP simulation considering irrigation effect, Proc. of 85th AMS Annual Meeting, J6.8.

An Estimation of Irrigation Water Requirement Using Crop Calendar Specified Through Phenological Analysis of NDVI

Shunji KOTSUKI*, Kenji TANAKA, Toshiharu KOJIRI and Toshio HAMAGUCHI

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

This paper shows an estimation of irrigation water requirement using crop calendar specified through phonological analysis of NDVI. As human activities such as irrigation on cropland, water withdrawal from the river and flood control by reservoirs have been expanding to the world, inclusion of those activities is crucial for comprehensive understandings of hydrological process on the land. We estimate irrigation water requirement with a hydrological land surface model. Cropping calendar for 6 crops is specified through phonological analysis of NDVI. Statistical data of cropping type and irrigated land are merged into a global map of irrigated areas to produce irrigation land cover fraction for each crop. Estimated yearly irrigation water requirement correspond to statistical data in many countries, suggesting that irrigation water requirement is analyzed well with our model and cropping calendar. Yearly irrigation water requirement will increase in future, especially in China, India and Middle Asia. Climate change will pose challenges in fresh water management in these regions.

Keywords: irrigation water requirement, crop calendar, NDVI, global simulation

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

風波飽和度の概念に基づく海面摩擦係数測定データの再評価

鈴木靖・鳥羽良明*

＊ 東北大学名誉教授

要 旨

海面摩擦係数の測定は，風洞水槽実験や海洋観測塔などの海洋観測によって行われてきた。ここでは風波飽和度という新しい概念を導入し，これまでの測定データを再評価する。風波飽和度は本来，風波スペクトルから算出されるものであるが，これまでの測定では風波スペクトルのデータが十分得られていない。風と局所平衡状態にある有義波高と有義波周期の間に成り立つ3/2乗則を用いることによって，スペクトル解析が得られない場合の風波飽和度を提案した。従来の海面摩擦係数測定データを風波飽和度を用いて再評価した結果，海面摩擦係数と風波飽和度との間には負の相関関係があることがわかった。風波飽和度が小さくスペクトルが局所平衡に達していない風波では，海面摩擦係数が大きく運動量輸送が活発であるのに対し，風波飽和度が大きくなると局所平衡状態に近づき運動量輸送が少なくなり，海面摩擦係数が小さくなるものと理解される。

キーワード：海面摩擦係数，風波飽和度，3/2乗則，風波スペクトル

1. はじめに

海面摩擦係数は大気海洋間の運動量輸送に関わる重要なパラメータである。大気境界層モデルにおいて，陸上では地表面状態に応じて与えられる粗度に対して，海上では風速，波浪，砕波やうねりなどの海面状態に応じて海面粗度が変化するものと考えられる。大気・海洋モデルにおける海面摩擦係数のパラメタリゼーションは大気海洋間の相互作用を表現し，モデルの予測精度に関わる重要な問題である。海面摩擦係数は海面状態や大気安定度などによって大きく変化することが観測や実験などによって明らかにされているが，海面摩擦係数の変化を表現しうるパラメタリゼーションについて十分な理解は進んでいない。

Charnock (1955)は海面粗度 z_0 を重力加速度 g と風の摩擦速度 u_*を用いて無次元化し，無次元粗度 gz_0/u_*^2=定数の関係を提案した。Masuda and Kusaba (1987)は無次元粗度を波齢に依存する関数として表現した。

$$\frac{gz_0}{u_*^2}=\beta\left(\frac{u_*}{C_\mathrm{p}}\right)^k \qquad (1)$$

ここに g は重力加速度，C_p は風波の波速，k とβは定数である。式(1)で k=0 が Charnock の式に相当する。Masuda and Kusaba (1987)は風洞水槽実験データから k =1.10, β=0.0129 を提案し，Toba and Koga (1986)は海洋観測と風洞水槽実験データから k = –1, β=0.025 を提案した。定数 k の符号が両者で全く異なるということは，無次元粗度と波齢の関係が全く逆になることを意味している。

Fig. 1 には海洋観測と風洞水槽実験のデータから，無次元粗度と波齢の逆数の関係を示す。測定データは無次元粗度一定の Charnock の式からのばらつきが大きく，海洋観測データ（左側）と風洞水槽実験データ（右側）は明らかに 2 つのグループに分離している。観測と実験データの空間スケールの違いがデータの分離に影響しているものと考えられ，式(1)の形で海面粗度と風波との関係を整理しようとする試みは困難であることがわかる。

波齢に代わるパラメータとして，Toba and Koga (1986)は風波が関わる様々な海面現象を表現する無次元パラメータを提案し，その後 Toba et al. (2006)はそれを風波レイノルズ数 R_B と名付けた。R_B は次式(2)で定義される。

$$R_{\mathbf{B}} = \frac{u_*^2}{\nu\sigma_{\mathrm{p}}} \tag{2}$$

ここに，νは空気の動粘性係数，σ_{p}は風波のピーク周波数である。風波レイノルズ数 R_{B}を用いると，個々波の崩れ率，白波の面積率や海塩粒子の個数濃度がきれいな直線状に関係が整理されることが示された (Toba and Koga, 1986; Iida et al., 1992)。Toba et al. (2006)は風波レイノルズ数 R_{B}と海面摩擦係数の関係を調べ，波齢に代わる優位性を調べた。Fig. 2 には Fig.1 と同じデータに対する海面摩擦係数 C_{D}と風波レイノルズ数 R_{B}の関係を示す(Toba et al., 2006)。

風波レイノルズ数 R_{B}を用いて海面摩擦係数 C_{D}を整理すると，Fig.1 では左右に分離していた海洋観測データと風洞水槽実験データとが重なり合い，海面摩擦係数は一義的には風波レイノルズ数の関数として表現できることがわかる。海洋観測データは R_{B}が 10^3から 10^4付近に分布しているのに対し，風洞水槽実験データは10^2から10^6と幅広く分布している。Fig. 3 には風洞水槽実験データに対する C_{D}と R_{B}の関係を，C_{D}の移動平均と標準偏差を重ねて示す。R_{B}が 2×10^2~10^3 付近で海面摩擦係数の増加がフラットになっており，それを超えると再び増加している。これは Fig. 4 に示すように，R_{B}=2×10^2~10^3を境に砕波が発生し，風波の乱流境界層の遷移が起こるためであると解釈されている (Toba et al., 2006)。海洋観測データを含む Fig. 2 では，Fig. 3 に比べてデータのばらつきが大きくなっている。海洋では常に何らかのうねりが混在しているためと考えられるが，その影響はまだ十分明らかとはなっていない。

以上のように，海面摩擦係数を何らかの海面状態のパラメータで表現しようとする様々な試みはまだ不十分であるが，鈴木ら(2010)は Toba (1972) による風波の 3/2 乗則から導かれる風波飽和度 B_{n}を新たに提案し，それを用いて海面粗度を整理すると非常にきれいな線形関係が得られることを見いだした。本論文では，風波飽和度と海面摩擦係数の関係について考察するとともに，一連の解析の基礎となる海洋観測データと風洞水槽実験データの処理について詳しく説明する。

2. 測定データ

過去の文献から海洋観測データと風洞水槽実験データを電子化した。海洋観測データは，Kawai et al. (1977), Merzi and Graf (1985), Geernaert et al. (1987), Stewart (1961), Johnson et al. (1988), Donelan (1979), Suzuki et al. (2002)のデータを整理し，風洞水槽実験データは，Hamada (1963)，Kunishi (1963)，国司・今

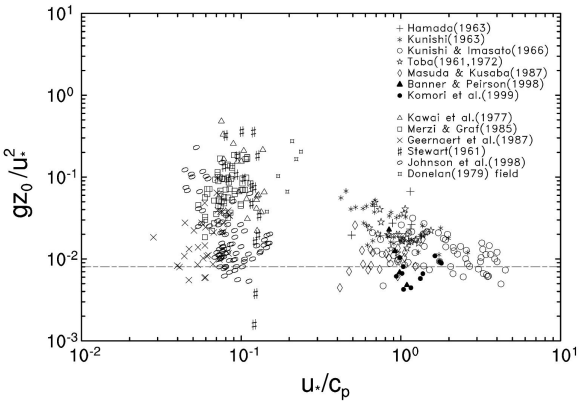


Fig.1 The relation between the non dimensional roughness parameter gz_0/u_*^2 and the inverse wave age u_*/C_{p}. Dashed line indicates β=0.0185 in Charnock relation. The figure is originally from Toba and Ebuchi (1991), but for the selected data in Table 1.

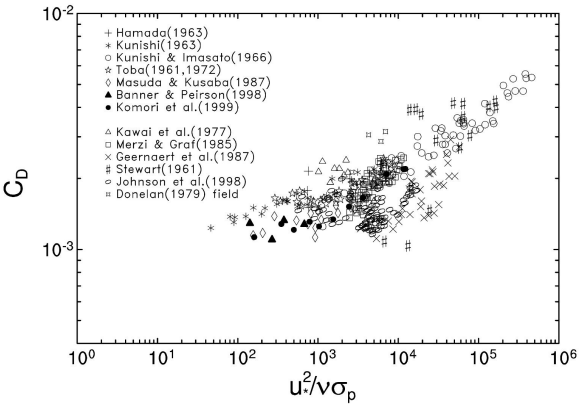


Fig.2 The relation between the sea surface drag coefficient C_{D} and the windsea Renolds number $R_{\mathrm{B}}=u_*^2/\nu\sigma_{\mathrm{p}}$. The figure is originally from Toba et al. (2006), but for the selected data in Table 1.

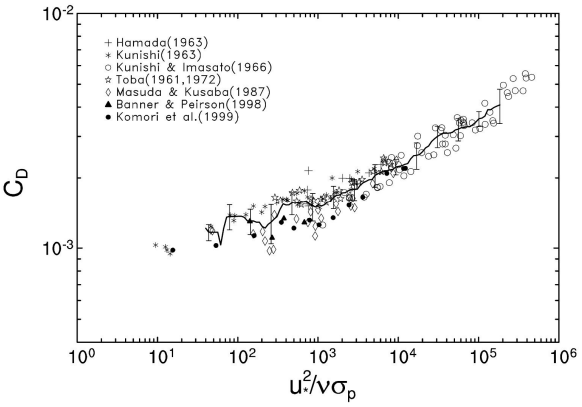


Fig.3 Same as Fig.2, but for the wind-wave tank data. The figure is originally from Toba et al. (2006), but for the selected data in Table 1.

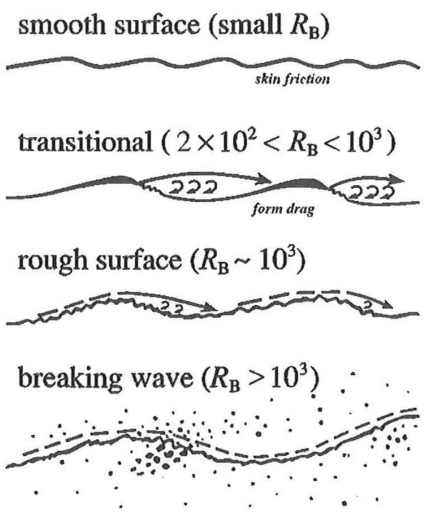


Fig.4 Schematic representation of the regime shift of the windsea boundary layer as a function of R_B (from Toba et al., 2006).

里(1966), Toba (1961,1972), Masuda and Kusaba (1987), Banner and Peirson (1998), Komori et al. (1999)のデータを整理した。最近の測定技術では渦相関法により鉛直運動量フラックスを直接測定することが多いが，ここで引用した測定データは全て風速の多点観測から鉛直プロファイルを求め，対数則にあてはめて摩擦速度 u_*を求めたものである。安定度が中立な条件で，うねりの影響の少ない風波のデータが選定されているが，対数則への適合度が十分検証されている。

海面摩擦係数 C_D，摩擦速度 u_*と 10m 高度の風速 U_{10}とは以下の関係にある。

$$u_* = \sqrt{C_D} U_{10} \tag{3}$$

また，大気安定度が中立の場合，風速の鉛直分布 $U(z)$ は対数則に従うことが知られている。

$$\frac{U(z)}{u_*} = \frac{1}{\kappa}\log\frac{z}{z_0} \tag{4}$$

ここにκはカルマン定数κ=0.4 である。式(3)と式(4)から，海面摩擦係数 C_D と海面粗度 z_0 の一義的な関係式が導かれる。

$$C_D = \left(\frac{1}{\kappa}\log\frac{z}{z_0}\right)^{-2} \tag{5}$$

付録 Table 1 には，文献から得られた測定データに対して網かけをして示している。網かけをしていないデータは，上記の関係式等によって計算されたデータである。表には，波齢の逆数 u_*/C_p，無次元粗度 gz_0/u_*^2，風波レイノルズ数 R_B，粗度レイノルズ数 u_*z_0/ν，有義波高 H_s，有義波周期 T_s も示されている。

鈴木ら(2010)はデータ解析に際し，下記の条件でさらにデータを絞り込み，重力波としての風波の本質的な特徴を保持しているデータだけを解析対象とした。Table 1 のデータは下記の条件で絞り込んだ後のデータである。

- フェッチ 5m 以下の測定データを除く
- 乱れが十分発達していない（u_*z_0/ν<1）データを除く
- 重力と表面張力の比が 10 以下のデータ（表面張力波）を除く

3. 風波飽和度の概念

Toba (1972)は風と局所平衡状態にある風波の波高 H_s と周期 T_s の間には次式の 3/2 乗則の関係が成り立つことを示した。

$$H^* = BT^{*3/2} \tag{6}$$

ここに $H^*=gH_s/u_*^2$，$T^*=gT_s/u_*$ は無次元波高および周期であり，g は重力加速度，u_*は摩擦速度，B=0.062 は経験定数である。Fig. 5 に示すように，海洋観測データと風洞水槽実験データはともに 3/2 乗則に適合していることが分かる。ただし，国司・今里(1966)

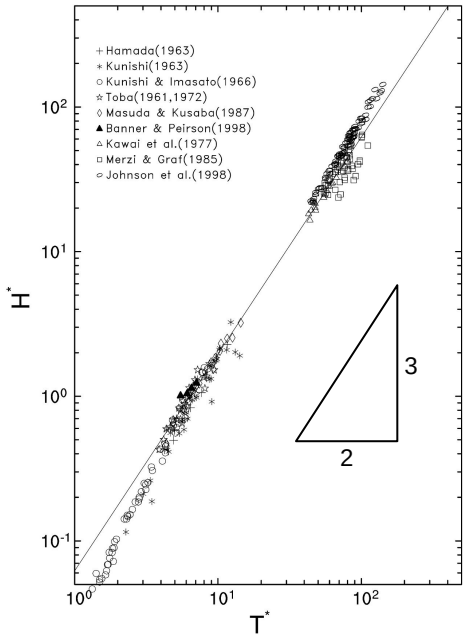


Fig.5 The relation between non dimensional wave height H^* and period T^*. The 3/2 power law (Toba, 1972) is plotted as a thin line.

の風洞水槽実験データは高速風洞水槽の初期波の発生発達を対象にしており，風波の局所平衡状態にはまだ十分達していないため，周期が短くなるにつれて 3/2 乗則の直線からは下方にずれている。Johnson et al. (1988)などの海洋観測データ（右側）の一部には 3/2 乗則の直線よりも上側に位置するデータが見られる。これは，風と局所平衡状態にある風波に対して急激な風速の減少があると，風波の応答が遅れるためである。波高と周期がほとんど変わらずに風速だけが変化する場合，無次元波高と周期の定義式より $H^* \propto u_*^{-2}$，$T^* \propto u_*^{-1}$ となるから $H^* \propto T^{*2}$ となり，3/2 乗則よりも勾配の大きい T^* の 2 乗に比例する変化となる。

式(6)を次元付きで表現すると式(7)が得られる。

$$H_s = B(gu_*)^{1/2} T_s^{3/2} \tag{7}$$

Toba (1973)によれば，風波の 1 次元スペクトル $\phi(\sigma)$ は自己相似の形を維持するとの仮定により，

$$\frac{1}{\phi_p \sigma_p} \int_0^\infty \phi(\sigma) d\sigma = \text{constant} = A \tag{8}$$

が成り立つ必要がある。ここに σ_p はピーク周波数，ϕ_p はスペクトルピーク値，A は定数である。一方，有義波高は風波スペクトルと次式の関係にある。

$$\int_0^\infty \phi(\sigma) d\sigma = \frac{H_s^2}{16} \tag{9}$$

式(7)，式(8)，式(9)より

$$\phi_p = \frac{1}{\sigma_p} \frac{H_s^2}{16} \frac{1}{A} = \frac{(2\pi)^3}{16A} B^2 g u_* \sigma_p^{-4} \tag{10}$$

が得られる。式(10)は風波スペクトルのピークが周波数の–4 乗に比例して発達することを示している。Toba (1973) はスペクトルの高周波側が σ^{-4} に比例するスペクトルを提案した。

$$\phi(\sigma) = \alpha_s g u_* \sigma^{-4} \tag{11}$$

ここに α_s は経験定数で風と風波スペクトルとの局所平衡状態を示すパラメータであるが，ここでは風波スペクトルの発達状態（飽和度）を表すパラメータとして解釈する。式(10)と式(11)によれば

$$\alpha_s = \frac{(2\pi)^3}{16A} B^2 \tag{12}$$

と表される。すなわち，スペクトルの飽和度 α_s は 3/2 乗則の比例定数 B^2 と比例関係にあることが示される。鈴木ら(2010)は B の経験定数を用いて規格化した風波飽和度 B_n^2 を次式によって導入した。

$$B_n^2 = \left(\frac{B}{0.062} \right)^2 = \frac{1}{0.062^2 g u_*} \frac{H_s^2}{T_s^3} \tag{13}$$

鈴木ら(2010)が新たに導入した風波飽和度は，スペクトル観測をしていないデータからでも，有義波高と周期を用いて計算することが可能であり，スペクトルの飽和度という観点から従来のデータを再評価することができるという利点を有する。

4. 海面摩擦係数の評価

4.1 風波飽和度と海面摩擦係数の関係

Table 1 に示された測定データの中から，有義波高と周期が測定されているデータセットについて，式(13)で定義される風波飽和度と海面摩擦係数の関係を調べる。風波のピーク周波数を測定しているデータは，ピーク周波数から有義波の周期に換算した。

Fig. 6 には，国司・今里(1966)の高速風洞水槽の実験データ，Toba (1961, 1972)の風洞水槽実験データ，および Kawai et al. (1977), 鳥羽ら(1971)の白浜海洋観測塔における測定データから計算された風波飽和度 B_n^2 と，海面摩擦係数 C_D の関係を示す。海面摩擦係数と風波飽和度との間には対数軸上で直線状に分布する明らかな負の相関関係が存在している。回帰式を求めると

$$C_D = 0.00194 (B_n^2)^{-0.592} \tag{14}$$

の関係式が得られる。相関係数は–0.90 と非常に高い相関関係である。ただし，この回帰式は国司・今里(1966)の測定データの影響が大きいことに留意する必要がある。

Fig. 7 には，海洋観測データを含む全データを用いて，海面摩擦係数 C_D と風波飽和度 B_n^2 の関係を示す。海洋観測のデータは B_n がほぼ 1 の前後にデータが集まる。風洞水槽実験では風波の発達が未成熟な波も測定可能であるが，海洋では風と局所平衡状態にある風波が観測されるためである。発達段階の風波であれば風波飽和度が 1 を超えることはないと期待されるが，実際には B_n>1 を示すデータも存在する。ほ

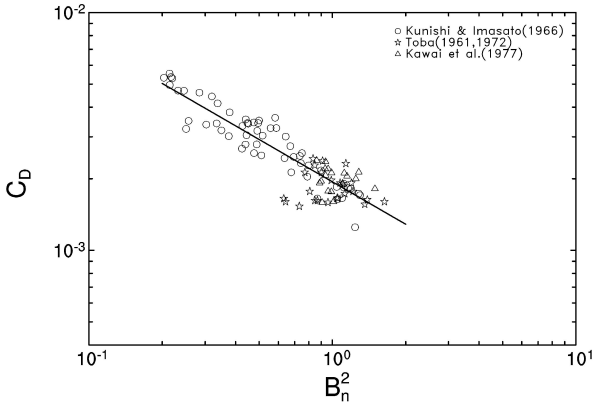


Fig.6 The relation between sea surface drag coefficient C_D and windsea saturation ratio B_n^2 for selected data (Kunishi and Imasato, 1966; Toba, 1961, 1972; Kawai et al., 1977). Thin line shows the regression eq. (14).

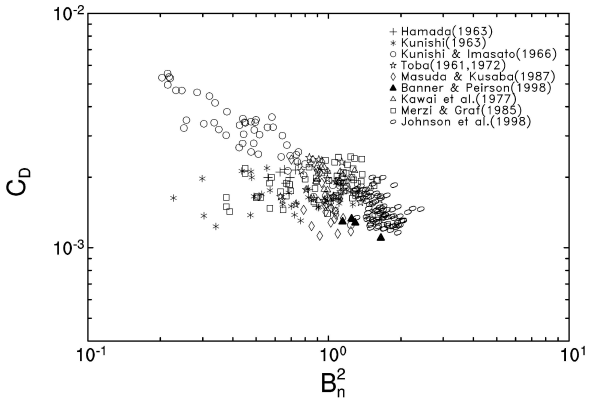


Fig.7 Same as Fig. 6, but for the all data (open sea measurement and wind-wave tank experiment).

とんどの海洋観測のデータは，観測データの処理の際に風波としての代表性がチェックされ，うねりの影響の少ないデータが整理されており，B_n>1 となるデータは少ない。しかし，Johnson et al. (1998)のデータはデンマーク沖合の水深 5-20m, フェッチ 15-20km の内湾での測定値であるため，浅海の影響により，波高と周期の 3/2 乗則の関係が多少ずれているものと考えられる。

海洋観測データを含めると Fig. 6 に比べてデータのばらつきが大きくなる。純粋な風波成分だけではなくうねり成分が含まれると，波浪スペクトルが単峰型ではなくなることに加えて，うねりと風波が共存し相互作用することによる特有の現象があるものと考えられ，より複雑な影響を考慮する必要があることを示唆している。

Fig. 7 では Kunishi (1963) のデータのばらつきが他のデータに比べて顕著である。B_n<1 の領域でも C_D が左上がりに増加しないデータが目立っている。Kunishi (1963) の実験は国司・今里(1966)よりも一回り小さな風洞水槽（長さ 21.6m×高さ 1.0m×幅 0.75m；水深 0.5m）を用いて，風速の弱い初期波の発生発達を対象としているため，風波の局所平衡状態にはまだ十分発達していないデータの影響などが考えられる。また国司・今里(1966) の高速風洞水槽の実験は, より大型の風洞水槽（長さ 40m×高さ 2.3m×幅 0.8m；水深 1.5m）を用いているものの，測定風速が速く，風と局所平衡状態に達していない風波であることや, 境界層の発達などの影響が考えられる。高速風洞水槽の新たな測定データを解析することが必要であると言える。

4.2 風波の発達と海面摩擦係数，運動量輸送との関係

海面摩擦係数 C_D と風波飽和度 B_n^2 の間に負の相関関係があることは，次のように解釈される。すなわち，B_n が小さくて風と局所平衡状態にまだ達していない風波では，海面摩擦係数が大きく運動量輸送が活発であるのに対し，B_n が大きくなると局所平衡状態に達するため運動量交換が少なくなり，海面摩擦係数が小さくなるものと理解される。風波スペクトルにはある飽和レベルが存在すると考えた場合，その飽和レベルの周りの風波スペクトル変動量が運動量輸送と密接に関連する。風波飽和度はこの飽和レベルを表すパラメータとして定義されており，海面摩擦係数（運動量輸送）との相関の高さは，この推察を裏付けるものである。

Toba and Ebuchi (1991) は白浜海象観測塔における風と風波スペクトルの細かな変動を調べた。Fig. 8 は風速U_{10}，u_*および海面粗度z_0の3分移動平均データと，波浪の1分データをスペクトル解析したピーク周波数f_p，飽和度 $\tilde{\alpha}_s$ の30分間の変動を示す。なお $\tilde{\alpha}_s$ は式(11)のスペクトル飽和度α_sとは符号が逆として定義されている。図から明らかなように，海面粗度z_0 のと $\tilde{\alpha}_s$ の時間変化は非常によく対応している。海面粗度の変化は海面摩擦係数の変化そのものであることから，Fig. 8のデータは，すでに4.1節で述べたように海面摩擦係数とスペクトル飽和度α_sとの間に逆相関の関係があることを示している。通常，風速や波浪の計測は10分から20分間のデータから解析されることがほとんどであるが，Toba and Ebuchi (1991)のように細かな1分程度の風と波のデータをさらに様々な気象海象条件で測定することにより，風波飽和度と海面摩擦係数の関係をさらに明らかにできる可能性がある。

4.3 うねりの影響

鈴木ら(2010)は, うねりの存在が海面摩擦係数と風

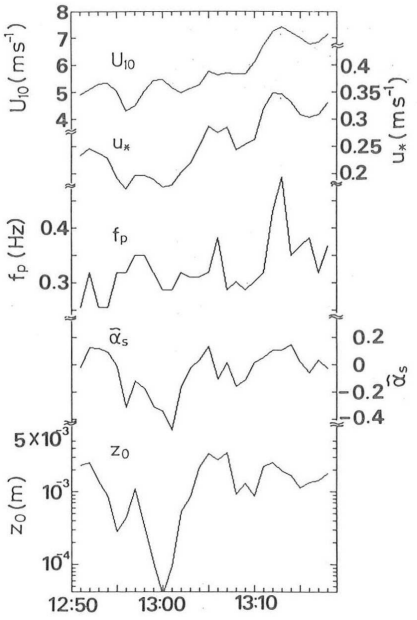


Fig.8 Time series of U_{10}, u_*, f_p, $\tilde{\alpha}_s$ and z_0 from the 3 min moving average of wind and the data of f_p and $\tilde{\alpha}_s$ are from the 1 min data (from Toba and Ebuchi, 1991). The $\tilde{\alpha}_s$ is defined here as a reverse sign of α_s.

波飽和度との間の関係に及ぼす影響を調べた。Fig. 9 には Suzuki et al. (2002)が平塚沖の観測データを解析した結果から，風波に逆向きのうねりが存在するデータと，多方向からのうねりが混在するデータを整理した結果を示す。いずれの場合でも，うねりの存在によって波高が大きめに評価されることから，風波飽和度が 1 を超えている。逆向きのうねりが存在する場合には，風波だけから推定された回帰式よりも大きな海面摩擦係数を示している。大きい場合には C_D が 2 ないし 3 倍にも達していることがわかる。それに対して，多方向からのうねりが混在する場合には，風波だけの場合と概ね同程度か，小さめの海面摩擦係数となっている。うねりが存在する場合には海面摩擦係数が何らかの影響を受けていることは確かであり，特に風に逆向きのうねりが存在する場合の海面摩擦係数は倍以上となる可能性がある。風に逆行するうねりが存在する場合には，うねりの存在により風波の発達が大いに影響されるという風洞水槽実験結果（Toba et al., 1986; 光易・吉田，1989; Suzuki et al., 2002）もあることから，海面摩擦係数の変化は風波の発達率と密接に関連しているものと考えることができる。

5. おわりに

鈴木ら(2010)は，Toba(1972)による風と局所平衡状態にある有義波高と有義波周期の間に成り立つ 3/2

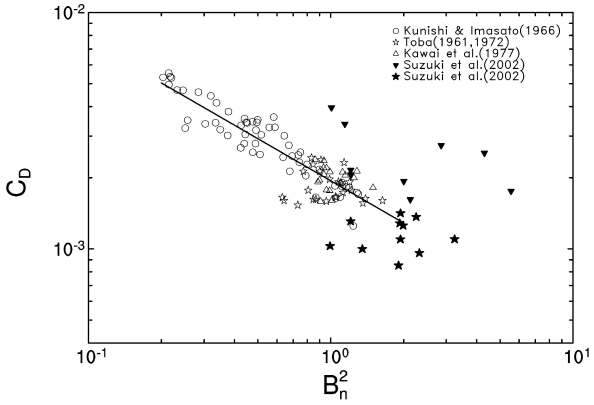


Fig.9 Same as Fig. 5, but for the data with swells from Suzuki et al. (2002) are added. (▼;swells against winds, ★;multi directional swells).

乗則に基づく風波飽和度という新たな概念を導入した。式(13)で定義される風波飽和度は，本来は風波データのスペクトル解析を行わなければ得ることができないスペクトル飽和度に関連するパラメータである。風波飽和度は，スペクトル解析データが存在していなくても，有義波高と周期からスペクトル飽和度に相当するパラメータを求めることができるという特長をもっている。その結果，従来から蓄積されてきた海洋観測データや風洞水槽実験データを，風波飽和度という新しい観点から再解析することが可能となった。

新たに定義された風波飽和度を用いて，従来の海洋観測データと風洞水槽実験データを再評価した。その結果，海面摩擦係数と風波飽和度との間には明らかな負の相関関係が存在していることがわかった。その解釈として，B_n が小さくて風と局所平衡状態にまだ達していない風波では，海面摩擦係数が大きく運動量輸送が活発であるのに対し，B_n が大きくなると局所平衡状態に達するため運動量交換が少なくなり，海面摩擦係数が小さくなるものと理解される。その関係は，風から波への運動量輸送がスペクトルピークよりも高周波側の平衡領域で行われることから，風波の発達と運動量輸送のプロセスから解釈できることを示している。

風波飽和度の概念は，風波の局所平衡状態からのずれが海面粗度の変動と関連しているとのToba and Ebuchi (1991)の考察をさらに発展させたものである。風波に局所平衡状態が存在することは，ウィルソン等の公式，風波の3/2乗則，風波の–4乗スペクトルなどの経験則の積み重ねから裏付けられており，それらの経験則は風波の相似則が様々な側面を持つことを示している。海面摩擦係数は風速の鉛直シアー，すなわち風の運動量の鉛直輸送と関連している。海面に運ばれた風の運動量は海面応力として，吹送流

や風波の発達に使われる。風波飽和度と海面摩擦係数が負の相関関係にあることは，海面応力の一部が風波の発達に寄与していることを別の側面から見ているものと解釈できる。ここに新たに導入した風波飽和度の概念は，風波の局所平衡状態からのずれ，風波の発達，及び海面摩擦係数の変動を結び付ける概念として位置づけられ，今後さらに発展させていく必要がある。

また，今後の課題として，測定データ，特に風洞水槽実験データの再評価を行う必要がある。風洞水槽内の境界層の発達の影響などをより詳細に調査し，有効なデータのみを用いて解析することと，新たに注意深く測定した高速域のデータを解析する必要がある。さらに，海面摩擦係数の変動を風波飽和度および風波の発達と結びつける理論的な検討が求められる。

参考文献

国司秀明・今里哲久 (1966)：高速風洞水槽による風波の発達について，京都大学防災研究所年報，第 9 号，pp. 667-676.

鈴木靖・鳥羽良明 (1999)：無次元粗度－波齢図における観測データの挙動について，1999 年度日本海洋学会春季大会講演要旨集，講演番号 230.

鈴木靖・鳥羽良明・鈴木直弥・小森悟 (2010)：風波スペクトルの飽和度に関連する海面抵抗係数の変動，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 66，No.1，pp. 101-105.

鳥羽良明・国司秀明・西勝也・河合三四郎・島田良恵・柴田中夫 (1971)：白浜海洋観測塔による海面境界過程の研究，京都大学防災研究所年報，第 14 号 B，pp. 519-531.

光易恒・吉田賀一 (1989)：風に逆行するうねりが存在する海面における大気海洋相互作用，九州大学応用力学研究所所報，第 68 号，pp. 47-71.

Banner, M. L. and W. L. Peirson (1998) : Tangential stress beneath wind-driven air-water interfaces, J. Fluid Mech., Vol. 364, pp. 115-145.

Charnock, H. (1955) : Wind stress on a water surface, Quart. J. Roy. Meteor. Soc., Vol. 81, pp. 639-640.

Donelan, M. A. (1979) : On the fraction of wind momentum retained by waves, Marine Forecasting, Ed. J. C. J. Nihoul, Elsevier, pp. 141-159.

Geernaert, G. L., S. E. Larsen and F. Hansen (1987) : Measurements of the wind stress, heat flux, and turbulence intensity during storm conditions over the North Sea, J. Geophys. Res., Vol. 91, pp. 7667-7679.

Hamada, T. (1963) : An experimental study of development of wind waves, Rep. Port and Harbour Tech. Res. Inst., No.2, pp. 1-41.

Iida, N., Y. Toba and M. Chaen (1992) : A new expression for the production rate of sea water droplets on the sea surface, J. Oceanogr., Vol. 48, pp. 439-460.

Johnson, H. K., J. Hojstrup, H. J. Vested and S. E. Larsen (1998) : On the dependence of sea surface roughness on wind waves, J. Phys. Oceanogr., Vol. 28, pp. 1702-1716.

Kawai, S., K. Okada and Y. Toba (1977) : Field data support of three-seconds power law and the $gu_*\sigma^{-4}$-spectral form for growing wind waves, J. Oceanogr. Soc. Japan, Vol. 33, pp. 137-150.

Kunishi, H. (1963) : An experimental study on the generation and growth of wind waves, Disast. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., Bull., No.61, 41p.

Masuda, A. and T. Kusaba (1987) : On the local equilibrium of winds and wind-waves in relation to surface drag, J. Oceanogr. Soc. Japan, Vol. 43, pp. 28-36.

Merzi, N. and W. H. Graf (1985) : Evaluation of the drag coefficient considering the effects of mobility of the roughness elements, Ann. Geophys., Vol. 3, pp. 473-478.

Stewart, R. W. (1961) : The wave drag of wind over water, J. Fluid Mech., Vol. 10, pp. 189-194.

Suzuki, N., N. Ebuchi, C. Zhao, I. Watabe and Y. Sugimori (2002) : Study of the relationship between non-dimensional roughness length and wave age, effected by wave directionality, Proc. Indian Acad. Sci., Vol. 111, No. 3, pp. 305-313.

Toba, Y. (1961) : Drop production by bursting of air bubbles on the sea surface (III). Study by use of a wind flume, Mem. Coll. Sci., Univ. of Kyoto, Ser. A., Vol. 29, pp. 313-344.

Toba, Y. (1972) : Local balance in the air-sea boundary processes I. On the growth process of wind waves, J. Oceanogr. Soc. Japan, Vol. 28, pp. 109-120.

Toba, Y. (1973) : Local balance in the air-sea boundary processes III. On the spectrum of wind waves, J. Oceanogr. Soc. Japan, Vol. 29, pp. 209-220.

Toba, Y. and M. Koga (1986) : A parameter describing overall conditions of wave breaking, whitecapping, sea-spray production and wind stress, Oceanic Whitecaps, Eds. E. C. Monahan & G. Mac Niocaill, D. Reidel Publishing Company, pp. 37-47.

Toba, Y., M. Hatori, Y. Imai and M. Tokuda (1986) : Experimental study of elementary processes in wind-waves using wind over regular waves, Wave

Dynamics and Radio Probing of the Ocean Surface, Eds. O. M. Phillips and K. Hasselmann, Plenum Press, pp. 117-127.

Toba, Y. and N. Ebuchi (1991) : Sea-surface roughness length fluctuating in concert with wind and waves, J. Oceanogr. Soc. Japan, Vol. 47, pp. 63-79.

Toba, Y., S. Komori, Y. Suzuki and D. Zhao (2006) : Similarity and dissimilarity in air-sea momentum and CO2 transfers: the nondimensional transfer coefficients in light of the windsea Reynolds number, Atmosphere–Ocean Interactions Volume 2, Ed. W. Perrie, WIT Press, pp. 53-82.

付　録

解析に用いられた海洋観測データおよび風洞水槽実験データのリストをTable 1として以下に掲載する。

Table 1 Data list (Mesured data are shaded, and calculated data are not shaded.)

Hanada (1963)

u_* (cm/s)	z_0 (cm)	$10^3 C_D$ (from U_{10},u_*)	σ_p (1/sec)	u_*/C_p $\sigma_p u_*/g$	gz_0/u_*^2	R_B $u_*^2/\nu\sigma_p$	$u_* z_0/\nu$	H_s (cm)	T_s (sec)	B_n
50.72	0.178	2.161	22.14	1.146	0.0678	759	59.0	1.54	0.257	0.853
70.70	0.137	2.007	16.16	1.166	0.0269	2022	63.3	2.56	0.353	0.749
95.53	0.179	2.118	13.76	1.342	0.0192	4334	111.8	4.01	0.414	0.793
42.21	0.081	1.789	15.86	0.683	0.0446	734	22.3	2.47	0.359	0.909
69.13	0.136	2.005	12.57	0.886	0.0279	2486	61.4	4.1	0.454	0.832
101.30	0.248	2.294	11.07	1.144	0.0237	6059	164.2	6.24	0.515	0.865
38.39	0.03	1.516	12.57	0.492	0.0199	767	7.5	3.47	0.454	0.945
69.65	0.097	1.900	10.47	0.744	0.0196	3028	44.2	5.3	0.544	0.815
103.35	0.182	2.171	9.28	0.978	0.0167	7527	122.9	7.7	0.614	0.810

Kunishi(1963)

u_* (cm/s)	z_0 (cm)	$10^3 C_D$ (from z_0)	σ_p (1/sec)	u_*/C_p $\sigma_p u_*/g$	gz_0/u_*^2	R_B $u_*^2/\nu\sigma_p$	$u_* z_0/\nu$	H_s (cm)	T_s (sec)	B_n
14.3	0.0118	1.243	28.91	0.422	0.0566	46	1.1	0.403	0.207	0.583
19.1	0.0162	1.315	26.71	0.521	0.0435	89	2.0	0.787	0.224	0.875
25.2	0.0221	1.392	32.88	0.845	0.0341	126	3.6	0.643	0.182	0.850
27.1	0.0336	1.508	22.00	0.608	0.0448	218	6.0	1.370	0.272	0.956
35.1	0.0411	1.569	26.25	0.940	0.0327	307	9.4	1.232	0.228	0.984
34.8	0.0471	1.612	19.24	0.683	0.0381	411	10.7	2.032	0.311	1.023
44.4	0.0666	1.730	23.65	1.072	0.0331	545	19.3	1.362	0.253	0.827
37	0.0366	1.533	16.17	0.611	0.0262	553	8.9	2.688	0.37	1.012
47.8	0.0404	1.563	20.42	0.996	0.0173	731	12.6	1.824	0.293	0.857
46.6	0.0376	1.541	14.05	0.668	0.0170	1010	11.5	2.960	0.426	0.803
66.6	0.0519	1.644	25.46	1.730	0.0115	1139	22.6	0.859	0.235	0.476
59.8	0.0618	1.703	18.24	1.113	0.0169	1281	24.2	2.048	0.328	0.726
60.2	0.0694	1.745	14.60	0.897	0.0188	1623	27.3	4.240	0.41	1.072
101	0.1268	1.987	25.46	2.624	0.0122	2618	83.7	1.214	0.235	0.547
79.1	0.0785	1.791	15.91	1.285	0.0123	2570	40.6	3.600	0.376	0.905
97.5	0.1694	2.122	11.73	1.167	0.0175	5295	108.0	6.944	0.51	0.995
20.9	0.0211	1.380	31.01	0.661	0.0473	92	2.9	0.414	0.193	0.551
17.6	0.0217	1.388	25.25	0.453	0.0687	80	2.5	0.646	0.237	0.688
25.3	0.0345	1.516	26.71	0.690	0.0528	157	5.7	0.866	0.224	0.836
24.4	0.0251	1.426	19.56	0.487	0.0413	199	4.0	2.000	0.306	1.232
36.2	0.0504	1.634	23.47	0.867	0.0377	365	11.9	1.478	0.255	0.983

33.2	0.0474	1.614	17.10	0.579	0.0421	421	10.3	2.448	0.35	1.057
43.5	0.0501	1.632	30.85	1.369	0.0259	401	14.2	1.152	0.194	1.053
46.3	0.0745	1.771	20.71	0.978	0.0341	677	22.5	1.550	0.289	0.756
37.4	0.0398	1.559	15.34	0.586	0.0279	596	9.7	3.040	0.39	1.052
52.8	0.0562	1.671	24.52	1.321	0.0198	743	19.4	1.190	0.244	0.700
47.6	0.0377	1.542	17.76	0.862	0.0163	834	11.7	2.944	0.337	1.124
45.9	0.0322	1.495	13.15	0.616	0.0150	1047	9.7	3.840	0.455	0.951
73.7	0.134	2.012	23.65	1.779	0.0242	1501	64.5	1.469	0.253	0.693
57.7	0.0536	1.654	15.38	0.906	0.0158	1415	20.2	3.248	0.389	0.908
59.8	0.0696	1.746	13.60	0.830	0.0191	1719	27.2	4.864	0.44	1.110
97.6	0.1761	2.141	19.95	1.987	0.0181	3121	112.3	2.080	0.3	0.660
100.5	0.1993	2.204	13.15	1.349	0.0193	5020	130.9	4.448	0.455	0.745
97.9	0.1717	2.129	10.35	1.034	0.0176	6051	109.9	5.824	0.578	0.690

Kunishi & Imasato(1966)

u_* (cm/s)	z_0 (cm)	10^3 C_D (from z_0)	σ_p (1/sec)	u_*/C_p $\sigma_p u_*/g$	gz_0/u_*^2	R_B $u_*^2/\nu\sigma_p$	$u_* z_0/\nu$	H_s (cm)	T_s (sec)	B_n
69.3	0.055	1.663	12.79	0.905	0.0112	2454	24.9	4.816	0.468	0.932
63.8	0.053	1.651	10.85	0.706	0.0128	2452	22.1	6.496	0.551	1.023
78.4	0.056	1.669	10.72	0.858	0.0089	3748	28.7	7.504	0.558	1.047
107.5	0.313	2.457	9.18	1.007	0.0265	8230	219.9	8.448	0.652	0.797
94.8	0.0919	1.852	9.92	0.959	0.0100	5923	56.9	9.344	0.603	1.055
114.8	0.235	2.292	8.62	1.010	0.0175	9987	176.3	10.736	0.694	0.893
123.9	0.191	2.182	9.70	1.226	0.0122	10345	154.7	9.920	0.617	0.947
143.9	0.177	2.144	9.46	1.389	0.0084	14312	166.5	9.648	0.633	0.823
207.7	0.935	3.289	8.10	1.716	0.0212	34821	1269.3	13.632	0.739	0.767
184	0.329	2.488	9.29	1.744	0.0095	23818	395.7	11.328	0.644	0.832
251.5	1.313	3.634	7.63	1.958	0.0203	54179	2158.3	16.304	0.784	0.763
264.2	0.733	3.071	9.44	2.545	0.0103	48331	1265.7	10.608	0.634	0.666
275.1	1.087	3.436	7.57	2.124	0.0141	65384	1954.5	15.216	0.791	0.672
235.1	0.38	2.580	8.84	2.121	0.0067	40863	583.9	11.440	0.677	0.690
277	1.004	3.357	7.61	2.151	0.0128	65912	1817.7	14.720	0.786	0.653
267.9	0.45	2.694	8.99	2.458	0.0061	52174	787.9	11.248	0.666	0.652
304.3	1.104	3.451	7.28	2.262	0.0117	83087	2195.7	17.744	0.822	0.704
390	1.05	3.401	8.25	3.283	0.0068	120520	2676.5	13.040	0.725	0.551
488.4	2.806	4.634	6.84	3.410	0.0115	227870	8957.2	18.704	0.875	0.533
430.1	1.186	3.525	8.05	3.532	0.0063	150231	3334.0	13.072	0.744	0.507
482.9	2.515	4.466	6.45	3.178	0.0106	236294	7937.9	21.552	0.928	0.565
51	0.0127	1.259	14.88	0.774	0.0048	1143	4.2	3.936	0.402	1.113
62	0.0691	1.743	11.79	0.746	0.0176	2130	28.0	6.256	0.507	1.133
65.6	0.0939	1.861	9.92	0.664	0.0214	2836	40.3	7.520	0.603	1.021
85.7	0.0642	1.717	12.06	1.055	0.0086	3979	36.0	7.152	0.496	1.139
109.3	0.257	2.341	10.05	1.121	0.0211	7770	183.6	8.032	0.596	0.861
85.7	0.087	1.830	8.75	0.765	0.0116	5484	48.7	11.088	0.684	1.092
96.9	0.0887	1.838	11.22	1.109	0.0093	5470	56.2	8.016	0.533	1.077
123.9	0.342	2.512	9.24	1.168	0.0218	10857	277.0	9.648	0.647	0.857
145.8	0.697	3.028	7.96	1.185	0.0321	17447	664.2	12.240	0.751	0.802
112.9	0.109	1.922	10.79	1.243	0.0084	7724	80.4	8.992	0.555	1.055

153	0.494	2.761	8.86	1.383	0.0207	17277	494.0	10.928	0.676	0.819
182.2	0.932	3.286	7.50	1.395	0.0275	28927	1109.9	13.936	0.798	0.747
138.5	0.147	2.054	10.68	1.509	0.0075	11743	133.1	8.512	0.560	0.888
160.3	0.38	2.580	8.57	1.402	0.0145	19600	398.1	12.416	0.698	0.866
195	0.851	3.202	7.34	1.461	0.0219	33838	1084.6	13.968	0.815	0.701
204.1	0.349	2.525	9.84	2.050	0.0082	27661	465.6	9.392	0.608	0.715
222.3	0.722	3.058	8.42	1.910	0.0143	38364	1049.0	12.464	0.711	0.719
255.1	1.202	3.539	7.08	1.843	0.0181	60078	2004.1	17.024	0.845	0.707
240.5	0.526	2.807	10.61	2.604	0.0089	35623	826.8	8.448	0.564	0.663
273.3	1.103	3.450	8.49	2.367	0.0145	57525	1970.3	12.704	0.705	0.669
264.2	1.245	3.576	7.07	1.906	0.0175	64527	2149.9	16.304	0.846	0.664
249.6	0.527	2.808	10.59	2.698	0.0083	38446	859.7	9.104	0.565	0.699
291.6	1.127	3.472	8.64	2.570	0.0130	64333	2147.9	13.184	0.693	0.690
461	3.467	4.987	6.83	3.214	0.0160	203282	10446.3	15.824	0.876	0.463
300.7	0.707	3.040	9.97	3.060	0.0077	59259	1389.5	9.584	0.600	0.613
388.1	2.053	4.178	8.22	3.256	0.0134	119721	5207.6	13.792	0.728	0.581
524.8	4.16	5.324	6.69	3.581	0.0148	269221	14269.1	17.648	0.895	0.469
360.8	0.866	3.218	9.34	3.439	0.0065	91099	2042.2	11.184	0.641	0.592
402.7	1.558	3.829	7.66	3.149	0.0094	138305	4100.7	16.528	0.781	0.615
612.3	4.715	5.575	6.41	4.006	0.0123	382212	18869.2	20.048	0.933	0.463
379	0.909	3.262	9.04	3.495	0.0062	103889	2251.7	10.192	0.662	0.501
555.8	2.971	4.725	7.06	4.004	0.0094	285952	10792.7	17.200	0.848	0.482
597.7	4.215	5.349	5.97	3.641	0.0116	391098	16466.0	21.456	1.002	0.451
461	1.092	3.440	9.01	4.237	0.0050	154232	3290.3	13.056	0.664	0.578
623.2	2.96	4.719	7.09	4.508	0.0075	358072	12056.7	18.624	0.844	0.496
643	4.3	5.388	5.90	3.869	0.0102	458241	18071.2	23.456	1.015	0.466

Toba(1961 1972)

u_* (cm/s)	z_0 (cm)	$10^3\ C_D$	σ_p (1/sec)	u_*/C_p $\sigma_p u_*/g$	gz_0/u_*^2	R_B $u_*^2/\nu\sigma_p$	$u_* z_0/\nu$	H_s (cm)	T_s (sec)	B_n
35.9	0.054	1.66	29.05	1.064	0.0414	290	12.8	0.86	0.206	0.795
45.2	0.076	1.78	22.67	1.045	0.0366	589	22.5	1.95	0.264	1.103
49.3	0.050	1.63	19.43	0.977	0.0201	818	16.0	2.14	0.308	0.920
56.5	0.054	1.66	17.76	1.024	0.0167	1175	20.1	2.93	0.337	1.026
63.2	0.056	1.67	16.95	1.093	0.0138	1540	23.2	3.31	0.353	1.023
78.6	0.109	1.92	15.34	1.231	0.0172	2632	55.7	4.40	0.390	1.050
88.1	0.125	1.98	14.32	1.287	0.0157	3544	71.8	4.90	0.418	0.994
114.9	0.304	2.44	13.15	1.542	0.0226	6561	228.5	5.82	0.455	0.912
33.5	0.047	1.61	21.60	0.738	0.0409	340	10.3	1.31	0.277	0.801
39.4	0.045	1.60	18.70	0.752	0.0287	543	11.7	2.16	0.320	0.979
47.8	0.047	1.61	17.00	0.829	0.0201	878	14.6	3.58	0.352	1.279
54.8	0.041	1.57	15.50	0.867	0.0135	1266	14.8	4.02	0.386	1.166
64.8	0.051	1.64	14.38	0.951	0.0120	1908	21.7	4.94	0.416	1.179
81.7	0.111	1.93	13.45	1.121	0.0163	3244	59.3	5.70	0.445	1.094
113	0.280	2.39	12.41	1.432	0.0215	6722	206.5	6.59	0.482	0.955
111.6	0.252	2.33	12.06	1.374	0.0198	6747	183.7	7.63	0.496	1.066
36.7	0.068	1.74	18.36	0.687	0.0498	480	16.4	2.32	0.326	1.060
38.9	0.037	1.54	16.00	0.635	0.0242	618	9.5	2.37	0.374	0.855
48.9	0.050	1.63	14.38	0.718	0.0204	1086	15.9	3.39	0.416	0.931

61.5	0.076	1.78	13.51	0.848	0.0198	1830	30.7	4.03	0.443	0.898
73.7	0.111	1.93	12.52	0.941	0.0200	2836	53.5	5.71	0.478	1.037
92.6	0.176	2.14	11.55	1.092	0.0201	4851	106.3	6.11	0.518	0.878
102.2	0.176	2.14	11.08	1.156	0.0165	6160	117.4	7.39	0.540	0.949
114.3	0.234	2.29	10.69	1.246	0.0176	7991	175.1	8.00	0.560	0.920

Masuda & Kusaba(1987)

u_* (cm/s)	z_0 (cm)	$10^3 C_D$ (from U_{10}, u_*)	σ_p (1/sec)	u_*/C_p $\sigma_p u_*/g$	gz_0/u_*^2	R_B $u_*^2/\nu\sigma_p$	$u_* z_0/\nu$	H_s (cm)	T_s (sec)	B_n
26.0	0.0089	1.182	21.55	0.571	0.0129	204	1.5	1.61	0.278	1.113
28.1	0.0212	1.392	18.03	0.517	0.0263	286	3.9	2.04	0.332	1.037
46.1	0.0256	1.432	17.15	0.807	0.0118	809	7.7	2.68	0.349	0.986
45.9	0.0285	1.460	13.76	0.645	0.0132	1002	8.6	3.35	0.435	0.888
73.2	0.0580	1.682	14.07	1.051	0.0106	2488	27.7	4.53	0.425	0.983
71.1	0.0494	1.626	13.01	0.944	0.0096	2540	23.0	5.40	0.460	1.057
124.9	0.2820	2.395	10.74	1.369	0.0177	9487	230.2	7.55	0.557	0.837
62.6	0.0384	1.548	15.27	0.975	0.0096	1675	15.7	0.04	0.392	0.989
25.0	0.0078	1.155	26.20	0.668	0.0122	156	1.3	1.11	0.228	1.045
40.8	0.0177	1.337	20.23	0.843	0.0104	539	4.7	2.06	0.296	1.030
40.2	0.0145	1.290	14.14	0.580	0.0088	748	3.8	3.43	0.423	1.011
40.4	0.0119	1.245	11.50	0.474	0.0071	928	3.1	4.27	0.520	0.922
38.5	0.0069	1.132	10.56	0.415	0.0045	919	1.7	4.93	0.567	0.959
53.9	0.0184	1.346	17.34	0.954	0.0062	1097	6.5	3.10	0.345	1.072
58.1	0.0262	1.436	12.44	0.737	0.0076	1771	9.9	5.11	0.481	1.035
63.0	0.0344	1.515	10.12	0.650	0.0085	2565	14.2	6.91	0.592	0.985
64.4	0.0316	1.490	9.49	0.623	0.0075	2856	13.3	7.90	0.631	1.013
79.3	0.0528	1.648	15.21	1.230	0.0082	2702	27.4	4.25	0.394	0.997
91.4	0.1040	1.903	11.37	1.061	0.0122	4801	62.1	6.86	0.526	0.968
108.1	0.2080	2.226	9.36	1.033	0.0174	8158	147.0	9.77	0.639	0.948
107.5	0.1630	2.105	8.73	0.958	0.0138	8648	114.5	10.95	0.685	0.960

Banner & Peirson(1998)

u_* (cm/s)	z_0 (cm)	$10^3 C_D$ (from U_{10}, u_*)	σ_p (1/sec)	u_*/C_p $\sigma_p u_*/g$	gz_0/u_*^2	R_B $u_*^2/\nu\sigma_p$	$u_* z_0/\nu$	H_s (cm)	T_s (sec)	B_n
26	0.016	1.304	31.79	0.843	0.0232	142	2.8	0.86	0.188	1.069
35	0.0061	1.111	30.54	1.091	0.0049	267	1.4	1.28	0.196	1.285
37	0.0177	1.342	24.25	0.916	0.0127	376	4.4	1.62	0.247	1.117
46	0.0151	1.292	20.92	0.982	0.0070	674	4.6	2.29	0.286	1.136

Komori et al.(1999)

u_* (cm/s)	z_0 (cm)	$10^3 C_D$ (from U_{10}, u_*)	σ_p (1/sec)	u_*/C_p $\sigma_p u_*/g$	gz_0/u_*^2	R_B $u_*^2/\nu\sigma_p$	$u_* z_0/\nu$	H_s (cm)	T_s (sec)	B_n
29	0.007	1.137	34.98	1.035	0.0082	160	1.4	-	0.171	-
37	0.015	1.293	26.12	0.986	0.0106	349	3.6	-	0.229	-
41	0.011	1.222	22.40	0.937	0.0063	500	2.9	-	0.267	-
49	0.017	1.321	20.34	1.017	0.0068	786	5.4	-	0.294	-
54	0.013	1.262	18.87	1.040	0.0043	1030	4.6	-	0.317	-
64	0.019	1.353	17.70	1.156	0.0045	1542	8.1	-	0.338	-

78	0.036	1.532	16.66	1.326	0.0059	2433	19.0	-	0.359	-
90	0.056	1.667	14.95	1.373	0.0067	3610	33.4	-	0.400	-
120	0.163	2.104	13.35	1.635	0.0111	7187	130.6	-	0.448	-
144	0.201	2.207	11.89	1.747	0.0095	11620	192.5	-	0.503	-
148	0.202	2.212	11.89	1.796	0.0091	12275	199.8	-	0.503	-

Kawai et al.(1977)

u_* (cm/s)	z_0 (cm)	$10^3 C_D$ (from U_{10}, u_*)	σ_p (1/sec)	u_*/C_p $\sigma_p u_*/g$	gz_0/u_*^2	R_B $u_*^2/\nu\sigma_p$	$u_* z_0/\nu$	H_s (cm)	T_s (sec)	B_n
35.8	0.287	2.405	3.74	0.137	0.2194	2240	67.1	21.8	1.6	0.928
30.6	0.204	2.216	3.32	0.104	0.2136	1841	40.8	25.4	1.8	0.980
27.8	0.206	2.220	3.15	0.089	0.2608	1604	37.4	25.9	1.9	0.966
23.4	0.273	2.377	3.15	0.075	0.4890	1136	41.8	23.8	1.9	0.968
22.7	0.178	2.146	3.32	0.077	0.3383	1013	26.4	25.3	1.8	1.133
25.5	0.112	1.933	2.99	0.078	0.1686	1420	18.6	26.1	2.0	0.942
32.8	0.174	2.134	2.99	0.100	0.1582	2350	37.2	31.3	2.0	0.996
31.0	0.155	2.078	2.99	0.095	0.1577	2099	31.3	29.6	2.0	0.968
33.3	0.076	1.777	2.85	0.097	0.0669	2543	16.5	33.9	2.1	0.995
37.2	0.078	1.787	2.85	0.108	0.0550	3174	18.9	35.3	2.1	0.980
37.6	0.045	1.600	2.85	0.109	0.0315	3243	11.2	34.5	2.1	0.953
45.4	0.047	1.614	2.72	0.126	0.0226	4953	14.1	42.9	2.2	1.005
49.5	0.150	2.062	2.49	0.126	0.0598	6423	48.4	54.4	2.4	1.071
46.2	0.134	2.012	2.72	0.128	0.0615	5129	40.5	48.1	2.2	1.117
47.0	0.121	1.966	2.60	0.125	0.0536	5549	37.1	44.0	2.3	0.948
50.3	0.172	2.130	2.72	0.140	0.0666	6080	56.5	47.5	2.2	1.057
44.9	0.087	1.829	2.72	0.125	0.0421	4844	25.4	51.9	2.2	1.223
52.5	0.107	1.914	2.49	0.134	0.0380	7225	36.7	54.9	2.4	1.050

Merzi & Graf(1985)

u_* (cm/s)	z_0 (cm)	$10^3 C_D$ (from U_{10}, u_*)	σ_p (1/sec)	u_*/C_p $\sigma_p u_*/g$	gz_0/u_*^2	R_B $u_*^2/\nu\sigma_p$	$u_* z_0/\nu$	H_s (cm)	T_s (sec)	B_n
40	0.164	1.941	2.64	0.108	0.1005	3963	42.9	49	2.268	1.169
43	0.161	1.973	2.32	0.102	0.0853	5198	45.2	47	2.574	0.894
37	0.052	1.579	2.07	0.078	0.0372	4315	12.6	54	2.886	0.933
40	0.119	1.874	2.07	0.085	0.0729	5044	31.1	50	2.886	0.831
33	0.081	1.644	1.82	0.061	0.0729	3906	17.5	47	3.284	0.708
29	0.040	1.483	1.82	0.054	0.0466	3017	7.6	47	3.284	0.756
35	0.087	1.761	2.07	0.074	0.0696	3861	19.9	47	2.886	0.835
35	0.079	1.672	2.07	0.074	0.0632	3861	18.1	46	2.886	0.817
37	0.073	1.748	2.07	0.078	0.0523	4315	17.7	46	2.886	0.795
43	0.131	1.894	2.07	0.091	0.0694	5828	36.8	51	2.886	0.817
34	0.107	1.802	2.07	0.072	0.0907	3644	23.8	52	2.886	0.937
28	0.046	1.451	2.07	0.059	0.0575	2471	8.4	52	2.886	1.033
50	0.247	2.196	1.70	0.087	0.0968	9632	80.7	61	3.527	0.671
45	0.181	2.087	1.82	0.084	0.0876	7264	53.2	52	3.284	0.671
42	0.173	2.013	1.82	0.078	0.0961	6327	47.5	57	3.284	0.761
37	0.133	1.899	1.82	0.069	0.0952	4911	32.2	53	3.284	0.754
33	0.070	1.652	1.82	0.061	0.0630	3906	15.1	48	3.284	0.723

34	0.086	1.670	1.82	0.063	0.0729	4147	19.1	48	3.284	0.713
33	0.040	1.462	2.07	0.070	0.0360	3433	8.6	44	2.886	0.805
32	0.032	1.411	1.82	0.059	0.0306	3673	6.7	65	3.284	0.995
30	0.108	1.717	2.32	0.071	0.1176	2530	21.2	51	2.574	1.162
35	0.126	1.761	2.32	0.083	0.1008	3444	28.8	54	2.574	1.139
37	0.149	1.895	2.32	0.088	0.1067	3849	36.0	56	2.574	1.149
37	0.184	1.963	2.32	0.088	0.1317	3849	44.5	55	2.574	1.128
36	0.184	1.900	2.32	0.085	0.1391	3644	43.3	51	2.574	1.060
31	0.099	1.638	2.32	0.074	0.1010	2702	20.1	50	2.574	1.120
30	0.099	1.684	2.32	0.071	0.1078	2530	19.4	50	2.574	1.139
32	0.102	1.687	2.32	0.076	0.0976	2879	21.3	47	2.574	1.037
37	0.194	2.002	2.32	0.088	0.1389	3849	46.9	52	2.574	1.067
43	0.185	1.949	2.32	0.102	0.0981	5198	52.0	55	2.574	1.046
45	0.348	2.377	2.32	0.107	0.1684	5693	102.4	53	2.574	0.986
46	0.368	2.335	2.32	0.109	0.1704	5949	110.6	56	2.574	1.030
46	0.385	2.452	2.32	0.109	0.1783	5949	115.8	57	2.574	1.049
40	0.306	2.189	2.32	0.095	0.1874	4498	80.0	57	2.574	1.124
39	0.224	2.000	2.07	0.083	0.1443	4795	57.1	56	2.886	0.942
38	0.279	2.116	2.32	0.090	0.1893	4060	69.3	53	2.574	1.073
31	0.168	1.760	2.32	0.074	0.1713	2702	34.0	48	2.574	1.076
28	0.015	1.368	2.07	0.059	0.0188	2471	2.7	64	2.886	1.271
34	0.053	1.698	2.07	0.072	0.0449	3644	11.8	64	2.886	1.153
39	0.089	1.916	2.07	0.083	0.0573	4795	22.7	64	2.886	1.077
37	0.068	1.772	2.07	0.078	0.0487	4315	16.4	68	2.886	1.175
39	0.050	1.671	2.07	0.083	0.0322	4795	12.7	72	2.886	1.212
37	0.081	1.851	2.07	0.078	0.0580	4315	19.6	72	2.886	1.244
47	0.108	2.007	2.07	0.099	0.0479	6963	33.2	73	2.886	1.119
54	0.254	2.406	2.07	0.114	0.0854	9192	89.6	82	2.886	1.173
47	0.103	1.959	2.07	0.099	0.0457	6963	31.6	82	2.886	1.257
49	0.155	2.097	1.82	0.091	0.0633	8612	49.6	88	3.284	1.088
54	0.211	2.272	1.82	0.100	0.0709	10460	74.5	93	3.284	1.096
47	0.121	2.070	1.82	0.087	0.0537	7924	37.2	93	3.284	1.174
47	0.115	2.038	1.57	0.075	0.0510	9191	35.3	103	3.810	1.041
45	0.109	1.946	1.57	0.072	0.0528	8426	32.1	97	3.810	1.002
57	0.237	2.461	1.82	0.106	0.0715	11654	88.3	97	3.284	1.112
55	0.218	2.420	1.82	0.102	0.0706	10851	78.4	97	3.284	1.132
46	0.081	1.953	1.82	0.086	0.0375	7590	24.4	99	3.284	1.264
43	0.135	2.223	1.82	0.080	0.0716	6632	37.9	69	3.284	0.911
40	0.074	1.932	1.82	0.074	0.0453	5739	19.3	69	3.284	0.944
32	0.035	1.645	1.82	0.059	0.0335	3673	7.3	66	3.284	1.010
32	0.029	1.508	2.07	0.068	0.0278	3228	6.1	33	2.886	0.613
31	0.022	1.436	2.07	0.066	0.0224	3029	4.5	33	2.886	0.623
32	0.055	1.649	2.07	0.068	0.0526	3228	11.5	33	2.886	0.613

Geernaert et al.(1987)

u_*(from U_{10},C_D) (cm/s)	z_0 (cm)	$10^3 C_D$	σ_p (from H_s, 3/2 law) (1/sec)	u_*/C_p $\sigma_p u_*/g$	gz_0/u_*^2	R_B $u_*^2/\nu\sigma_p$	$u_* z_0/\nu$	H_s (cm)	T_s (sec)	B_n
24.3	0.011	1.232	1.14	0.028	0.0187	3374	1.8	115	-	-
34.6	0.016	1.318	1.34	0.047	0.0134	5848	3.7	108	-	-
33.5	0.006	1.120	1.38	0.047	0.0056	5344	1.4	102	-	-
37.0	0.020	1.363	1.42	0.054	0.0141	6294	4.8	102	-	-
40.3	0.017	1.329	1.41	0.058	0.0104	7536	4.5	108	-	-
42.4	0.011	1.227	1.36	0.059	0.0060	8603	3.0	116	-	-
45.6	0.024	1.415	1.34	0.062	0.0113	10170	7.2	124	-	-
46.3	0.024	1.415	1.29	0.061	0.0110	10867	7.3	132	-	-
46.4	0.033	1.500	1.25	0.059	0.0149	11231	9.9	138	-	-
43.3	0.017	1.320	1.21	0.053	0.0086	10156	4.7	141	-	-
54.8	0.118	1.957	1.36	0.076	0.0386	14393	42.4	132	-	-
57.4	0.115	1.946	1.44	0.085	0.0343	14905	43.3	124	-	-
54.4	0.085	1.820	1.41	0.078	0.0281	13686	30.1	125	-	-
55.3	0.067	1.734	1.35	0.076	0.0216	14809	24.3	135	-	-
51.9	0.024	1.415	1.26	0.067	0.0088	13979	8.2	145	-	-
60.2	0.081	1.803	1.26	0.078	0.0219	18713	31.9	155	-	-
59.3	0.036	1.529	1.21	0.073	0.0101	19032	14.0	165	-	-
67.9	0.165	2.109	1.21	0.084	0.0350	24832	73.2	175	-	-
69.1	0.193	2.186	1.18	0.083	0.0395	26521	87.0	185	-	-
63.5	0.165	2.109	1.10	0.072	0.0401	23837	68.4	195	-	-
67.0	0.178	2.146	1.09	0.074	0.0388	26964	77.9	205	-	-
57.3	0.020	1.370	1.02	0.060	0.0061	20962	7.6	208	-	-
65.8	0.095	1.866	1.00	0.067	0.0215	28284	40.9	230	-	-
62.3	0.047	1.613	1.31	0.083	0.0119	19398	19.2	150	-	-
75.6	0.360	2.544	0.94	0.072	0.0617	39793	177.6	272	-	-
78.2	0.625	2.940	0.89	0.071	0.1001	44826	319.8	298	-	-
71.6	0.257	2.342	0.81	0.059	0.0491	41408	120.4	330	-	-
65.3	0.099	1.880	0.76	0.051	0.0226	36633	42.0	346	-	-
55.0	0.026	1.436	0.71	0.040	0.0084	27909	9.4	353	-	-
52.7	0.023	1.402	0.76	0.041	0.0081	23782	7.9	309	-	-
60.2	0.104	1.903	0.72	0.045	0.0281	32766	41.0	358	-	-
59.5	0.040	1.559	0.73	0.044	0.0110	31857	15.5	354	-	-
71.4	0.146	2.052	0.78	0.057	0.0281	42914	68.2	351	-	-
84.9	0.480	2.740	0.81	0.070	0.0653	57939	266.4	357	-	-
76.8	0.149	2.061	0.76	0.060	0.0248	50438	74.8	373	-	-

Stewart(1961)

u_* (cm/s)	z_0 (cm)	10^3 C_D	σ_p (1/sec)	u_*/C_p $\sigma_p u_*/g$	gz_0/u_*^2	R_B $u_*^2/\nu\sigma_p$	$u_* z_0/\nu$	H_s (cm)	T_s (sec)	B_n
39.6	0.032	1.568	3.15	0.127	0.0199	3251	8.3	-	-	-
47.7	0.185	2.275	2.39	0.116	0.0797	6221	57.7	-	-	-
62.7	1.450	3.931	1.87	0.119	0.3615	13765	594	-	-	-
62.9	1.480	3.956	1.57	0.101	0.3666	16456	608	-	-	-
61.4	1.260	3.770	1.28	0.080	0.3275	19308	506	-	-	-

49.5	0.004	1.089	2.39	0.121	0.0016	6699	1.3	-	-	-
64.2	0.069	1.832	1.87	0.122	0.0164	14432	29	-	-	-
81.0	0.504	2.916	1.46	0.120	0.0753	29429	267	-	-	-
97.2	1.790	4.199	1.28	0.127	0.1857	48387	1140	-	-	-
96.9	1.750	4.173	0.96	0.095	0.1826	63800	1110	-	-	-
90.9	1.150	3.672	0.84	0.078	0.1364	64074	683	-	-	-
64.6	0.003	1.043	2.07	0.136	0.0007	13198	1.3	-	-	-
76.8	0.023	1.475	1.57	0.123	0.0038	24532	11.6	-	-	-
104.2	0.382	2.714	1.22	0.130	0.0345	58213	260	-	-	-
110.6	0.603	3.058	1.03	0.116	0.0483	77729	436	-	-	-
127.4	1.600	4.058	0.80	0.104	0.0966	132921	1330	-	-	-
130.8	1.890	4.277	0.70	0.093	0.1083	160619	1620	-	-	-
126.8	1.550	4.020	0.64	0.082	0.0945	165181	1280	-	-	-

Johnson et al.(1998)

u_* (cm/s)	z_0 (cm)	$10^3 C_D$ (from U_{10}, u_*)	σ_p (1/sec)	u_*/C_p $\sigma_p u_*/g$	gz_0/u_*^2	R_B $u_*^2/\nu\sigma_p$	$u_* z_0/\nu$	H_s (cm)	T_s (sec)	B_n
17	0.069	1.686	2.99	0.052	0.2342	631	7.7	29.9	2.00	1.322
16	0.029	1.472	2.95	0.049	0.1108	567	3.0	34.9	2.03	1.555
25	0.019	1.352	2.76	0.071	0.0297	1482	3.1	35.5	2.17	1.144
18	0.025	1.361	2.36	0.045	0.0762	897	3.0	43.2	2.53	1.301
22	0.020	1.340	2.49	0.057	0.0395	1269	2.8	43.8	2.40	1.295
23	0.056	1.640	2.51	0.060	0.1043	1376	8.5	44.0	2.38	1.287
23	0.065	1.788	2.37	0.058	0.1197	1458	9.7	44.6	2.52	1.196
28	0.123	2.007	2.60	0.076	0.1536	1974	22.5	46.6	2.30	1.296
19	0.026	1.456	2.28	0.046	0.0695	1033	3.2	46.6	2.62	1.298
18	0.041	1.505	2.31	0.044	0.1247	917	4.9	47.8	2.59	1.393
21	0.031	1.479	2.49	0.055	0.0678	1156	4.2	49.4	2.40	1.495
25	0.062	1.719	2.35	0.062	0.0971	1736	10.1	49.4	2.54	1.256
21	0.046	1.669	2.18	0.049	0.1025	1321	6.3	51.8	2.74	1.283
23	0.015	1.287	2.29	0.057	0.0278	1508	2.3	54.6	2.61	1.390
22	0.021	1.429	2.31	0.054	0.0420	1369	3.0	55.5	2.59	1.463
27	0.019	1.368	2.16	0.063	0.0258	2207	3.4	62.9	2.77	1.351
24	0.015	1.310	2.05	0.054	0.0254	1839	2.3	68.0	2.92	1.430
32	0.012	1.245	2.07	0.073	0.0115	3228	2.5	68.3	2.89	1.269
33	0.013	1.276	2.00	0.073	0.0114	3557	2.7	70.6	2.99	1.224
39	0.035	1.546	2.12	0.091	0.0227	4683	9.0	70.7	2.82	1.233
45	0.046	1.594	2.16	0.105	0.0224	6130	13.6	72.0	2.77	1.199
39	0.013	1.255	2.20	0.093	0.0082	4525	3.2	72.3	2.72	1.327
47	0.144	2.011	2.21	0.113	0.0640	6526	44.3	73.0	2.70	1.233
32	0.011	1.248	2.07	0.073	0.0101	3228	2.2	73.4	2.89	1.364
34	0.013	1.276	2.07	0.078	0.0108	3656	2.8	73.9	2.90	1.326
37	0.022	1.394	2.10	0.085	0.0154	4258	5.2	74.2	2.85	1.309
40	0.031	1.499	2.07	0.091	0.0188	5060	8.0	77.3	2.90	1.278
34	0.034	1.513	1.98	0.075	0.0289	3812	7.6	77.3	3.02	1.302
35	0.027	1.483	1.90	0.075	0.0213	4218	6.1	77.9	3.15	1.212
34	0.016	1.297	1.93	0.073	0.0135	3920	3.5	78.7	3.10	1.271
36	0.019	1.344	1.91	0.077	0.0145	4435	4.5	78.7	3.13	1.219

44	0.053	1.666	2.02	0.099	0.0268	6263	15.2	78.9	2.96	1.202
47	0.012	1.264	2.17	0.112	0.0054	6664	3.8	79.4	2.76	1.299
40	0.016	1.296	2.01	0.090	0.0098	5209	4.2	79.4	2.98	1.256
35	0.010	1.230	2.03	0.079	0.0083	3950	2.4	80.5	2.95	1.382
40	0.025	1.416	1.93	0.088	0.0155	5409	6.6	80.6	3.10	1.206
35	0.015	1.313	2.06	0.079	0.0118	3887	3.4	80.6	2.90	1.419
44	0.028	1.464	2.05	0.100	0.0144	6183	8.2	81.1	2.92	1.260
36	0.019	1.330	1.88	0.077	0.0142	4503	4.4	81.6	3.18	1.235
41	0.020	1.387	2.03	0.093	0.0119	5403	5.5	82.4	2.94	1.313
36	0.029	1.448	1.89	0.077	0.0216	4489	6.7	82.4	3.17	1.253
42	0.010	1.215	2.03	0.095	0.0057	5688	2.8	83.4	2.95	1.306
42	0.018	1.369	1.91	0.091	0.0100	6037	5.0	83.7	3.13	1.199
34	0.031	1.463	1.90	0.072	0.0266	3980	7.0	83.8	3.15	1.324
37	0.011	1.223	1.89	0.080	0.0081	4742	2.7	84.2	3.17	1.262
45	0.017	1.309	1.99	0.102	0.0082	6656	5.0	84.3	3.01	1.240
38	0.010	1.198	1.98	0.085	0.0070	4762	2.6	84.5	3.02	1.346
35	0.017	1.318	2.01	0.078	0.0134	3988	3.8	84.5	2.98	1.429
39	0.042	1.546	1.87	0.082	0.0268	5316	10.6	84.5	3.20	1.218
34	0.012	1.241	1.92	0.074	0.0102	3944	2.7	84.8	3.12	1.357
46	0.022	1.378	2.05	0.105	0.0101	6757	6.6	85.4	2.92	1.298
42	0.013	1.256	1.90	0.091	0.0074	6074	3.6	85.9	3.15	1.220
34	0.012	1.254	1.92	0.075	0.0104	3932	2.7	87.5	3.11	1.407
37	0.028	1.464	1.93	0.080	0.0202	4642	6.8	87.7	3.10	1.358
35	0.020	1.372	1.93	0.076	0.0159	4154	4.5	88.3	3.10	1.406
35	0.010	1.213	1.83	0.074	0.0082	4384	2.3	88.6	3.28	1.302
39	0.054	1.661	1.81	0.080	0.0349	5506	13.8	89.4	3.31	1.223
38	0.020	1.374	1.92	0.082	0.0136	4912	5.0	89.6	3.11	1.363
49	0.029	1.484	2.01	0.111	0.0117	7792	9.2	89.8	2.97	1.290
38	0.011	1.224	1.77	0.078	0.0078	5332	2.8	91.0	3.38	1.224
52	0.028	1.441	2.01	0.118	0.0102	8804	9.5	91.2	2.98	1.266
41	0.088	1.863	1.93	0.089	0.0510	5683	23.5	92.6	3.10	1.369
41	0.017	1.335	1.76	0.084	0.0098	6243	4.5	93.8	3.40	1.203
39	0.019	1.359	1.85	0.082	0.0121	5379	4.8	93.8	3.24	1.328
37	0.009	1.167	1.88	0.078	0.0063	4771	2.1	93.8	3.19	1.394
33	0.012	1.251	1.80	0.069	0.0107	3954	2.6	94.2	3.32	1.395
36	0.017	1.347	1.83	0.076	0.0125	4638	3.9	94.7	3.28	1.372
34	0.014	1.260	1.79	0.071	0.0123	4221	3.2	95.5	3.34	1.381
58	0.051	1.634	1.89	0.125	0.0147	11618	19.2	96.5	3.16	1.161
65	0.086	1.843	1.96	0.145	0.0199	14108	36.4	97.6	3.06	1.167
59	0.043	1.570	1.95	0.131	0.0121	11696	16.5	99.5	3.08	1.237
65	0.060	1.703	1.95	0.144	0.0139	14196	25.5	101.1	3.08	1.198
60	0.046	1.583	1.95	0.132	0.0126	12096	18.1	101.4	3.08	1.251
63	0.070	1.732	1.94	0.140	0.0174	13377	29.0	101.8	3.09	1.219
62	0.059	1.684	1.97	0.139	0.0151	12756	24.0	102.4	3.04	1.265
38	0.016	1.330	1.62	0.076	0.0109	5813	4.0	106.6	3.69	1.259
69	0.077	1.781	1.89	0.150	0.0158	16492	34.6	107.5	3.17	1.181
69	0.077	1.790	1.84	0.147	0.0159	16938	34.7	108.0	3.26	1.140
69	0.099	1.886	1.91	0.151	0.0205	16294	44.8	110.6	3.13	1.236

51	0.025	1.410	1.74	0.105	0.0095	9794	8.4	113.8	3.45	1.282

Donelan(1979) field

u_* (cm/s)	z_0 (cm)	$10^3\ C_D$	σ_p (1/sec)	u_*/C_p $\sigma_p u_*/g$	gz_0/u_*^2	R_B $u_*^2/\ \nu\sigma_p$	$u_* z_0/\nu$	H_s (cm)	T_s (sec)	B_n
57.79	0.231	2.281	3.3	0.195	0.0676	6615	87.1	-	-	-
33.02	0.043	1.582	4.3	0.145	0.0386	1657	9.3	-	-	-
58.65	0.591	2.895	3.7	0.221	0.1683	6076	226.4	-	-	-
40.74	0.177	2.144	4.1	0.170	0.1046	2646	47.2	-	-	-
62.61	0.833	3.182	3.7	0.236	0.2081	6925	340.7	-	-	-
51.09	0.744	3.084	4.0	0.209	0.2795	4265	248.6	-	-	-

Re-Evaluation of Measurement Data of Sea-Surface Drag Coefficient Based on the Concept of the Windsea Saturation Ratio

Yasushi SUZUKI and Yoshiaki TOBA*

* Tohoku University (Emeritus)

Synopsis

Traditional measurement data of sea-surface drag coefficient have been re-evaluated based on a new concept of the windsea saturation ratio. The saturation ratio of wind wave spectrum is calculated by using spectral analyses in principle, however this parameter derived by the 3/2 power law gives us the saturation ratio without spectral analyses by using the significant wave height and period. It is found that a negative correlation between sea-surface drag and the windsea saturation ratio exists. The relation can be explained that the windsea conditions not in local equilibrium with the wind affect the momentum exchange rate from the wind to the waves, so the sea-surface drag varies in proportion to the momentum exchange rate.

Keywords: sea-surface drag coefficient, windsea saturation ratio, 3/2 power law, wind wave spectrum

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

分布型流出モデルと統合化可能な内・外水氾濫マクロモデルの開発

浜口 俊雄・小尻 利治・Mukta SAPKOTA*

*京都大学大学院工学研究科

要 旨

本研究は，流出モデルと同じ計算格子で同時に検討できる内・外水氾濫の水深伝播モデルを提案した。家屋の隙間や道路を解析領域として抽出することはせずに平面氾濫モデルに対して流量等価となるよう集約化しており，家屋の占有率のみ考慮すればよい点に特徴がある。家屋の隙間や道路をミクロスケールの最小要素に考え，運動式の単純化を図ると浸透のダルシー則や熱伝導のフーリエ則と相似な水深の伝播則を得る。この要素モデルを流出モデルと同じマクロサイズまでアップスケーリングすると，パラメータが集約化された伝播則となり，これと連続式を合わせれば水深伝播の基礎式が導き出せる。最後に実流域で数値実験を行った結果，湛水域の水深伝播拡大は表現出来ており，その有用性が確認できた。

キーワード：氾濫モデル，氾濫水深，集約化モデル，アップスケーリング，マクロスケール

1．序論

周知の内･外水による氾濫現象モデルは多数存在する。その中でも実用的なのは平面氾濫解析モデルであり，その代表的なものに岩佐･井上モデル(岩佐ら，1980) や同発展型の高橋・中川モデル(高橋・中川，1893；高橋ら，1986) がある。同モデルは鉛直方向に積分平均された式(1) の連続式と式(2),(3) の運動式で表される平面不定流モデルとなる。ここに，u,v：x,y方向の実流速成分(m/s)，h：水深(m)である。

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial (uh)}{\partial x}+\frac{\partial (vh)}{\partial y}=0 \tag{1}$$

$$\frac{\partial (uh)}{\partial t}+\frac{\partial (u^2h)}{\partial x}+\frac{\partial (uvh)}{\partial y}+gh\frac{\partial h}{\partial x}=-\frac{gnu\sqrt{u^2+v^2}}{h^{1/3}} \tag{2}$$

$$\frac{\partial (vh)}{\partial t}+\frac{\partial (uvh)}{\partial x}+\frac{\partial (v^2h)}{\partial y}+gh\frac{\partial h}{\partial y}=-\frac{gnv\sqrt{u^2+v^2}}{h^{1/3}} \tag{3}$$

これらをベースに都市域への適用という面で発展し，氾濫時の道路や家屋周辺の高精度で詳細な浸水状況が解析できるように非構造格子メッシュに対応したもの(川池ら，2002) や，排水施設・地下施設への流入挙動も組み込んだ都市域氾濫モデル(川池ら，2008) も開発されてきた。ただし，高精度の解析を目的とするために都市域の道路や建物の詳細な地図が必要であり，0.05mから1m程度の細かさで解析要素が構成された非構造メッシュを解析領域として用意する必要がある。また，計算負荷も氾濫原が程ほどの大きさであっても大きなものとなる。

一方，土研モデル(建設省土木研究所，1986) と呼ばれるものもあり，DEMの３次メッシュ(約1km×1km) をベースにしてある程度の大きさに再分割して解析に利用する。流域面積，河川の規模，氾濫原の規模などでその適切な大きさは変化するが，先のモデルとは異なり，ある程度の大きさで解析が進められる。都道府県が管理する河川では，計算負荷と精度のバランスから，例えば氾濫計算に250mメッシュ程度，地表高データには50mメッシュ程度のものを利用した事例が重用される。場合によっては解析精度を上げる目的で氾濫計算に100mメッシュを使う等，氾濫計算のメッシュをやや小さくすることで対応している事例も見られる。その氾濫原では建物も存在するため，建物を考慮したかたちで平面不定流モデルを適用することになる。そこで，それぞれのメッシュの等価粗度nを定めるため，まず農地・道路・その他(荒れ地や芝地や湿地など) の土地利用別面積の割合を重み係数とした等価粗度平方の加重平均値${n_0}^2$を式(4) で出している。

$${n_0}^2=\frac{A_1\cdot {n_1}^2+A_2\cdot {n_2}^2+A_3\cdot {n_3}^2}{A_1+A_2+A_3} \tag{4}$$

ここに，A_1：農地面積(m^2)，A_2：道路面積(m^2)，A_3：その他の面積(m^2)，n_1=0.060，n_2=0.047，n_3=0.050である。ここから式(5)によって，求めたい値の平方値を得て，そこからnを求める。

$$n^2 = {n_0}^2 + 0.020 \times \frac{\lambda}{1-\lambda} \cdot h^{\frac{4}{3}} \tag{5}$$

ここに，λ：建物建坪率，h：水深(m)である。場合によっては，過去の実績でnを定めることもあり得るが，不明な場合は，式(4),(5)を用いる。しかしながら，こうした土研モデルは，あくまで建坪率が低い地域での氾濫を意識したモデル構成であり，氾濫原への湛水域の拡がり方は，氾濫流底面の等価粗度で調整された平面不定流でしかない。

流出解析との結合に関する検討項目は，外水氾濫状況を溢水モデルとして両者への組み込むことに集約される。その際に重要な情報となる河川から氾濫域への溢水位置・溢水量を算定するには，流出解析で算出した河川流量を利用するが，集中斜面型流出モデルで解析しても分布型流出モデルで解析しても計算格子サイズに見合う精度で算出された流量を判断基準にして，堤防からの溢水状況をモデルで数値的に表現することになる。すなわち，採用した氾濫モデルが高精度で詳細な挙動を再現できても，定まった溢水位置・溢水量が氾濫モデルの精度と釣り合わず，氾濫解析では溢水評価精度に伴って精度が下がることになる。また，氾濫水深拡大・縮小挙動を高精度で得て，それを基に避難問題の検討やハザードマップ作成を行う際も，最終的には建物の隙間や道路・公園などの通水領域を単位として時空間的に連続変化する水深を図化していくのではなく，土研モデルのように建物を含めた分割ブロック単位で水深の拡がり具合を色分けしていく事の方が多い。しかし，土研モデルは建物が多い地域での適用性に疑問が残る。

近年は，氾濫域と溢水付近の河川部分を取り出し，河道両端の流入出量を既知の境界条件として同一の詳細サイズ(0.05m程度)で河道流と氾濫流を一体化させた解析モデルも提案(秋山ら，2010)されている。この手法は溢水周辺を水理学的に水量・挙動ともに再現するという点で大変有用だが，河道領域において境界条件として与える河川の既知流量を高精度で与えなければならないが，それは難しく，また流域全体で分水嶺から雨水追跡をする流出解析と併せた利用を考えようとしても，高負荷計算を処理できる環境がない限り，流出解析部分の計算格子を通例のサイズ(50m～20km程度)で用意せねば計算できない。このサイズは一体化モデル格子に比べて桁違いの大きさとなるので，このままでは一体化手法を流域全体に適用させられない。

そこで本研究では，解析メッシュサイズに依存せず成立し，氾濫原の建坪率も考慮した氾濫モデルの構築を目指す。完成すれば流出解析との流量整合性やモデル結合性を高められると期待できる。そこでは，氾濫モデルでは流量が等価になるように集約化したものを用意して流出モデルとの水量のやり取りが流出解析で用意されたマクロスケールで同一精度で行えるようにすることを目的とする。そこでは氾濫現象にも流域の流出解析の延長として対応可能にするものを理想像のモデルと考え，最終的には氾濫域湛水深の時空間変動が流出解析の格子上で適切に評価しうるモデルの提案を目指す。

2．微小モデルと積分集約化

2.1 微小モデル

一辺が50m～20km程度の計算格子内で起きる氾濫流動を表す最小単位の微小要素は，溢水直下の場所を除けば，Fig.1の様な短い矩形流路(以降，最小流路と呼ぶ)で近似され，様々な方向を向いた最小流路が組み合わさって氾濫流動になり，流動可能な下流方向へ平面不定流で流れていると仮定する。そのとき，最小流路内では全解析域に対して微小のため，進行方向ξに垂直方向ηの流速ψは進行方向の流速χに比べて十分小さく無視できると仮定すると，Navier-Stokesの式からξ方向と鉛直方向ζに式(6),(7)が成り立つ。

$$\frac{D\chi}{Dt} = -\frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial p}{\partial \xi} + \frac{\mu}{\rho}\nabla^2\chi \tag{6}$$

$$\frac{D\omega}{Dt} = -\frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial p}{\partial \zeta} - g + \frac{\mu}{\rho}\nabla^2\omega \tag{7}$$

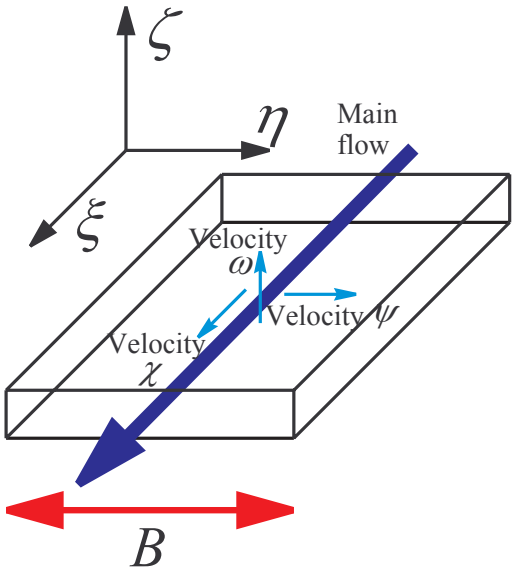


Fig.1 Flow element in inundation channel

ここに，p：水圧であり，実質微分演算子とナブラは

$$\frac{D}{Dt} = \frac{\partial}{\partial t} + \chi\frac{\partial}{\partial \xi} + \psi\frac{\partial}{\partial \eta} + \omega\frac{\partial}{\partial \zeta} \tag{8}$$

$$\Delta = \nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial \xi^2} + \frac{\partial^2}{\partial \eta^2} + \frac{\partial^2}{\partial \zeta^2} \tag{9}$$

である。その他の微小項や高次微分項も無視すると，$\partial\chi/\partial\xi$や$\partial\psi/\partial\zeta$は，$\partial\chi/\partial\eta$や$\partial\psi/\partial\eta$に比べて極めて小さいので無視し，$\xi$,$\zeta$に関する2次の微分項(慣性項)も微小と見なして無視すると，簡便に式(10),(11)まで近似できる。

$$\frac{\partial \chi}{\partial t} = -\frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial p}{\partial \xi} + \frac{\mu}{\rho}\cdot\frac{\partial^2 \chi}{\partial \eta^2} \tag{10}$$

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} = -\frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial p}{\partial \zeta} - g + \frac{\mu}{\rho}\cdot\frac{\partial^2 \omega}{\partial \eta^2} \tag{11}$$

さらに，氾濫が或る時間中に氾濫流の不定性がそれほど大きくない場合や，氾濫域が拡がったり縮んだりする水際線周辺でない場合，左辺もゼロ近似できる。いま，η方向の座標原点を流路中央にとり，その流路幅をBとし，η方向に流路幅で2回積分すると，式(12),(13)となる。

$$\chi = -\frac{\partial p}{\partial \xi}\cdot\frac{1}{2\mu}\left(\frac{B^2}{4} - \eta^2\right) \tag{12}$$

$$\omega = -\left(\frac{\partial p}{\partial \zeta} + \rho g\right)\cdot\frac{1}{2\mu}\left(\frac{B^2}{4} - \eta^2\right) \tag{13}$$

このとき，各方向の平均流速χ_m,ω_mは積分平均すると，式(14),(15)になる。

$$\chi_m = \frac{1}{B}\int_{-B/2}^{B/2}\chi d\eta = -\frac{B^2}{12\mu}\cdot\frac{\partial p}{\partial \xi} \tag{14}$$

$$\omega_m = \frac{1}{B}\int_{-B/2}^{B/2}\omega d\eta = -\frac{B^2}{12\mu}\cdot\left(\frac{\partial p}{\partial \zeta} + \rho g\right) \tag{15}$$

ここで，

$$h = \zeta + \frac{p}{\rho g} \tag{16}$$

とおいて，式(14),(15)をまとめると，式(17),(18)の様に書ける。

$$\chi_m = -\frac{\rho g B^2}{12\mu}\cdot\frac{\partial h}{\partial \xi} \tag{17}$$

$$\omega_m = -\frac{\rho g B^2}{12\mu}\cdot\frac{\partial h}{\partial z} \tag{18}$$

これより最小流路における湛水流動は，伝熱のFourier則や浸透のDarcy則と相似な運動則が成り立つことが分かる。

2.2 積分による集約化

実際の状態では，マクロスケールで湛水域(氾濫原)の1要素を見た場合，建物の配置や形状などから様々な流路幅，様々な方向の最小流路が多数交わりながら集まって構成されているように見えている。ここでは議論を簡便化するため，Fig.2のように規則的な間隔で平行に並んだ最小流路群が2つ，互いに直交して構成されたものがマクロスケールの湛水域の1要素であるとして考察を進める。流出解析

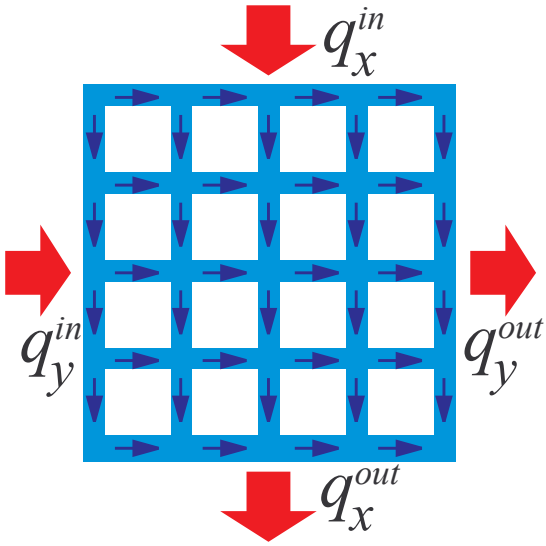


Fig.2 Macro-scaled model with micro-scaled models

のメッシュサイズであるマクロスケール(50m～20km)では，Fig.3のように最小流路が1つ以上入った微小スケールの要素が集まって一辺50m～20km程度の計算格子を構成(左図)していると考え，単位要素(右図)を格子単位で積分する。連続体の保存則はGauss発散定理を用いればマクロスケールの格子メッシュ外周のみの流入量$q_x^{\mathrm{in}}, q_y^{\mathrm{in}}$と流出量$q_x^{\mathrm{out}}, q_y^{\mathrm{out}}$，つまり$x$,$y$それぞれの方向で水収支を表すものに集約化される。運動則の領域積分は各方向成分で考える際，Fig.4のようにアップスケーリングによる均質化理論(浜口ら，2007)から流量が等価になるような運動則のパラメータの合成により，マクロレベルでも同じ運動則が使える。規則格子の例で言えば，上記参考文献での合成透水係数と算出方法となり，

$$\kappa_x^* = \frac{\Delta x}{\sum_{i=1}^{M}\frac{\Delta x_i}{\kappa_{xi}}} \tag{19}$$

$$\kappa_y^* = \frac{\Delta y}{\sum_{j=1}^{N}\frac{\Delta y_i}{\kappa_{yj}}} \tag{20}$$

ここに，κ_x^*, κ_y^*：x, y方向のκ合成値，κ_{xi}, κ_{yj}：xがi番目・yがj番目の格子のκ値，M, N：x, y方向の格子数である。

運動則は式(21),(22)で与えられ，保存則は建物建坪率λを用いて，式(23)を得る。

$$u = -\kappa_x\frac{\partial h}{\partial x} \tag{21}$$

$$v = -\kappa_y\frac{\partial h}{\partial y} \tag{22}$$

$$\begin{aligned}(1-\lambda)\frac{\partial h}{\partial t} &= -\frac{\partial q_x}{\partial x} - \frac{\partial q_y}{\partial x} + r_e \\ &= -\frac{\partial (uh)}{\partial x} - \frac{\partial (vh)}{\partial y} + r_e\end{aligned} \tag{23}$$

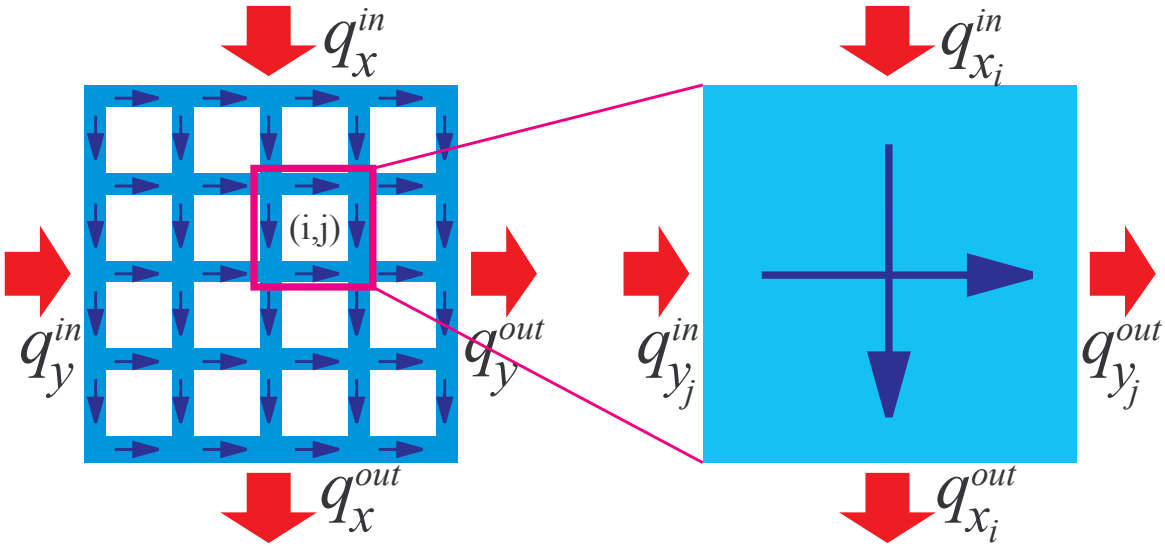


Fig.3 Lumping an inundating model in the first stage

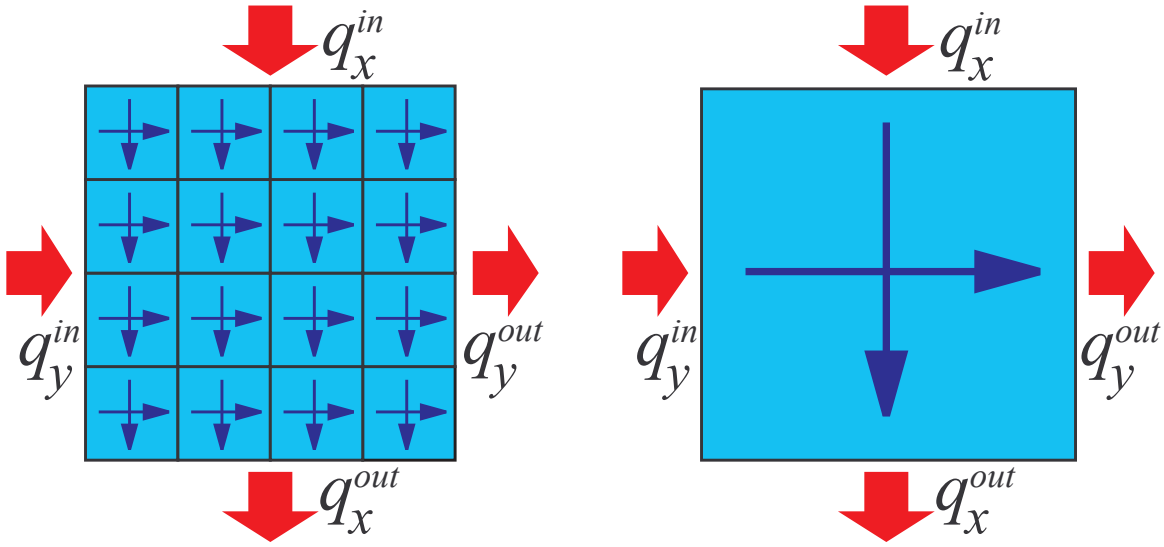


Fig.4 Lumping an inundating model in the second stage

ここに，u,v：x,y方向の見かけ流速成分，κ_x,κ_y：x,y方向の氾濫伝導係数，r_e：有効降雨などの流入強度，となる。最終的なかたちとして，基礎式は式(24)になる。

$$(1-\lambda)\frac{\partial h}{\partial t}=\frac{\partial}{\partial x}\left(\kappa_x h\frac{\partial h}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\kappa_y h\frac{\partial h}{\partial y}\right)+r_e \tag{24}$$

これは熱伝導型偏微分方程式であり，マクロスケールで湛水流動を見れば，熱伝導と同じように氾濫水が伝播するということがわかる。κ_x,κ_yを決めるには，道路や建物周りの正確なデータで$\rho g B^2/12\mu$を計算し，先述の通りアップスケールの均質化理論で合成できるが，理論式から最小流路のκの算出やそれらのパラメータ合成が多大な労力になることは自明であるので，それを避けて現地計測流量からκ_x,κ_yを同定することが得策と思われる。

3．河川からの越流溢水の取り扱い

河川からの越流溢水量に関して，本研究では本間の越流式(本間1，1940a；本間2，1940b) を用いて定める。

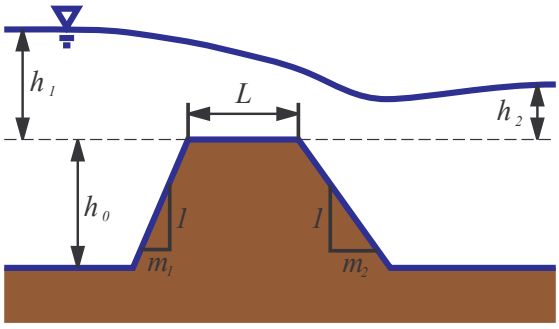


Fig.5 Schematic view of overflow beyond trapeziform-section levee

Table 1 Mathematical conditions in overflow

Slope in channel m_1	Slope in floodplain m_2	h_2/h_1		
		Complete overflow	Incomplete overflow	Submerged overflow
$0-4/3$	$\geq 5/3$	≤ 0.6	$0.6-0.7$	≥ 0.7
$0-2/3$	around 1	≤ 0.45	$0.45-0.8$	≥ 0.8
$0-1/3$	around $2/3$	≤ 0.25	$0.25-0.8$	≥ 0.8
$m_1=m_2=0, h_1/L<1/2$		$\leq 2/3$	None	$\geq 2/3$

Table 2 Parameter determination of overflow rate folumas

m_1	m_2	μ	α	β	γ
$0-4/3$	$\geq 5/3$	$1.37+1.02(h_1/h_0)$	-0.030	1.018	2.6
$0-2/3$	around 1	$1.28+1.42(h_1/h_0)$	-0.200	1.090	2.6
$0-1/3$	around $2/3$	$1.24+1.64(h_1/h_0)$	-0.124	1.032	2.6
$m_1=m_2=0, h_1/L<1/2$		1.55	None		2.6

本間は実験で下流水位を変化させながら，堰頂を基準に取った上流水深h_1(m)，下流水深h_2(m)で床止め周辺の越流状態を，完全越流(越流量が下流水位の影響を受けない越流)，潜り越流(堰上に射流部分のない越流)，不完全越流(両者の中間状態となる越流)に分類し，それぞれの越流量算定式(25)〜(27)を示した。

【完全越流(Complete overflow)の場合】

$$Q = \mu B h_1 \sqrt{2gh_1} \tag{25}$$

【不完全越流(Imcomplete overflow)の場合】

$$Q = \mu \left(\alpha \frac{h_2}{h_1} + \beta \right) B h_1 \sqrt{2gh_1} \tag{26}$$

【もぐり越流(Submerged overflow)の場合】

$$Q = \gamma \mu B h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \tag{27}$$

ここに，Q：流量(m^3/sec)，μ：完全越流係数(m)，B：越流幅(m)，γ：潜り越流比(無次元)，α, β：不完全越流比定数(無次元)，h_0(m)：堤高となる。ただし，Table 1に記載の条件からどの越流パターンとなるかを見極めるものとし，その後に各パラメータはTable 2から与えるものとする。本間の越流式に限らず，越流量を与えるどの提案式であっても堤防に対して垂直に越流することを仮定しなければならない。河道流から生じる越流を考えた場合に，エネルギー保存則から越流量は河道の垂直成分だけでなく水平成分のエネルギーを有していると推測される。それ故，流出解析では，負の流入，つまり流出(越流した溢水)に対する流入角(流出角)に90度より小さな角度を据えて河道流を扱わねばならない。氾濫解析でも同じく斜め流入する越流量を境界条件に据える必要がある。さらに実際には，溢水時に越流発生場の両端に死水域が発生する(秋山ら，2010)。これにより，越流に寄与する幅は死水域発生分だけ実際の越流幅Bより小さくなるといえる。越流時には流入角があるためにその角度に応じて河道垂直方向の流れのエネルギーは減少するため，越流量も減少すると思われる。したがって流入角(流出角)を90度として定義されている越流式はその実際の境界条件を当てはめて利用すると過大評価になることが予想される。

上記の死水域発生と越流の流入角による越流量減少は相関関係があることも想像に難くなく，これを鑑みて，実際の利用時にはその越流幅を$\delta(0<\delta\leq 1)$倍することで越流式を用いることを提案する。従って，式(25)〜(27)のそれぞれ右辺にδを乗じて利用することとする。

4．氾濫流の水際モデリング

4.1 移動境界

氾濫が起きたときにはFig.6のように湛水域が発生し，自由水面の上昇に従って水際線は溢水量が排水量や浸透量の和よりも小さくならない限り，広がっていく挙動を示す。そこでの湛水深の伝播は基礎式(24)に従うが，水際外の非湛水域では湛水していないため，当然のようにこの式自身が成り立たない。また水際線は，いわゆる移動境界S_tになっていて時空間的変動のある境界となっている。そこで本研究においては，0-拡張論による拡張水頭変数(浜口ら，1997)を用いることで，非湛水深域でも解析が可能となるようにモデル拡張を行い，湛水域水際で

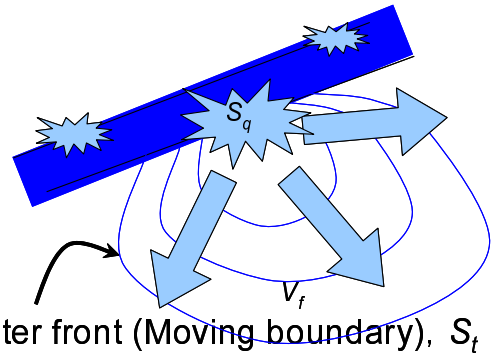


Fig.6 Schematic of flooding water in expanding area

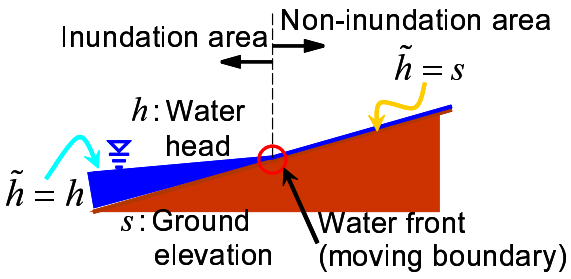


Fig.7 Schematic of zero-extension variable

の湛水域拡大縮小も算定できるように考える。式(28)のように定義した拡張変数$\tilde{h}$を用いると，水際ではFig.7のようになっている。

$$\tilde{h} = s + (h - s) \cdot u\{h - s\} \tag{28}$$

ここに，h：水頭，s：地盤高，$u\{\bullet\}$：単位階段関数を表す。すなわち，拡張変数は湛水域において通常の水頭に等しく，非湛水域においては地盤高に等しくなるように定義されたものである。水深の面で見れば，湛水域において通常の水深に等しく，非湛水域においてはゼロ水深に等しくなっている。基礎式(24)においてはhが水深であったことに留意して，この変数を同式に展開すると，

$$(1-\lambda)\frac{\partial \tilde{h}}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x}\left\{\kappa_x(\tilde{h}-s)\frac{\partial(\tilde{h}-s)}{\partial x}\right\} + \frac{\partial}{\partial y}\left\{\kappa_y(\tilde{h}-s)\frac{\partial(\tilde{h}-s)}{\partial y}\right\} + r_e \tag{29}$$

となる。境界条件である水頭境界S_h，流量境界S_qは

$$h = \hat{h} \qquad \text{on} \quad S_h \tag{30}$$

$$\kappa(h-s)\frac{\partial(h-s)}{\partial n} = -\hat{q} \qquad \text{on} \quad S_q \tag{31}$$

で表される。ここに，$\hat{h}$：既知水頭値，$\hat{q}$：既知流入量値，$\partial(\tilde{h}-s)/\partial n$：$\tilde{h}-s$の境界に対する法線方向微分を表す。さらに移動境界条件は

$$h = s \qquad \text{on} \quad S_t \tag{32}$$

で与えられる。これらは拡張水頭変数で表すことも可能であるが，非湛水域での境界条件が判りにくくなるため，湛水域で与えられる境界条件を重視して，上記のように記述している。

4.2 固定格子上の移動境界

自由水面端部である移動境界S_tが地盤高に応じた自由な平面分布を成し得るものの，計算において固定格子を利用するのであれば，その格子位置で移動境界位置を扱わなければならない。本研究では固定格子に対して，境界S_tの位置を格子各辺によって近似したモデルとする。その位置は，湛水域V_F^tおよび非湛水域V_E^tの混在する格子セルの辺上で近似配置されるものと定める。これにより，当モデルではS_t上の節点における水深は0以上の扱いであることが分かる。先述の通り，S_tは時間に依存して移動する境界である。すなわち，本モデルにおけるS_t上の水頭は，基盤高より高い(水深が0以上の)状態で経時的に変化することを意味する。よって当モデルに関するS_tの境界条件は，水頭でなく流量の条件で考えることが適している。つまり，

$$k(h-s)\frac{\partial h}{\partial n} = -\hat{q} \ (>0) \qquad \text{on} \quad S_t \tag{33}$$

といえる。

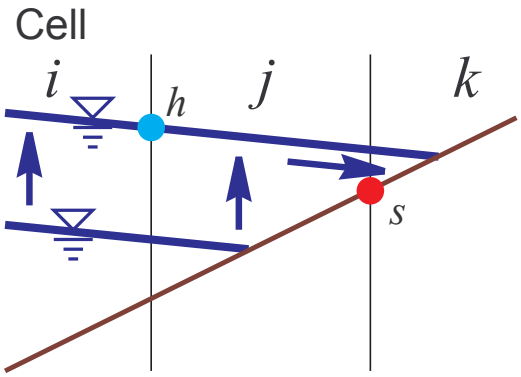


Fig.8 Schematic of going-up water at fixed cells

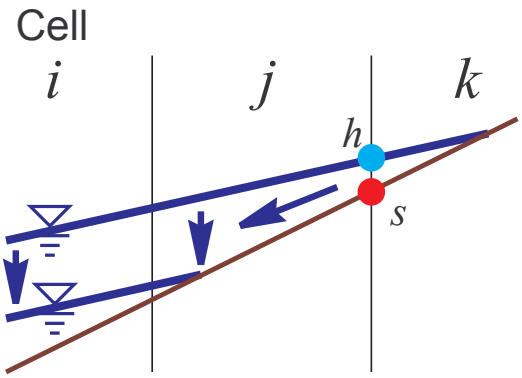


Fig.9 Schematic of going-down water at fixed cells

また，S_tは離散的に移動するため，移動基準を設けねばならない。本研究におけるS_tの離散的移動条件に十分条件として，

- 上昇移動条件：S_t上の節点の$\tilde{h}$値がその上流節点のsを上回ること
- 下降移動条件：S_t上の節点の$\tilde{h}$値がその位置のsよりも下回ること

を与えた。これらを図化したものがそれぞれFig.8とFig.9である。上昇時はセルiとjの間にあった移動境界S_tが上述の条件でセルjとkの間に移動する。同様に，下降時はセルjとkの間にあった移動境界S_tが上述の条件でセルの間iとjに移動する。

S_t移動時の処理負荷を軽減するために，地盤高分布を基に作成されている落水線データをできるだけ活用し，セルの上下流関係を与えて水深のみで計算していく方法もあるが，本研究では地盤高をそのまま計算に用いて得られた結果から，隣接するセルとの水頭・地盤高の高低関係で定めていく方法を取った。

5．シナリオによる数値実験

試験流域をベトナムRed River流域とし，ハノイにおいて2003年6月1日のRed Riverの年最大流量時に堤防

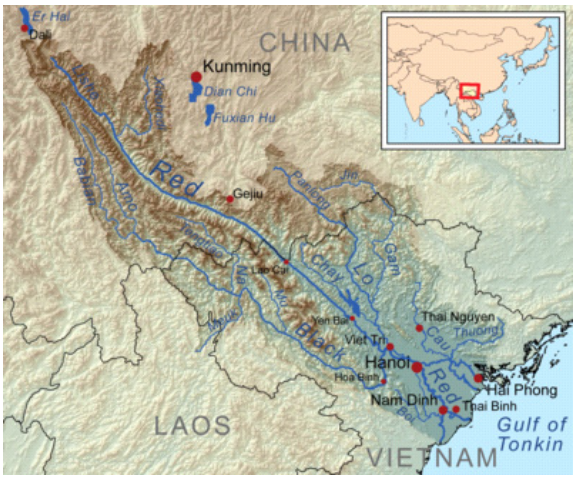


Fig.10 Red River bain

天端の一番低いところで決壊したと想定した氾濫シナリオを試した。Red River 流域(Fig.10)はベトナム北部に位置し，流域面積156,452km 2，全長約1,200km の流域で，その上流域は中国に含まれている。ハノイは漢字で「河内」と表せるように，昔から Red River の影響を受けてきた街であり，洪水のたびに街の形状が変わるほどの被害に見舞われてきている。堤防がだいたいの高水時は越流にならない設計のため，近年，内水氾濫は高頻度で起きているものの外水氾濫はまれになってきた。しかしながら，堤防は徐々に傷んできている事実や河川名に象徴されるように土砂移動・堆積量が多い事実もあって外水氾濫を警戒する必要があり，外水氾濫のリスクを検討する時期が近づいている。そこで本研究では，越流溢水でなく，まず

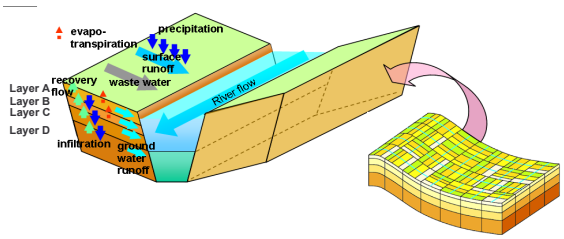


Fig.11 Schematic view of Hydro-BEAM

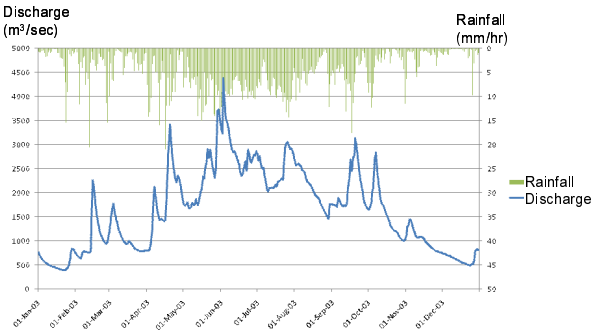


Fig.12 Hydrograph at Hanoi station in 2003

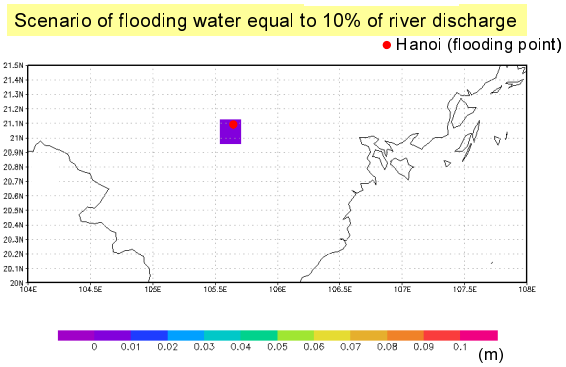


Fig.13 Spatial water conduction in inundation depths

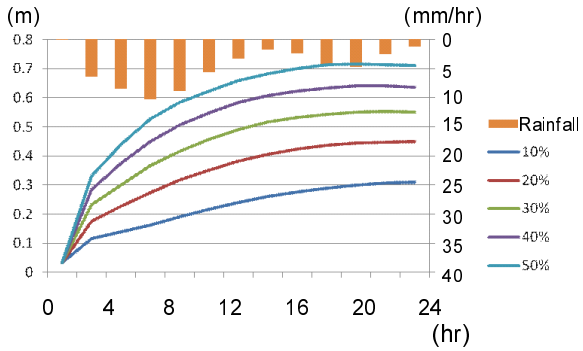


Fig.14 Changes in inundation depths at flooding point

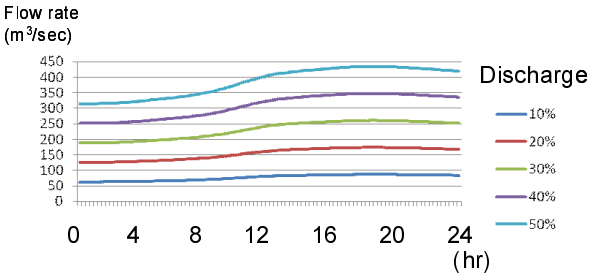


Fig.15 Changes in inundating rate at flooding point

は破堤溢水のケースを検討する。先述の越流溢水モデルにおける補正越流幅を定めるには実測値が必要であるので現在定められない事と，ハノイで高水時に破堤被害が生じた場合に，どのような湛水深が伝播していくのかを事前に検討し，知識として持ち合わせておくのが重要である事から，破堤シナリオで解析を行っている。本解析に先立ち，平野部に対応できる河道流出モデルの Diffusive wave model を組み込んだ Hydro-BEAM(小尻ら，1997)(Fig.11)を用いて，予め流域の流出モデルを同定しておいた。その際の2003年ハノイ観測点でのハイドログラフは Fig.12のようになった。

堤防の破堤程度は部分的に完全崩壊したと仮定したが，その溢水量は破堤幅が日本の堤防土質と異なるために，日本の破堤幅算定経験式が当てはまる保障はなく定めにくい。そこで代わりに過去頻繁に生じている内水氾濫に

相当する外水氾濫の溢水量がどの程度になるのかを調べることにした。この年の最高水位になった際にハノイで堤防の最も低い位置で破堤したと仮定し，その時の河川からの流入量を10～50%まで10% 刻みで変化させたシナリオを用意し，その結果から各シナリオでの湛水深変化を調べた。その結果の一例として，10%流入のシナリオでの湛水深域の時空間変化をスナップショットで示した図がFig.13である。また各シナリオの湛水深変動を図化した結果がFig.14になる。ハノイの洪水湛水深が通常35～40cm程度であることから，Fig.14でその定常的な水深になった時間帯を見て，頻繁に起きる内水氾濫時の湛水深と等価な河川流入率(河川からの溢水量)を推定したところ，15%程度の場合であることがわかった。よって，Fig.15からは約125(m^3/sec)程度の流入量強度と等価な状態が実際に起きている平均的な内水氾濫流量であると判った。従って，ハノイには堤防周辺域で上記流入量強度以上の能力を発揮する排水施設の設置と整備が必要であると言える。

今後の課題として平面不定流解析結果と比較し，本近似の有効性を示す必要がある。さらには越流溢水量を検討するために，その越流幅とその補正係数の決定方法を提案する必要がある。

6．結論

内・外水に対する平面氾濫流をミクロスケールでモデル化して，建物建坪率を考慮しながらマクロスケールにアップスケーリングして集約化すると，熱伝導や浸透に類した挙動となるモデルが導出できた。さらに得られた基礎式で検討する氾濫水深は数値実験から湛水域を拡大しながら，水深も空間的に伝播していく様子が見て取れた。今後は，これまでの平面氾濫解析との比較による本モデルの有効性を示すとともに，越流モデルでの具体的適用方法や内水氾濫解析時の有効性も示していく予定である。

参考文献

秋山壽一郎・重枝未玲・梅木雄大・伊藤雄亮(2010)：破堤氾濫流の横越流特性と河道・氾濫域包括解析の適用性の検討，水工学論文集第54巻，土木学会水理委員会，pp.853–858.

岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文(1980)：氾濫水の水理の数値解析法，京都大学防災研究所年報，第23号B–2，pp.310–318.

川池健司・井上和也・林　秀樹・戸田圭一(2002)：都市域の氾濫解析モデルの開発，土木学会論文集，第698号/II–58，pp.1–10.

川池健司・中川 一・今井洋兵・山田裕三(2008)：都市域の内・外水氾濫解析における下水道システムのモデル化，京都大学防災研究所年報，第51号B，pp.591–601.

建設省土木研究所(1996)：氾濫シミュレーション・マニュアル(案)－シミュレーションの手引き及び新モデルの検証－，土木研究所資料，第3400号.

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.

高橋　保・中川　一(1983)：市街地における洪水氾濫水の挙動に関する研究，京都大学防災研究所年報，第26号B–2，pp.245–259.

高橋　保・中川　一・西崎丈能(1986)：堤防決壊による洪水危険道の評価に関する研究，京都大学防災研究所年報，第29号B–2，pp.431–450.

浜口俊雄・小尻利治・Mohamed Saber(2007)：均質化理論に基づくアップスケーリングの水文学的適用法，京都大学防災研究所年報，第50号B，pp.759–764.

浜口俊雄・村上　章・長谷川高士(1997)：平面解析で移動境界を考慮した地下水モデルと逆解析への応用，土木学会論文集，第568号/III–39，pp.133–145.

本間 仁：低越流堰堤の流量係数(1940a)，土木学会誌，第26巻，6号，pp.635–645.

本間 仁：低越流堰堤の流量係数(1940b)，土木学会誌，第26巻，9号，pp.894–862.

Development of Macro-Scaled Overland Flow Model Applicable to Incorporation with Distributed Runoff Model

Toshio HAMAGUCHI, Toshiharu KOJIRI and Mukta SAPKOTA*

*Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

This study aims to propose the lumped model of two-dimensional inundation flow in macro scale. This model ensures numerical compatibility with a basin-widely distributed runoff one in modeling accuracy and simplification. An inundating domain is divided into many infinitesimal elements constitutied of one straight and short channelin micro scale. Based on the Navier Stokes equations, the mass conservation and motion equations of inundating flow in this channel are successfully simplified. The resulting motion equation is in conformity with the Fourier's and the Darcy's Laws. It is lumped in macro scale with the other elements. It can be shown that the basic equation of inundating flow in macro scale is finally categorized in the group conformable to water-depth transfer phenomenon.

Keywords : Flooding model, Inundating water depth, Lumped model, Upscaling, Macro scale

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Numerical Analysis of Flooding Impacts Using Hydro-BEAM in Red River Basin, Vietnam

Mukta SAPKOTA*, Toshio HAMAGUCHI and Toshiharu KOJIRI

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

Flood hazard is one of the most harmful disasters in the world. It is significant to obtain reliable information on flood characteristics for flood hazard mitigation. In this study, a simplified flood inundation model integrated with hydrological model Hydro-BEAM (Hydrological River Basin Environmental Assessment Model) has been developed to analyze the flood characteristics and identify the flood hazard area. The study outlines the development of a typical model of inundating flow which is a composite model of building and water conduction in space. Developed model has been used for flood inundation simulation in Hanoi, Vietnam.

Keywords: Hydro-BEAM, flood inundation, moving boundary

1. Introduction

Natural disasters have an impact on people, property, society, and the environment at an alarming rate. The number of people affected by natural disasters averaged 125 million per year during 1980-1989, which increased to 203 million per year during 1990-1999 and then to 234 million per year during 2000-2009. Flooding was responsible for half of these affected and caused over one-fourth of the total estimated economic damage. An effective flood modeling and prediction system could help mitigate the worst effects of flood disasters through the rapid dissemination of information in areas under threat. Hence, it is significant to obtain information on flood characteristics, study the hydrological system and simulating different extreme events to visualize the probable floods that would exceed the flood control design standards for disaster mitigation. Flood hazard maps can be a tool to communicate about flooding problem in the region and enhance the awareness of people. This could help community to be proactive and prepared towards such events and reduce loss from flood disaster.

South-east Asia is one of the most frequently affected regions by flood. Many of the cities in these regions are vulnerable to floods due to their geographic locations in floodplain of large rivers (Dutta and Herath, 2004). Hanoi, the capital of Vietnam, is one of such cities, which is located in the Red River delta with average elevation less than 20m and highly vulnerable to flood (Tran et al., 2007). The problem has been compounded in recent years by a number of changes, such as environmental degradation, global climate change, sedimentation and degradation of the existing extensive system of dykes (Hansson and Ekenberg, 2002).

This research develops a distributed model for simulating flood inundation integrating with rainfall-runoff processes. Various hydrologic models, especially commercial software, have been developed in the past to simulate flood inundation. Whilst existing 2D flood models are good at simulating urban inundation processes, the cost is

too high. Also, in such models, whole basin is divided into small meshes and calculation is done at each single mesh, with detailed behavior. To describe the apparent flooding behavior, detailed flooding limits surface water fluctuation is not required. Considering this, a model which can follow water depth transfers has been developed.

2. Study Area

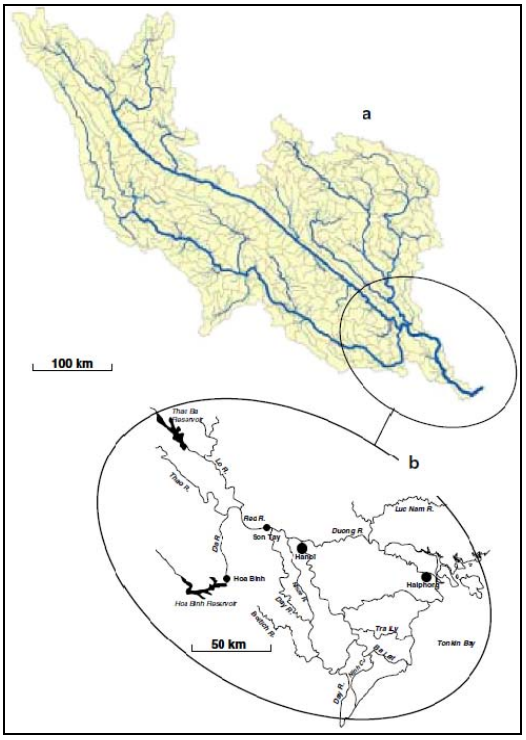


Fig. 1 Map of the Red River Basin (a) its three major upstream tributaries and (b) its delta area

Hanoi City is located in the flood plain of red river basin (Fig. 1) which is situated in South East Asia (from 20°00' to 25°30' North; from 100°00' to 107°10' East) and drains an area of 156,451 km^2, of which 50.3% in Vietnam, 48.8% in China and 0.9% in Laos (Le et al., 2007). The city is situated at latitudes 20°53' - 21°23' N and longitudes 105°44' - 106°02' E (Tran et al., 2007).

3. Model Development

3.1 Hydrological Model

A physically-based distributed hydrological model, Hydro-BEAM (Hydrological River Basin Environment Assessment Model) has been used for rainfall runoff simulation. The model consists of grid cells with DEM (Digital Elevation Model) and four soil layers (Kojiri et al., 2008). The lateral flow from soil layers A, B and C except D (Fig. 2) can discharge into the river, and the soil moisture can move up and down among the four layers with a no-flux boundary condition at the base of layer D. The model also represents the hydrologic processes of evapotranspiration, runoff from paddy fields, surface runoff, ground water flow, and flow routing in channel and intake/ release. For considering the variations of infiltration due to the land cover changes, five types of land cover are defined in the model. They are mountainous areas, paddy fields, dry fields, urban lands and water-body surfaces.

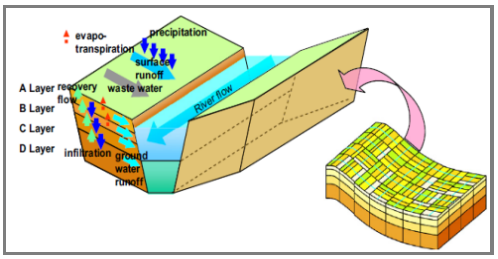


Fig. 2 Schematic structure of Hydro-BEAM

Thornthwaite method has been used to calculate actual evapotranspiration in the model as follows:

$$E_p = 0.553 D_o \left(10 T_i / J\right)^a \quad (1)$$

$$a = 0.000000675J^3 - 0.0000771J^2 + 0.1792J + 0.049293 \quad (2)$$

$$J = \sum_{i=1}^{12} \left(T_i / 5\right)^{1.514} \quad (3)$$

$$E_a = M.E_p \quad (4)$$

Where E_p is the potential evapotranspiration at month i(mm/day), and D_o is the feasible sunshine duration (h/12h).a and J are the power index and a heat parameter, and are computed using Eq. 2 and 3, respectively. T_i is the monthly averaged temperature at month i (˚C). E_a is the actual

evapotranspiration (mm/day), and M is a parameter for representing available moisture vapor.

The linear storage model is used to find the subsurface water in the target area (Eq. 5 and Eq. 6).

$$\frac{dS}{dt} = I - O \tag{5}$$

$$O = (k_1 + k_2)S \tag{6}$$

Where, I and O are input and output discharges, respectively; S is storage; k_1 and k_2 are tank coefficients.

Complex tank model has been used to simulate the runoff process in paddy field. Diffusive wave approximation is used for flow routing.

3.2 Flow Model

The most widely used approach to modeling fluvial hydraulics has been 1D finite difference solutions of the full Saint-Venant Equations (Bates and De Roo, 2000). Eq. 7 represents mass conservation equation (continuity equation) while Eq.8 momentum equation.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - r_e = 0 \tag{7}$$

$$\frac{1}{A}\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A}\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + g\frac{\partial y}{\partial x} - g(S_o - S_f) = 0 \tag{8}$$

Where, t is time; x is distance along the longitudinal axis of the water course; A is cross-sectional area; Q is discharge through A; q is lateral inflow or outflow distributed along the x-axis of the watercourse; g is gravity acceleration constant; h is water surface level with reference to datum; S_o is bed slope and S_f is friction slope.

$$g\frac{\partial y}{\partial x} - g(S_o - S_f) = 0 \tag{9}$$

The friction slope can be estimated by Manning's formula (Eq.10). Bed slope can be estimated by Eq. 11.

$$S_f = \frac{n^2 Q|Q|}{A^2 R^{4/3}} \tag{10}$$

$$S_o = -\frac{\partial z}{\partial x} = -\frac{\partial (h - y)}{\partial x} \tag{11}$$

Where, n is Manning's roughness coefficient; R is hydraulic radius.

Diffusive wave approximation: In the diffusive wave approximation of Saint Venant's equations, the local and convective terms in the momentum equation (the first two terms in Eq. 8) are neglected. Thus Eq. 8 will be simplified as:

$$S_f = -\frac{\partial h}{\partial x} \tag{12}$$

Combining Eq. 8 and Eq. 12 yields,

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} A \frac{-\frac{\partial h}{\partial x}}{\left|\frac{\partial h}{\partial x}\right|^{1/2}} \tag{13}$$

Finite difference equations: A fully implicit finite difference scheme is used to solve these non-linear partial differential equations. Using finite difference scheme, Eq. 7 and Eq. 13 can be expressed as,

$$\frac{A_i^{t+1} - A_i^t}{\Delta t} + \frac{Q_{i+1}^{t+1} - Q_i^{t+1}}{\Delta x} = \frac{r_{ei}^{t+1} + r_{ei}^{t}}{2} \tag{14}$$

$$Q_i^{t+1} = \frac{1}{n_i} A_i^{t+1} \left(R_i^{t+1}\right)^{2/3} \frac{\frac{h_{i+1}^{t+1} - h_i^{t+1}}{\Delta x}}{\left|\frac{h_{i+1}^{t+1} - h_i^{t+1}}{\Delta x}\right|^{1/2}} \tag{15}$$

3.3 Inundation Model

The proposed inundation model is a composite model of building and water conduction in space, in other words, water depth transfers in porous spaces. So we can consider inundating flow as water depth transfers.

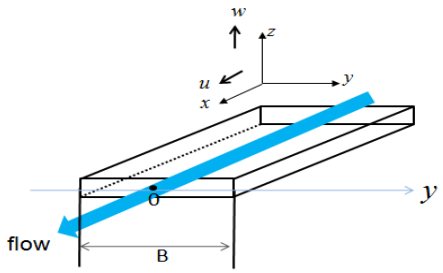


Fig. 3 Flow representation in a mesh

Navier- Stokes equation has been used here for the analysis.

$$\frac{Du}{Dt} = -\frac{1}{\rho}.\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\mu}{\rho}\nabla^2 u \tag{16}$$

$$\frac{Dw}{Dt} = -\frac{1}{\rho}.\frac{\partial p}{\partial z} - g + \frac{\mu}{\rho}\nabla^2 w \tag{17}$$

Where, $\frac{D}{Dt} = \frac{\partial}{\partial t} + u\frac{\partial}{\partial x} + v\frac{\partial}{\partial y} + w\frac{\partial}{\partial z}$; u and w are velocities in X- and Z- directions (Fig. 3); ρ and μ are density and viscosity of water; g is acceleration due to gravity; p is water pressure; $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$.

The full 3D Navier-Stokes equations are computationally intensive process. 2D equations are computationally manageable and provide acceptable results (Piotrowski 2010). Also, viscosity of water can be neglected and height of water can be assumed to be not varying during a time step. This simplified scheme is shallow water equation. Furthermore, the advection terms $u\frac{\partial u}{\partial x} + v\frac{\partial u}{\partial y}$, $u\frac{\partial v}{\partial x} + v\frac{\partial v}{\partial y}$ can be ignored assuming the fluid velocity is small. This assumption simplifies the Eq. 16 and Eq. 17 as:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -\frac{1}{\rho}.\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\mu}{\rho}\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \tag{18}$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{1}{\rho}.\frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\mu}{\rho}\frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \tag{19}$$

Considering $\frac{\partial u}{\partial t} \approx 0, \frac{\partial w}{\partial t} \approx 0$, Eq. 18 and Eq. 19 become:

$$u = -\frac{\partial p}{\partial x}.\frac{1}{2\mu}\left(\frac{B^2}{4} - y^2\right) \tag{20}$$

$$w = -\left(\frac{\partial p}{\partial z} + \rho g\right).\frac{1}{2\mu}\left(\frac{B^2}{4} - y^2\right) \tag{21}$$

Cross sectional mean velocities will be:

$$u_m = \frac{1}{B}\int_{-B/2}^{B/2} u dy = -\frac{B^2}{12\mu}.\frac{\partial p}{\partial x} \tag{22}$$

$$w_m = \frac{1}{B}\int_{-B/2}^{B/2} w dy = -\frac{B^2}{12\mu}.\left(\frac{\partial p}{\partial z} + \delta g\right) \tag{23}$$

As, $h = z + \frac{p}{\rho g}$ Eq. 22 and Eq. 23 simplifies to Eq. 24 and Eq. 25 which are similar to Darcy law.

$$u_m = -\frac{\rho g B^2}{12\mu}.\frac{\partial h}{\partial x} \tag{24}$$

$$w_m = -\frac{\rho g B^2}{12\mu}.\frac{\partial h}{\partial z} \tag{25}$$

Hence continuity equation is represented by Eq. 26 while momentum equations in X- and Y-direction are represented by Eq. 27 and Eq. 28 respectively.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (uh)}{\partial x} + \frac{\partial (vh)}{\partial y} \tag{26}$$

$$\frac{\partial (uh)}{\partial t} + \frac{\partial \left(u^2 h\right)}{\partial x} + \frac{\partial \left(uvh\right)}{\partial y} + gh\frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{gnu\sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \tag{27}$$

$$\frac{\partial(vh)}{\partial t}+\frac{\partial(uvh)}{\partial x}+\frac{\partial\left(v^2h\right)}{\partial y}+gh\frac{\partial h}{\partial y} = -\frac{gnv\sqrt{u^2+v^2}}{h^{1/3}} \quad (28)$$

Designating the ratio of building as λ, continuity and momentum equations can be expressed as:

$$(1-\lambda)\frac{dh}{dt}=-\frac{\partial}{\partial x}(u_m h)-\frac{\partial}{\partial y}(v_m h)+r_e \quad (29)$$

$$u_m=-\kappa_x\frac{\partial h}{\partial x},\quad v_m=-\kappa_y\frac{\partial h}{\partial y} \quad (30)$$

$$\therefore(1-\lambda)\frac{dh}{dt}=\frac{\partial}{\partial x}\left(\kappa_x h\frac{\partial h}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\kappa_y h\frac{\partial h}{\partial y}\right)+r_e \quad (31)$$

Here Eq. 31 is very much similar to ground water model.

Researchers can consider the conventional model in picking up only water conduction area as housing/building intervals, gardens, parks and roads. The conventional one can consider detailed behavior of inundating water. The proposed model cannot express water behavior at any points, but it can follow depth transfer (water-quantity movement). In terms of the edges (moving boundaries), we can numerically express it by using Zero-extension theory.

3.4 Zero Extension Theory

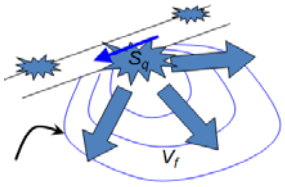


Fig. 4 Moving boundary of flooding/inundating area

Many shallow-water problems could only be formulated correctly by zero depth along a moving boundary that evolved according to the flow characteristics (Bates and Hervouet, 1999). Zero extension theory has been used here to solve a free boundary problem. This theory treats moving boundary with the analytic domain expanded outside (Fig. 4) (Hamaguchi, 1998). Here, a hypothetical domain adjoined to the analytic domain along the boundaries is provided and then that variable is assumed to have a constant value of zero over the hypothetical domain.

3.5 Overflow Model

The discharge that overflows from each stream segment to the flooded area is calculated from the difference between the water level of the channel and the grid section connected to it by assuming Honma's overflow formula of a trapezoid dam is applicable (Mizuyma and Yazawa, 1987). The weir equation depends on whether there is flooding on the surface or not. If the surface is not flooded at the time, then it is calculated as a free flowing weir (Eq. 32) and if the surface is flooded then as a submerged weir (Eq. 33).

$$Q=\mu Bh_1\sqrt{2gh_1} \quad \text{for } \frac{h_2}{h_1}\le 2/3 \quad (32)$$

$$Q=\eta Bh_2\sqrt{2g(h_1-h_2)} \quad \text{for } \frac{h_2}{h_1}>2/3 \quad (33)$$

Where, h_1 and h_2 are water depth u/s and d/s of the bank in relation to the bank crest; B is an overflow width; μ and η are factors for overflow.

4. Data Details

For simulation, hydro-meteorological and geographic data are required. Geographic data such as DEM, land use, boundary data is taken from global database. GCM (Global Climate Models) data has been used for rainfall and temperature. GCM data used here is the super high resolution (20km spatial and hourly temporal) GCM outputs based on A1B scenario of IPCC SRES AR4. AGCM20 has been chosen here to bridge the spatial and temporal resolution gap between the GCMs and hydrologic use. Moreover, it has advantage in simulating orographic rainfall and frontal rain bands. Also it has the advantages of avoiding conventional problem on a spatial scale, not

requiring further regional or statistical downscaling (Kim et al., 2009 and Kaoru et al., 2009). GCM data has been used here after bias correction. Observed daily rainfall from sixty five stations for the period of 1979-2000 is used for bias correction for GCM precipitation, while for temperature; observed monthly average temperature from eleven stations for the period of 1996-2000 is used. For the analysis, bias corrected data from the year 1979-2003 has been used. Detail process on data preparation and bias correction can be referred to Sapkota et al., 2010.

5. Results

Fig. 5 shows channel flow simulation using diffusive wave approximation at Hanoi.

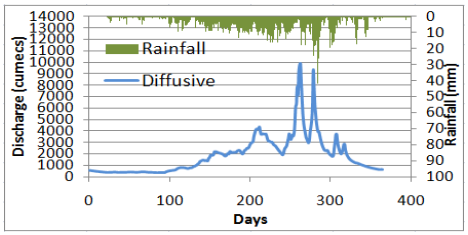


Fig. 5 Channel flow Simulation at Hanoi station

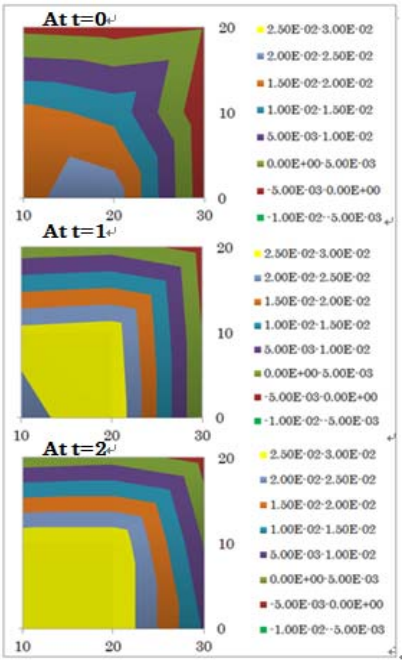


Fig. 6 Surface water head as simulated by flood inundation model

For the verification of the flood inundation model, Hanoi city in Red river basin has been taken. Preliminary simulation results are presented in this paper. Fig.6 and 7 depict the surface water head as simulated by flood inundation model at different time periods. Here the area taken is very coarse (9km by 9km mesh). Though, it can give a glimpse of future calculation.

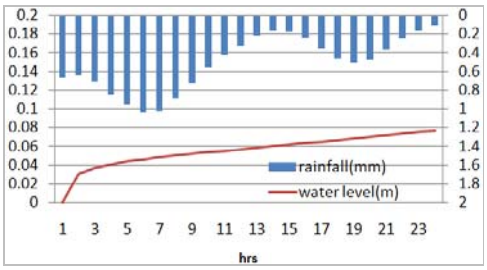


Fig. 7 Surface water head at Hanoi

6. Conclusions

In this study, process of simplified inundation simulation program coupled with rainfall-runoff processes is constructed to simulate flooding. The zero extension theory proposed in this study is relatively a new approach. Proposed model is suitable for flood inundation simulation considering all the components of the hydrologic cycle.

Acknowledgements

The authors are thankful to Global Center for Education and Research on Human Security Engineering for Asian Megacities for supporting this work and the KAKUSHIN Program of the Ministry of Education, Culture, Sports, Science and Technology of Japan (MEXT) for providing the GCM data

References

Bates, P.D. and De Roo, A.P.J. (2000): A simple raster-based model for flood inundation simulation, Journal of Hydrology, pp. 54-77.

Bates, P.D. and Hervouet, J.M. (1999): A new method for moving-boundary hydrodynamic problems in shallow water, Proc. of Royal Society, London, Vol. 455, pp. 3107-3128.

Dutta, D. and Herath, S. (2004): Trends of floods in Asia and Flood Risk Management with Integrated River Basin Approach, Proceedings of the 2nd International Conference of Asia Pacific Hydrology and Water Resources Association, Singapore, Volume I, pp. 55-63.

Hamaguchi, T. (1998): Studies on inverse problems relating to design for underground dam through new modeling for groundwater flow with moving boundaries, Doctoral dissertation, Kyoto University.

Hansson, K. and Ekenberg, L. (2002): Flood Mitigation Strategies for the Red River Delta, Commons in an Age of Globalisation", the Ninth Conference, 2002 - dlc.dlib.indiana.edu

Kaoru, T., Kim, S. Tachikawa, Y. and Nakakita, E. (2009): Assessing Climate Change Impact on Water Resources in the Tone River Basin, Japan, Using Super-High-Resolution Atmospheric Model Output, Journal of Disaster Research Vol. 4, No. 1, pp. 12-23.

Kim, S., Tachikawa, Y., Nakakita, E. and Kaoru, T. (2009): Climate Change Impact on Water Resources Management in the Tone River Basin, Japan, Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 52B, pp 587-606.

Kojiri, T., Hamaguchi, T. and Ode, M. (2008): Assessment of global warming impacts on water resources and ecology of a river basin in Japan, J. of Hydro-environment Research, Elsevier, Vol. 1, pp.164-175.

Le, T.P.Q., Garnier, J., Gilles, B., Sylvian, T. and Minh, C.V. (2007): The changing flow regime and sediment load of the Red River, Vietnam. Journal of Hydrology, vol. 334, pp. 199-214.

Mizumaya, T. and Yazawa, A. (1987): Computer simulation of debris flow depositional processes, Erosion and Sedmentation in the Pacific Rim , Proceedings of the Corvallis Symposium, August 1987, IAHS Publ. no. 165.

Piotrowski, J.A. (2010): Development of a High-Resolution Two-Dimensional Urban/Rural Flood Simulation, MS Thesis, University of Iowa.

Sapkota, M., Hamaguchi, T., Sato, Y. and Kojiri, T. (2010): Hydrological Simulations in Red River Basin using Super High Resolution GCM Outputs with Geostatistical Processes, Annuals of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, No. 53B, pp 675-682.

Tran, V.A., Masumoto, S., Raghavan, V. and Shiono, K. (2007): Spatial Distribution of Subsidence in Hanoi Detected by JERS-1 SAR Interfeormetry, Geoinformatics, vol.18, no.1, pp.3-13.

ハイドロビームを用いたベトナム紅河流域における洪水災害の数値解析

Mukta SAPKOTA*・浜口俊雄・小尻利治

*京都大学大学院工学研究科

要　旨

洪水災害は世界でも最も恐ろしい災害の１つであって，それを減災するために洪水の特徴について信頼できる情報を得ることは重要である。本研究では，洪水特性を解析して湛水地域を特定することで重要情報となるように格子セル単位でハイドロビーム(流域水文環境評価モデル)と結合できる集約化された洪水湛水モデルを開発した。具体的な作業としては，簡略化したナビア・ストークス方程式を集約化し，都市域に適用するには都合の良い湛水伝播モデルを開発した。最後にベトナム紅河を対象としてハノイにおける洪水被害シナリオをシミュレーションし，その湛水変動を確認したところ，湛水の拡がりと水深変化が捉えられており，開発モデルが有効であるとわかった。

キーワード: ハイドロビーム，洪水湛水，移動境界

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 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

峠嘉哉・田中賢治・小尻利治・浜口俊雄

要　旨

アラル海流域では，ソ連期から始まる大規模な灌漑計画の結果として深刻な水不足が発生した。下流地域を中心に水不足に苦しむ人々は数百万人に上ると報告されており，アラル海の面積も1960年の10%にまで縮小した。この問題を解決するには持続可能な灌漑計画が必要であり，その計画のためには流域で使用可能な水資源量と灌漑地での水需要量が科学的基礎情報として有用である。

本研究は灌漑による水使用の影響を陽に取り扱うことのできる陸面過程モデルSiBUCを用いて，1961年から2000年までの40年間で流域の水・熱収支を解析することにより，流域の水資源量・灌漑水需要量が灌漑計画の影響を受けてどのように変化してきたのかを物理的に解析した。

キーワード: 陸面過程モデル，灌漑，アラル海，SiBUC

１．　本研究の背景と目的

アラル海流域では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。その計画によって流域の人口が1960年から2~3倍にまで増加する等の成果が残された一方，アラル海に流入する河川の流量がアムダリア・シルダリア両河川を中心に激減したため，1960年時点では世界で4番目の面積を誇ったアラル海はその10%の面積にまで縮小した（Jean-Francois Cretaux et al. 2005）。1991年にソ連が崩壊すると流域は6カ国に分断され国際河川となったが，各国はGDPの多くを灌漑地における農業に依存しているため現在でも大規模な灌漑が続けられており，関係国間の水利用条約が失敗に終わっている中で国際問題に発展している（Elhance, A.P. 1997, JICA報告書 2009）。現在流域では水不足で苦しむ人が下流域を中心に数百万人いると報告されており（Micklin, P. 2007），水質の悪化等の問題も伴って複合的な被害が報告されている。このようなアラル海縮小に象徴される水不足問題は20世紀最大の環境問題とも言われている。

以上のような水問題を解決するためには，長期的・国際的な水利用計画を基に持続可能な開発をすることが望まれる。そのためには流域で利用可能な水資源量や，それによって賄うことのできる灌漑地がどのくらいであるのか，現在から将来に至るまで推定する必要があり，その結果は今後の計画における科学的基礎情報として有用である。

しかし既存の研究では水資源量の把握に必要な蒸発散量や土壌浸透といった要素の推定に時間スケール・空間スケールで十分な精度での解析が行われておらず，更に流域の水利用の中で非常に大きな影響をもっている灌漑の影響を農事暦や作付作物による違いといった様々な要素を含めて物理的で詳細に解析している研究がないため，流域の水需要の9割を占める灌漑必要水量が十分に解析されていなかった。

更に温暖化の影響についても検討が必要である。21世紀気候変動予測革新プログラムのGCM出力結果によると，今世紀末までに温暖化の影響によってアラル海流域では降水量が増加すると同時

に気温も増加すると予測されている（Kitoh et al. 2009）。この変動は降水量の多い山岳地域で顕著であるので流域の水資源への影響は大きく，融雪時期のずれ等に関しても影響評価が必要である。このような気候変動の影響を評価するという目的において物理的手法は大いに有効である。

本研究は，陸面過程モデルSiBUCを用いてアラル海流域全体で水・熱収支の再現を行う。この解析は過去から現在に至るまでの再現というだけでも意味があるが，将来予測を念頭に置いた前段階という側面もある。具体的には，アラル海の縮小が大規模に始まったとされる1960年代からの再現によって，流域の水資源量の把握と，それに対する灌漑計画の影響評価をした。

解析に用いた陸面過程モデルSiBUCは，農地における灌漑の影響を陽に取り扱うことができる点に最大の特徴を持ち，作物ごとに定められたルールに従って土壌水分の人為的管理を表現できる数少ないモデルの一つである（Tanaka, K. 2004）。特にアラル海流域では大規模な灌漑計画に伴う急速な土地利用の変化が大規模に行われてきたため，水･熱の挙動は経年的に変化している。これを再現することで，灌漑面積の拡大・アラル海の縮小が流域の水資源量・水利用量に与える影響を明らかにする。

2. 解析手法

2.1 解析の概要

解析は1961～2000年までの40年間で0.125° 解像度で行った。解析の流れはFig. 1のようになる。解析に陸面過程モデルを用いたことで，乾燥地において支配的な蒸発散量を正確に求めることができ，SiBUCを用いることで灌漑の影響を物理的に評価することができる。地表面パラメータと気象データが必要である。地表面パラメータは土地利用や植生情報など地表面情報を示したパラメータであり基本的には各年で同じものを用いるが，アラル海流域では大規模な灌漑計画が行われているので，灌漑面積拡大とアラル海の縮小を考慮させた土地利用データを各年で用意し，それを地表面パラメータとして用いた。気象データには解析期間の40年間で一時間ごとのデータを用意した。本流域ではサイエンスコミュニティーに公開されているデータが極めて少なかったため，これらのデータは全球で用意されているデータセットを用いている。

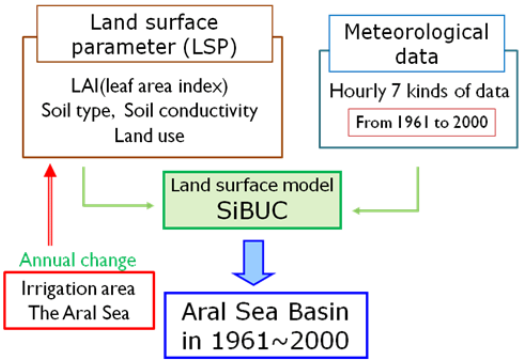


Fig. 1 Study flow

2.2 水収支式

陸面過程モデルは鉛直一次元のモデルであり，蒸発散や浸透，遮断といった過程をそれぞれ解析することができるものの，発生した表面流出・基底流出がグリッド間で二次元的に流れていく過程を考慮することができない。そこで本解析では水資源量を各グリッドからの流出量の流域全体の総和と定義する。このような理由により解析は二段階で行う。一つ目はグリッド内の鉛直一次元解析であり，これには陸面過程モデルSiBUCを用いる。二つ目はグリッドから発生した流出量を足し合わせる過程である。

グリッド内の鉛直方向の水収支は以下のように表される。

$$Runoff = prec - evap - \Delta swe - \Delta soilm \quad (1)$$

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。なお，*Runoff*は表面流出量と基底流出量の和である。式(1)は水資源賦存量から土壌水分や積雪としてグリッド内に貯留される水量を引いた分の水がグリッドからの流出量となることを表現している。SiBUCは式(1)の全ての項を別々に物理的手法で解析するが，それと同時にこの式が常に成り立つようになっている。

グリッド内に灌漑地がある場合は，グリッド外の水（主に河川水）が人為的に取水，もしくは排水されることを考慮しなければならない。その場合には式(1)の各項の解析に加えて灌漑取水量*Win*と灌漑排水量*Wout*が決定されている。これらはグリッド間の水移動が前提となっているため，物理モデルでの評価が難しい灌漑効率γも含めて次式で考慮される。

流域全体の水の流れは次の式(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は灌漑効率，αは外部項である。

アラル海流域では，水路からの漏水や塩性化した灌漑地での塩分の洗い流し等が行われるために水の損失量が多く，他の流域と比較しても灌漑効率γが悪いことが知られている。これを物理的に評価することは現状では不可能で，詳細なデータも得られなかったため今回はγを流域で一律に0.4と仮定している。αは外部項であり，SiBUCによる鉛直一次元解析では考慮できない流域外の灌漑地への取水量を反映させるための値である。第5節で詳述する。

以上より，式(2)は各グリッドからの流出量の総和である水資源量から灌漑必要水量と流域外等に流出する水量を差し引いたものがアラル海に流入する量であるということを表現している。

2.3 気象データ

使用した気象データは以下の通りである。

・平林プロダクト（H08）：H08は0.5°解像度で全球の降雨量・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揃えている（Hirabayashi et al. 2008）。風速データを用いて雨量計データの補足率を補正している点が特徴で，一般的に水源の多くが冬季に山間部で降る降雪である当流域では有効性の高いデータであると言える。

・JRA25：JRA25は全球1°解像度で全球の再解析データを用意している。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。

本解析は1960年から行っているのに対し，JRA25には1979年からの解析データしかないため，1979年以前のデータを用意する必要があった。降水量と風速の間には相関係数0.32で若干の相関があることが分かったので，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，その年の風速データ，気圧データを用いるという方法を取った。

2.4 地表面パラメータ

土地利用以外の地表面パラメータはECOCLIMAPデータセットから入手した。ECOCLIMAPはLAI等の植生の情報から土壌タイプ等のように，一般的な陸面過程モデルに必要な地表面パラメータのほとんどを揃えている。これらの条件は40年間でほとんど変化しないと考えられ，過去のデータも得られていないため解析期間で同じものを用いている。

土地利用データにはGLCCデータを用いた。GLCCはUSGSが公開している全球1km解像度データで，土地利用を灌漑地を含む24種類に分類している。解析にはこの24種類をSiBUCでの解析に必要な20種類に再分類して用いている。

しかし土地利用は他の土地利用パラメータと異なり，本解析期間の40年間で急激に変化してきた。灌漑地は約２倍に増加し，その影響でアラル海の面積は10%にまで縮小している。これらが水・熱収支に与える影響を解析に反映させるため，土地利用データを各年で変化させる必要があった。

(1) アラル海縮小の再現

土地利用推定の第一段階として，アラル海面積の経年変化の推定を行った。

Fig. 2に示されるように，アラル海面の標高は各年で報告されている。それに対し，幾つかのデータセットが現在陸地になっている過去の水面域の標高を公開しているため，アラル海面の標高よりも低い地域を各年で抽出し，その領域が海だったとすることで次ページのFig. 3のように推定した。なお，Fig. 2で1998年よりアラル海の標高が非連続的に変化しているのは，コカラル堤防の建設と崩壊の影響によるものと思われる。この堤防は小アラル海を保全するため，アラル海を南北に分断する形でまず1996年に建設されたが，1999年の４月に崩壊した。その後2005年に再建設されている（World Bank 2008）。

次ページのFig. 4はアラル海面積の経年変化を表している。推定された各年のアラル海面積は，報告されている値と比較して僅かに大きな値となっているものの，十分な精度を持っていると思われる。

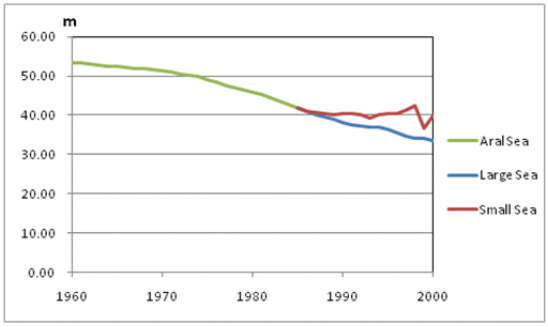
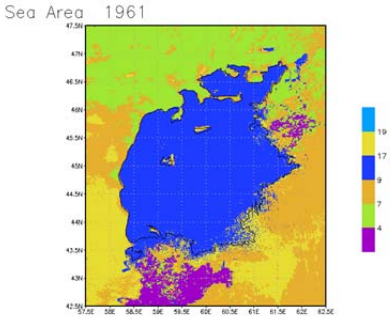
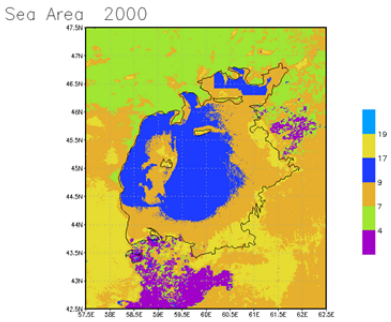


Fig. 2 Change of the Aral Sea level



(a) 1960



(b) 2000

Fig. 3 Shrinking of the Aral Sea

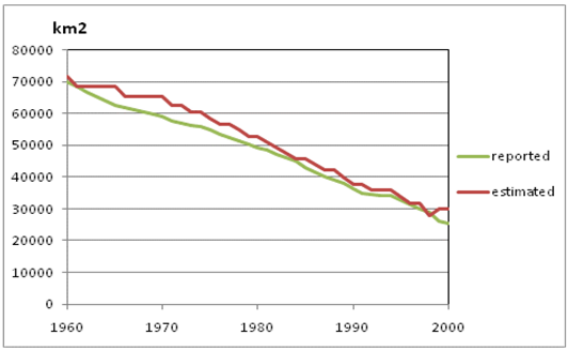


Fig. 4 Change of the Aral Sea surface

(2) 灌漑面積の変化の再現

次に灌漑面積の拡大を土地利用データに反映させる。まず前回までの手法によって求められた各年の1km解像度土地利用データを解析に用いる0.125°のグリッドで足し合わせて土地利用面積率を求めた。モザイクモデルであるSiBUCはこのように土地利用を面積率として評価することで，解像度の小さな土地利用の混在をより解像度の大きな解析の中でも考慮することができる。

アラル海流域の灌漑面積の変化は下のTable 1のように発展してきたことが分かっている（Nachtnebel, H.P. 2006）。そこで灌漑面積の流域全体の総和がTable 1の条件を満たすようにGLCCの土地利用データを流域全体で一律に変化させた。但し，Table 1のデータからは10年ごとのデータしか得られなかったため，FAOSTAT(http://faostat.fao.org)が公開しているFig. 5に示すソ連全体の灌漑面積の推移から，各年で面積拡大の割合を求め，Table 1の値に適用することでFig. 6に示される一年ごとのデータを得た。この灌漑面積の値が満たされるように土地利用面積率を各年で修正した（Fig. 7）。なお2003年の時点でGLCCから得られる灌漑面積の総和がTable 1のデータと比較して過小評価されていたため，GLCCの灌漑面積率を流域で一律に1.68倍する補正を行っている。アラル海縮小の再現では平面分布の変化も明らかにできたものの，灌漑地拡大に関しては灌漑面積の変化が分かるのみであったため，各年で灌漑面積が合うように土地利用を流域全体で一律に変化させることしかできなかった。今後はこの流域内の分布についても考察が必要である。

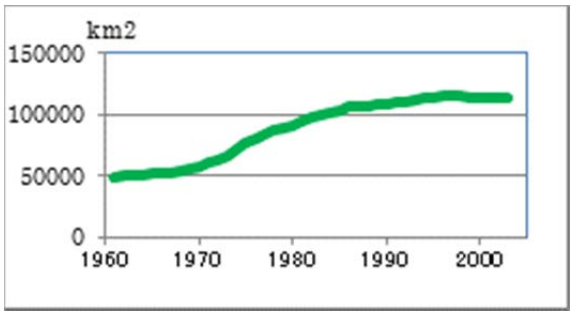


Fig. 5 Irrigated area in Soviet Union (From FAOSTAT)

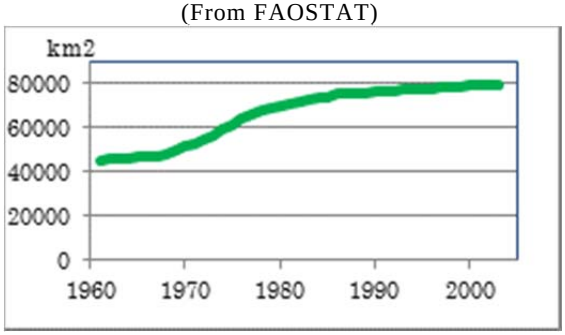
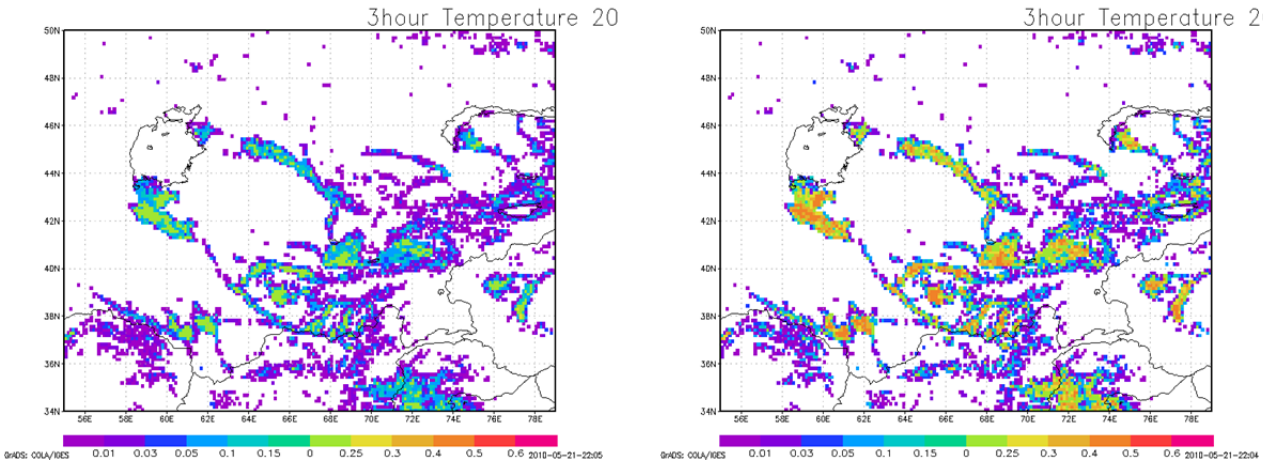


Fig. 6 Irrigated area in the basin

Table 1 Historical change of irrigated area

year	1960	1970	1980	1990	2000	2003
Irrigated area [km2]	45100	51500	69200	76000	78900	79000



(a) 1961　　(b) 2003

Fig. 7 Rate of irrigated area

2.5 外部項αの評価

式(2)のαは流域内の水資源量*Runoff*の中で，流域外の灌漑地へ向けて取水される量を考慮している外部項である。SiBUCによる解析は流域内の水需要しか考慮できないので，こういった値を外部項としてしか反映させることができなかった。

今回αにはカラクム運河によって取水される水量のみが考慮されている。カラクム運河はアムダリア川からトルクメニスタンに向けて取水される水路延長1370kmで世界最大の運河であり，同国の灌漑農業の約半分を賄っている。1950年代からTable 2のように建設され，現在では12.9Gtの水が取水されている（田島 2009）。この取水量は，Table 2で示された5つの各開発段階において開発灌漑面積が線形的に増加したと仮定すると各年の灌漑面積が分かるため，現在の灌漑面積と取水量12.9Gtとの比率が過去でも変わらないと仮定することでFig. 8のように推定した。

Fig. 8を見ると分かるように，カラクム運河による取水は莫大でトルクメニスタンの農業にとって生命線となっているため，今後将来予測をする際にもこれを無視することはできない。統計データを用いたより信頼度の高い推定や灌漑計画等を用いて推定していく必要があるだろう。

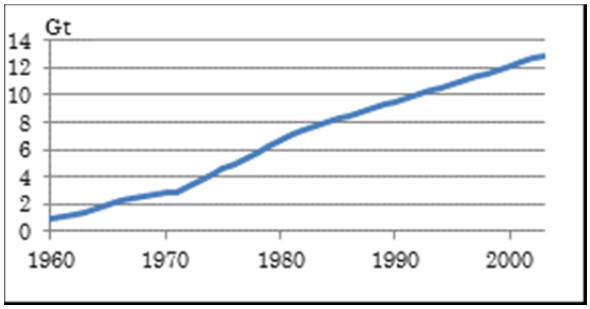


Fig. 8 Withdrawn water from the Kara-Kum canal

他にαを用いて評価すべき水量としては，カラクム運河以外の運河による取水量や，アイダール湖に流入する水量が挙げられる。ここでアイダール湖とはシルダリア川下流で拡大している塩湖である。キルギスタンのトクトガルダムが冬季に発電を目的として大量の放流を行うために下流側で洪水が発生し，毎年約3Gtの水が流入していると報告されている（Kitamura et al. 2007）。この水は塩水と混合し，水資源としての価値はなくなる。

Table 2　Development of the Kara-Kum canal

Stage	period (year)	Length of the canal (km)	Water quantity (m3/sec)	Irrigated area (ha)
1	1954 - 162	397	130	88000
2	1960 - 1966	537	198	170000
3	1966 - 1971	837	317	220000
4	1971 - 1982	1100	500	562000
5	1982 - 2003	1370	650	972000

３．　流域の水資源・水使用量の再現

3.1 解析結果

SAGEの河川流量データベース(http://www.sage.wisc.edu/riverdata/)より得られたアムダリア川下流端付近の流量の観測値と，その観測点より上流に当たるグリッドで式(2)から得られた水資源量を比較したものがFig. 9である。

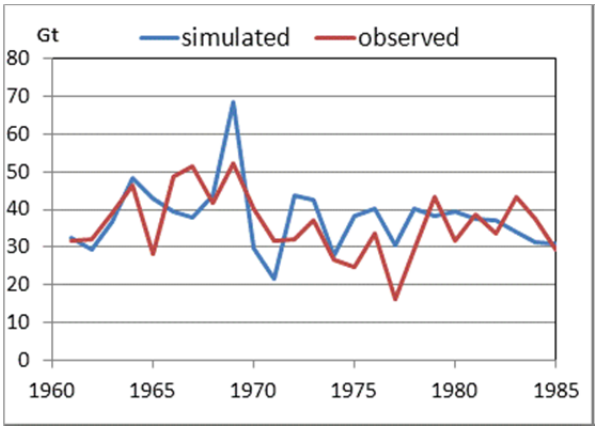


Fig. 9 Discharge at Amu Darya

Fig. 9の解析値は*Runoff*の総和を基に計算されているので正確には河川流量を表すものではなく，地下水への流出も含んでいる。そのため理論上解析値が過大となってしまう点には注意が必要である。Fig. 9の解析値過大は解析期間で平均すると約3Gtであった。この3Gtは地下へ基底流量として浸透する水量のうち湧水して河川水とならず，地下水のままの形でアラル海に流入する量と考えられるが，アラル海に地下水として流入もしくは流出する量の総量は毎年±5Gtの範囲内にあると報告されており（Jarsjo et al. 2004），Fig. 9はアムダリア河流域のみからの流出量であるので±5Gtより流出・流入が少ないものと思われる。しかし今回見られた過大評価は過去においてより顕著であり，同時に河川流量の観測値は1985年までのものしか得られなかったので，1985年以降においても観測値との比較を用いた検討が必要である。

3.2 アラル海流域の水資源・水使用量

Fig. 10はアラル海流域全体の解析結果である。ここに，*Qin*はアラル海に流入する流量，*Irrig*は灌漑必要水量，*Runoff*は水資源量である。解析期間を通して*Runoff*に大きな変動がほとんど見られない一方，*Irrig* はソ連が崩壊する1990年前後まで増加傾向で1990年までに約2倍にまで増えていることが分かる。それに従って*Qin*は1970年以降

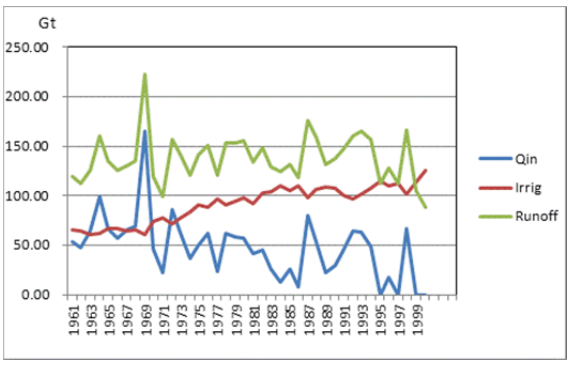


Fig. 10 Annual water balance in the basin

より急激に減少している。水資源量*Runoff*の長期平均値は133Gtであると言われているが（Micklin et al. 2000），解析された*Runoff*の長期平均値は135.5Gtであり正確に再現されている。また水需要量の年変動は小さいものの，水資源量の変動は大きく，標準偏差は25.3Gtであった。灌漑需要量に関しては，1990年代の平均値が111~126Gtであったと言われているが（Micklin et al. 2000），解析では109.4Gtであった。

少雨であった2000年前後には*Runoff*の総量に*Irrig*が達し，水量の制約から灌漑水量*Irrig*が抑えられていることも分かる。実際2000年前後には深刻な渇水によって主に下流域の灌漑地で深刻な被害があったことが報告されている（Glantz, M.H. 2005）。

Fig. 11はアラル海上のみでの解析結果である。

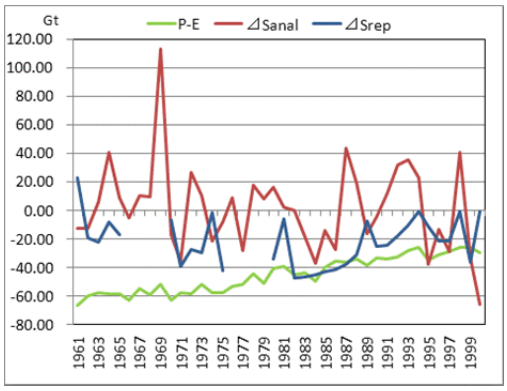


Fig. 11 Annual water balance in the Aral Sea

*P-E*は降水量から蒸発散量を引いたものであり，⊿*S*はアラル海の水量の変化量であり，下付きのanalは解析結果であること，repは報告されている値であることを意味している（Nachtnebel, H.P. 2006）。なお、1965年からの5年間と1975年からの5年間は元データが欠損していたため空白にしてある。Fig. 11よりアラル海は1960年代に増加傾向であったが，1970年前後を境に減少に転じていることが分かる。1990年代の後半から⊿*S*が*P-E*と等しくなる年が現れており，これは河川流

量が0になっていることを意味している。

Fig. 11では，アラル海が1970年前後を境に減少に転じたことを示しているが，実際には1960年代から始まったと報告されているので（JICA報告書 2009），今後はより再現性の高い解析が必要であることが分かる。特に，式(2)の外部項αや灌漑効率γの推定を正確に行う必要があると思われる。

月別の変化は次のFig. 12のようになる。これは1990年代の平均値である。

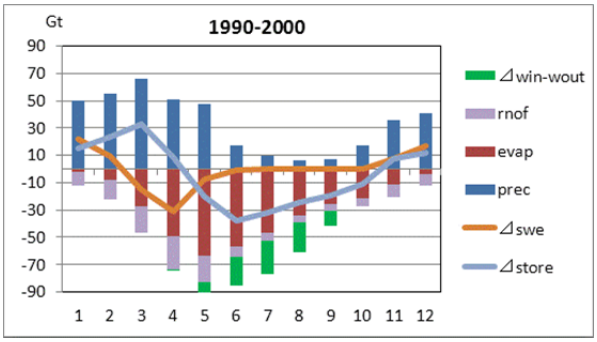


Fig. 12 Seasonal water balance

ここに⊿*store* は土壌水分の変化量である。この図より，降水が主に冬季に発生し，夏季には降水量を大幅に超える量の蒸発散が発生し，それに伴って土壌水分量や積雪水当量に変化が生じていることが分かる。灌漑必要水量⊿*win-wout* の割合も大きく，夏季には降水量を大幅に上回る水量が灌漑に使用されている。これより冬季の降水を貯水し適切に水管理する必要があることが推察されるが，実際は上流国の水運用法が原因で上手く運用されていない（Sunada 2007）。また本解析では⊿*swe* に氷河の影響は入っていないが，流域の水資源において氷河の影響は非常に大きく，温暖化の影響を含めて今後考慮していく必要がある。

４．　結論

4.1　結論

本研究では，アラル海流域における過去の水資源・水使用量を陸面過程モデルSiBUCを用いて解析し，これらが灌漑面積の大規模な増加を受けてどのように変化してきたのかを物理的に再現した。その際には全球データセットのみを用い，様々な仮定を用いていたにも関わらず，水資源量*Runoff*の長期平均値や流域の灌漑地拡大に対する水需要量増加を表現できた点には大きな意味がある。

しかし，流域で行われている多様な水使用の全てを物理的な手法を用いて考慮することができず，流域外への取水量や灌漑効率などの推定において信頼度の低い推定を行わざるを得なかった。これらは流域の水利用を表現する上で大きな影響を持っているので，今後はより信頼度の高い推定方法を模索する必要がある。

4.2 今後の課題

本研究の最終目標は深刻な問題を抱えるアラル海流域の水問題を解決することであり，持続可能な開発の実現に向けて，解析の精度を更に向上させる必要がある。

本流域では使用可能なデータが限られており，数々の仮定が必要であった。解析結果の評価のため河川流量データ等も必要であり，実際にどのように水を使用しているかといった情報も必要である。そこで現在サイエンスコミュニティーに共有されていないデータを集めている所である。

現段階では解かれていない要素の解析も必要である。例えば氷河の融解の影響は解かれていないし，地下水の挙動の解析も不十分である。地下水の流れは現在SiBUCによって鉛直一次元解析で解かれているが、実際には平面的な流れが存在し、時には地下水面の上昇を受けて地表面近辺で土壌が飽和していることもある。以上の事から、地下水の平面二次元的な流れと陸面過程との相互関係を評価していく必要があり，これには灌漑地における水利用の影響も考慮する必要があるだろう。

今後過去の水・熱収支の再現計算をした後は，GCMの出力値を用いて将来気候下での水資源量を解析していく予定である。その際にはシナリオベースで灌漑地の拡大を予測し、各シナリオに応じた水資源量と水利用量の関係を明らかにすることで予測していく予定である。そして、最終的には温暖化される将来に向けて理想的な水管理について考察していきたいと思っている。

参考文献

田島正廣，(2009)，バーチャルウォーターからリアルウォーターへ（その 2） トルクメニスタンの水資源問題，多自然研究 No.167

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

Cretaux, J.F. et al. (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, 20:207-218, Social Science Research Council

Glantz, M.H. (2005), Water, climate, and development issues in the Amu Darya Basin, *Mitigation and Adaptation Strategies for Global Change*, 10: 23-50

Hirabayashi Y. et al. (2008), A 59-year (1948-2006) global near-surface meteorological data set for land surface models

Jarsjo, J. (2004), Groundwater discharge into the Aral Sea after 1960. *Journal of Marine Systems* 47, 109-120

Kitamura, Y. et al. (2007), Water Problems in Central Asia, *Journal of Disaster Research* Vol.2 No.3

Kitoh, A. et al. (2009), Projection of changes in future weather extremes using super-high-resolution global and regional atmospheric models in the KAKUSHIN Program: Results of preliminary experiments, *Hydrological Research Letters* 3, 49-53

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*, 35:47-72, Western Michigan University

Nachtnebel, H.P. (2006), Final Report of CR2 and CR3, INTAS Project 0511 REBASOWS

Sunada, K. (2007), Water related issues in the Asian river basins, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol.51, University of Yamanashi

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

World Bank, (2008), Project information document (PID) concept stage

Analyzing Annual Changes in Water and Heat Balances Considering the Impacts of Expanding Irrigated Area and Shrinking of the Aral Sea

Yoshiya TOUGE, Kenji TANAKA, Toshiharu KOJIRI and Toshio HAMAGUCHI

Synopsis

As the result of huge-scale irrigation under the Soviet project, serious water scarcity has occurred in the Aral Sea Basin. Millions people are suffering especially in the downward area and the Aral Sea has shrunk to 10% of 1960's level. To solve the problem, sustainable irrigation project is required and this project has to be based on several information about quantity of water resources and the impact of global warming. These information are necessary as basic and scientific information for the basin.

In this study, annual water and heat balance in the Aral Sea Basin is analyzed from 1961 to 2003 by land surface model SiBUC, which can analyze water for irrigation in physical way. From this analysis, water balance in the past and some impacts of expanding irrigated area are analyzed.

Keywords: land surface model, irrigation, the Aral Sea, SiBUC

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

長期貯水池操作のための多様な全球気象情報の利用可能性

野原大督・三木博子*・堀智晴

＊ 京都大学大学院工学研究科

要　旨

ダム貯水池の利水操作時における全球気象情報の利用可能性を検討することを目的として，管理対象とする河川流域の降水量と複数の全球気象情報の格子点データとの相関関係を利用した長期貯水池操作手法を構築した。まず，各気象情報の格子点値のうち，流域降水量と強い相関を示した格子点における観測値（解析値）を予測因子として考え，これらの予測因子を説明変数とした将来の長期降水量の予測重回帰式を構築した。次に，貯水池操作手法については，降水予測結果と現在の貯水池の状態を考慮しながら動的計画法により実時間で求めた放流戦略に従って放流を行う方法をとった。提案手法を，実流域を対象に適用した結果，3か月降水量の予測精度が改善された。また，得られた予測結果を用いて利水放流決定のシミュレーションを行った結果，予測を考慮しない場合と比較して操作結果が改善されることが確認された。

キーワード：貯水池操作，渇水，全球気象情報，降水予測

1. はじめに

渇水管理を目的としたダム貯水池の長期操作を効果的に行うためには，管理対象である河川流域の将来の気象・水文状況が予め把握できることは重要である。渇水が比較的長期間にわたる少雨現象によって引き起こされることに鑑み，わが国では概ね数週間から数か月先までの流域の将来の状態に関する降水または流況の予測情報があることが望ましいとされることが多い（例えば，永井ら，2003）。各国の気象機関が提供する現業気象予報の中には，こうした数週間から数か月先の期間を対象とした中長期気象予報等の予報メニューが用意されており，これらを利用することが可能である。

しかし，予測期間がこのように長期間に及んでくると，大気の持つ非線形性の効果が極めて大きくなることから，予測精度が大きく低下することは避けられず，そのことがダム貯水池の実管理において中長期気象予報を定量的に利用することを難しくしている。例えば，池淵ら（1990）やKojiri et al. (1994)では，現業の中長期気象予報を利用した長期貯水池操作手法について検討を行っているが，一定水準の予測精度の確保が難しく，実用化にはいまだ至っていない。

こうした状況に鑑み，現業の中長期気象予報のみを頼みにするのではなく，管理対象の河川流域の長期の将来における気象・水文状態をより広範な視点から推し量ろうと，多様な情報源の利用が検討されている。一般に，気象現象は空間スケールが大きいほど，その時間スケールも大きいことが知られており，惑星規模の現象であれば，その時間スケールは数か月を超えるものもある（小倉，1984）。このことから，特に，全球にわたるような広域の空間スケールを持つ気象現象の中には，流域の比較的長期の将来における気象・水文状態と関係が深いものがある可能性が考えられることから，近年，水資源管理における広域気象情報の利用に関する研究が盛んに行われている。櫻井（1996）は，北半球上空における気圧高度分布状況や太平洋の数種の海域における海面水温分布状況から，ニューラルネットワークを用いて日本の各地点の少雨現象や渇水状況を予測する手法について検討を行っている。Robertson and Ghil（1999）は， PNA（Pacific-North American）パターンやTNH（Tropical- Northern Hemisphere）パターン，ENSO（El Niño/ Southern Oscillation）などのテレコネクションパターンや太平洋におけるΩ型ブロ

ッキングの状況を利用して，アメリカ合衆国西部の8地点の観測点における冬季の降水量および気温の分布を統計的に推定することを試みている。Xoplaki et al.（2000）は，ギリシャにおける冬季降水量の空間分布と，大西洋北東部からヨーロッパの対流圏中層の循環場と見なせるヨーロッパ上空における500hPaジオポテンシャル高度分布及び地表面気圧分布との関係を分析するために，EOF（Empirical Orthogonal Functions）とCCA（Canonical Correlation Analysis）を実施し，水資源管理に有用と考えられる3つの典型的なCCAパターンを得ている。野原ら（2010）では，北半球の500hPaジオポテンシャル高度分布を用いて，数個に分類された典型的なジオポテンシャル高度分布の各パターンの生起と流域降水量との統計的関係を利用した長期降水予測手法を構築し，日本の貯水池の利水操作に反映させることで，渇水対応のための放流調整の合理化を図ろうとしている。また，Maity and Kumar（2009）は，ENSO及びEQUINOO（Equatorial Indian Ocean Oscillation）とインドのHirakudダムにおけるモンスーン期の流入量の変動との水文・気候学的な関係を，主に相関解析によって調べ，ENSO及びEQUINOOの合成指標から流入量を予測する方法について，検討を行っている。

しかし，以上のいずれの研究においても，対象とする地域または河川流域における地域スケールの気象・水文状態との関係が先験的に期待される広域または遠隔地の気象現象を考慮の対象としている。対象とする流域によっては，当該流域との関係性が期待されるような気象現象が，必ずしも明らかとなっていないところもある。また，地域気候と何らかの関連性があると考えられる広域気象現象が既に明らかになっている場合においても，日本の山岳域におけるダム流域のように，より小さな空間スケールの流域の降水・流況との関連性に特化して考えた場合には，流域の水資源管理に役立つような別のシグナルが広域または遠隔地の気象現象に内在する可能性も考えられる。

こうした観点から，水資源管理への全球気象情報の利用にあたり，やや探索的な方法を取っている研究もある。Sveisson et al.（2008a, 2008b）では，カナダのChurchill Falls流域における春季の河川流量との間に関連性を示す，大気の大規模循環指数やテレコネクション指標，気温・気圧や海面水温などの情報を，相関解析や合成図解析によって探索し，これらの情報を用いた流況予測手法について検討している。また，Han（2009）では，全球降水量GPVとタイのChao Phraya川流域のBhumibolダム流入量とのラグ相関解析を行い，高い相関を示すGPVを予測因子とした長期ダム流入量の予測手法を構築している。しかし，これらの研究では，降水量あるいは流量の予測方法に関する議論に終始しており，各種の気象情報の利用によって最終的に貯水池操作がどのように改善されたかについては検討されていない。また，適用対象についても，いずれの研究においても大陸における比較的大きな面積を有する流域を取り上げており，我が国においてしばしば見られるような，山間部の比較的小さな流域において，広域気象現象との同様な関係が見られるかどうかについては，いまだ十分に議論されていないのが現状である。

そこで，本稿では，近年，各国の気象機関から提供されている複数の全球気象情報を用いて，対象とする河川流域の降水量との関連性の大きな気象要素や，そういった現象が生起する位置を定量的に選択しつつ，当該地点における気象状態を考慮した長期貯水池操作手法を構築する。具体的には，対象流域の長期降水量と各全球気象情報に含まれる各格子点値との相関解析を行ってまずは両者の線形の関係を調べ，高い相関を示す地点における気象状態を予測因子とする降水量予測重回帰式を構築するとともに，当該予測結果を活用したダム貯水池の利水放流決定手法を開発する。そして，開発した利水操作手法を日本の山岳域に集水域を持つダム貯水池に適用し，全球気象情報の利用可能性について検討を行う。

2. 提案手法の概要

2.1 利用する全球気象情報

近年の計算機資源の性能の向上や情報通信技術の進展に伴い，気象観測地点での観測結果を基礎にした数値計算により算出された気象諸量の解析データが，全球にわたる格子点データの形式で各国の気象機関から提供されている。本研究では，大気及び海洋の状態を表す気象諸量のうち，一般的に，流域における概ね数週間から数か月程度の長期的な気象・水文状態に影響を及ぼす可能性が考えられる気象諸量を考慮する。具体的には，全球の大気の状態については，大気中下層における気圧（気圧高度）および気温，すなわち500hPa気圧高度，850hPa気圧高度，地表面気圧，500hPa気圧高度面気温，850hPa気圧高度面気温，地表面気温の6種の気象量を考える。また，海洋の状態については，大気に大きな影響を与える大気・海洋間の熱交換を考慮するため，海面水温を考え，大気と海洋を合わせて7種の気象量を考える。

次に，上記の気象諸量の状態を把握するために利用する情報についてであるが，貯水池での実管理で用いることを念頭に置くと，利用する情報には，情報へのアクセス性が高く，また，最新の情報を素早く入手できることが求められる。さらに，過去の統

Table 1 Properties of datasets used in this study

Meteorological element [**Dataset**]	**Spatial range**	**Spatial resolution**	**Temporal range**	**Temporal resolution**	**Updatete frequency**
Pressure height (*500hPa*, *850hPa*) Surface pressure Air temperature (*500hPa, 850hPa*, *surface*) [NCEP/NCAR reanalysis]	90°N-90°S, 180°W-180°E	2.5 degrees grid	Jan. 1948 - present	Monthly	Monthly
Sea surface temperatures [glbsst]	80°N-80°S, 180°W-180°E	2 degrees grid	Jan. 1946 - present	Monthly	Monthly

計データを用いる上では，長期間のデータの蓄積があることが望ましい。本稿で考慮しようとする気象諸量については，いずれもオンライン上で長期間にわたる全球データを無償で公開している機関があり，比較的これらを容易に利用できる体制となっている。こうした全球気象情報のうち，本研究では，大気の状態を示す500hPa気圧高度，850hPa気圧高度，地表面気圧，500hPa気温，850hPa気温，地表面気温の気象諸量については，米国海洋大気庁地球システム研究所（NOAA/ESRI）のWEBサイト上で提供されているNCEP/NCAR再解析データ（National Centers for Environmental Prediction/ National Center for Atmospheric Research Reanalysis Data）（Kalnay et al., 1996; Kistler et al., 2001）の月平均データを利用する。一方，海面水温については，気象庁が作成し，海上保安庁海洋情報センター（JODC）が運用する北東アジア地域遅延モードデータベース（NEAR-GOOS RDMDB）で公開されている，月平均海面水温データセット（Global Sea Surface Temperature: glbsst）を利用する。利用する全球気象情報のスペックをTable 1に示す。

2.2 提案操作手法の概要

本研究では，全球の気象の状態から統計的に推定した長期降水量の予測情報を考慮した長期貯水池操作手法を開発する。長期降水量としては，概ね1～3か月程度先までの降水状況を考え，ダム貯水池の操作目的としては利水操作を考える。以下では，長期降水量の予測対象期間が向こう3か月間である場合を例に取り，提案手法の概要を述べる。

まず，全球気象情報の中から予測対象期間の積算降水量の予測因子を探索するため，前項で取り上げた7種の各全球気象情報の各格子点における解析値と，対象とする流域における1月から12月までの各月を始点とする予測リードタイム分の積算降水量とのラグ相関解析を実施する。このとき，全球気象情報の各格子点値については，時間スケールについては，概ね1か月～3か月程度の期間における平均値，空間スケールについては，概ね1格子点から9格子点（3×3格子点）の平均値を考える。また，3か月間先までの予測を行うことから，相関解析の際には最大3か月間の時間ラグを考慮する。

次に，相関解析の結果，7種の各全球気象情報の各格子点のうち，1月～12月までの各月を始点とする予測対象期間の積算降水量とそれぞれ最も高い相関を示す格子点を選び出し，それぞれを各予測対象期間における降水量の予測因子の候補と見なす。すなわち，7種の各全球気象情報を代表する予測因子の候補7つが，予測対象とする期間ごとに得られることになる。続いて，これらの予測因子を説明変数とした降水量予測のための重回帰式を予測対象期間ごとに構築する。この際，各重回帰式にとっての最適な説明変数の組合せを赤池情報量基準（Akaike Information Criteria: AIC）（Akaike, 1974）を用いて決定する。

一方，対象ダム貯水池の放流戦略は，対象流域の降水予測状況を元に決定する。本研究では，主にダム貯水池の利水操作を考えるので，操作目的を渇水被害の最小化と設定する。予測状況を元にした放流戦略の最適化は，降水予測対象期間において想定される対象流域での降水状況と流域及び貯水池の状態，各種制約条件を考慮した上で，動的計画法（Dynamic Programming: DP）によりリアルタイムで実施する。ただし，日本におけるダム貯水池のように，比較的貯水容量が小さなダム貯水池や，年間の河川の流況の変動が激しい流域においては，1か月間や3か月間といった長い期間における総降水量や流況の平均的状態を最適計算モデルに与えるのみでは，現実的な操作戦略を算定するには時間スケールが大きくなり

すぎる恐れがある。さらに，DPによる最適化計算において，貯水池における連続式を直接計算するためには，ダム貯水池への流入量や河川流況に関する予測情報が必要である。そこで，前述の過程で算出された予測積算降水量を，予測対象期間内の各日の降水量の気候値に基づいて比例配分することで，日単位の予測降水量系列を算出する。さらに得られた予測日降水量系列から，日単位の予測流況系列を算出する線形重回帰式を推定し，この重回帰式によって求められた予測流況系列を用いて，利水放流戦略の決定を行う。

3. 全球気象情報を利用した貯水池操作手法

3.1 相関解析

前述のように，全球的な気象情報には，その空間スケールから，目的とする流域の将来における気象・水文状況と関係の深い情報が含まれている可能性があるが，そのような情報に含まれる全てのデータが流域の気象・水文状況との良好な関係を示すとは限らない。むしろ，流域の気象・水文状況とほとんど関係が見られないデータが大半であることが十分に考えられる。まずは，両者の関係性について，客観的な分析を行うことが，情報に含まれる大量のデータの中から流域の気象・水文状況と関係が大きく予測因子となり得るようなシグナルと，逆に関係が小さいノイズとを識別する上で重要であろう。そこで，全球気象情報と流域の気象・水文状況との間の関係性の分析の第一歩として，両者の線形な統計的関係を分析し，本研究で考慮する7種の各全球気象情報の各格子点における解析値と，対象とする流域における1月から12月までの各月を始点とする各予測対象期間の降水量のそれぞれとのラグ相関解析を実施する。ラグ相関解析は，次式に従って算出する。

$$r_{xy}(m,g,n)=\frac{\sigma_{xy}(m,g,n)}{\sigma_x(m,g,n)\cdot\sigma_y(m)} \tag{1}$$

ただし，

$$\sigma_{xy}(m,g,n)=\sum_{j=1}^{T_J}\left[x(j,m,g,n)-\bar{x}(m,g,n)\right]\left[y(j,m)-\bar{y}(m)\right] \tag{2}$$

$$\sigma_x(m,g,n)=\left\{\sum_{j=1}^{T_J}\left[x(j,m,g,n)-\bar{x}(m,g,n)\right]^2\right\}^{\frac{1}{2}} \tag{3}$$

$$\sigma_y(m)=\left\{\sum_{j}^{T_J}\left[y(j,m)-\bar{y}(m)\right]^2\right\}^{\frac{1}{2}} \tag{4}$$

$$x(j,m-l,g,n)=\sum_{l_M=1}^{L_M}\sum_{l_G=0}^{L_G}x_{raw}(j,m-l_M,g+l_G,n) \tag{5}$$

$$y(j,m)=\sum_{l_P=0}^{L_P}y_{mon}(j,m+l_P) \tag{6}$$

ここで，$r_{xy}(m, g, n)$ は，m月を始点としたL_Pか月先までの期間（降水予測時における予測リードタイム分の期間）における積算降水量と，n番目の全球気象情報の格子点g周辺のL_G個の格子点におけるm月より遡る一定の平滑化期間L_Mの気象の平均状態との相関係数である。$x_{raw}(j, m, g, n)$はn番目の全球気象情報の格子点gにおけるj年m月のデータ，$y_{mon}(j, m)$はj年m月の対象流域の月降水量データ，$x(j, m, g, n)$は時空間平滑化後のn番目の全球気象情報の格子点gにおけるj年m月のデータ，$y(j, m)$は対象流域における時間積分後のj年m月を始点とする積算降水量，T_Jは統計年数，$\bar{x}(m,g,n)$ および $\sigma_x(m,g,n)$ はそれぞれ時空間平滑化後のn番目の全球気象情報の格子点gにおけるm月のデータの平年値および標準偏差，$\bar{y}(m)$ および $\sigma_y(m)$ はそれぞれ対象流域におけるm月を始点とする積算降水量の平年値および標準偏差，$\sigma_{xy}(m,g,n)$ は時空間平滑化後のn番目の全球気象情報の格子点gにおけるm月のデータと対象流域におけるm月を始点とする積算降水量の共分散である。

1月～12月の各月を始点とする予測リードタイム分の期間における積算降水量との相関解析を7種全ての全球気象情報の各格子点に対して行い，ここでは，各気象情報のうち最も強い相関を示す格子点における気象状態を，その月に実施する降水予測の予測因子と考える。

3.2 長期降水予測手法

次に，前節における相関解析の結果得られた予測因子を用いて，1月から12月までの各月を始点とする積算降水量を予測するモデルを構築する。前節の相関解析の結果，合わせて12の降水量の各予測期間に対して，各全球気象情報の中からその地点における気象状態が流域の予測因子と見なされる格子点が，それぞれ抽出される。これらの各格子点における気象解析データを説明変数の候補として，予測対象期間の積算降水量を予測する線形重回帰式を作成する。重回帰式の推定の際には，7つの説明変数の候補の中から，汎用的な予測能力が最も高いと考えられる説明変数の組合せを，AICを最小にするように選択する。

この結果，推定された重回帰式は，次式のように表すことができる。

$$y(m) = a_0(m) + \sum_{i=1}^{k} a_i(m) \cdot x^*(m,i) + \varepsilon(m) \qquad (7)$$

ここで，$y(m)$は目的変数（予測変数）であるm月から始まる予測対象期間の積算降水量，$x^*(m, i)$は$y(m)$を推定するための回帰式に含まれる説明変数の最適な組み合わせとして選ばれたk個の全球気象情報のうち，i番目の全球気象情報に含まれる格子点値の中で，予測対象期間の積算降水量との相関が最も大きい格子点における解析値（説明変数），$a_0(m)$，$a_i(m)$，および$\varepsilon(m)$はそれぞれm月を始点とする予測対象期間の積算降水量に関する予測回帰式における定数項，説明変数iの係数，および残差項である。重回帰式は，1月から12月までの各月を始点とする12の予測対象期間の積算降水量についてそれぞれ推定される。こうして推定された予測重回帰式を用い，全球気象情報の最新の観測状況から予測対象期間内の降水量の予測を行う。

3.3 流況予測手法

続いて，前節で求められた積算降水量の予測値を用いて，予測期間内の流況の予測を行う。流況の予測状況を考慮してダム貯水池における放流意思決定を行うことを考えると，流況予測は，1か月間や3か月間といった長期の予測期間における平均的な状態ではなく，さらに細かい時間解像度を有することが望ましいと考えられる。そこで，予測された対象期間の積算降水量から，予測期間内の日単位の流況系列を推定する。

まず，予測対象期間の積算降水量の予測値から予測期間内の各日の日降水量を算出する。日降水量は，予測期間内の各日における降水量の気候値の多寡に応じて，積算降水量を比例配分することで求める。

次に，得られた予測対象期間における予測日降水量系列を用いて，予測対象期間内の流況系列を求める。日単位の流況の算出には，統計データを用いてあらかじめ構築した過去数日間の流況と降水量を説明変数とする重回帰式をを利用する。予測対象となる流況としては，まず，対象ダム貯水池への流入量が挙げられる。また，利水補給を目的に持つダム貯水池には，一般的に河川のダム地点より下流側に流況評価地点が定められていることが多い。こうした流況評価地点がダム地点の直下流ではなく，ダム地点からある程度距離のある箇所に定められている場合，ダム地点から当該流況評価地点までの間に河川に流入する水量（ダム貯水池の残流域流出量）が無視できなくなる。この場合，残流域流出量についても流況予測の対象とする必要があり，流況予測のための重回帰式はダム貯水池への流入量と流況評価地点までの残流域流出量のそれぞれを予測変数として別々に推定しなければならない。下流の流況評価地点が増えると，その分，流況予測回帰式の数が増えることになる。

上記で推定した流況予測回帰式に，これまでの降水・流況の観測状況と降水量の予測状況を入力することによって，予測対象期間中の日単位の流況の予測値が得られる。

3.4 貯水池操作手法

本研究では，ダム貯水池の操作目的として低水管理に着目し，操作の最適化問題を需要水量に対する供給不足によって生じる被害を最小化する問題として考える。いま，T期先までの貯水池操作を最適化することを考えると，この最適化問題の目的関数は次のように定義できる（Nohara et al., 2009）。

$$\min_{r_t} \sum_{t=1}^{T} H_t \qquad (8)$$

ここに，r_t は第 t 期 $(t = 0, \cdots, T)$ における貯水池からの放流量，H_t は第 t 期において当該流域が受ける渇水被害を表わす被害関数である。いま，流況評価地点がダム下流の河道における1地点である場合を考えると，渇水による被害を表す関数は，池淵ら（1990）と同様に，不足量と不足率の積として以下のように定義する。

$$H_t = \begin{cases} (d_t - q_t)^2 / d_t & (d_t > q_t) \\ 0 & (d_t \le q_t) \end{cases} \qquad (9)$$

ここに，d_t は第 t 期の下流流況評価地点における需要量，q_t は第 t 期の下流流況評価地点における流量である。また，ダム貯水池の物理的制約，あるいは操作規則上の制約は，次式の通りである。

$$S_{\min} < s_t < S_{\max} \qquad (10)$$

$$R_{\min} < r_t < R_{\max} \qquad (11)$$

ここで，s_t は第 t 期期首における貯水量，$S_{\min}$ 及び $S_{\max}$ はそれぞれ利水容量の最小値及び最大値，$R_{\min}$ 及び $R_{\max}$ はそれぞれ放流量の最小値及び最大値である。また，貯水量の変化は，連続式を用いて次の

Table 2 Specs of applied reservoir

Capacities		Specs
Active storage capacity		289,000,000 m^3
Water use capacity		173,000,000 m^3
Flood control capacity	Flood season (Jul. 1st – Oct. 10th)	90,000,000 m^3
	Dry season (Oct. 11th –Jun. 30th)	80,000,000 m^3
Power generation capacity	Flood season (Jul. 1st – Oct. 10th)	26,000,000 m^3
	Dry season (Oct. 11th –June 30th)	36,000,000 m^3
Designed flood inflow		4,700 m^3/sec
Designed release discharge		2,000 m^3/sec
Maximum release discharge in case of no flood situation		800 m^3/sec

ように表される。

$$s_{t+1} = s_t + i_t - r_t - \alpha_t \tag{12}$$

ここに，i_t は第 t 期における貯水池の流入量，α_t は第t期における蒸発や漏水等による貯水量の減少量である。ただし，本研究では，この効果を考えないものとし，以降では$\alpha_t = 0$とする。一方，関数方程式は次式のように定義される。

$$\begin{aligned} f_T(s_T) &= \min_{r_T} H_T(q_T) \\ f_t(s_t) &= \min_{r_t} \{H_t(q_t) + f_{t+1}(s_{t+1})\} \quad (t = 1, \cdots, T-1) \end{aligned} \tag{13}$$

ここに，$f_t(s_t)$は将来被害関数であり，第 t 期期首において貯水量がs_tである場合に，第 t 期から第T期までの間に被り得る総被害の最小値を表す。全ての期間に対する将来被害関数を第T期から第1期へと後退しながら順に算出したのち，最適放流量 r_t^* は次式のように求められる。

$$r_t^* = \min_{r_t} \{H_t(q_t) + f_{t+1}(s_{t+1})\} \qquad (t = 1, \cdots, T-1) \tag{14}$$

本研究の利水操作では，全球気象情報を基にした流況予測情報を考慮しながら，ここで定義したDPモデルを用いて最適化計算の対象期間内の日単位の最適放流戦略を決定する。操作時には，算出した最適放流戦略を念頭に置きつつ，流入量や貯水量などのダム貯水池の最新の状態を反映させながら，実時間で放流量を決定する。

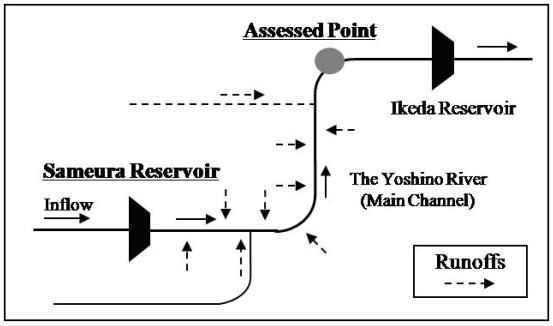


Fig. 1 Simplified model of the downstream of Sameura reservoir for application

4. 適用と考察

4.1 対象流域と適用条件

提案する貯水池操作手法を，吉野川流域の早明浦ダムを対象に適用した。適用期間は2001年1月～2005年12月の期間である。早明浦ダムの諸元をTable 2に示す。早明浦ダムは利水，治水，発電など，多目的ダムとして運用されているが，本研究ではこれらの操作のうち利水操作のみに着目する。すなわち，洪水時には操作規則に定められた操作を行いながら，原則としてダム下流の評価地点における水不足量（渇水被害）を最小化することを目的として操作を行い，発電による便益は評価しないものとする。早明浦ダムの諸元を考慮すると，式(10)，式(11)は具体的に次のようになる。

$$0\ (\mathrm{m}^3) \le s_t \le 1.73 \times 10^8\ (\mathrm{m}^3) \tag{15}$$

Table 3 Results examples of correlation analysis (JAS/MJJ)

Variable (abbrev.)	Location of max correlated point	Correlation
Geopotential height at 500hPa (hgt500)	80°S, 75°W	-0.60
Geopotential height at 850hPa (hgt850)	77.5°S, 70°W	-0.59
Surface pressure (pressure)	5°S, 57.5°E	0.58
Temperature at 500hPa (temp500)	30°N, 2.5°W	-0.67
Temperature at 850hPa (temp850)	80°N, 62.5°W	-0.60
Temperature at surface (temperature)	55°N, 0°E	0.65
Sea surface temperature (sst)	6°N, 60°E	-0.67

$$\begin{aligned} &0 \le r_t \le 2000\ (\mathrm{m}^3/\mathrm{s}) \quad (\textit{for flood situation}) \\ &0 \le r_t \le 800\ (\mathrm{m}^3/\mathrm{s}) \quad (\textit{for no flood situation}) \end{aligned} \tag{16}$$

また，早明浦ダムとその下流域のモデルとしては，DPを適用するために，利水操作を中心に行うことを念頭に置きながら，ここではFig. 1に示すように単純化したモデルを考えた。流況の評価地点は，Fig. 1に示すように，早明浦ダムの下流にある池田ダムの直上流に位置する。ここで，状態量として考えるものは，早明浦ダムの流入量及び貯水量，早明浦ダム直下流から評価地点までに吉野川本川へ流入する水量（残流域流出量），評価地点における河川流量の4つであり，決定量は早明浦ダムからの放流量である。早明浦ダムから評価地点までの区間には，比較的大きな支川からの流入もあるが，これらも含めた全ての支川流入の合計分の流入を残流域流出量として表現した。さらに，この区間には吉野川の最も大きな支川である銅山川からの流入もあるが，非洪水時においては多くとも0.45m^3/s程度の流量であるため，残流域流出量に含めて考えた。以上から，流況予測の対象としては，ダム貯水池への流入量とダム地点から流況評価地点までの残流域流出量の2種となるが，ここでは全球気象情報に基づく長期降水量・流況予測情報が利水操作の改善に寄与する効果の評価を容易にするため，残流域流出量については完全に予測できるものと仮定し，まずはダム流入量のみを予測対象として分析を行った。また，これに対応して，降水量についても吉野川流域の流域平均値ではなく，早明浦ダム上流域のデータを用いた。

全球気象情報の各格子点値と早明浦ダム上流域における降水量との相関解析は，1976年～2000年の期間のデータを用いて行った。また，降水予測のための重回帰式の推定についても，同様の期間のデータを用いて行った。一方，流況予測のための重回帰式については，1979年～2000年の期間のデータを用いて推定した。

長期降水量の予測対象期間については，1か月～3か月，全球気象情報の格子点値の平滑化期間数については1か月～3か月，全球気象情報格子点値の平滑化格子点数については1格子点～9格子点の範囲の任意の組合せを考えた。ただし，以下では，紙面の都合上，相関解析および降水予測の結果，予測精度の改善が見られた組合せ，すなわち，長期降水量の予測対象期間については向こう3か月間，全球気象情報の平滑化格子点数および平滑化期間数については順にその格子点を中心とする9格子点（3×3格子点）および3か月間の条件の下での適用結果について述べる。適用は全シーズンについて行ったが，農耕期間との関係で水需要量が大きくなる5月～10月の期間（通常6月～10月とされる洪水期と概ね重なることから以下では5月～10月の期間を洪水期と呼ぶ）が，ダム貯水池の利水操作を考える上で特に重要であると考えられるので，以下ではこの期間における適用結果を中心に論じる。なお，利水操作の最適計算期間については，降水量予測期間と対応させるように考え，以下では向こう3か月間とする。

4.2 相関解析結果

全球気象情報の各格子点値と早明浦ダム上流域の3か月降水量との相関解析結果の例をTable 3に示す。ここには，7月を起点とする3か月間の積算降水量と4月から6月までの期間で平均した全球気象情報の格子点値（3×3格子点の平均）との相関解析結果を示している。Table 3を見ると，各全球気象情報の中で流域降水量と最も強い相関を示した格子点値の流域降水量との相関係数の絶対値は0.58～0.67の間に分布していた。また，全期間を通じた適用結果では，Table 3における500hPa気圧高度情報と850hPa気圧高度情報のように，同様の位置の格子点が最大の相関を示す格子点として選択されているケースが多く見られた。この原因としては，最大の相関を示す格子点の位置が互いに似ていた全球気象情報の示す気象量がそもそも互いに密接に関係のある気象量同士で

Table 4 Estimation results of best combination of predictors in the wet season

Prediction	Employed predictors	AIC
MJJ/FMA	hgt500, sst	355.3
JJA/MAM	hgt500, pressure, temp850	370.2
JAS/AMJ	hgt850, temp850, temperature, sst	352.3
ASO/MJJ	pressure, temp500, temp850, temperature, sst	343.2

Table 5 RMSEs for three-monthly precipitation prediction

Period	Proposed prediction (mm)	Normal prediction (mm)
Total average in all season	480.1	498.3
MJJ/FMA	254.8	302.0
JJA/MAM	788.7	709.8
JAS/AMJ	725.6	902.0
ASO/MJJ	907.2	1060.2

あり，そのためそれらの格子点値間にも比較的強い相関があったことにより，降水量との相関解析の結果も互いに似た結果となった可能性が考えられる。また，相関解析結果では，各気象情報において最大の相関を示す格子点には，対象流域からかなり離れた位置にある格子点が選ばれている事例が多かったが，流域降水量に対するそのような大きな相関が対象流域と遠く離れた格子点における気象量から得られた物理的または力学的要因については，本研究では明らかにならず，今後の課題である。

次に，上記で得られた相関解析結果を用いて，各月を始点とする3か月間の積算降水量を予測する重回帰式の推定を，説明変数の組合せがAICを最小とする組合せになるように行った。洪水期の各期間に対して推定された降水予測重回帰式における説明変数の選択結果をTable 4に示す。Table 4内のMJJ/FMAといった表現は，予測における説明変数（全球気象情報格子点値）の平均化期間と被説明変数（流域降水量）の積算期間を表わしており，例えばMJJ/FMAの場合は，2月から4月までの全球気象情報の格子点値の平均値を使って，5月から7月までの流域積算降水量を予測する重回帰式を表わす。同様に，JJA/MAMは3月から5月までの全球気象情報の格子点値の平均値を使って6月から8月までの流域積算降水量を予測する重回帰式を表わし，以下同様にひと月ずつ後ろにずらした期間についての予測重回帰式の説明変数の選択結果を表わしている。Table 4より，相関解析結果において，流域降水量と最も強い相関を示す格子点として互いに同じような位置の格子点が選ばれていた全球気象情報のうちのいずれかが説明変数の中から除外されていることが確認できる。重回帰式の説明変数の選択時にAICを考慮したことにより，共線性のある説明変数候補を除外できていることがうかがえる。

推定の結果，洪水期を対象とした5月～8月の各月を始点とする3か月積算降水量の予測回帰式の説明変数には，850hPa気圧高度面上の気温情報と海面水温情報が最も頻繁に（4式中3式において）採用されていた（Table 4参照）。

4.3 降水予測結果

前節で推定された重回帰式を用いて，全球気象情報から3か月先までの積算降水量の予測を適用期間内の各月において実施した。5月～8月を始点とする3か月積算降水量の予測の2乗平均平方根誤差（RMSE）をTable 5に示す。表中には，提案手法による予測結果を使って算出したRMSEと，予測が得られない場合として予測対象期間中に常に気候値（平年値）の降水が生じると予測した結果得られたRMSEとを示している。Table 5より，全期間を通じて算出されたRMSEは，気候値を予測値とした場合と比較して提案手法では約3.7%改善していることが分かる。5月～8月を始点とする各期間の予測結果に目を向けると，5月，7月，8月を始点とする期間では，提案手法でRMSEに改善が見られたのに対し，6月を始点とする期間では，逆にRMSEが大きくなり予測精度が悪化した。

また，Table 4とTable 5の二つの結果を比較すると，提案手法のRMSEが良かった期間では，全ての期間で海面水温情報が降水予測回帰式の説明変数に含まれていたのに対し，提案手法のRMSEが悪かった6月を

Table 6 Total damages caused by reservoir operations

Period	Operation with proposed prediction ((m^3/sec)·day)	Operation with prediction of climatic normal value ((m^3/sec)·day)
Total	503.5	548.5
2001, 2003 and 2004	0.0	0.0
2002	0.0	2.2
2005	503.5	546.3

始点とする期間では，降水予測重回帰式に海面水温情報が説明変数として含まれていなかったことが分かる。これらの結果から，早明浦ダム上流域における洪水期（5月～10月）の長期降水量を予測する上で，海面水温情報が良い予測因子になる可能性があることが考えられる。一般に海面水温などの海洋に関する現象が大気に比べてゆっくりと変化することから（古川・酒井，2004），3か月という長い期間の積算降水量との線形の関係が大気と比べて海面水温では出やすかったのでないかと考えられる。一方，ここには示していないが，1月～4月，9月～12月を始点とする主に非洪水期にあたる期間では，提案手法の予測精度は気候値を予測値とした場合と比較して改善が見られなかった。これらの期間における水文量の変動性は洪水期のそれと比較すると一般的に小さいわけであるが，このことが当該結果に影響したかどうかについては，本適用からは明らかにならず，さらなる検討が必要であると考えられる。

4.4 利水操作結果

前節で算出された向こう3か月間の積算降水量の予測値を日降水量の平年値を基にした比例配分により日単位の降水時系列に変換し，引き続いて流入量を予測する重回帰式を用いて3か月先までの日流入量系列に変換した。流入量を推定する重回帰式については，あらかじめ推定した次の式を用いた。

$$\begin{aligned} i_t &= a_1 \cdot p_t + a_2 \cdot p_{t-1} \\ &\quad + a_3 \cdot i_{t-1} + a_4 \cdot i_{t-2} + a_5 \cdot i_{t-3} \\ &\begin{cases} a_1 = 0.4147,\ a_2 = 0.1667 \\ a_3 = 0.1150,\ a_4 = 0.0531,\ a_5 = 0.0270 \end{cases} \end{aligned} \tag{17}$$

ここに，p_tは第t日の降水量である。算出された3か月先までの予測流入量系列を考慮した，3か月先までの日単位の最適放流政策をDPによって実時間で算出し，算出した最適放流政策に従って日単位の放流操作を行った。操作期間は2001年1月1日から2005年12月31日までである。この期間における吉野川流域の実際の状況は，2001年から2004年までの期間については，比較的豊水であったため，水の補給不足は生じなかったが，2005年については4月から8月にかけての少雨により，早明浦ダムの利水貯水率が一時0%になるなど，夏季に厳しい渇水が生じた。

提案手法によるダム貯水池の利水操作によって生じた渇水被害の結果をTable 6に示す。降水予測における予測精度の改善を反映して，提案手法による操作の方が，気候値を予測として考えた場合の操作と比較して良好な結果を示しており，全体として渇水被害を約8.2%小さくすることに成功している。

より詳細に結果を見ると，比較的豊水であった2001年から2004年については，そもそも渇水被害が生じにくい流況であったこともあり，二つの操作に大きな違いは見られなかった。2002年に気候値を予測とした場合の操作において若干の被害が生じているが，これは，2002年10月から同年11月にかけて気候値から大きくかけ離れた少雨があったため，平年程度の降水が得られるという見積りのもと操作を行ったところ，結果的に過剰な放流を続け貯水量の低下を招いたためである。

一方，実際にも渇水被害が大きかった2005年については，二つの操作間に比較的大きな差が見られた。前述のように，2005年における吉野川流域では，著しい少雨により，実操作および本適用シミュレーションのいずれにおいても，早明浦ダムの利水貯水率が一時0%となるほどの厳しい渇水に見舞われた。提案手法に基づく操作結果および気候値を予測値とした場合の操作結果のいずれにおいても，現在あるいは将来における貯水量の低下の見込みを反映して，放流量を制限した結果，下流の流況評価地点において河川流量が確保水量を大きくかつ長期間下回ることになり，大きな渇水被害が記録された。しかし，気候値を予測値とした場合の操作結果と比較すると，提案手法による操作結果では渇水被害が小さく抑えられている。降水予測精度が比較的良かった提案手法では，長期降水予測において少雨傾向が予測されたことから，貯水量の急激な低下を抑えるためにより早い段階から放流量の制限を行っており，結果として渇水の底にあたる期間において放流制限量を小

さくすることができたことから，渇水による総被害を小さくすることができたものと考えられる。

以上の結果は，3か月間の積算降水量といった，日本の山岳域に位置するダム貯水池にとってはやや大まかとも言える時間解像度の予測情報であっても，予測精度がある程度確保されれば，当該予測情報を考慮することによって渇水時における利水放流決定を改善することができる可能性があることを示唆している。また，提案手法により全球気象情報を考慮した場合には，降水予測結果に加えて利水操作結果についても改善が確認できたことから，全球気象情報の利水操作への適用性が確認できたと考えられる。また，本研究では，空間的には9格子点，時間的には3か月分の平均化を施した全球気象情報の格子点値と流域の3か月積算降水量との線形な関係を利用した操作手法を構築したが，非線形な関係ではなく線形な関係を考慮するだけでも，貯水池の利水操作の効率化を考える上で，ある程度の貢献が期待できることが示されたと言える。

5. おわりに

本稿では，ダム貯水池の利水操作における全球気象情報の利用可能性を確認することを目的として，管理対象とする河川流域の降水量と複数の全球気象情報の格子点データとの相関関係を利用した長期降水予測手法を構築し，当該予測手法による予測情報を考慮した長期貯水池操作手法を構築した。吉野川流域早明浦ダムを対象に提案操作手法の適用を行った結果，5月～8月を始点とする3か月積算降水量の予測においては，6月を始点とする3か月間の積算降水量の予測精度は気候値を予測値とした場合と比較して向上しなかったものの，5月，7月，8月を始点とする3か月積算降水量の予測精度には向上が見られた。また，2001年～2005年の適用期間全てを通じても若干の改善が見られた。また，利水操作においては，当該降水予測情報を考慮することによって，特に渇水時において操作精度の改善が見られた。

以上のことから，本研究で提案した，全球気象情報を利用した降水予測手法の一定の有用性が示されるとともに，利水操作上も改善が見られることが確認された。ただし，本研究では適用対象として一つの河川流域のみを取り扱っているため，今後は地域の異なる複数の河川流域へ適用を行い，提案手法の妥当性を引き続き検討する必要がある。また，相関解析結果においては，流域降水量と遠方の格子点上の気象量とが強い相関を示すことについて，物理的な解釈を行うことができず，この点も今後の課題であると考えられる。

本研究では，全球気象情報の格子点データと流域長期降水量との線形な関係を利用した貯水池操作手法を提案した。しかし，一般に大気や海洋が非線形な挙動を示すことを考えると，全球気象情報の格子点値との統計上の線形な関係を用いて推定することができるのは，本稿の適用で考えた3か月間の積算降水量のような，大まかな気象・水文状態にとどまる可能性が考えられる。日々，意思決定がなされる貯水池実管理に対してさらに有用な予測情報を提供すべく，より細かな時間解像度の予測情報を提供しようとする場合には，全球の気象状態と流域降水量との非線形な関係を考慮する必要があると考えられ，今後はこの点についても検討していきたい。

謝　辞

本研究で利用した流域データは，独立行政法人水資源機構吉野川局池田総合管理所より提供していただいた。関係者の皆様に対し，ここに深く謝意を表する。

参考文献

池淵周一・小尻利治・宮川裕史（1990）：中・長期予報を利用したダム貯水池の長期実時間操作に関する研究，京都大学防災研究所年報，第33号B-2, pp.167-192.

小倉義光（1984）：一般気象学，財団法人東京大学出版会，pp.158-202.

櫻井健一郎（1996）：時空間パターン分類化手法による少雨現象分析と渇水対策，岐阜大学大学院修士論文, 39 pp.

永井明博・田中丸治哉・角屋睦（2003）：ダム管理の水文学，森北出版株式会社，p.126.

野原大督・岡田知也・堀智晴（2010）：全球気圧高度分布情報を用いた長期降水予測とその貯水池操作への利用性に関する基礎的検討, 京都大学防災研究所年報，第53号B，pp.707-713.

古川武彦・酒井重典（2004）：アンサンブル予報―新しい中・長期予報と利用法―，株式会社東京堂出版，pp.71-74.

Akaike, H. (1974): A new look at the statistical model identification, IEEE Transactions on Automatic Control, 19, pp.716-723.

Han, S.O. (2009): Inflow prediction for long-term reservoir operation through lag correlation analysis of global meteorological information, Kyoto Univ. Master Thesis, 134pp.

Kalnay, E., Kanamitsu, M., Kistler, R., Collins, W.,

Deaven, D., Gandin, L., Iredell, M., Saha, S., White, G., Woollen, J., Zhu, Y., Leetmaa, A., Reynolds, B., Chelliah, M., Ebisuzaki, W., Higgins, W., Janowiak, J., Mo, K.C., Ropelewski, C., Wang, J., Jenne, R. and Joseph, D. (1996): The NCEP/NCAR 40-Year Reanalysis Project, Bull. Amer. Meteor. Soc., Vol.77, pp.437-471.

Kistler, R., Kalnay, E., Collins, W., Saha, S., White, G., Woollen, J., Chelliah, M., Ebisuzaki, W., Kanamitsu, M., Kousky, V., Dool, H.V.D., Jenne, R. and Fiorino, M. (2001): The NCEP-NCAR 50-Year Reanalysis: Monthly means CD-ROM and documentation, Bull. Amer. Meteor. Soc., Vol.82, 247-267.

Kojiri, T., Tomosugi, K. and Galvao, C.V. (1994) : Knowledge-Based Decision Support System of Real-Time Reservoir Operation for Drought Control , J. Japan Soc. Hydro &Water Resour., Vol. 7, No. 3, pp.188-195.

Maity, R. and Kumar, N. (2009): Hydroclimatic influence of large-scale circulation on the variability of reservoir inflow, Hydrol. Process, Vol.23, pp.934-942.

Nohara, D., Tsuboi, A. and Hori, T. (2009): Long-term reservoir operation optimzed by DP models with one-month ensemble forecast of precipitation, Proceedings of Symposium JS.4 at the Joint Convention of IAHS and IAH, IAHS Press, pp.284-295.

Robertson, A. and Ghil, M. (1999): Large-Scale Weather Regimes and Local Climate over the Western United States, J. of Climate, Vol.12, pp.1796-1813.

Sveisson, O.G.B., Lall, U., Gaudet, J., Kushnir, Y., Zebiak, S. and Fortin, V. (2008a): Analysis of Climatic States and Atmospheric Circulation Patterns That Influences Québec Spring Streamflows, J. of Hydrol. Eng., Vol.13, No.6, pp.411-425.

Sveisson, O.G.B., Lall, U., Fortin, V., Perrault, L., Gaudet, J., Zebiak, S. and Kushnir, Y. (2008b): Forecasting Spring Reservoir Inflows in Churchill Falls Basin in Québec, Canada, J. of Hydrol. Eng., Vol.13, No.6, pp.426-437.

Xoplaki, E., Luterbacher, J., Burkard, R., Patrikas, I. and Maheras, P. (2000): Connection between the large-scale 500hPa geopotential height fields and precipitation over Greece during wintertime, Climate Research, Vol.14, pp.129-146.

Applicability of Multiple Information Sources of Global Meteorological Condition to Long-term Reservoir Operation

Daisuke NOHARA, Hiroko MIKI* and Tomoharu HORI

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

A long-term reservoir operating scheme is proposed for the drought management considering large-scale meteorological conditions, which are correlated with precipitation in a target basin. In the proposed model, large-scale meteorological conditions, such as pressure height or sea surface temperature, which are highly correlated with basin precipitation, are firstly searched by use of correlation analysis. Basin precipitation and streamflow series for the coming three months are then predicted by use of multivariable regression models. Real-time reservoir operation is conducted by daily basis considering the prediction results of precipitation and streamflow, optimizing release policy for water use. Proposed reservoir operation model is applied to actual reservoir basin with the simplified river basin in Japan, demonstrating an improvement in the water release practices in comparison with operation without consideration of large-scale meteorological conditions.

Keywords: reservoir operation, drought, global meteorological information, precipitation prediction

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

土砂供給に伴うアユ産卵環境の変化予測

鈴木崇正*・角　哲也・竹門康弘・中島佳奈**

＊ 東邦ガス
** 情報学研究科

要　旨

静岡県に流れる天竜川では，土砂吸引バイパスによる佐久間ダムから下流域への土砂供給が計画されている。本研究では，土砂供給がアユの産卵環境にどのような影響をもたらすのか予測することを目的とした。まず，既往研究と現地調査により，礫底で比較的最近に土砂が堆積した瀬がアユの産卵に適していることが明らかとなった。次に，平面 2 次元河床変動計算によるアユ産卵適地の予測手法について検討を行った。上流ダムからの土砂供給無しの現状の条件では，本流部の瀬ではなく，増水時に砂州上に形成される副流部と本流部が合流する地点に産卵適地が形成された。また，土砂供給に関しては，砂分のみでは不十分であり，産卵適地となり得る河道区間上流に礫を直接供給することが有効と考えられる。

キーワード: アユ，産卵床，土砂供給，河床軟度，2次元河床変動計算，天竜川

1.　はじめに

天竜川で行われている「ダム再編事業」は，佐久間ダムの堆砂問題を解決し，遮断されていた流砂を下流域に供給することで河川から海岸域までの流砂系の総合的な土砂管理を実現するものであり，今後の河川管理のあり方に大きな転換をもたらすものと期待されている。これまでに，佐久間ダムからの土砂排出方法の検討や，将来の土砂供給による影響を先行的に評価するための置き土砂手法を用いた検討などが実施されてきている（例えば，岡野ら(2005)）。しかし，これら土砂供給による結果としての河川環境への影響予測や劣化した自然を再生するための手法は十分に確立されていない。

そこで，本研究では，天竜川を代表する魚種であるアユの産卵床を評価対象とし，ダムからの土砂供給による影響の評価および適切な土砂管理のあり方について考察を行った。

2.　既往の研究

2.1　アユの産卵にとっての最適条件

一般には，アユは流速の速く水深が浅い瀬で産卵するといわれる。しかし，天竜川では現在，浅瀬の環境悪化により，アユが水深 1 m 以深に多く産卵することが知られている。また，アユの産卵床における流速と水深については必ずしも特定の値が選好されているわけではない（Fig. 1）。

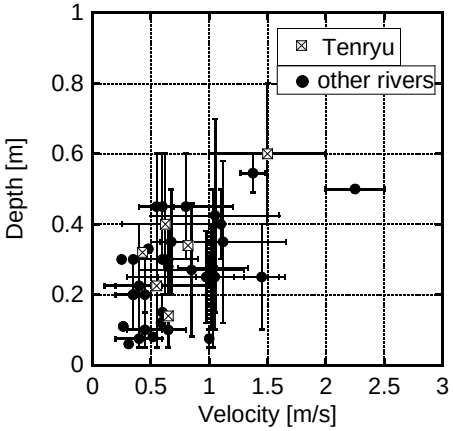


Fig. 1 Suitable range of the flow depth and velocity for spawning of Ayu

一方，河床環境に着目すると，アユにとって掘り起こしやすい状態で，かつ，卵が埋まった状態でも隙間ができるような砂利や礫で構成されていることが重要であることが知られている。これは，卵を増水や天敵から守るために，アユが表層部の砂利を掘り起こして卵を産む習性があるためである。

ここで，アユの産卵場を評価する際，河床環境に着目する事が有効である事がわかった。また，天竜川において，現状では深瀬が主な産卵場となっているが，河床環境を改善すれば，多くのアユが浅瀬にて産卵すると期待できる。本研究では，河床の軟らかさを「河

床軟度」と定義し，河床軟度が高い礫底の瀬をアユの産卵にとって最適な河床環境であるとした。

3. 現地調査

天竜川漁協組合の協力のもと，河床環境に関する現地調査を行った。調査項目は，アユ産卵環境の変遷と現状に関する漁協へのヒアリングと，瀬における水深・流速，河床の粒度分布及び河床軟度の測定である。

3.1 漁協へのヒアリング調査

アユ産卵環境は，ダム建設後の土砂供給の減少により，河床軟度の高い場所が減ってきており，実際にアユの数も年々減少しているという。こういった現象を改善するためにも土砂対策が必要であり，漁協も強く希望していた。河川管理者と漁協が連携することにより，適切な土砂管理方策を模索することが必要である。

3.2 河床調査

天竜川のアユの産卵範囲である下流部（河口から概ね 20km までの区間）において，調査可能な瀬を選び（Fig. 2），河床材料の粒度分布と河床軟度の測定を行った。河床材料は表層部の礫を除いて採取し，ふるい分け試験を行った。河床軟度の測定は，長谷川式貫入試験機にて表層 50cm 程度の河床軟度をロッドの貫入抵抗で評価した。Fig.3 に調査地 101 の結果を示す。瀬の上流側(101-1)では，深さ 10cm 以深に急激にロッドが貫入する軟らかい層があることがわかる。一方，土砂の粒径には大きな差はみられない（Fig.4）。瀬の上流部で河床軟度が高い傾向は，さらに下流の調査地 304 でも同様であった（Fig. 5）。

このように瀬の上流部の河床軟度が高くなる理由として，砂州が冠水するような増水時には，淵で堆積物がえぐられ、それらが直下流の早瀬の上流付近にマウンド状に堆積する。減水後は，これらの石礫が，少しづつ早瀬の下流部に流され，恒常的に河床軟度が高い場所が形成されると考えられる。

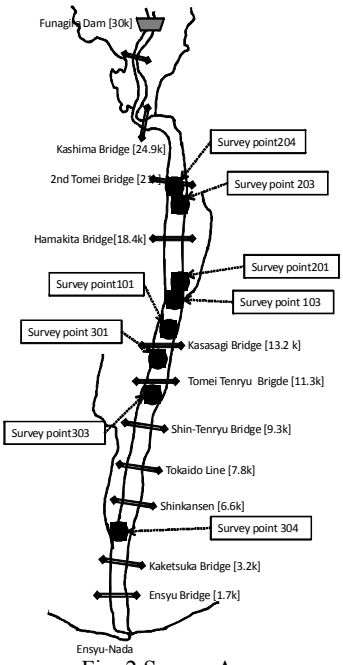


Fig. 2 Survey Area

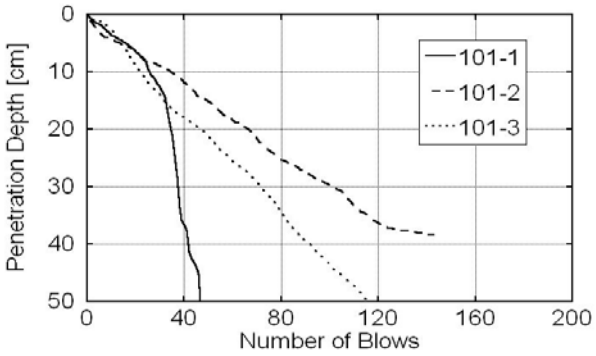


Fig. 3 Bed-softness
(upstream 101-1 ⇔ 101-3 downstream)

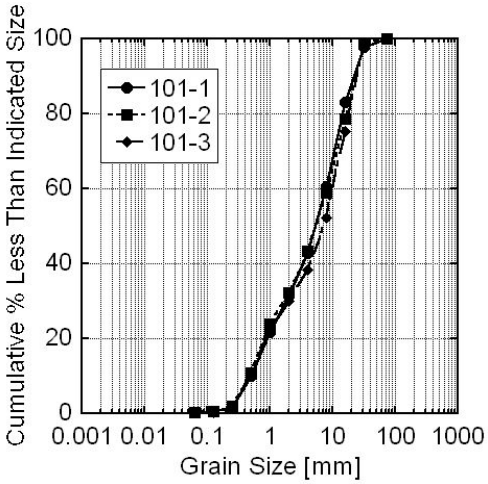


Fig. 4 Grain size distribution

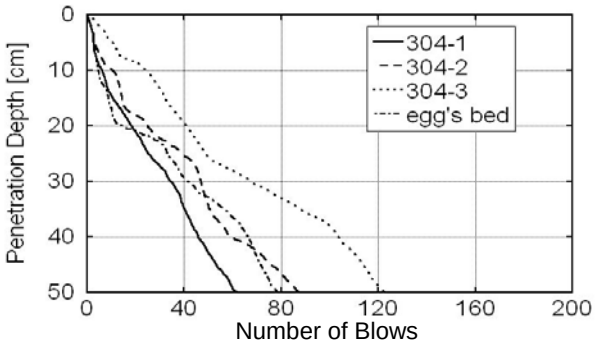


Fig. 5 Bed-softness
(upstream 304-1 ⇔ 304-3 downstream)

調査時期がアユの産卵時期（11 月）であったため，アユの卵の有無調査を同時に調査した。その結果，最下流部（河口から 3.4km 地点）にて，アユの卵を実際に確認することができた。産卵が確認された場所での河床軟度は，表層の 20cm 以浅の軟度も非常に高い状態であった（Fig. 5）。

河床軟度が高いためには，河床が礫や砂利で構成され，かつそれが比較的最近に堆積したことが重要である。好適なアユの産卵床を増加させるためには，このような新鮮な堆積部がどういった場所に形成され，かつ土砂供給条件によってどのように変化するのかを予測することが重要である。そこで，このような河床軟度に着目した予測計算を，平面２次元河床変動モデルを用いて検討を行った結果を次節で示す。

4. 平面２次元河床変動計算（CCHE2D）

4.1 支配方程式

ここでは，米国ミシシッピ大学にて開発されたCCHE2Dモデルを用いて検討を行った。２次元河床変動計算には，他に以下の 1)～3)の iRIC (International River Interface Cooperative) に含まれるモデルも利用可能である。iRIC は，USGS（アメリカ地質調査所）で開発してきた MD_SWMS と（財）北海道河川防災研究センターで開発してきた RIC-Nays の機能を統合した河川の流れ・河床変動解析ソフトウェアである。これに対して，CCHE2D モデルは，計算メッシュを作成する CCHE-MESH は GUI が使いやすく，また河床データの内挿機能が充実している。また CCHE2D は，有限要素法にて離散化し計算を行い，計算安定性が他のソフトに比べて高く，汎用性が高い。また，上流からの供給土砂の粒径を指定することができることから，本研究に適していると考え，これを用いることにした。

1) FaSTMECH [Flow and Sediment Transport with Mechanical Evolution of Channel] (iRIC)
2) Nays (iRIC)
3) Morpho (iRIC)
4) CCHE2D

CCHE2D における基礎式を以下に示す。

・水の連続式

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial (uh)}{\partial x}+\frac{\partial (vh)}{\partial y}=0 \tag{1}$$

ここに，x, y は水平方向の座標系，u, v [m/s]は x, y 方向の水深平均流速，h [m]は水深である。

・運動量保存則

$$\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}=-g\frac{\partial \eta}{\partial x}+\frac{1}{h}\left(\frac{\partial (h\tau_{xx})}{\partial x}+\frac{\partial (h\tau_{xy})}{\partial y}\right)-\frac{\tau_{bx}}{\rho h} \tag{2}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t}+u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}=-g\frac{\partial \eta}{\partial y}+\frac{1}{h}\left(\frac{\partial (h\tau_{yx})}{\partial x}+\frac{\partial (h\tau_{yy})}{\partial y}\right)-\frac{\tau_{by}}{\rho h} \tag{3}$$

ここに，η [m]は水位，$\tau_{xx}, \tau_{yy}, \tau_{xy}, \tau_{yx}$ [N/m^2]は x-y 座標系の水深平均レイノルズ応力，τ_{bx}, τ_{by} [N/m^2]は底面せん断応力である。

$$\tau_{xx}=2\nu_t\frac{\partial u}{\partial x} \tag{4}$$

$$\tau_{xy}=\nu_t\left(\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{\partial v}{\partial x}\right) \tag{5}$$

$$\tau_{yy}=2\nu_t\frac{\partial v}{\partial y} \tag{6}$$

$$\tau_{yx}=\nu_t\left(\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{\partial v}{\partial x}\right) \tag{7}$$

ここに，ν_t [m^2/s]は渦動粘性係数である。

$$\nu_t=\bar{l}^2\sqrt{2\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2+2\left(\frac{\partial v}{\partial y}\right)^2+\left(\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{\partial v}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\overline{\partial U}}{\partial z}\right)^2} \tag{8}$$

$$l=\frac{1}{h}\int \kappa z\sqrt{\left(1-\frac{z}{h}\right)}dz=\kappa h\int_0^1 \varsigma\sqrt{(1-\varsigma)}d\varsigma\approx 0.267\kappa h \tag{9}$$

ここに，l [m]は混合距離，κ はカルマン係数（ここでは 0.41 とする），ς は相対水深である。$\frac{\overline{\partial U}}{\partial z}$ は鉛直方向の流速勾配を水深平均したものであり，以下のようにして求める。

$$\frac{\overline{\partial U}}{\partial z}=\frac{1}{h}\int\frac{\partial U}{\partial z}dz=\frac{u_*}{h\kappa}\int_{z_0}^{1}\frac{1}{z}dz=C_m\frac{u_*}{h\kappa} \tag{10}$$

ここに，U [m/s]は流速の絶対値，u_* [m/s]は摩擦速度の絶対値，C_m は係数（=2.34375）である。

$$\tau_{bx}=h^{-1/3}\rho_w g n^2 uU \tag{11}$$

$$\tau_{by}=h^{-1/3}\rho_w g n^2 vU \tag{12}$$

$$u_*^2=\frac{\tau}{\rho_w}=\frac{1}{\rho_w}\sqrt{\tau_{bx}^2+\tau_{by}^2} \tag{13}$$

ここで，ρ_w [kg/m^3]は水の密度，g [m/s^2]は重力加速度，n [m$^{-1/3}$/s]はマニング係数である。

$$n=d^{1/6}/A \tag{14}$$

ここで d [m]は 50%粒径，A=20 としている(Wu 2004)。

・掃流砂の輸送方程式

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{q_{bk}}{U}\right)+\frac{\partial (\alpha_{bx}q_{bk})}{\partial x}+\frac{\partial (\alpha_{by}q_{bk})}{\partial y}+\frac{1}{L}(q_{bk}-q_{b*k})=0 \tag{15}$$

ここで，q_{bk} [m^2/s]は粒径階の k 単位幅掃流砂量，q_{b*k} は粒径階 k の平衡掃流砂量，α_{bx}, α_{by} は流砂の方向余弦，L [m]は緩和距離スケールである。

・掃流砂の平衡流砂量式（Wu, Wang and Jia の式）

$$\phi_{bk}=0.0053\left[\left(\frac{n'}{n}\right)^{3/2}\frac{\tau_b}{\tau_{ck}}-1\right]^{2.2} \tag{16}$$

$$\phi_{bk}=q_{b*k}/\left[p_{bk}\sqrt{sgd_k^3}\right] \tag{17}$$

$$n'=d_{50}^{1/6}/20 \tag{18}$$

ここで，$\phi_{bk}=q_{b*k}/\left[p_{bk}\sqrt{sgd_k^3}\right]$ は無次元掃流砂量，p_{bk} は粒径階 k の交換層における含有率，τ_{ck} [N/m^2]は粒径階 k の限界掃流力，s は土粒子の比重，d_{50} は交換層における 50%粒径である。

・限界底面せん断応力の式 (Wu 2007)

$$\frac{\tau_{ck}}{(\rho_s-\rho)gd_k}=\Theta_c\left(\frac{p_{ek}}{p_{hk}}\right)^{-m} \tag{19}$$

$$p_{hk}=\sum_{j=1}^{N}p_{bj}\frac{d_j}{d_k+d_j} \tag{20}$$

$$p_{ek}=\sum_{j=1}^{N}p_{bj}\frac{d_k}{d_k+d_j} \tag{21}$$

ここで，m=0.6，Θ_c=0.03（シールズ数），p_{hk}及びp_{ek}は粒径階kの遮蔽確率及び露出確率である。

・浮遊砂の輸送方程式

$$\frac{\partial(hC_k)}{\partial t}+\frac{\partial(uhC_k)}{\partial x}+\frac{\partial(vhC_k)}{\partial y}=\frac{\partial}{\partial x}\left(\varepsilon_s h\frac{\partial C_k}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\varepsilon_s h\frac{\partial C_k}{\partial y}\right)+\alpha\omega_{sk}(C_{*k}-C_k) \tag{22}$$

ここで，C_kは粒径階kの浮遊砂濃度を水深平均したもの，C_{*k}は粒径階kの平衡浮遊砂濃度，ε_s [m^2/s]は渦度拡散係数，αは係数である。

・浮遊砂の平衡流砂量式

$$\phi_{sk}=0.0000262\left[\left(\frac{\tau}{\tau_{ck}}-1\right)\frac{U}{w_{sk}}\right]^{1.74} \tag{23}$$

$$\phi_{sk}=q_{s*k}\Big/\left[p_{bk}\sqrt{sgd_k^3}\right] \tag{24}$$

ここで，q_{s*k}[m^2/s]は単位時間・単位幅当たりの浮遊砂通過量である。粒径階kの土粒子の沈降速度w_{sk} [m/s]である。

・沈降速度（Zhang の式）

$$w_{sk}=\sqrt{\left(13.95\frac{\nu}{d_k}\right)^2+1.09\left(\frac{\rho_s}{\rho}-1\right)gd_k}-13.95\frac{\nu}{d_k} \tag{25}$$

ここで，ν [m^2/s]は水の動粘性係数，d_k [m]は粒径階kの粒径，ρ [kg/m^3]は水と土粒子の混合密度，ρ_s [kg/m^3]は土粒子の密度である。

・流砂の連続式

$$(1-p')\frac{\partial z_{bk}}{\partial t}=\alpha w_{sk}(C_k-C_{*k})+(q_{bk}-q_{b*k})/L \tag{26}$$

ここで，$\partial z_b/\partial t=\Sigma\,\partial z_{bk}/\partial t$，$\delta_m$ [m]は交換層厚，p_{bk}は交換層内における粒径階kの含有率である（Fig. 6 を参照）

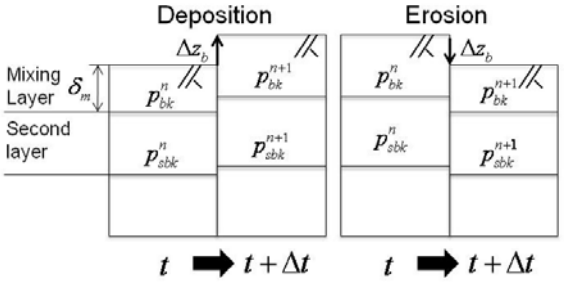


Fig. 6 Concept of Mixing layer

・粒度分布の変化

$$\frac{\partial(\delta_m p_{bk})}{\partial t}=\frac{\partial z_{bk}}{\partial t}+p_{bk}^*\left(\frac{\partial\delta_m}{\partial t}-\frac{\partial z_b}{\partial t}\right) \tag{27}$$

$$p_{bk}^*=\begin{cases}p_{bk}: \partial\delta_m/\partial t-\partial z_b/\partial t\le 0\\ p_{sbk}: \partial\delta_m/\partial t-\partial z_b/\partial t>0\end{cases} \tag{28}$$

ここで，p_{sbk}は交換層の一つ下の第 2 層（Second Layer）内における粒径階kの含有率である。

4.2 再現計算（流れの計算）

流れの計算結果は，「浜北大橋（18.4km）」と「かささぎ大橋（13.2km）」（Fig. 2 を参照）にて，現地調査で測定した横断方向の流速分布を用いて評価を行った。現地観測は，橋の上から水面下 0.5m にプロペラ流速計を降ろして，10 秒平均の計測を 3 回行い平均値を求めた。また，同時に橋直下の水面をビデオで撮影し，後日 LSPIV（Large-Scale Particle Image Velocimetry）を用いて，画像解析により流速解析を行った。

計算条件は Table. 1 に示している。流量条件は，河口から 29km 地点における各日時の観測データから時間平均流量を利用し一定流量を与えた。

Table. 1 Simulation Conditions

Survey area		13 km - 19 km
Initial bed elevation		Cross section data measured in 2010.5
Initial bed material		Grain size distribution measured in 2007
Mesh	Longitudinal	20 m
	Lateral（Flood）	15~25 m
	Lateral（Channel）	10 m
Turbidity model		Mixing layer model
Time step		100 s
Upstream	Discharge	Kasasagi：150.9 m^3/s Hamakita：122.78 m^3/s
Downstream	Water Level	1-D simulation results
Roughness		Wu-Wang Formula

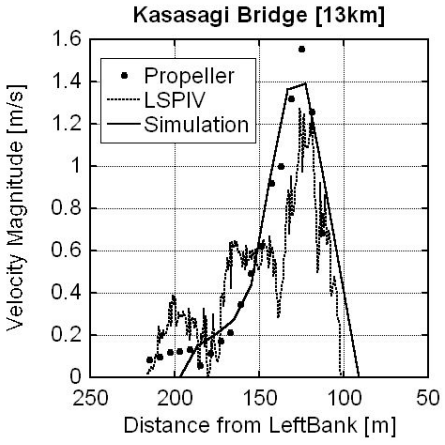


Fig. 7 Results [Kasasagi Bridge]

Fig. 7 及び Fig. 8 に測定結果及び計算結果を示す。かささぎ大橋の結果（Fig. 7）では，LSPIV による結果に比べ，プロペラ流速計の結果の方が計算結果とほぼ一致している。また，浜北大橋の結果（Fig. 8）において，数値計算結果の方が，現地測量結果に比べて川幅が大きいが，数値はほぼ一致しており，再現できているといえる。

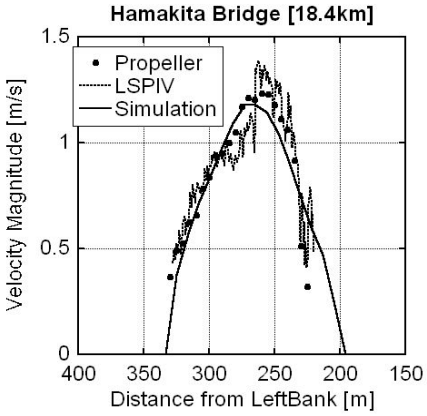


Fig. 8 Results [Hamakita Bridge]

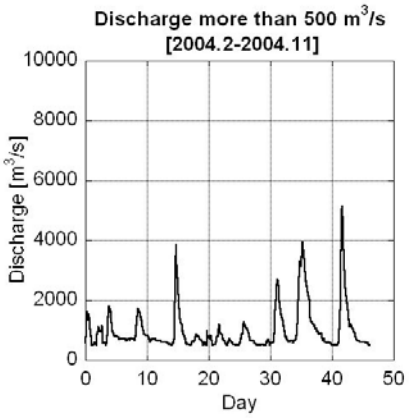


Fig. 10 Hydrograph picked up more than 500 m^3/s

4.3 再現計算（河床変動計算）

河床変動計算の結果には，2003年～2004年の一年間における河床変動量の実測データを用いて評価を行った。ここで，実測データは浜松河川国道事務所が実施した航空３次元レーザプロファイラ計測から得られたものである。

計算条件をTable. 2に示す。上流端での流量条件は2004年2月~2004年11月の流量データ（Fig. 9）のうち500 m^3/s以上を対象としている（Fig. 10）。

Table. 2 Simulation Conditions

Survey area		17 km - 21 km
Initial bed elevation		Cross section data measured in 2004.2
Initial bed material		Grain size distribution measured in 2007
Mesh	Longitudinal	20 m
	Lateral (Flood)	15~25 m
	Lateral (Channel)	10 m
Turbidity model		Mixing layer model
Time step		36 s
Upstream	Discharge	More than 500 m^3/s
	Inflow Sediment	Nothing
Downstream	Water Level	1-D simulation results
Roughness		Wu-Wang Formula
Mixing Layer		0.1 m
Porosity		0.4

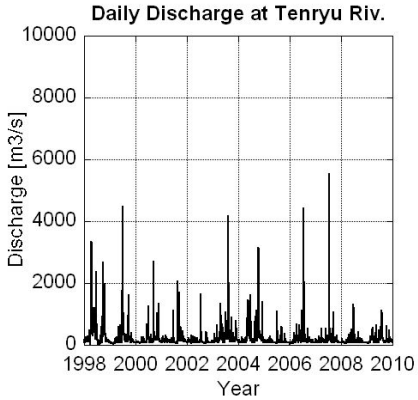
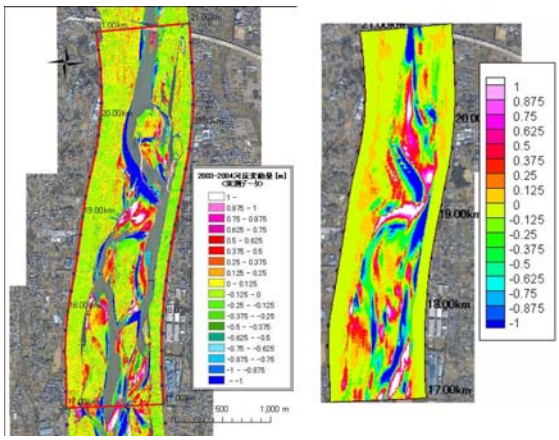


Fig. 9 Hydrograph at Tenryu

Fig. 11に解析結果（左）及び実測結果（右）を示す。上流端付近を除き，堆積部と侵食部の再現はよくできている。次より，本研究で用いるパラメータは再現計算に基づき設定する。また，上流端付近において，掃流砂の供給不足により過剰に侵食がおきるため，土砂の供給区間を上流に2km設けることにした。


Fig. 11 Simulation(Left) & Measurement Results(Right)

5 シナリオ計算

土砂の流入条件の違いによって河床環境にどのような変化をもたらすか解析を行った。ここでは，天竜川の主要な河床構成材料である砂分と礫分を区分し，Fig. 12 のようにシナリオを作成した。また，洪水流量は，産卵場に効果的であると推定された 6000m^3/s とした。

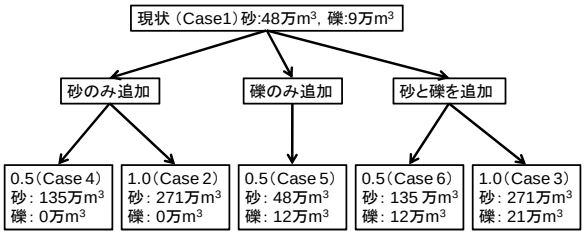


Fig. 12 Simulation Scenarios

上流の佐久間ダムからの土砂排出を行わない現状（Case No.1）のケースでは，現在の河川管理条件下で

の一次元河床変動計算の再現結果をもとに，計算区間の上流端から必要最小限の土砂を供給させている。一方，土砂供給するケースでは，佐久間ダムに流入する土砂を下流に全量供給する（1.0（全供給）），半量供給する（0.5（部分供給））の2通りとし，砂分と礫分の両者の組み合わせとして検討ケースを設定した。

5.1　計算領域

計算領域は河口から 13km-17km とした。また，助走区間として上流部に2km離れたところから計算を行っている。

Fig. 13 は計算結果の評価対象領域を示している。

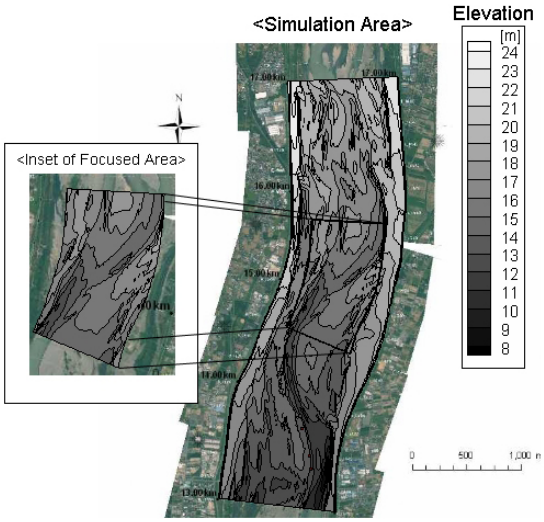


Fig. 13 Simulation Area and Focused Area

河床高は，国土交通省から提供を受けた 2009 年 2 月測量の 200m 間隔横断測量データを利用し，初期の河床材料は 2007 年調査の粒度分布データを使用した。これらを用いて，約 1 年間の河床変動の助走計算を行ったのちに，種々の土砂供給シナリオに基づく計算を行った。

Table. 3 Simulation Conditions

Simulation area		13km-17km from sea
Initial bed elevation		Cross section data measured in 2009.2
Initial bed material		Grain size distribution measured in 2007
Mesh	Longitudinal	20 [m]
	Lateral (Flood)	15~30 [m]
	Lateral (Channel)	10 [m]
Turbidity model		Mixing layer model
Time step		36 [s]
Upstream	Discharge	Model wave (Fig. 14)
	Inflow sediment	As suspended sediment
Downstream	Water level	1-D simulation results
Roughness		Wu-Wang Formula
Mixing Layer		0.1 m
Porosity		0.4

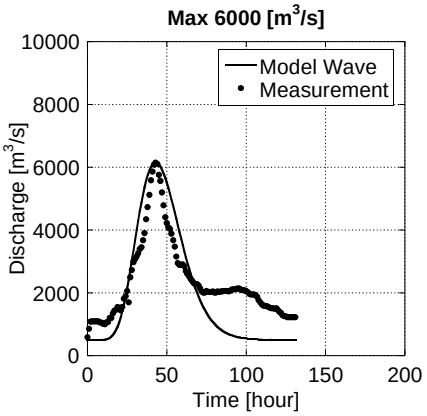


Fig. 14 Model wave (6,000m^3/s)

5.2　計算結果

Fig.14 に示す 6,000m^3/s の洪水時における洪水ピーク後の河床変動量及び洪水後の平均粒径によって河床軟度の高い礫底の瀬を抽出して評価した。土砂供給しない現状（Case No.1）で，Fig. 15 は洪水ピーク後の河床変動量を，Fig. 16 は河床の平均粒径を，Fig. 17 は流速をそれぞれ示している。これらの３つの条件から，粒径より礫底の場所を，河床変動量から河床軟度の高い場所を，流速より瀬の区間をそれぞれ抽出し，これらの重なりが期待される場所を産卵適地として抽出した（Fig. 18）。

これより，産卵床としての適地は，現状では副流路と本流との合流点に産卵適地ができると推定できた。また，礫を河川上流部から供給した場合（Case No.5），一回の 6,000m^3/s の洪水で下流に 2km 程度しか移動しないことが明らかとなった。中下流部の産卵床の適地まで供給した礫を届かせるためには，長い期間と何回もの洪水イベントが必要であり，上流からの礫分供給だけでは即効性が欠けると考えられる。よって，上流からの土砂供給に加え，産卵領域の近傍に置き礫を直接行う事が望ましい。その際，産卵適地の評価予測により，予め産卵適地を予測して最適な場所に置くべきである。また，礫の補給と同等な効果が期待される方法として，砂州上に副流路を誘導するように，水路を予め形成しておくことが考えられ，これらの方法によりアユの産卵適地を増やすことが可能になると考えられる。

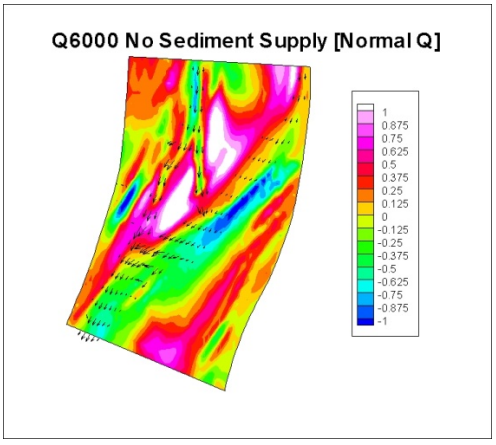


Fig. 15 Bed change from flood peak [m] (Case No.1)

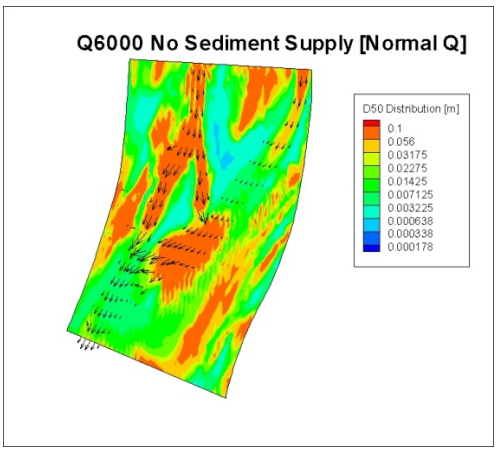


Fig. 16 D50 [m] (Case No.1)

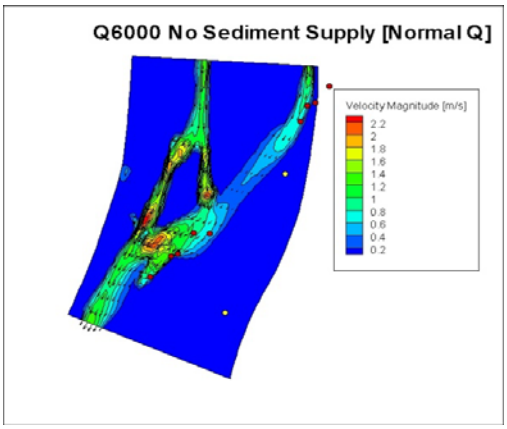


Fig. 17 Velocity distribution (Case No.1)

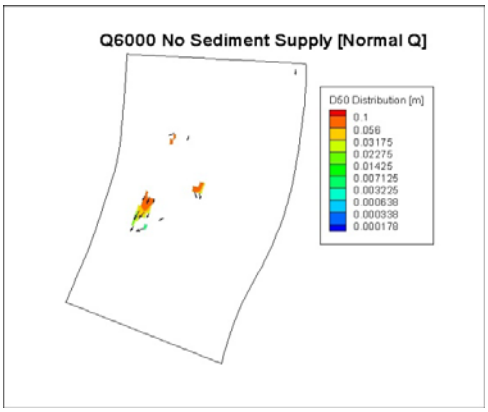


Fig. 18 Suitable area for Ayu spawning (Case No.1)

6 まとめ

本研究では，土砂供給がアユの産卵環境にどのような影響をもたらすのか予測するために，既往研究のレビューと天竜川を対象とした現地調査を行った結果，礫底で比較的最近に土砂が堆積した瀬がアユの産卵に適していることが明らかとなった。次に，平面 2 次元河床変動計算によるアユ産卵適地の予測手法について検討を行った結果，上流ダムからの土砂供給無しの現状の条件では，本流部の瀬ではなく，増水時に砂州上に形成される副流部と本流部が合流する地点に産卵適地が形成されることが確認された。また，土砂供給に関しては，砂分のみでは不十分であり，産卵適地となり得る河道区間上流に礫を直接供給することが有効と考えられる。

今後の課題として，置き礫の場所条件について河床軟度の高い場所が増えるかどうか数値計算にて予測する必要がある。また，本研究で検討した砂州上の副流路の形成と河床軟度の関係について，より詳細な検討を行って，土砂供給と洪水流量の相互作用からアユ産卵適地の予測評価を行うことが必要である。

謝　辞

天竜川における現地調査に関して，天竜川漁協組合いの方々の協力を得た。また，平面2次元河床変動計算に用いるデータに関して，国土交通省浜松国道河川事務所の協力を得た。ここに記して謝意を表する。

参考文献

石田力三 (1961)：アユの産卵生態-II. 産卵魚の体型と産卵床の砂礫の大きさ，日本水産学会誌, vol. 27, pp. 1052-1057.

岡野眞久，菊井幹男，石田裕哉，角哲也 (2005)：貯水池堆積土砂の掘削管理とその下流河川還元に関する研究，ダム工学, vol. 15, pp. 200-215.

鬼束幸樹，東野誠，高見徹，永矢貴之，大塚法晴，秋山壽一郎,松本和也 (2004)：アユの産卵に必要なパラメータの選定と産卵密度の予測，水工学論文集, vol. 48, pp. 1549-1554.

鬼束幸樹，東野誠，高見徹，永矢貴之，大塚法晴，秋山壽一郎,松本和也 (2004)：アユの産卵に必要な水理環境に関する研究，河川技術論文集，vol. 10，pp. 447-452.

清水康行 (2003)：河道平面形状の形成における河床・河岸の変動特性の相互関係について，土木学会水工学論文集, vol. 47, pp. 643-648.

高橋勇夫,東健作(2006)：ここまでわかったアユの本，築地書館.

高橋勇夫，天然アユが育つ川: 築地書館, 2009.

天竜川漁業協同組合,たかはし河川生物調査事務所 (2009)：平成18-平成20年度　天竜川アユ資源保全調査報告書.

竹林洋史，江頭進治，岡部健士 (2003)：混合砂河床における網状流路の数値解析，土木学会水工学論文集, vol. 47, pp. 631-636.

中島佳奈 (2011)：アユの産卵に適した河床形態に関する研究，京都大学工学部地球工学科卒業論文.

I. Fujita, M. Muste, A. Kruger (1998)：Large-scale particle image velocimetry for flow analysis in hydraulic engineering applications, Journal of Hydraulic Research, vol. 36, pp. 397 - 414.

Y. Jia, S. S. Y. Wang (2001)："CCHE2D: Two-dimensional hydrodynamic and sediment transport model for unsteady open channel flows over loose bed," NCCHE Technical Report, NCCHE-TR-2001-012001.

S. Kantoush, A. Schleiss (2009)：Large-scale PIV surface flow measurements in shallow basins with different geometries, Journal of Visualization, vol. 12, pp. 361-373.

T. Nagaya, Y. Shiraishi, K. Onitsuka, Higashino, T. Takami, N. Otsuka, J. Akiyama (2008)：Evaluation of suitable

hydraulic conditions for spawning of ayu with horizontal 2D numerical simulation and PHABSIM, Ecological Modelling, vol. 215, pp. 133-143.
W. Weiming (2001) : "CCHE2D Sediment Transport Model (Version 2.1), "National Center for Computational Hydroscience and Engineering, The University of Mississippi. NCCHE-TR-2001-3.
W. Wu (2004) : Depth-Averaged Two-Dimensional Numerical Modeling of Unsteady Flow and Nonuniform Sediment Transport in Open Channels, Journal of Hydraulic Engineering, vol. 130, pp. 1013-1024.
W. Wu (2007)：Computational river dynamics: CRC.

Influence of Sediment Supply on River-bed Environment for Ayu-fish Spawning

Takamasa SUZUKI*, Tetsuya SUMI, Yasuhiro TAKEMON and Kana NAKAJIMA**

* Toho Gas Co., Ltd.
** Graduate School of Informatics

Synopsis

Reduction of the Ayu-fish production has been recognized as an influence of dam constructions by decreasing sediment supply in the Tenryu River. Recently, comprehensive sediment management by introducing sediment bypass technique at Sakuma dam has been planned in order to recover this sediment routing system in the river basin. The present study focuses on the effect of sediment supply on the spawning redds conditions for Ayu-fish. Through the field survey, we found out that riffles with newly deposited gravel bed are soft enough for spawning. Based on the results, we have studied 2D flow and sediment transport model (CCHE2D) by simulating flow velocity, grain size distribution and bed softness, to predict high potential areas for Ayu-fish spawning redds. The results showed that riffles with newly deposited gravel bed suitable for the spawning are created at the confluence point of a main channel and a secondary channel running from the sand bar. In order to increase suitable riffles for Ayu-fish spawning redds, gravel replenishment with frequent high flow discharge is recommended by accelerating the gravel transport by cutting secondary channel near the confluence.

Keywords: Ayu-fish, spawning redds, sediment supply, river-bed softness, 2D Flow and Sediment Transport modeling, Tenryu river

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

アユの産卵に適した河床形態に関する研究

角　哲也・中島佳奈*・竹門康弘・鈴木崇正**

＊ 情報学研究科
** 東邦ガス

要　旨

天竜川では，土砂吸引バイパスによる佐久間ダムから下流域への土砂供給が計画されている。本研究では，土砂供給がアユの産卵環境にどのような影響をもたらすのかを予測するために，航空写真から産卵場適地を推定する方法について検討を行った。既往研究と現地調査により，礫底で比較的最近に土砂が堆積した瀬がアユの産卵に適しており，砂州と瀬の位置関係がアユの産卵適地の重要な条件の一つであることが推定できた。この情報をもとにアユの産卵に関するSIモデルを作成し,産卵適地を航空写真上で抽出した。さらに，過去の航空写真を用いて，これら産卵適地の経年変化とその原因について考察を行った結果，砂州波長の伸張に伴って産卵適地の箇所数が年々減少する傾向が明らかとなった。

キーワード: アユ，産卵床，河床軟度，GIS，天竜川

1.　はじめに

近年，河川横断構造物の設置や河川改修といった人為的インパクトが物理環境と生態環境に及ぼす影響を定量的に予測する環境アセスメントと，ともに劣化してしまった生態環境を再生するための手法・技術の必要性が叫ばれている。とくに，河川で漁業を営む人々にとって，河川環境への人為的インパクトによる漁獲高の変化は死活問題につながるため，物理環境の変化が生態環境に及ぼす影響の解明が切望されている。

河床の物理環境の変化については，近年の計算機能力の急激な発達によって，ある程度の予測が可能になりつつあるが，生態環境の予測については困難を極めており，信頼に足る環境アセスメントの実現を阻んでいる。この予測が困難な理由として，物理環境の変化が生態環境に及ぼす影響の定量的評価法が十分には確立していないことがあげられる。土砂量や流況等の物理環境の変化と生物の変化との因果関係を定式化するためには，河床地形や水理構造と対応する生息場に着目することが有効である。

そこで，本研究ではアユの産卵環境に着目し，航空写真から産卵場適地を推定する方法について研究を行った。なお，研究対象として，静岡県天竜川下流域を選択した。

2.　天竜川におけるアユの産卵環境

2.1　天竜川の河道特性

天竜川は長野県の諏訪湖に発し，静岡県浜松市東側で遠州灘にそそぐ流域面積約5,090km^2，幹川流路延長213kmの国が管理する一級河川である。流域平均年間降水量は2,000mmであり，1930年代半ばから水力発電などのダムが設置されてきている。一方，天竜川流域には，中央アルプス山系及び南アルプス山系の3,000m級の山々が連なるとともに，中央構造線をはじめとする構造線が走っており，崩壊地も多く日本でも有数の土砂流出の多い地域である。このため，流域内に建設された貯水15ダム（本川5ダム，支川10ダム）は堆砂が進行しており，排砂バイパス（美和ダム，松川ダム，小渋ダム），カーテンウォール付・ゲートレス放流管（片桐ダム），掘削・浚渫（佐久間ダム，秋葉ダムなど）などの日本を代表する堆砂対策が実施・計画されている。

このような豊富な土砂生産条件のもとで，ダム群完成以前の天竜川の河床形態は，複列砂州が形成され，砂礫河原が広がる河川環境であった。しかし現在では，土砂供給が少ないため複列砂州から交互砂州（＝単列砂州）へ変化していることが航空写真により確認される。5～10km 区間において，S22 から S36 にかけて複列砂州が交互砂州（＝単列砂州）へ変化しているが，この間に砂利採取（S29 開始）や佐久間ダム建設（S33 竣工）が行われている。10～20km 区間においても，S36 から S41 にかけて複列砂州が交互砂州（＝単列砂州）へ変化しているが，3.3～25km 区間では S30 代後半から砂利採取量が増加（S40～42 で最大採取量）している。

さらに，河床材料の粒径分布にも変化があり，下層（表面-1m）の河床材料は，経年的に粗粒化もしくは細

粒化の傾向はみられない。しかし，表面の河床材料は縦断変化から見てダムによる粗粒化の傾向がみられる。その結果，砂礫がゆるく堆積した軟底ができにくくなっている。これによって，アユが産卵しにくくなる等，生物にとって棲みにくい環境となっている。

天竜川では，古くから相次ぐ大出水に見舞われ，さらに，沿川の浜松市等の市街化が著しく進み，洪水被害の危険性は増加の傾向にあり，抜本的な治水対策が強く望まれていた。このため，本格的な堆砂対策の実施により利水ダムへの治水機能の追加と下流域への土砂供給の促進を目的とするダム再編事業が佐久間ダムを中心に計画されており，侵食海岸の保全等，流砂系の総合土砂管理の実践事例としての期待が高まっている。この事業により，約 50 年に渡る河川の土砂環境は今後大きく変化していくことが予想され，これに伴う環境への影響を予測することが必要となっている。

以上のような現状を把握したうえで，天竜川ダム再編事業による環境への影響を評価する際には，目標となる環境を考えることが必要となる。天竜川の場合は，天竜川のダム群完成以前の河川環境を目標とすることが考えられる。

2.2 天竜川におけるアユの産卵特性

アユの産卵に必要な条件として，石田・一条(1990)は，河川の瀬であること，粒径が 10mm 以下であることおよび砂礫が浮き石状態，すなわち，足で踏むとザクザクしている必要があることを述べている。また，石田(1976)は 5 つの河川を調べ，河口から標高 50m までの平均河床勾配と産卵床の河口からの距離とが相関が高いことを示し，流速(20-120cm/s)，水深(10-60cm)，粒径(10mm 以下で特に 5mm 以下)および浮き石状態かどうかがパラメータであると指摘した。また，西田(1978)はアユの産卵場所が淵尻の瀬頭に位置することを指摘しており，産卵適地の条件を河床地形と結びつけて検討することの重要性を示している。このように，アユの産卵場を評価する際，河床環境に着目する事が有効である。

天竜川において，現状では深瀬が主な産卵場となっているが，河床環境を改善すれば，多くのアユが浅瀬にて産卵すると期待できる。2009 年 5 月に天竜川漁業協同組合からの委託によりたかはし河川生物調査事務所が作成した「平成 18-20 年度天竜川アユ資源保全調査報告書」(2009)によると，2006 年に河口から 15-15.5km 付近の寺谷（2 箇所）で，そして 2007 年に河口から約 10.5km 上流の池田（3 箇所）においてアユの産卵場の造成が行われ，そのうち寺谷の 1 箇所を除く地点で産卵が確認された。

以上の結果を航空写真上にプロットし，これらの地点の特徴を抽出した結果,「少なくとも片岸が裸地である部分が存在する砂州の下流側の軟底で，砂州を乗り越える瀬の上下流」が産卵適地と推定された。軟底とは，河床の砂礫が浮き石状態，すなわち，足で踏むとザクザクしている状態である。これが好適である理由として，アユは産卵をする際に，卵を増水や天敵から守るために，表層部の砂利を掘り起こして卵を産む習性があり，軟底が産卵しやすいという行動的な理由と，「軟底の瀬」では間隙水の流速が大きいために産みつけられた卵に多くの溶存酸素が供給されることが期待されるという適応的な理由とが考えられる。

本研究では，この河床の軟らかさを「河床軟度」と定義し，河床軟度が高い礫底の瀬をアユの産卵にとって最適な河床環境であるとした。

3. 研究手法

3.1 研究の流れ

既往の研究より，アユの産卵床に適した環境は，河床軟度の高い浮石状態の砂礫であると推定された。このような場所を特定するためには，河床調査を詳細に実施する方法が考えられるが，より簡便な方法で推定する方法として，航空写真から産卵場適地を推定する手法の開発を行った。

本研究は以下に示す①～⑦の手順で行った。

①今までに産卵が確認された地点を当時の航空写真上にプロットし，それらの地点の特徴をリストアップし，その結果からアユの産卵場の適地の仮説を立てる。

②次に，天竜川の河口から船明ダムまでの区間においてArcGISを用いて航空写真上に等高線を描き，瀬を特定する。

③そして，それらの瀬について瀬と砂州の位置関係，大きさ，植生の有無などの特性値をGISを用いて抽出する。

④次に，抽出したデータをExcelに取り込み，それらの関係性を分析する。

⑤以上で得た関係と産卵が確認された地点のデータよりアユの産卵場に関するSIモデルを作成し，これを用いてあらためて産卵適地を航空写真上に抽出して記す。

⑥SIモデルを0～30kmの区間にあてはめて天竜川のアユ産卵適地の分布（ポテンシャルマップ）を予測する。

⑦最後に，得られたSIモデルを多年度において撮影された航空写真に適用し，天竜川の河道の歴史的変遷に対するアユの産卵適地の経年変化を調べ，考察を行う。

ここでSI(Suitability Index)とは，HEPにおいて「質」を表す指標の一つであり，評価種の生息条件を規定する植物，繁殖条件などの環境要因別に，０（全く適さず）から１（最適）までの数値で適正度合いを示すものである。またHEPとは，Habitat Evaluation Procedure（ハビタット評価手法）の略称で，野生生物のハビタット（生育・生息環境）としての適否という視点から，生態系を総合的に評価するために開発された手法である（例えば，田中(2006)）。総合的というのは，ハビタットのえさ条件や繁殖条件などの「質」，ハビタットとして機能する「空間（面積）」，ハビタットとして存在する「時間（期間）」という３つの異なる視点から評価することができるからである。

3.2 河床環境条件の現地調査

(1) 現地調査地点

天竜川の河口から約22km地点までの範囲で，車で調査地点付近までアプローチすることが可能であり，産卵がおこなわれている可能性が高い地点を対象とした。現地調査は平成22年11月に実施したが，最近２年間で実施された河道内の樹林伐採と，その後の出水による大規模な河床変動により，砂州地形や水の流れが大き

く変化しており，当初の予定地でも調査困難な場所もあった。そこで，天竜川漁業協同組合の助言を参考に，アユの産卵が行われている可能性が高いFig.1に示す合計8箇所において現地調査を行った。

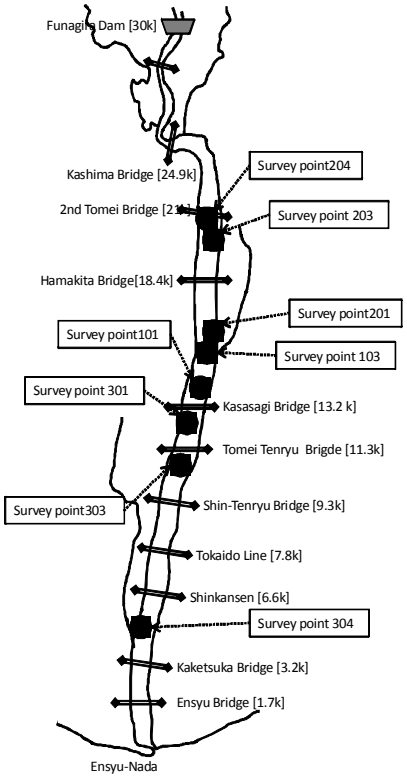


Fig. 1 Survey Area

(2) 現地調査項目

現地調査では各地点においてGPSの値の測定，流速，水深，砂州の貫入試験，砂州内のDOの測定を行った。

まず流速は各調査ポイントにおいて５回ずつ流速計を用いて水面から60%の深さの位置で計測し，この値を平均流速とした。

砂州の貫入試験は長谷川式貫入試験機を用いて計測を行った。長谷川式貫入試験機は2kgのおもりを50cmの高さから自由落下させるというものである。調査ではそのおもりを落下させるごとにその貫入深の値を記録していき，その値が変わらなくなった時点，もしくは値が変わり続ける場合は貫入深が50cmを超えた時点でその場所での計測を終了することとした。この結果から得られる貫入深(cm)の値をおもりの落下回数で割った値を河床軟度(cm/回)と呼ぶことにする。つまり，この値が大きければその場所の河床は柔らかく，反対に，小さければ硬い河床であるということになる。

本研究では，河床軟度として，アユが石を動かして産卵をする範囲として深さ10cmまでの値と，現地調査においてDOの値を図った位置までを考える深さ20cmまでの値についてそれぞれ整理した。しかしながら，天竜川はアーマー化が進行していることを考慮し，以降の考察はすべて深さ20cmまでの河床軟度のデータを用いている。

DOの測定は，各調査ポイントにおいて河川の表流水と陸上（砂州の礫下），水中（河床の礫下）の３か所から採水を行って，DOメーターを用いて計測を行い，複数のメーターが示す値のうち，はずれ値を除いた他の値の平均値をその箇所での値とした。陸上と水中のDOの測り方は，それぞれ地表面から深さ20cmのところに球形のスポンジを先端にかぶせたチューブを埋設し，水を一定量吸い出してDOメーターで測定した。

4. 現地調査結果

4.1 河床軟度と環境要因の関係

河床軟度とDOの関係は，Fig.2に示すように，河床軟度が高いほどややDOが大きく，河床軟度が低いと，DOが小さくなる場合が確認された。これは，河床が固いと河床材料が攪乱されることが少なくなり，間隙水が外からの酸素の供給を受ける機会が少なくなるためと考えられる。また，瀬の上流側と下流側においてDOの値に差があるか検討をするためにt検定を行ったが，２つの間に有意な差は見られなかった。

次に，水深と河床軟度の関係は，Fig.3に示すように，水深が浅い場所の河床軟度の値は場所によりさまざまであり幅広い値をとるが，水深が深くなるに従い河床軟度の値の散らばりは少なくなっていた。これは，流心部は流速が速く，掃流力が大きいため河床が掘られるが，掘れ続けることはなく，その場所はアーマー化することによって河床が硬くなると考えられる。

水深とDOの関係を見ると特に二つの間に関係は見られなかった。同様に，流速とDOの関係，流速と水深の関係からも関係性は見られなかった。

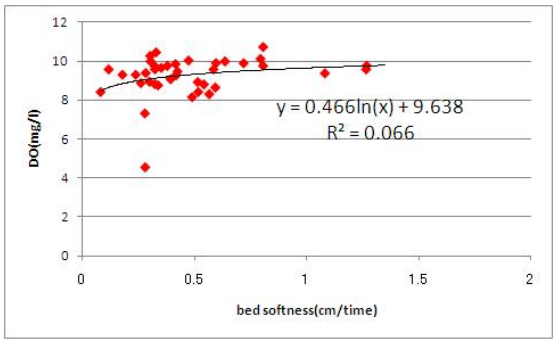


Fig. 2 Bed softness and DO

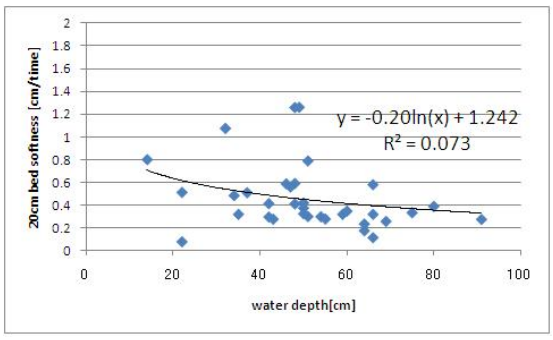


Fig. 3 Water depth and 20cm bed softness

4.2 瀬の河床軟度と砂州位置の関係

砂州の下流側に軟底が多いという既往の知見から，現地調査を行った地点のGPSの値からArcGISを用いて航空写真上に現地調査地点をプロットし，対象とした瀬と，その上下流に位置する砂州の相対的な位置関係を評価した。

具体的には，砂州の上流端から下流端までの水際線

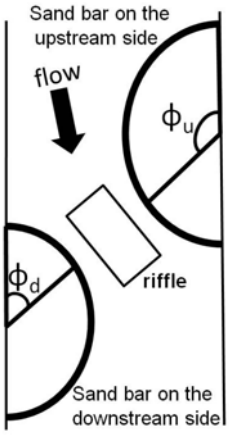
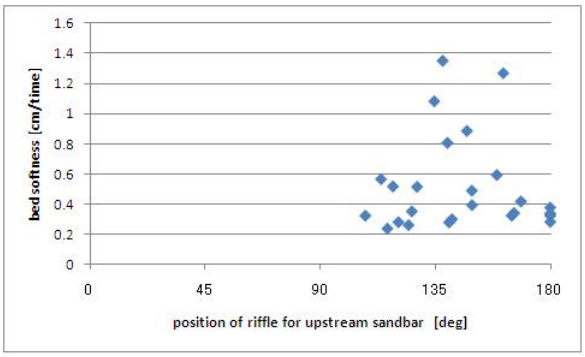
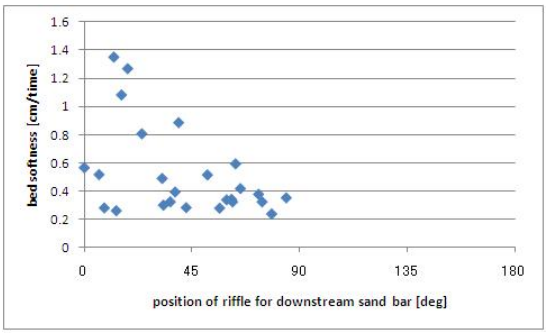


Fig.4 Position of riffle to upstream/downstream sand bars



(a) Position of riffle to the upstream sandbar



(b) Position of riffle to the downstream sandbar

Fig.5 Position of riffles to sandbars and bed softness

の長さと，上流端から瀬の始点と終点までの長さをそれぞれ計測し，それらの割合を Fig.4 のように砂州の上流端を 0 とした場合の偏角 ϕ ($0 \leqq \phi \leqq 180^\circ$)で表現した。なお，対象とする 1 つの瀬に対しては，上流側に位置する砂州と下流側に位置する砂州の 2 対が存在し，それぞれに対して偏角（ϕu（上流側砂州），ϕd（下流側砂州））を定義した。なお，砂州の定義については，流路によって区切られている場合は水際線を境界とし，そうでない場合は，水際線が堤防にぶつかった点，または最も砂州の幅が狭まった点を砂州の境界とした。

このようにして得られた偏角と河床軟度の関係を Fig.5 に示す。これによれば，河床軟度の値が大きい，つまり河床が柔らかい箇所は，上流側砂州に対しては約 150° 付近，下流側砂州に対しては約 20° 付近に存在していることがわかった。この結果より，航空写真

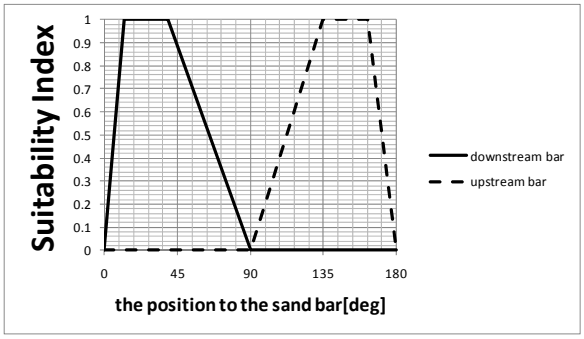


Fig.6 SI model of the position of riffle to sandbars

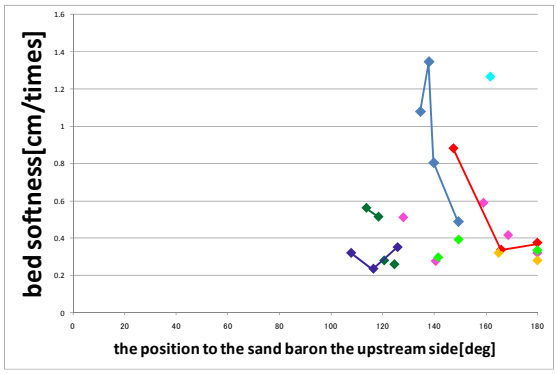


Fig.7 Position to the upstream sand bar and the bed softness

からアユの産卵に適する範囲を予測することができる。

表層20cmまでの河床軟度と偏角で表された瀬の砂州に対する位置を示したFig.5において，河床軟度の値が0.8cm/回以上である偏角の範囲をSI=1とすると，瀬の上流側砂州に対してはFig.6のように ϕ u=135° ～162° の範囲が，瀬の下流側砂州に対しては ϕ d=12° ～39° の範囲のSI=1となる。

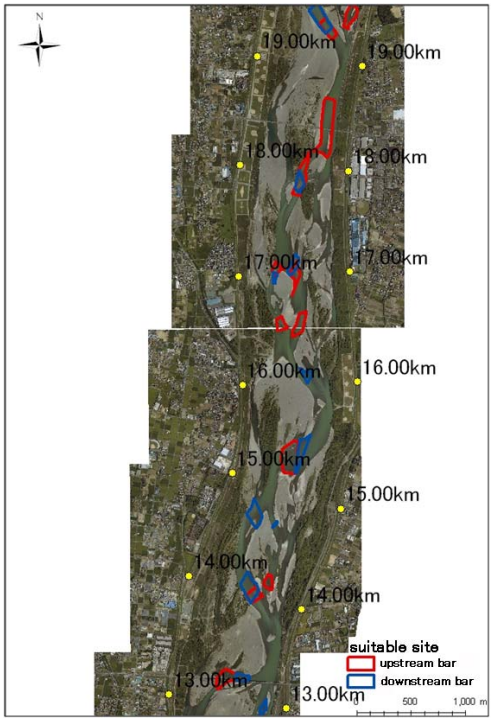
なお，調査地点とした一つの瀬ごとに，河床軟度の変化を上流から順に線で結んだ比較したものをFig.7に示す。これによれば，概ね，瀬の上流側が河床軟度が高く，下流側に行くにしたがって低くなっていくことがわかる。これは，瀬の上流側の淵に堆積した砂礫が，洪水後に瀬の上流側から安定して供給されて，常に新鮮な堆積層を形成する一方，下流側は流れによって細粒分が掃流されて締め固まるためと考えられる。

5. 天竜川でのアユの産卵適地の経年変化

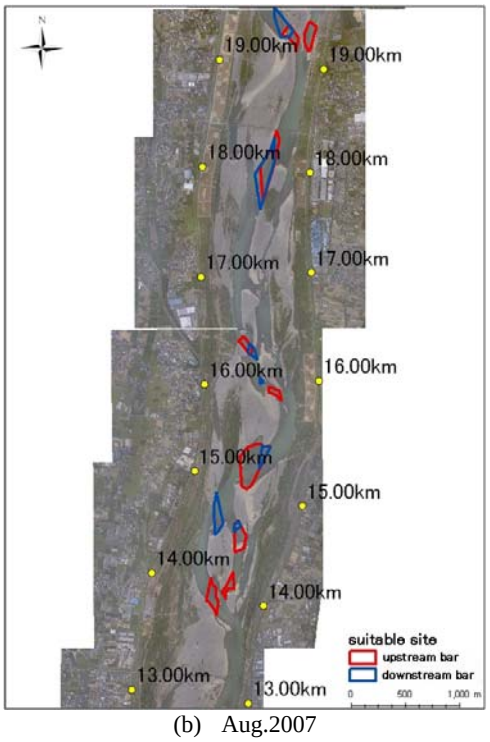
5.1 産卵適地の経年変化

上で得られたSIモデルを用いて，1981，1983，1987，1991，1999，2006，2007年の航空写真上に，砂州と瀬の位置関係からSI= 1 となる範囲を調査し，それらが重なった範囲を産卵場の適地と考えた。Fig.8に2006年8月および2007年8月の13-19km区間の解析結果を示す。

これらから得られた各年における産卵場の適地と考えられる箇所数を数え，その経年変化を整理したものをFig.9に示す。これを見ると，産卵場の適地と考えられる箇所数は1999年までは減少しているが，実際にアユの流下仔魚数が年々減少してきていることに一致する。しかし，1999年以降は産卵場の適地の箇所数が



(a) Aug.2006



(b) Aug.2007

Fig.8 Suitable spawning area from 13 to 19km river channel section derived by the SI model

増加していることがわかる。

Fig.9には，この変化がどの河道区間で顕著に見られるかを調べるため，河口から船明ダムまでの範囲を10kmごとに３つの区間に分けた値も整理している。すると，10～20kmの区間の産卵適地の箇所数の変化が最も顕著であり，1981年から1999年にかけて，適地は半分以下になり，2000年代にも大きく増減していることがわかる。

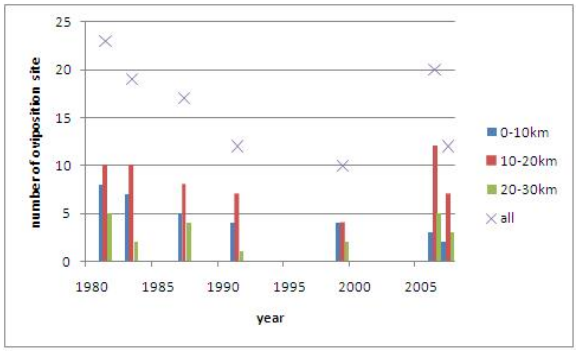


Fig.9 Time trend of suitable spawning area depend on river channel sections

5.2 産卵適地と砂州波長の関係

産卵適地が経年的に変化してきた理由を検討するために，Fig.10に対象区間の砂州の波長の経年変化を示す。1999年までは砂州の波長が年々長くなり，2006年にかけては短くなってきており，産卵場の適地が1999年までは年々減少し，その後2006年までは増加していることと相関が高いと考えられる。ここで言う砂州の波長とは，各年の航空写真から，側流ではなく，本流のみを考えた場合に見られる大きなスケールでの砂州の集まりを一つの砂州とみた場合の，砂州の上流端から下流端までの直線距離のことを指し，航空写真からArcGISを用いて計測したものである。

次に，砂州の波長の経年変化を流程ごとに検討した。まず，河口から船明ダムの区間を10km間隔で分けた場合，10～20kmの区間が，時間経過にともなう砂州波長の変化が顕著に現れ，20kmから船明ダムの区間ではそのような傾向はみられない。これは，河口からの距離が約22kmの地点から流路が大きく蛇行し，この地点から上流は川の両側が山に囲まれており，澪筋幅も狭く，砂州が変化しにくい環境にあることが要因であると考えられる。また，この結果は，アユの産卵適地の箇所数が10～20kmの範囲で大きく変化していることと関連があると考えられ，最も砂州の波長が長くなっている区間において産卵適地の箇所数が減少し，砂州の波長が短くなっている区間において産卵適地の箇所数が増加している。

これを5km間隔の砂州波長の変化として示したものをFig.11に示す。これによれば，特に15～20kmの区間で砂州の波長が1800mから2500mと大幅に増大している。Fig.12には，この区間での1981年と1999年における産卵場の適地を示すが，1981年にはこの区間内に４か所の産卵適地があったが，1999年には１か所のみになってしまっている。減少した理由としては砂州の波長が長くなったことにより，上流側砂州に対する適地と下流側砂州に対する適地が重ならなくなったためと考えられる。

15～20kmの区間で最も砂州の波長が長くなった理由としては，上流からの土砂供給と洪水流量の減少により，砂州の固定化と樹林化が進行し，その影響がこの区間に最も大きく出ているものと考えられ，その結果として，この区間のアユの産卵場の適地の減少にもつながっているものと推定される。

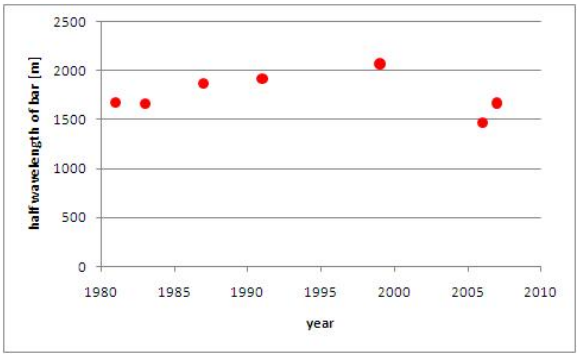


Fig.10 Time trend of sand bar wave length

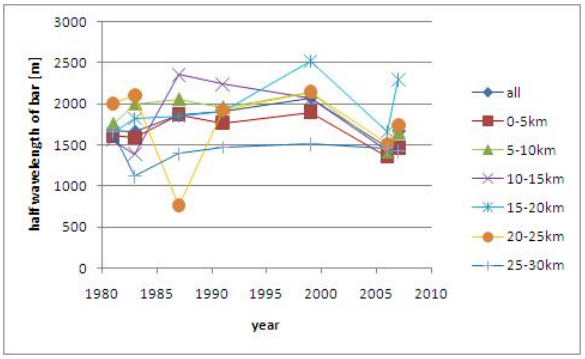


Fig.11 Time trend of sand bar wave length by 5km river channel sections

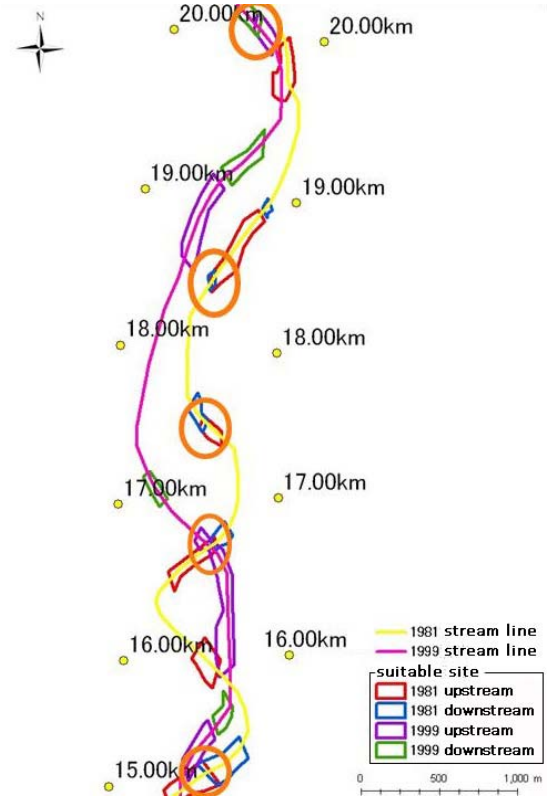


Fig.12 Time trend of suitable spawning areas from 15-20km

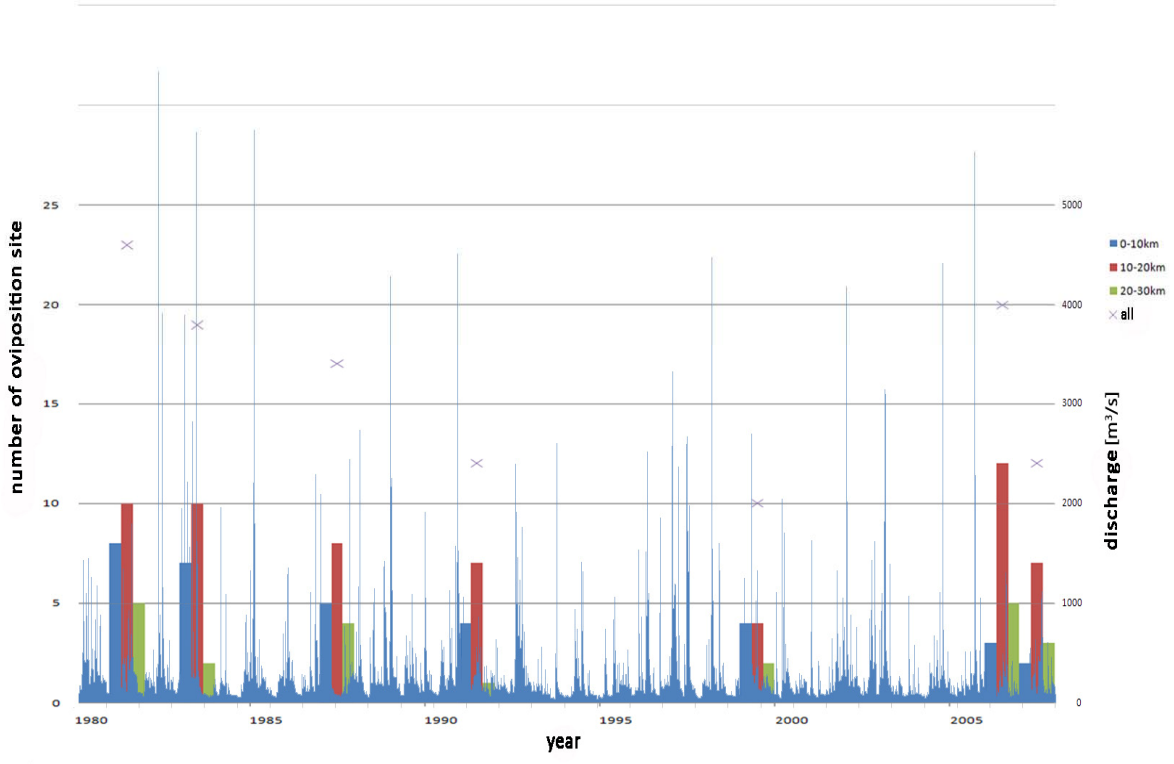


Fig.13 Major flood events and time trend of suitable spawning areas

また，15～20kmの区間において大きく流路が変化したのは1981年から1983年の時であるように見えるが，これはFig.13に示す時間流量の時系列で明らかなように，1982年の約9,000m^3/sの年最大流量が影響していると考えられる。大規模出水時に河床が大きく変化し，その後上流からの土砂供給がないために河床地形は単調化してきたと考えられる。従って，砂州の波長を昔のように短くして，礫底で新鮮な土砂が堆積する瀬を増加させて，良好なアユの産卵環境を再生させるためには，上流ダムからの適正な土砂供給が重要である。

6. まとめ

本研究では，土砂供給がアユの産卵環境にどのような影響をもたらすのかを予測するために，航空写真から産卵場適地を推定する方法について検討を行った。

既往研究により，礫底で比較的最近に土砂が堆積した瀬がアユの産卵に適しており，砂州と瀬の位置関係がアユの産卵適地の重要な条件の一つであることが推定された。この情報をもとにアユの産卵に関するSIモデルを作成し，産卵適地を航空写真上で抽出した。さらに，過去の航空写真を用いて，これら産卵適地の経年変化とその原因について考察を行った。その結果，産卵適地の箇所数は年々減少しており，減少の理由として砂州波長の伸張が影響しており，その背景として大規模洪水の発生による河床変動と上流ダム群による土砂供給の減少が影響していることが示唆された。

なお，上記のアユの産卵適地が形成される土砂水理学的なプロセスについては，今後の研究課題である。また，本研究では佐久間ダム完成後の変化のみを調査したが，ダム建設前からの変化や，ダム完成後のダムからの土砂供給量との関係を調べることで，ダム再編事業による環境への影響評価をより詳細に行うことが可能になると考えられる。

さらに，本研究は天竜川を対象に研究を行ったが，河床形態とアユの産卵環境に関する調査研究は，全国の他の多くの河川で実施されている。本研究で行った河床軟度等に関する調査を全国の河川においても実施することにより，アユの産卵に適した河床条件をより一般性のあるものにすることが可能になると考えられる。これらの結果から，アユの産卵場を維持・管理していく上での管理指標を具体的に決めることができれば，全国の河川において河床環境の改善が促進され，日本の代表的な水産資源の１つであるアユの個体数の増加にも大きく貢献するものと思われる。

謝　辞

天竜川における現地調査に関して，天竜川漁協組合の方々の協力を得た。ここに記して謝意を表する。

参考文献

石田力三，一条エリ子(1990)：アユ産卵用人工河川，Proc. of the Int. Symposium on Fishways, pp.81-84.
石田力三(1976)：アユの産卵行動をさぐる,アニマ，No.43, pp.12-20.
天竜川漁業協同組合,たかはし河川生物調査事務所(2009)：平成18-平成20年度　天竜川アユ資源保全調査報告書.
西田睦(1978)：琵琶湖のコアユの産卵形態，Bulletin of the Japanese of Scientific Fisheries.
田中章(2006)：HEP入門〈ハビタット評価手続き〉マニュアル，朝倉書房.

Evaluation of Suitable River Morphology for Spawning of Ayu-Fish

Tetsuya SUMI, Kana NAKAJIMA*, Yasuhiro TAKEMON and Takamasa SUZUKI**

* Graduate School of Informatics
** Toho Gas Co., Ltd.

Synopsis

Reduction of the Ayu-fish production has been recognized as an influence of dam constructions by decreasing sediment supply in the Tenryu River. Recently, comprehensive sediment management by introducing sediment bypass technique at Sakuma dam has been planned in order to recover this sediment routing system in the river basin. Based on the background, it is requested to assess these impacts on downstream river and coastal areas. In this study, as one of appropriate indices to evaluate river environment, river morphological potential for suitable spawning area of Ayu-fish is researched by field survey and GIS analysis of aerial photo images. The results showed that gravel bed riffles with high river-bed softness suitable for the spawning usually located specific angles from upstream/downstream sand bars. Based the SI model based on the result, aerial photo analysis showed that possible spawning area is gradually decreasing by increasing of the bar wave length.

Keywords: Ayu-fish, spawning redds, river-bed softness, GIS, Tenryu river

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Relation of Hydrogeomorphology of Gravel Bar to Particulate Organic Matter Dynamics in Braided Alpine River

Giyoung OCK and Yasuhiro TAKEMON

Synopsis

Channel geomorphology has ecologically important functions to remove organic particles from flowing water providing availability of organic matter to benthic organisms. The present study focuses on the roles of braided gravel-bar for riverine organic matter retention, aiming to elucidating the retention processes corresponding to the diverse hydrogeomorphological conditions in the Tagliamento River in north east Italy. Results of longitudinal changes in concentration, stable isotope analyses and C:N ratio of suspended particulate organic matter (POM) as well as in chlorophyll a of epilithon, which were collected at canal, narrow channel and braded bars, showed a distinct retention pattern and algal production of braided-bar. In addition, we found that secondary flow velocity and direction occurred near bar shoreline can be critical factors to affecting suspended POM retention. On the other hand, in an island bar unit, barhead riffle and bartail shore showed a selective retention capacity according to particle size. Overall the spatial diversity of POM quantity and quality along gravel-bar can lead to high heterogeneous habitats in braided channel.

Keywords: braided channel, island bar, POM retention, Tagliamento River

1. Introduction

Reservoir dams are known to degrade ecological functions of riverbed in dam downstream reaches by alteration of channel geomorphology (e.g., riverbed degradation and channel incision) caused by reduced bed load transport. Recent river management particularly in dam tailwaters has a growing concern on riverbed management, i.e., through sediment replenishment, bypass tunnel, dry dam without impoundment (Sumi, 2005), for recovering functions of habitat conditioning and of material cycling acceleration. From a perspective of riverbed management considering sediment and flow regime controls, therefore, development of ecological evaluation methodology for desirable geomorphology is required as a reference river (Takemon, 2010).

Riverine bar, one of the most dynamic patch responding to flow and sediment regimes in fluvial landscape, have ecologically important roles to remove organic particles from flowing water and to provide availability of organic matter to benthic organisms. Thus the POM retention can be used as an indicator for evaluating river ecosystem in terms of material cycling, field transport distance and self purification of contaminants.

In our previous studies, we emphasized on the significance of river channel geomorphology as a key factor controlling the fate and budget of riverine POM retention. For instance, comparative study of 4 types of different channels in rivers and canals showed that the braided river channel with lower hydraulic radius due to well developed bar systems had a higher retention efficiency than channelization channels (Ock and Takemon, 2010). In addition, using stable isotope mixing model, we

traced the relative contributions of the trophic sources of POM in downstream reaches of Uji River, and found that riffle and pool geomorphology has a specific retention process according to the trophic sources (Ock *et al.*, 2010), and the benthic invertebrates communities were also adapted to the downstream POM distribution patterns (Ock and Takemon, 2009). Also through physical hydraulic model using fine pollens as FPOM traces, we found that the head and mid range of alternate bar had much higher retention density than tail of bars, and suggested that aspects of alternate bar slopes is also critical to POM retention (Ock *et al.*, 2009). However the retention processes and mechanism in natural fluvial rivers are still obscure due to complex interaction among hydro-geomorphological conditions in river-floodplain ecosystems. Nevertheless, such knowledge in braided channel is increasingly required as a reference model for expecting the geomorphology-ecology relations in river habitat restoration research.

The present study focuses on the roles of island gravel-bar for riverine organic matter retention in the braided channels of the Tagliamento River in north east Italy. We aim (1) to evaluate POM retention function of braided-bar system, (2) to identify POM retention processes corresponding to diverse hydrogeomorphological conditions within a gravel-bar unit and (3) to quantify the retention capacity.

2. Materials and Methods

The Tagliamento River is regarded as the last morphologically intact river in the Alps (Tockner *et al.*, 2003), because of highly dynamic channel geomorphology created by natural flooding events and massive amounts of sediment supply from upstream Alpine region. The 7th order river with 172 km length and 2,580 km^2 catchment area flows headwater-braided channel and downstream to bar-braded, island-braded and meandering channels till reaching the Adriatic Sea.

In field study conducted in mid Tagliamento River basin (Fig.1) in March and July 2010. In the Palar River, the tributary of Tagliamento River, a total of 8 sites are longitudinally selected for field survey according to channel form types; Lake Cavazzo, canal sites (C1 to C2), narrow channel sites (C2-R2-R3), braided bar channel sites (R3-R4-R5) as shown in Fig.2. At each site, suspended POM (SPOM) samples were collected. And then, the concentration, stable isotope values (δ^{13}C-δ^{15}N), C:N ratio and Chlorophyll a of epilithon were analyzed. River stage was relatively low and showed a diel fluctuation by hydropeaking by the hydropower discharge upstream.

In order to identify and quantify detailed processes, intensive survey was done at an island-bar unit located at Flagogna Reach of the Tagliamento River. The reach has been monitored by fixed camera at 1hr interval. A total of 14 sampling points were established along shore of the bar, including barhead shore, bartail shore, main-channel transition shore and sub-channel transition shore (Fig.3). Benthic POM (BPOM) were collected at each point by both quantitative and qualitative samplings for estimation of standing stock, stable isotope composition and C:N ratio. Terrestrial plant leaves, epilithic algae were also collected as SPOM source origins.

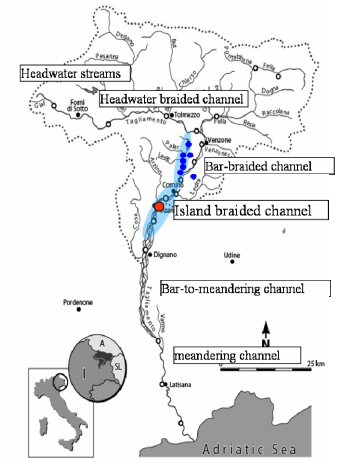


Fig.1 Location of study sites in Tagliamento River basin in NE, Italy.

In addition, we conducted filed experiment at two sites within the bar to investigate the shallow area retention capacity association with the island-bar morphology. Riverbed area of bartail shore (100 m^2=25m L x 4m W) and barhead riffle (40 m^2=10m L x 4m W) were covered up using vinyl sheets and measured SPOM concentration along the experiment area.

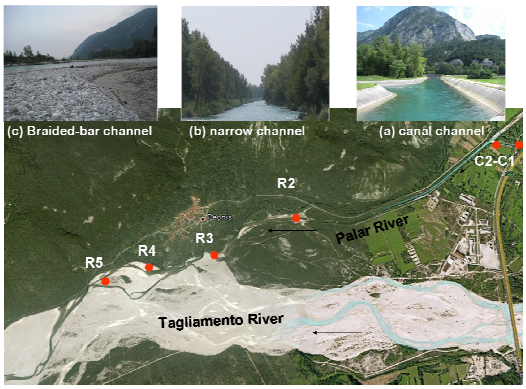


Fig.2 Study reaches in Palar River with longitudinal changes of channel forms. Canal from C1 to C2 (a), Narrow channel from C2-R2 to R3 (b), and Braided-bar channel from R3-R4 to R5 (c).

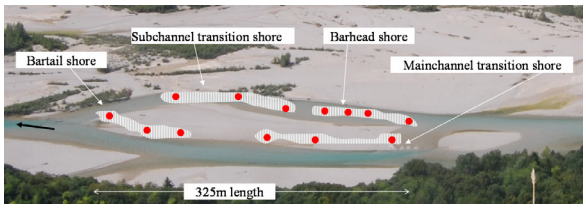


Fig.3 BPOM sampling sites within an island-bar unit located on Flagogna Reach.

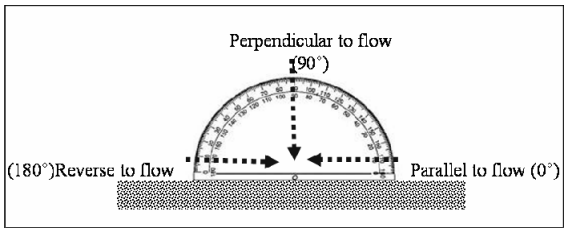


Fig. 4 Relation of secondary flow direction to bar shore

SPOM samples were collected using a POM net sampler with 100 ㎛ in mesh size and 30cm in diameter of flame size. For sampling of stable isotope analysis, the POM net was kept in the water for one to three minutes. Three replicates were collected at each site. Each S-FPOM samples was filtered in situ using the sieve of 1.0 ㎜ mesh size to separate it from S-CPOM. For quantifying S-FPOM concentration (the weight of S-FPOM per unit water volume), additional three replicates of samples were collected at each site. The current velocity in front of the net opening and elapsed sampling time were measured using a current-meter (CR-11, Cosmoriken) to estimate the volume of water filtered through the net sampler. S-FPOM concentration (CS-FPOM) was calculated by Eq.1:

$$C_{S\text{-}FPOM}\ (\mu g/m^3) = \frac{Ash\ free\ dry\ weight\ \ of\ S\text{-}FPOM}{Volume\ of\ water\ \ filtered\ through\ the\ sampler} \quad (1)$$

where the Ash free dry weight (AFDW), which is calculated as the weight of the dry weight (oven dried in 60℃ for 24 hours) minus the residual ash (combusted in 600℃ for 2 hours). As the same method, S-CPOM was also measured.

On the other hand, benthic POM (BPOM) samples were collected using BPOM sampler, and divided into B-CPOM and B-FPOM. Secondary flow direction was calculated as the degree to shoreline. As shown in Fig.4, 0°, 90° and 180° means that secondary flow is parallel and perpendicular and reverse to shore, respectively. All isotopic samples were dried at 60℃ for 24 hours and then ground to homogenized bulk samples with a mortar and pestle in the laboratory. Stable isotope ratios of carbon and nitrogen were measured by a continuous-flow isotope ratio mass spectrometry system with an elemental analyzer The concentration of organic carbon and nitrogen were measured simultaneously. Stable isotope ratios are expressed by the standard δ notation as the following equation (Eq.2):

$$\delta^{13}C \text{ or } \delta^{15}N\ (‰) = (R_{sample}/R_{standard} - 1) \times 1000 \quad (2)$$

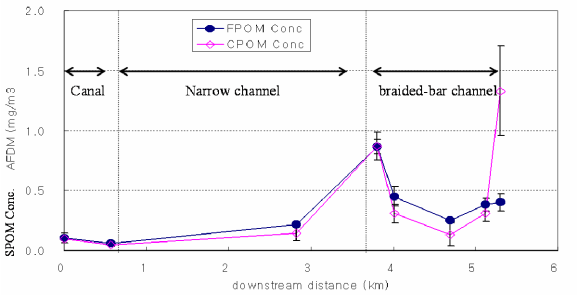
where R is $^{13}C/^{12}C$ for $\delta^{13}C$ or $^{15}N/^{14}N$ for $\delta^{15}N$. The standards were PeeDee Belemnite for $\delta^{13}C$ and atmospheric nitrogen for $\delta^{15}N$. DL-alanine was used as working standard and the analytical precision was ±0.2 ‰ for the $\delta^{13}C$ and the $\delta^{15}N$.

3. Results and Discussion

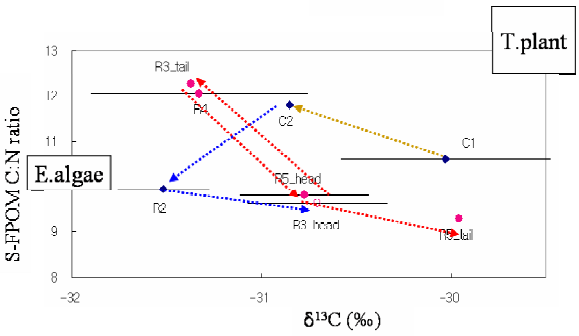
3.1 Longitudinal changes of SPOM dynamics

Downstream changes in SPOM concentration varied according to channel forms. Little significant change appeared in the canal channel, whereas the concentration started to increase during the narrow channel particularly passing R2 to R3, and then reduced to approximately 70% sharply passing through R3 to R4 (Fig.5a). The result clearly indicates the SPOM dynamics is strongly dependent

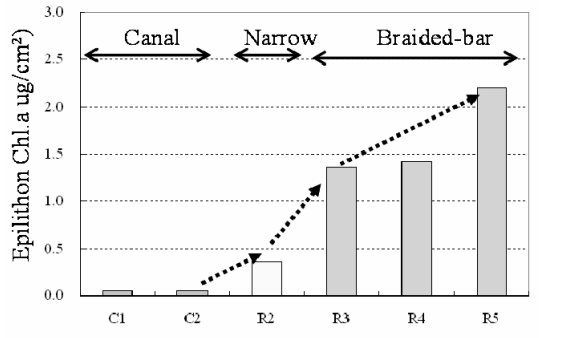
on the channel form; the canal mainly tends to transport SPOM, and the single cross-sectional narrow channel supplies SPOM from near terrestrial forest, whereas the braided gravel-bar has retention capacity. In order to identify the source composition of SPOM at the channels, stable isotope values were analyzed. The result shows that contribution of autochthonous production and allochthonous input were repeated depending on local reach conditions (Fig. 5b). In particular, we found that algal production was activated in braided bar channel comparing other channels (Fig. 5c).



(a) SPOM Concentration



(b) SPOM composition

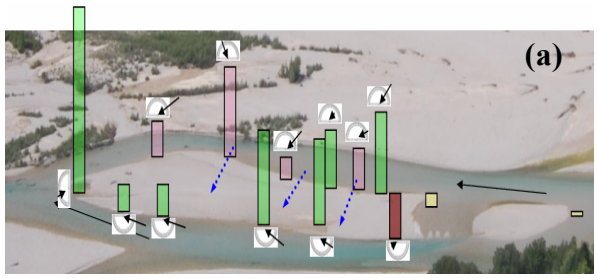


(c) Chlorophyll a of epilithon

Fig.5 Downstream changes in SPOM concentration (a), trophic source composition (b) and algal production (c) passing through different channel forms in the Palar River.

3.2 BPOM density distribution along island bar unit

Amount of standing stock of fine BPOM spatially varied along shoreline (Fig. 6a), and was found to be negatively correlated with secondary flow velocity whereas positively with secondary flow direction, but no significantly related with surface elevation and water depth in shore (Fig. 7). The result indicates that a reduced secondary velocity and recirculation formation along shore lead to higher retention of POM within the gravel-bar. Results of stable isotope and C/N ratio analyses showed that the spatial distribution of BPOM composition was classified into three groups by source origin and decomposition process (Fig.6b), indicating a higher retention of SPOM in barhead and sub-channel transition shores with downwelling inflows, whereas higher retention of terrestrial plant in bartail and main-channel transition shores. In particular the barhead backwater deposited more fresh terrestrial fragments. Based on the findings in island gravel bar scale, our discussion will extend to the effects of water level fluctuation on contribution changes of hydrodynamic retention processes.



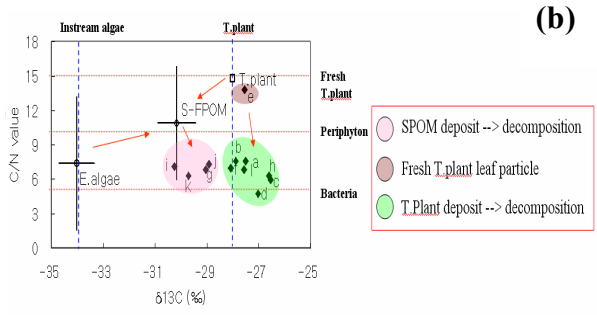


Fig.6 Spatial distribution of standing of fine BPOM stock and secondary flow velocity/ direction (a), the arrow length and angle represent velocity and direction, respectively; Stable carbon isotope to C:N ratio value (b)

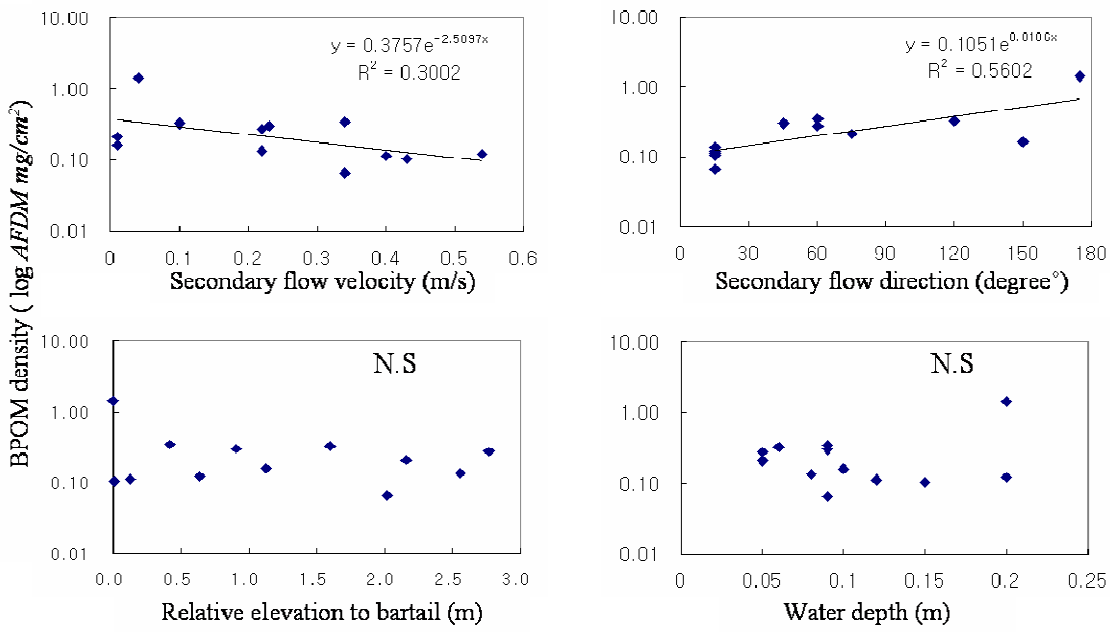


Fig 7. Relation of BPOM density to secondary flow velocity/direction, relative elevation and water depth of shallow area in an island bar unit.

3.3 Quantification of barhead trapping and bartail shore filtering within a bar unit.

As a result of field experiment, retention of the bartail shore showed significant reduction of fine POM (1.4 mg AFDM/m^2) but not coarse POM, whereas the barhead riffle retention lead to significant reduction of coarse POM (3.9 mg AFDM/m^2) but not fine POM (Fig. 8). The results revealed that bartail shore had strong capacity for FPOM filtering and barhead riffle for CPOM trapping, indicating that difference of hydrogeomorphology in shore and riffle within an island bar result in a size specific retention capacity.

Overall, the results suggests the significance of secondary flow (velocity and direction) for POM retention along the island-bar shore, and asymmetry of island geomorphology causing variation of

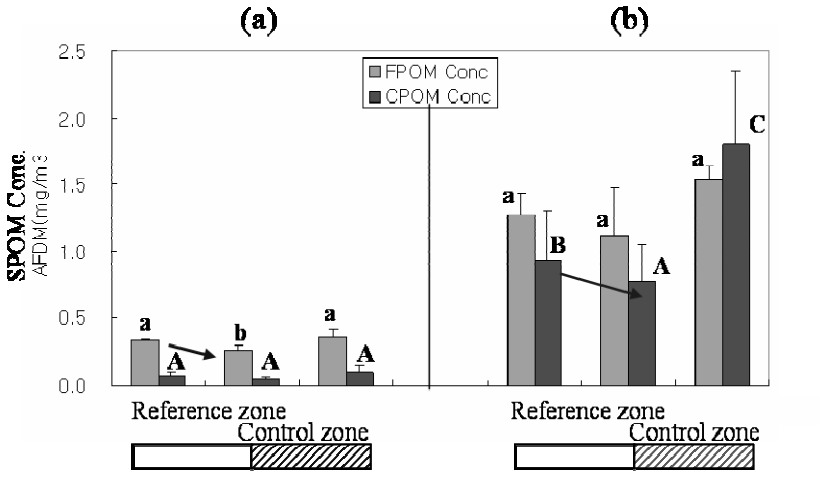


Fig.8 Shallow area filtering experiments at bartail shore and barhead riffle in gravel island bar. Control zone means the area covered by vinyl sheets, and reference zone is upper area without covering.

BPOM source composition. The spatial diversity of POM quantity and quality along shore will lead to high heterogeneous habitats in braided island-bar.

4. Conclusion

Retention is the process of which removes matters from transport within the reaches so that it can make available for reduction the suspended materials and for utilization by stream biota. In dam tailwater ecosystem, the retention of lentic plankton is important for recovering from trophically reservoir dependant state to a normal state of lotic ecosystem. The present study focusing on elucidating the retention processes in relation to channel geomorphology, particularly in braided gravel bar system showed the following major findings; (1)braided bar channel showed high SPOM retention capacity and increased algal production, (2)secondary flows occurred near shoreline of bar is critical to SPOM retention; reduced velocity and circulation flow accelerate BPOM retention, thus asymmetry of island geomorphology causes variation of BPOM source composition. (3) in shallow area retention, barhead riffle had strong capacity for CPOM trapping, whereas bartail shore for FPOM filtering. Therefore, such spatial diversity of POM quantity and quality along shore will lead to high heterogeneous habitats in braided island-bar. The present study contributes to provide a reference model for sediment management for sustaining and enhancing the ecosystem functions.

Acknowledgement

The authors are grateful to Dr. Walter Bertoldi for providing pictures of Flagogna Reach, and Dr. Klement Tockner for collaboration of Tagliamento River Research project. Stable isotopes analysis was conducted using Cooperative Research Facilities of Center for Ecological Research, Kyoto University. This work was supported by Overseas Scientific Research of JSPS.

References

Cushing, C., Minshall, G. and Newbold, J. (1993): Transport dynamics of fine particulate organic matter in two Idaho streams. Limnology and Oceanography Vol. 38, pp.1101-1101.

Jones, J.B. and Smock L.A. (1991): Transport and retention of particulate organic matter in two low-gradient headwater streams. Journal of the North American Benthological Society Vol. 10, pp. 115-126.

Newsome S.D., Phillips, D.L., Culleton, B., Guilderson, T.P. and Koch, P.L. (2004): Dietary reconstruction of an early to middle Holocene human population from the central California coast: insights from advanced stable isotope mixing models. Journal of Archaeological Science Vol. 31, pp. 1101-1115.

Ock, G., Muto, Y., Sumi, T. and Takemon, Y. (2010): Roles of Riffle and Pool Structures in Particulate Organic Matter Dynamics in the Downstream Reaches of Dam Reservoirs. Disaster Prevention Research Institute annuals Vol. 53, pp. 773-782.

Ock, G. and Takemon, Y. (2009): Downstream Changes in Source Composition of Particulate Organic Matter in Dam Tailwaters in relation to Channel Geomorphology and Benthos Communities Proceedings of 33rd IAHR Congress, Vancouver, Canada, pp 3672-3679.

Ock, G. and Takemon, Y. (2010): Estimation of transport distance of fine particulate organic matter in relation to channel morphology in tailwaters of the Lake Biwa and reservoir dams Landscape and Ecological Engineering Vol. 6, pp. 161-169.

Ock, G., Takemon, Y., Kanda, K., Muto, Y., Zhang, H., Nambu, Y., Samoto., Y. and Nakagawa, H. (2009): An Experimental Study on Deposition of Fine Particulate Organic Matter affected by River Channel Morphology. Disaster Prevention Research Institute annuals Vol. 52, pp. 913-922.

Phillips, D.L. and Koch, P.L. (2002): Incorporating concentration dependence in stable isotope mixing models. Oecologia Vol. 130, pp. 114-125.

Sumi T. (2005): Sediment flushing efficiency and selection of environmentally compatible reservoir sediment management measures.

Proceedings on International symposium on sediment management and dams, Tokyo, Japan: pp. 9-29.
Takemon Y. (2010): Habitatology for linking sediment dynamism and ecology. Proceedings on International symposium on sediment disasters and river environment in mountainous area. Kyoto, Japan. pp 25-32.
Thomas, S., Newbold, J., Monaghan, M., Minshall, G., Georgian, T. and Cushing, C. (2001): The influence of particle size on seston deposition in streams. Limnology and Oceanography Vol. 46, pp. 1415-1424.
Tockner, K., Ward, J., Arscott, D., Edwards, P., Kollmann, J., Gurnell, A., Petts, G. and Maiolini, B. (2003): The Tagliamento River: a model ecosystem of European importance. Aquatic Sciences-Research Across Boundaries Vol. 65, pp. 239-253.

タリアメント川 網状河道における粒状有機物の捕捉過程に関する研究

玉　基英・竹門康弘

要　旨

タリアメント川における原生的洪水氾濫源の豊かな生物多様性を維持する一つの原因である，網状河道砂州の粒状有機物の捕捉機能を定性的，定量的に研究した。 運河，単断面河道， 網状河道などの調査地点で流下粒状有機物の濃度，炭素-窒素の安定同位体比，CN比及び付着藻類のクロロフィルa値を分析した結果，運河では粒状有機物の移動機能，単断面河道では隣の陸地域からの供給機能，そして網状河道の砂州では捕捉機能が支配的であることが明確に示された。また，二次流の流速と流向が砂州地形の捕捉過程において重要であることが示された。

キーワード：粒状有機物，捕捉，安定同位体， 河床地形

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

Eco-friendly Hydraulic Design of In-stream Flood Mitigation Dams

Sameh KANTOUSH, Tetsuya SUMI and Mohammad MESHKATI*

* Graduate School of Engineering

Synopsis

Recently, huge floods have been experienced more than the past at the urban area. In order to survive the urban areas against the floods, it could be necessary to deep attention to Flood Mitigation Dams (FMDs). This paper deals with design and classification of FMDs worldwide and compares several case studies in Japan and Austria. Finally, a new concept is presented for one of the most important energy dissipating structures downstream of FMDs, named In-ground stilling basin (SB). As a result, several unique points which are the outcome of field investigations are presented to improve performances of FMDs.

Keywords: Flood mitigation dam, Stilling basin, Bottom outlet, Eco-friendly design.

1. Introduction

1.1 FMDs Definition

Urbanization creates the sharp growth in the value of property and the number of infrastructures at the flood plain areas. Recently, huge floods experienced even more of past at the urban area. There are a wide range of hydraulic engineering solutions have been constructed for centuries to provide flood protections. These traditional approaches predominately utilize hard engineering solution to protect from overflows and ensure quick outflow of flood volumes. Rivers are channelized, diverted, straightened and corseted in levees, with little or no thought for river dynamics and biodiversity preservation. Recently, this is widely criticized (E.U. Commission, 2004). Firstly, accelerating the flow often results in turbid water discharge and significant erosions in downstream reach. Secondly, multipurpose dam interrupt the continuity of natural sediment patterns and change the flow regimes at the downstream reaches of reservoirs, hence causing erosion or deposits. And finally, the consequences on ecosystems are often disastrous. How to both protect citizens from floods and biodiversity from flood-management schemes is very important issue (Geilen et al., 2004). In Japan, numbers of new multipurpose dam construction projects are very limited.

FMD could be a good solution in dam engineering for sustainable management of reservoirs, downstream river environment, and sediment transport. The definition of FMD is gateless outlet dam designed only for the purpose of flood control whose bottom outlets are installed at the original bed level of river. FMD is expected to be environmentally friendly, since almost all incoming sediment during flood periods can pass through its bottom outlets that designed at the original river bed level and there will be fewer impacts to downstream river environment.

Lempérière, (2006) has pointed out that ‘Future dams may generally be multipurpose, but dams devoted only to flood mitigation which are completely dry except for a few weeks per century may be very acceptable environmentally; their design may be quite different from multipurpose dams and their cost much lower for the same

storage'. There are still several unknown factors in FMDs design issues such as: sediment trap rates, patterns and flow regimes in the upstream of the dam, number of bottom outlets, and SB dimensions (height, length, width), depending on flood hydrograph and water level. The features of FMDs are drawn in Fig. 1 based on different points of view such as hydraulic design, reservoir sediment management, ecosystem and clogging of bottom outlets (Kantoush and Sumi, 2010).

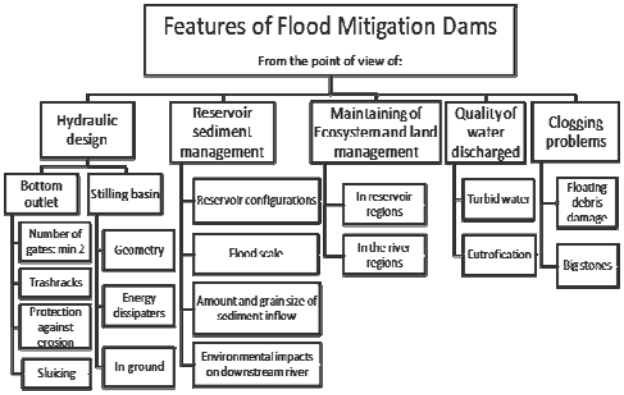


Fig. 1 Features of designing and operating of flood mitigation dams (Kantoush and Sumi, 2010)

1.2 Current FMDs Classification

Dams designed only for the purpose of flood control have different definitions and classifications. In USA they are called "Dry Dam", in Europe "Flood Retention Basin", in Japan "In stream Flood Control Dam", in other countries "Flood Mitigation Dam". Several definitions for the same hydraulic structure are given in different countries and languages whose frequently leads to legal disputes and misunderstandings between planners, engineers, politicians and people. Additionally, the absence of a universal definition and classification scheme for FMD leads to confusion about the status of individual structures and their functions. A classification scheme for FMD is therefore timely and urgently required to assist communication. Scholz and Sadowski (2009) proposed a conceptual classification model based on 141 sustainable flood retention basins (SFRB) including 75 diverse wetland systems in the River Rhine Valley, Baden, Germany. Six SFRB types were defined based on the expert judgment of engineers, scientists and environmentalists. The German flood retention basin guidelines (ATV-DVWK 2001) distinguish between passive and automated, and small, medium and large sized flood retention basins. In Germany the complete design and therefore the design flood discharges (DFQ) and flood water levels (FWL) are depending on the classification of the basins in the four classes very small, small, medium and large basins. The classification according to (DIN 19700-12/2004) takes into account the height of the dams and the reservoir volume. Eighty flood retention basins contribute significantly towards minimizing flood hazard especially in small watersheds in the land of Styria in the republic of Austria. Basins have been classified as small, medium and large according to capacities range from 5,000 m3 to 1,650,000 m^3, the dam heights are between 2.0 m and 24.5. The classification for flood retention basins according to mentioned code is given in (Fischer and Haselsteiner, 2008). Flood retention basins may also be either online or offline with respect to the local stream. Finally, the type of outlet is occasionally used as a classification criterion. Sumi (2008) has classified FMD based on outlet arrangement: 1) installing regulating gates in bottom outlets or not and 2) securing continuity of the river through these outlets or not. Fig. 2 shows the relationship between gross storage capacity and dam height of FMDs in Japan, Switzerland (Orden dam) and USA.

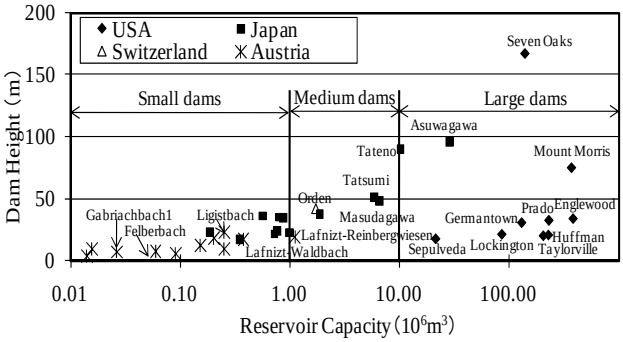


Fig. 2 Gross storage capacity and dam height of FMD (Sumi, 2008)

Because of geographical conditions, there is large difference between dams. Reservoir capacities to dam height of dams in USA are very large since they constructed in mild river slope and wide valley. Recently, relatively large dams for flood mitigation for urban areas have been planned and constructed. Masudagawa dam is one of them.

1.3 Objectives and Targets of this research

This paper deals with three main objectives, firstly the paper summarized field investigations for several flood mitigation structures in Styrian province (Austria) and comparison between Austrian and Japanese experiences, from several points of view such as dam structural and hydraulic design, reservoir sediment management, maintaining of ecosystem and land management in reservoir area, clogging problems of bottom outlets. Secondly Masudagawa FMD well introduced as a considerable case study in Japan to highlight its design strengths and drawbacks. Finally a new concept for SB downstream of FMD presented, named In-ground Stilling Basin (In-ground SB), then, by considering the new concept of SB and applying the Katakam and Rama's approach the new updated design for SB downstream of Masudagawa FMD proposed.

2. Field Investigation in Austria

2.1 Key parameters

Table 1 summarizes and characterizes all relevant key classification variables for FMDs in Japan and Austria, these key points mainly involved: rainfall;

Table 1 Classification and comparison of Flood Mitigation Dams in Austria and Japan

Item	Austria	Japan
Names of field investigation flood mitigation basin and dams	12 dams (Bärndorfbach, Dobelbach, Felberbach, Gabriachbach1 & 2, Labuchbach, Lafnizt-Reinbergwiesen, Lafnizt-Waldbach, Ligistbach, Sauhalt-bach, Stullneggbach, Gamlizbach)	8 dams (Sotomasuzwe, Rentaki, Kawachi, Matsuo, Sagatani, Ootouge, Sasakura, Takaono)
Dam Height (min-max)	5.8-23.2 m	17-37.7 m
Dam Length (min-max)	84-241 m	63.6-169 m
Gross Capacity (min-max)	14,000-1,100,000 m^3	186,000-6,500,000 m^3
Catchment area	0.8-162 km^2	5.5- 16.8 km^2
Dam arrangement in river basin	Distributed set of dams	Concentrated dam
Mean Annual Rainfall	865 mm/yr	1700 mm/yr
Utilization of reservoir area	Playground, habitat	Playground
Fish passages	Well design (Stepped ladder with natural sun light)	Under development
Screen system design	Bar pitches are designed by guideline	Under development
Design Flood frequency	Return period is 30-50 years	Return period is 80-100 years
Outlet Arrangement	Only one with bypass outlet for emergency	Usually two bottom outlet
Gate Operation	With gate (Automatic and Fixed opening)	Usually gateless
Stilling basin design	In-ground stilling basin and hydraulic jump	Hydraulic jump with end sill
Construction material	Earth fill with concrete outlet sections	Mainly concrete for gravity dams
Landscape planning	Well match with nature	Under development
River and basin bed gradient	Mild slope	Steep slope
Sediment load	Medium sediment yield	High sediment yield
Reservoir sedimentation	Less deposition	Less deposition

dam height, dam length; dam arrangement-concentrated or distributed; construction material, fish passage; screen system; basin and channel connectivity; design flood frequency; outlet arrangement; gate operation; catchment size; stilling basin design; and landscape planning and aesthetic. In the republic of Austria, Styrian government has actively constructed FMD from 1960s. More than 100 dams are located at small tributaries nearby city of GRAZ and mountain regions. In 1992, an interesting guideline for planning, designing and operation of FMD which explains engineering, economical and ecological aspects is published. The examined Styrian basins capacities range from 14,000 m3 to 1,100,000 m^3, the dam heights are between 5.8 m and 23.2 m, and they were all earth fill dam combined with concrete outlets.

While the Japanese Flood mitigation dam heights are between 17m to 37.7 m from concrete, the reservoir volume is ranging between 186,000-6,500,000 m^3. During our visit, we have discussed several unique points in Styrian case studies which will be very much valuable to improve performances of FMDs.

2.2 Unique points of Styrian flood mitigation dams

2.2.1 Bottom outlet design

Based on the guideline, bottom outlets are all gated. They are classified into (a) fixed small gate opening, (b) closed gate with small gate opening section, and (c) circular small diameter with automatic gate as shown in Fig. 3. All gates are designed large enough for maintenance.

2.2.2 Safeguard for clogging of bottom outlet

Preventing from clogging by floating woods or big stones, all bottom outlets are covered by screens. These bar pitches are ranging from 15 to 50 cm based on design discharge of bottom outlets as Fig. 4. These screens are installed at not only inlet level but also on top of the bottom outlets to maintain enough discharge for safeguard Fig. 5. Periodical cleaning or screen design modification is requested because unexpected water storage is occurred by sediment and tree leaves trapping.

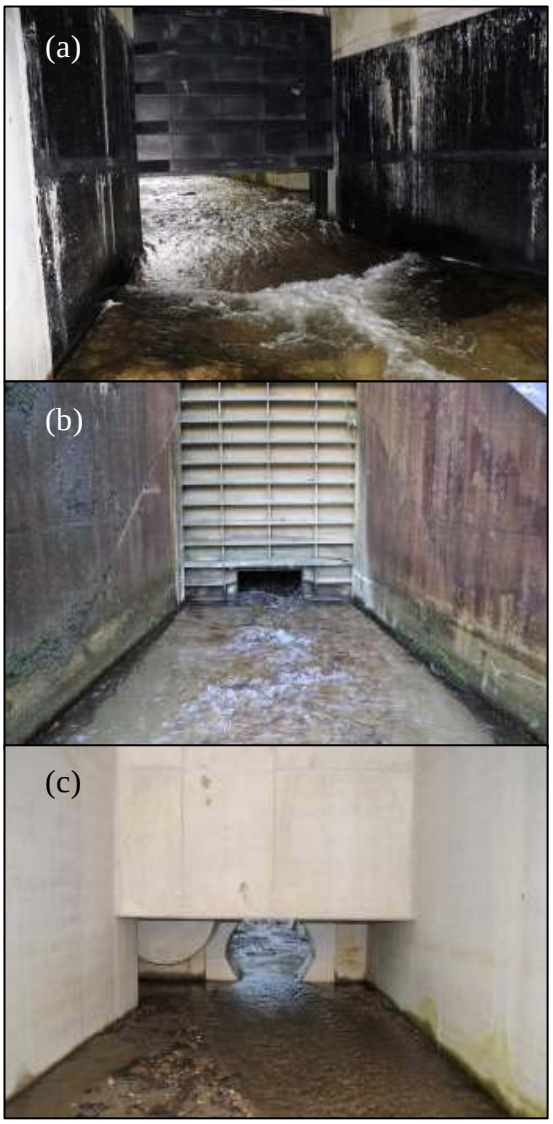


Fig. 3 Bottom outlet design: (a) Lafinizt-Waldbach, (b) Ligistbach and (c) Labuchbach

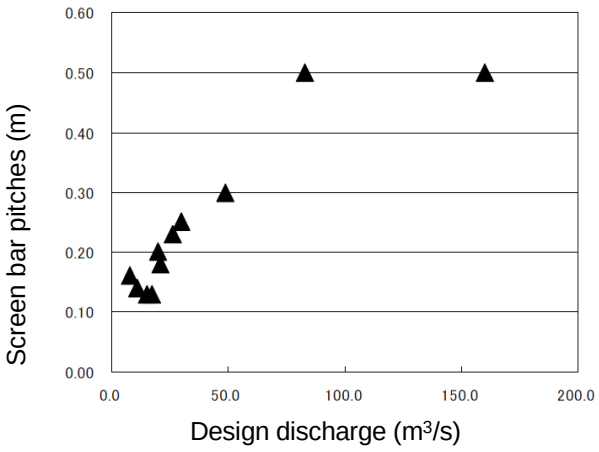


Fig. 4 Screen bar pitches based on design discharge of bottom outlets



Fig. 5 screens installed at the inlet of bottom outlet



Fig. 6 Natural fish passages in bottom outlet approach channel equipped by stones and sunlight

2.2.3 Fish passage

Bottom outlets are also designed for fish passage. Big stones or stepped pools are used to create natural stream in the channel by reducing velocity. Natural sunlight is also introducing to the channel by mesh opening at both upstream and downstream sides Fig. 6.

2.2.4 Reservoir area design

Total landscape design in reservoir area is well discussed with local communities and experts. Biotopes are designed in reservoir area for river restoration Fig. 7. In a reservoir, swimming pool is created for recreational use.



Fig. 7 Reservoir area and biotopes on the right side

2.3 Future Challenges for FMD in Worldwide

Recent flood events in Austria and Japan have shown the need for improved flood mitigation (retention) dams along the rivers. Therefore, several further research works is needed to update planning, designing and operating of flood retention dams. The FMD individualized and characterized for three future challenges parts have to be studied, reservoir area and the inlet, outlets and gate operation, and stilling basin with downstream reach of the dam.

2.3.1 In upstream reservoir and the dam inlet

During the flood discharge retardation, the characteristics of sediment (sand and gravel) outflow rate are changeable and unknown compared with the normal stage. The degree of change varies according to flood control plans, inflow sediment properties, and scale of the flood, so dams must be

studied individually. Moreover, the development of a prediction and an optimum management measure of sedimentation in flood mitigation dams should be investigated.

2.3.2 Outlets and gate operation

As measures to mitigate changes of sediment transport properties, the geometry of the outlet works and stilling basins should be further studied in order to smooth the fish and sediment passages at the end of the flood period. The most effective approach is to accept variability of the reservoir water level less frequently within a range that satisfies flood control plans. By expanding the cross-section of outlet works installed on the elevation of riverbeds, it is possible to raise the reservoir level less frequently. But, in Japan, the peak cut rate of flood at dam site is generally large, so in order to achieve a flood control plan, it is necessary to make the outlet works section small when the reservoir water level is raised. The measure that is considered at this time is to install large outlet works for sediment discharge and separate small outlet works for flood control, and switch over from the former to the latter during flood control. To rationalize equipment and simplify its operation during a flood, at normal times, a large cross-section ensures the movement of sediment, stream, and aquatic life. But for flood periods, discharge equipment that permits the operation of gates to reduce the flow section, thereby controlling the flood discharge, should be developed. In that sense, automatic gate in Styrian examples are one of possible solutions for small discharge.

2.3.3 Stilling basin and downstream reaches

To improve current design method of outlets and stilling basins effective dissipation of energy, optimal design of stilling basin leading to optimal geometry is required. The main question is what are the optimal SB configuration and upstream conditions to maximize the energy dissipation, fish passage and minimize the cost? An optimal stilling basin geometry with acceptable flood risk therefore requires a holistic approach, addressing the flow parameters, design flood, upstream water level in the reservoir, dissipation energy, rivers, ecology and flood inundation as well as the human and socio-economic issues of planning, development and design.

3. In-ground SB concept

Despite of extensive studies on hydraulic jump in SB (Hager et al., 1986; Ohtsu and Yasuda, 19991; Sumi and Nakanishi, 1991; Moosa et al., 2003), a few research investigated the hydraulic jump within In-ground SB.The classical SB consists of prismatic, rectangular and nearly horizontal basin which is designed by implementing classical hydraulic jump approach. This kind of SB needs a relatively high downstream tail-water depth to ensure transition from supercritical to subcritical flow and reduce the erosion at the downstream river bed. By combining sudden enlargement and abrupt drop, the non-prismatic type of SB is created similar to a pool downstream of FMD as shown in Fig. 8. This type of SB can simplify sediment and fish transports where the SB bed is covered by large rocks and boulders naturally or artificially.

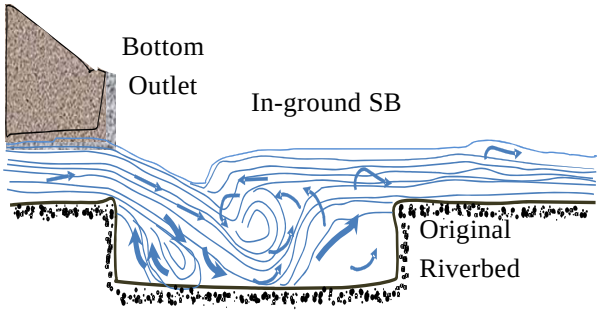


Fig. 8 The schematic view of In-ground SB downstream of FMD

3.1 Definition of Main Parameters

When drops is combined with an enlargement, the typical hydraulic phenomena of each measure overlap, reciprocally influencing each other, and produce hydraulic jumps whose overall characteristics are very complicated (Ferreri, 2002). An experimental research has started at Disaster Prevention Research Institute (DPRI) of Kyoto University, aiming to study on the flow pattern of hydraulic jump in the In-ground SB. Fig. 9 shows the schematic side and plan views of the constructed model and the main hydraulic parameters involved in this study. Energy loss (H_L)

in the In-ground SB in clear water phase may depends on parameters such as: outlet velocity at the bottom outlet (U_0), width of outlet (b), height of outlet (h_0), step depth (s), width of SB (B), length of SB (L), sequent depth (h_2), end-sill height (D), water density (ρ_w) and gravity acceleration (g):

$$H_L = f(U_0, b, h_0, s, \mathrm{B}, L, h_2, D, \rho_w, g) \quad (1)$$

Thus, the relative energy loss (HL/H1+s) may be written as a function of the following dimensionless parameters:

$$\frac{H_L}{H_1+s} = f(F_1, y, \gamma, \beta, S, \alpha, \delta) \quad (2)$$

where H1 and F1 are respectively total energy and Froude number at the face of bottom outlet to the SB, y is the ratio of sequent depth to the height of outlet (h_2/h_0), γ is the ratio of outlet width to the outlet height (b/h_0), β is the expansion ratio (B/b), S is the drop number or in other word ratio of step depth to the bottom outlet height (s/h_0), α is the aspect ratio of SB (B/L), and δ is the relative end-sill height (D/B). Moreover, the sequent depth (h_2) can be defined as in Eq. (3) where h_c is the critical water depth over the end-sill (Fr =1).

$$h_2 = s + D + h_c \quad (3)$$

3.2 Katakam and Rama's approach

The most similar research to our In-ground SB concept was carried out by Katakam and Rama (1988). Equation 4 was proposed by them to calculate the ratio of sequent depth to the height of outlet:

$$y = \frac{2F_1^2\left(y-\frac{1}{\beta}\right)}{\beta\left\{y^2-\left[(S+1)^2-\left(\frac{\beta-1}{\beta}\right)\right]\right\}} \quad (4)$$

Furthermore, Equation 5 was proposed to calculate the relative energy loss in the In-ground SB. The output of this equation could be one of the reliable criteria to found the optimal design of SB.

$$\frac{H_L}{H_1+s} = 1 - \left[\left(y + \frac{F_1^2}{2y^2\beta^2}\right)/\left(1 + S + \frac{F_1^2}{2}\right)\right] \quad (5)$$

3.3 Masudagawa FMD and SB

Masudagawa FMD was completed in 2007, Japan. This dam is designed with probable flow rate of 100 years return period (Q_{peak} of flood = 640 m3/sec) at the Masuda River. Two gateless bottom outlet ($h_0$3.4×b4.4×2) and overflow spillways are installed. For energy dissipation, a conventional hydraulic jump type SB with an end-sill (D =3 m)

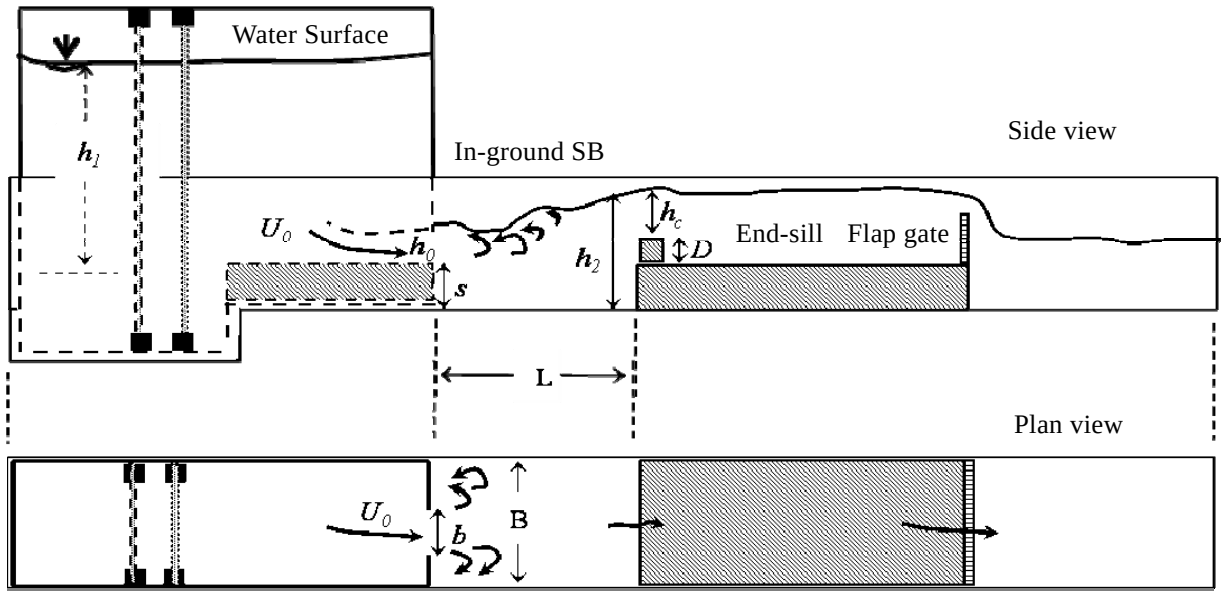


Fig. 9 the schematic side and plan views of the constructed model

was designed where two slits are installed for self-sediment flushing from the SB as shown in Fig. 10. Design of Masudagawa SB is very close to the presented In-ground SB concept; because the bed level of SB in Masudagawa FMD is located 4 m lower than the level of its bottom outlet where a pool below this FMD is formed. But, there are three main differences between Masudagawa SB design and In-ground SB concept: first, the bottom outlet of Masudagawa FMD is connected to SB by a ramp (not abrupt drop).

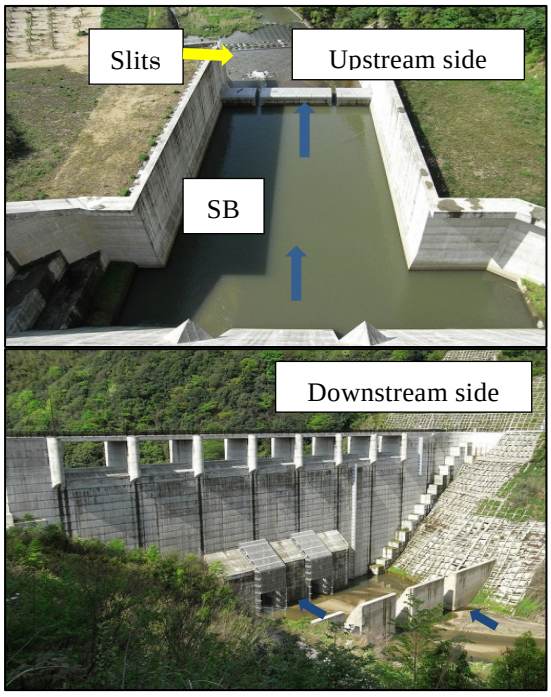


Fig. 10 Bottom outlet and SB of Masudagawa FMD.

Second, there is an end-sill at the downstream end of Masudagawa SB while in the In-ground SB concept intends to eliminate this end-sill. Third, the original river bed elevation at the downstream area of In-ground SB concept would level with its bottom outlet, in contrast to Masudagawa SB design. This is noteworthy to mention that, the width of SB was designed according to the width of the downstream river channel (B=30 m). Detail design of Masudagawa FMD is shown in Fig. 11.

3.4 Results and Discussion

In this section, the new design (re-design) for Masudagawa SB is presented by implementing the Katakam and Rama's approach. The re-design of SB was conducted by considering flood peak of 100 years return period (Q_{peak} of flood=640 m3/sec) passed through one bottom outlet and not two bottom outlet as the original one. Several scenarios are investigated in this study including different geometries of SB and various outlet dimensions for four flood discharge return periods 35, 50, 75 and 100 years. To re-design of SB, Equation 4 was used to calculate the ratio of sequent depth (h_2) to the bottom outlet height (h_0). Then, by substituting the sequent depth (h_2) in Equation 3, the end-sill height (D) was obtained.

The relative energy loss predicted by Equation 5 and the end-sill height (D) are two key criteria for assessing the design.

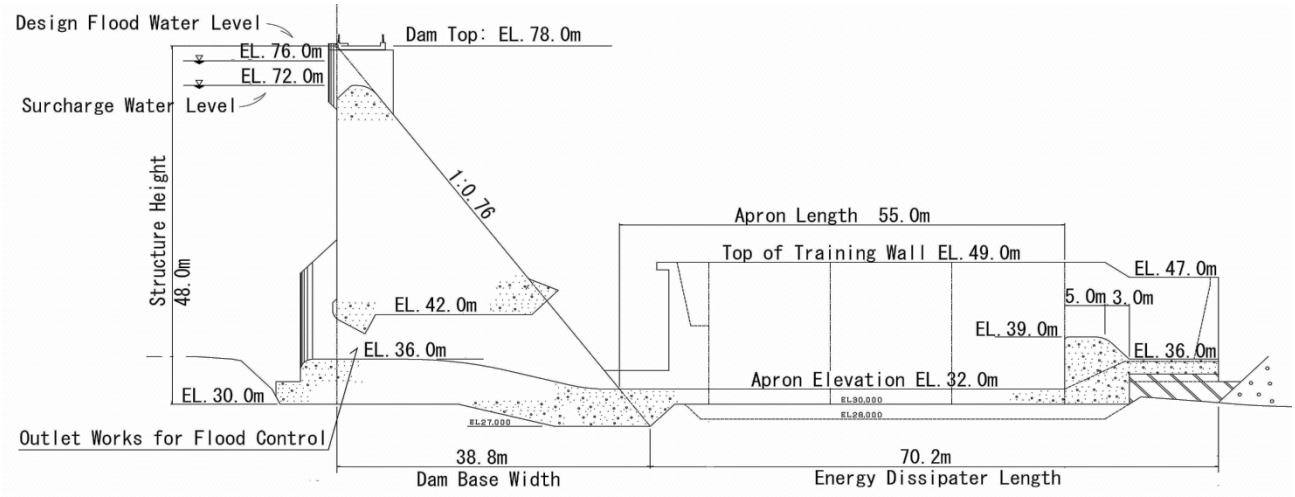


Fig. 11 Detail design of Masudagawa FMD

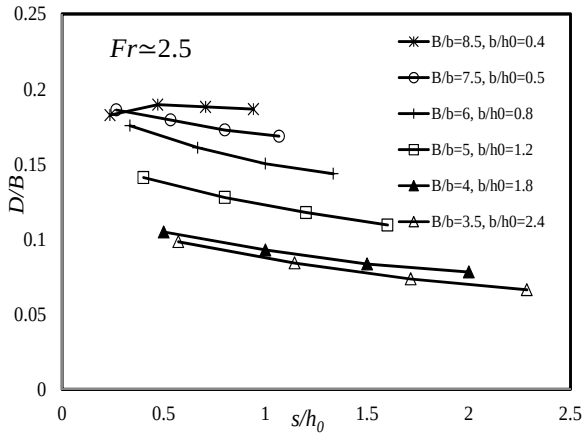


Fig. 12 Variation of drop number (s/h_0) versus the relative end-sill height (D/B) for different geometry of SB and different bottom outlet dimensions

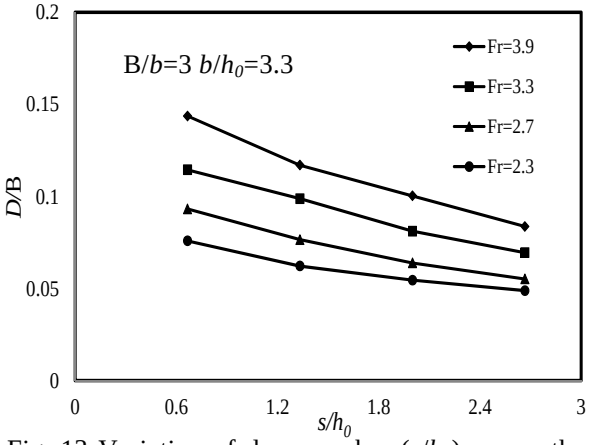


Fig. 13 Variation of drop number (s/h_0) versus the relative energy loss for different geometry of SB and different bottom outlet dimensions.

Fig. 12 shows the variation of drop number (s/h_0) versus the relative end-sill height (D/B), for different geometry of SB. As illustrated in Fig. 12, for a given geometry of SB and specific dimension of bottom outlet, by increasing the drop number (s/h_0) the relative end-sill height (D/B) decreased. In other words, increasing the step depth (s) allows reducing the end-sill height and consequently facilitates the fish migration.

By contrast, the greater drop number (s/h_0) would slightly reduce dissipation of energy in the SB which it could be neglected. The values of relative energy loss (REL) in In-ground SB concept were almost same for all scenarios which its average was equal to 55%. For a given drop number (s/h_0) in Fig. 12, the lowest relative end-sill height (D/B) occurred when the width of bottom outlet (b) is greater than the height of bottom outlet (h_0), horizontal rectangular shape, $b/h_0>1$.

In other side, when the width of bottom outlet (b) is smaller than height (h_0), the relative energy loss was increased, vertical rectangular shape, $b/h_0<1$. Therefore, it is necessary to find the optimal step depth (s) in order to satisfy both conditions of smaller end-sill height (D) and more dissipation of energy (REL) within SB. One practical solution could be equipping SB apron with rocks and boulders to create greater dissipation of energy, while simultaneously increasing the drop number (s/h_0) and increasing the bottom outlet width (b) to reduce the end-sill height (D). Table 2 shows the comparison between Masudagawa SB design with its re-design conducted according to Katakam and Rama's approach. As can be seen in Table 2, the relative energy loss in In-ground SB is 2.5 times larger than the original SB of Masudagawa FMD, and the end-sill height (D) is slightly decreased. Hence, the In-ground SB concept could have more advantages than other types of SB.

Fig. 13 shows the variation of drop number (s/h_0) versus the relative end-sill height (D/B), for different flood return period (in other words different Froude number) when the geometry of In-ground SB and dimensions of bottom outlet are constant. As can be seen in this figure, for a given drop number (s/h_0), the longer end-sill height is needed for greater Froude number.

Table 2 Comparison between Masudagawa SB design and re-design proposed in this study

Cases	SB width (B)	Bottom outlet dimensions	Step depth (s)	End-sill height (D)	Relative energy loss (REL)
Masudagawa FMD	30 m	[$h_0$3.4×b4.4 m]×2	Ramp 4 m	3 m	18%
Re-design In-ground SB	30 m	[$h_0$3.5×b8.5 m]×1	Abrupt 6 m	2.2 m	46%

Evidently, the flood discharge design, or put differently, flood return period has a key role in design criteria how shorter flood return period could ensure the smaller end-sill height (D).

As mentioned above, the Katakam and Rama's approach maybe is the only research that considered the In-ground SB concept. However, the proposed equations cannot directly be used for design purpose, mainly because no attempt was made to predict the jump length. One of the other drawbacks of Katakam and Rama's approach is using the narrow range of database to develop their empirical equations. Especially the effect of geometry of SB (step depth, width of SB) on flow pattern field was not well considered.

3.5 Conclusions and future challenges

The new concept of SB has been proposed in this paper, which it was analogous to a pool below the FMD and is named In-ground SB. This type of SB involved sudden expansion and abrupt drop simultaneously. Katakam and Rama's approach is used to re-design of Masudagawa SB. Increasing the drop number ($s/h0$) and installing the wider bottom outlet (horizontal rectangular shape, $b/h_0>1$), positively reduce the end-sill height (D). Re-design of Masaudagawa FMD according to the In-ground SB concept led to 2.5 times more energy dissipation and 25% reduction of the end-sill height (D). Similarly, flood return period could be one of the main design criteria so that short term flood return period may reduce the end-sill height (D).

Taking into account the eco-friendly features of In-ground SB and unknown factors in this concept, further study is needed to propose new design guidelines for SBs. Current experimental research at DPRI aiming to evaluate several new ideas as following: a) Identifying the effect of wide range of bottom outlet and SB dimensions on flow pattern within In-ground SB. b) Installing some separate piers (cylindrical baffles) instead of end-sill to eliminate the obstacle against fish and sediment passage. c) Considering additional outlets above the main bottom outlet to create waterfall into the SB to break the hydraulic jump and dissipate energy of flow. d) Increasing the roughness of SB apron and SB training walls.

Acknowledgements

Authors express their gratitude to Mr. Rudolf Hornich for his kind guidance in our field trip and participation to the symposium on Flood Mitigation Dams in Tokyo in 2010.

References

E.U. Commission, (2004): Best practices on flood prevention, protection and mitigation, 29 p. (http://ec.europa.eu/environment/water/flood risk/com.htm).EU.

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.

Fischer, M. and Haselsteiner, R. (2008) : "Control Strategies, Efficiency And Design Of Bypass Flood-Control Retention Basins In Germany, Proc. 4th international symposium on flood defense, Toronto, Ontario, Canada, 43-1:11.

Geilen, N., Jochems, H., Krebs, L., Muller, S., Pedroll, B., Van der Sluis, T., Van Looy, K. and Van Rooij, S. (2004): Integration of ecological aspects in flood protection strategies: defining an ecological minimum, River Res. Appl. 20, 269–283.

Hager, W.H., Bretz, V.N. (1986): Hydraulic jumps at positive and negative steps, Journal of hydraulic research, Vol.24, No.4, pp.237-253.

Kantoush, S. A. and Sumi, T. (2010): Influence of stilling basin geometry on flow pattern and sediment transport at flood mitigation dams, Proc. Of the 9th FISC, The Federal Interagency Sedimentation Conferences, Las Vegas, Nevada, pp. 115-133.

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.

Lempérière, F. (2006): The role of dams in the XXI century, Achieving a sustainable development target, Hydropower and Dams, Issue Three, pp. 99-108.

Moosa, M., Petrillo, A. and Chanson, H. (2003): Tail-water level effects on flow conditions at an abrupt drop, Journal of hydraulic research, Vol.41,

No.1, pp.39-5.
Ohtsu, I. and Yasuda, Y. (1991): Transition from supercritical to subcritical flow at an abrupt drop, Journal of hydraulic research, Vol.29, No.3, pp.309-328.
Scholz, M., and Sadowski, A. J. (2009): “Conceptual Classification Model for Sustainable Flood Retention Basins,” Journal of Environmental Management, 90, 624-633.
Sumi, T. (2008): Designing and Operating of Flood Retention Dry Dams in Japan and USA, Proc. of ICHE Conference on Hydro-Science and Engineering, Nagoya, Japan.
Sumi, T. and Nakanishi, T. (1991): Characteristic of Hydraulic jump type energy dissipaters below abrupt symmetrical expansion, Civil Eng. Journal, Vol.33, No.6, pp.21-27.

河川環境に適合した洪水調節専用流水型ダムの水理設計

Sameh KANTOUSH・角　哲也・Mohammad MESHKATI*

*京都大学工学研究科

要　旨

近年，都市域においてゲリラ豪雨の発生が顕著である。このような洪水対策として，常用洪水吐を河床部標高に有し，洪水時に一時的に貯留するだけの洪水調節専用ダム（以下，流水型ダム）の検討事例が増加している。流水型ダムの最大の特徴は，洪水吐きを通じて流砂および生態系の連続性，特に魚類の遡上・降下の連続性を図ることにより，河川環境に対するインパクトを極力小さくすることができることである。本稿では，このような流水型ダムの設計上の課題，世界における分類，さらに日本と同様な規模の施設を数多く有するオーストリアの事例について比較検討を行った。これら施設の現地調査により，今後の設計を改善するための示唆に富む知見が得られた。最後に，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。

キーワード：流水型ダム，洪水調節専用ダム，減勢工，洪水吐，環境適合設計

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

気候変動情報データベースの構築とその活用手法

道広有理・佐藤嘉展・鈴木靖

要 旨

気候変動による影響評価では，多くの場合全球気候モデル（GCM）の実験結果に基づいて外力を設定されるが，データ量が膨大であることからモデルの出力値を直接扱うことが可能な利用者は限定される。本研究では，GCMの実験結果のうち降水量や気温をはじめとした地上気象要素についてデータを収集し，地域メッシュ統計による第1次地域区画（約80km四方）単位に情報を整理し，データベース化を行った。これにより，日本国内の任意の地域において複数のGCMが予測する将来気候変化を把握できることに加え，観測値および再解析値の情報も併せて整理したことで個々のGCMにおける現在気候再現性を検証することも可能となった。さらに，本データベースの情報を一般に提供するためのWEBサイトを開発した。

キーワード: 気候変動，GCM，データベース，マルチモデルアンサンブル，WEBサイト

1. はじめに

地球温暖化による気候変動は，我々の生活や産業に様々な影響を及ぼすことが懸念されている。温暖化への対策については，温室効果ガスの排出を抑制することに加え，温暖化後の気候変化に備えて適応策を講じておくことが挙げられる。前者については，温室効果ガス排出量は依然として単調増加傾向にあり（International Energy Agency, 2010），温暖化の緩和策には限界がある。したがって，温暖化の様々な影響への適応策を講じるために，外力となる気候変化の程度について的確に推定することが重要となってくる。

適応策を検討するにあたって基本となるのは，将来の気温，降水量，風速，日射量などの予測情報である。気候変動の予測情報はGCM（Global Climate Model）と称される全球気候予測モデルの実験結果を解析したものであり，例えばIPCC（Intergovernmental Panel on Climate Change）の第4次評価報告書（IPCC, 2007）の中で引用されているCMIP3（Coupled Model Intercomparison Project phase 3）の複数のGCMによる実験結果はWebサイトで公開されているため，研究目的であれば誰でも利用できる情報である。

GCMは全球を対象としたシミュレーションであるため，一般にデータサイズは膨大なものになる。例えばCMIP3の実験結果は，20世紀再現実験の2次元（地表面）データに限っても1TB以上のサイズがあり，データの入手だけでも大変な労力と時間を要する。さらに，実際の解析等に利用するためには専門的な知識を必要とするため，データを処理すること自体に困難が伴う。また，コンピュータモデルによる予測には不確実性が避けられない（木本，2009）ため，複数のGCMの結果を比較・検証することも重要である。

こういったGCMの結果を幅広く利用するためには，実験結果の生データを加工し，必要な情報に予め変換しておくことが望ましい。特に実務者レベルで温暖化の適応策を検討する場合，GCMデータのハンドリングに要する労力を極力減らし，計画策定や施設管理など本業に専念できる環境であることが必要である。例えば，Murphyら（2009）はGCMのデータを解析してイギリス全土における気候変化情報をデータベース化している。このプロジェクトは将来気候シナリオUKCP09と呼ばれており，イギリス国内における気候リスク評価・適応策検討を支援することを目的にイギリス気象庁主導で実施されたものである。UKCP09はGCM出力値に対して力学的ダウンスケーリングを行い，様々な不確実性を定量化した上で将来予測情報を確率的に示しており，WEBサイトを通じて情報を入手することが可能となっている。

以上の背景から，GCMによる実験結果および既存の観測値等を収集し，膨大なデータの中から必要な

情報を抽出して整理・翻訳した気候変動情報データベースを開発した。本研究の動機は前述したUKCP09と同じものであり，日本国内の任意の地域を対象に，複数のGCM出力値を整理することを目的とする。その際，ダウンスケーリングやバイアス補正は行わず，GCM本来の特性を損なわないことを重視してデータベース化を行った。ここでは気候変動情報データベースの内容と，それを利用した研究手法を紹介する。

2. 気候変動情報のデータベース化

2.1 データベース化の手法

(1) 対象とするデータおよび項目

収集したデータはTable 1に示すとおりであり，CMIP3による25のGCM，気象庁気象研究所の超高解像度全球大気モデルMRI-AGCM（3.1S/3.2Sの2モデル），再解析値（数値予報モデルにより観測値を再現したデータ）であるJRA-25（Onogiら，2007）および気象庁のアメダス観測値である。MRI-AGCMの将来予測は，A1Bシナリオ（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）による実験結果である。CMIP3についてはA1B，A2およびB1における実験結果を収集した。CMIPのいくつかのGCMについては複数の実験結果（摂動実験）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ランで代表させた。

Table 1 List of data sets.

Data set	Interval of data	Present	Near Future	Future
25 GCM in CMIP3	125-444 km	1980-1999	2046-2065	2080-2099
MRI-AGCM 3.1S/3.2S	20 km		—	
JRA-25 ReAnalysis	125 km		—	—
AMeDAS	around 20 km		—	—

対象期間はTable 1に示すとおりであり，現在（1980～1999年），近未来（2046～2065年）および将来（2080～2099年）の各20年間とし，各期間内の年変動は考慮せず，期間平均値について解析を行った。対象とする気象要素は，降水量，降雪水量，気温，地表面温度，東西方向風速，南北方向風速，風速，比湿，潜熱フラックス，顕熱フラックス，下向長波放射量，上向長波放射量，下向短波放射量，上向短波放射量および海面気圧の16要素とし，それぞれの月別値を用いて解析を行った。気温については気温減率（0.0065 ℃/m）による標高補正を行っている。全ての期間および気象要素についてデータが揃っているわけではないため，利用可能なGCMや気象要素の数は異なっている。

(2) データの整理方法

異なる解像度のデータは統一的に扱うことが難しいため，国内の統計や地理情報の提供時に標準的に用いられている，地域一次メッシュ（約80 km四方）単位で整理した。GCMの水平解像度は，Table 1に示すように粗いもので数百 kmあり，CMIP3のGCMおよびJRA-25については一次メッシュの解像度よりも粗い。これらについては，Fig. 1に示すように一次メッシュの中心点を基準に各GCMの直近4格子のデータについて単純平均した。単純平均した理由はGCMによる日本列島の表現が粗い場合は水平方向の位置関係が現実と一致せず，距離や陸面格子による重みづけは必ずしも有効とは限らないことと，データ本来の特性になるべく手を加えないようにするためである。また，GCMの格子点4つを単純平均することにより，一つの格子点データに依存しすぎないことを意図している。一方，MRI-AGCMおよびアメダス観測値については，データの解像度が一次メッシュよりも細かいため，一次メッシュ内に含まれる全ての格子点（観測点）のデータを単純平均した。アメダスについては一次メッシュにより含まれる観測点数が異なることになるが，ここではその影響は考慮していない。

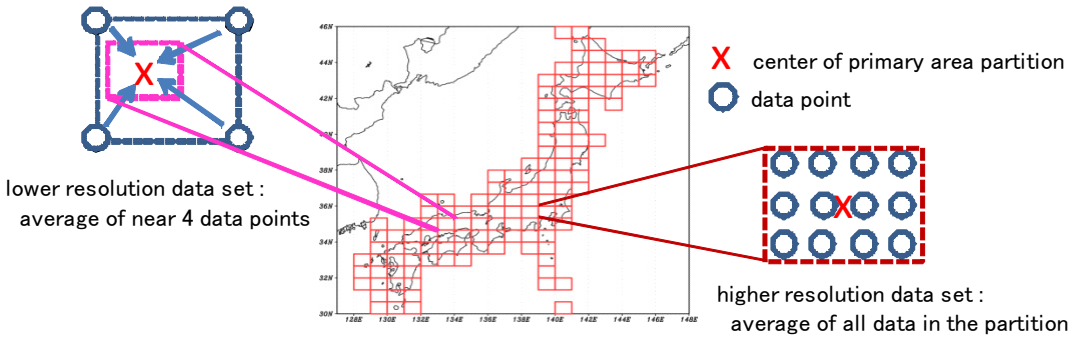


Fig. 1 Data arrangement based on primary area partition of grid square method.

Table 2 Analysis data stored in database.

Item	Value	Number
present climate	monthly mean value	12
future climate	monthly mean value	12
reproducibility	coefficient of correlation	1
	RMSE	1
climate change value	ratio of change	12
	amount of change	12

この手法に従って各種データを期間ごとに平均し，月別の期間平均値を算出した。さらにGCMについては，現在気候と将来気候を比較した気候変化値（比もしくは差）についても求めた。気象要素ごとにTable 2に示す情報をデータベースに格納する。これにより，全国任意の一次メッシュごとに，複数のGCM出力値や観測値について相互に比較することが可能となる。

(3) GCM実験結果の検証方法

GCM出力値のうち，現在気候再現実験については，再解析値や観測値を基準データとして再現性を定量的に評価する。ここでは1980～1999年の20年間の月別平均値12個を対象に，相関係数およびRMSE（平均二乗誤差）を評価指標として算出した。各気象要素を同列に扱うことが可能なように，RMSEは式(1)により規格化している。評価指標は予め計算し，データベースに併せて格納しておく（Table 2参照）。

$$RMSE(i,m) \equiv \frac{\sqrt{\frac{1}{12}\sum_{n=1}^{12}\left(V(i,m,n)-V_0(i,n)\right)^2}}{\sigma_0(i)} \qquad (1)$$

ここで，$RMSE\,(i, m)$：要素 i, GCM m の平均二乗誤差，$V\,(i, m, n)$：要素 i におけるGCM m の n 月平均値，$V_0\,(i, m)$：要素 i における基準データの n 月平均値，$\sigma_0\,(i)$：基準データの標準偏差。

3. データベースを用いた解析例

80km区画の一次メッシュ単位でデータベース化したことで，様々な解析を行うことが可能である。ここでは解析例を提示し，データベースの有効性を明らかにする。

3.1 任意の一次メッシュにおける気候変化

国内の12の都市について，それぞれ該当する一次メッシュにおけるデータを用いて，将来の気候変化を推定した。

(1) 解析方法

札幌，釧路，仙台，新潟，金沢，東京，名古屋，大阪，広島，福岡，高知および鹿児島の12都市について，それぞれ該当する一次メッシュにおける降水量および気温を対象に解析を行った。データベースに格納されている，現在（1980-1999年）を基準とした将来（2080-2099年，A1Bシナリオ）における月別の気候変化情報を利用した。

(2) 解析結果

全国の12都市における降水量および気温の将来変化をFig. 2に示す。CMIP3については対象とした24のGCMのアンサンブル平均と，個々のGCMのうち最大および最小の将来変化を，MRI-AGCMについては3.1S/3.2Sの2つのGCMを平均した将来変化を示している。GCMによる結果の違いは，モデルによる予測の不確実性と捉えることができる。

Fig. 2によると，CMIP3とMRI-AGCMのアンサンブル平均は同程度であり，12の都市が該当する一次メッシュにおいて概ね一致している。GCMにより予測にばらつきがあるものの，全国的に平均して年降水量は5%程度増加，年平均気温は3℃程度上昇すると予測されている。また，気温の上昇は北に行くほど大きい傾向にある。日本国内のスケールで議論するには，CMIP3の個々のGCMでは解像度が粗く不十分である面も否めないが，マルチモデルアンサンブルは非常に有効であることが示唆されている。

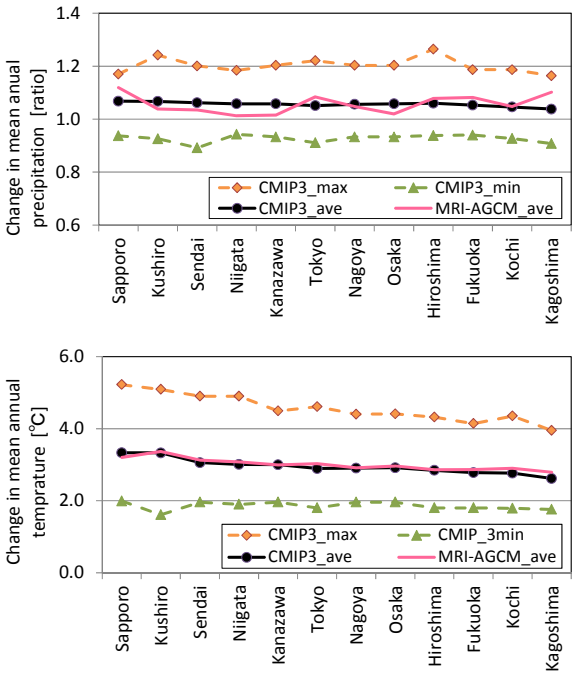


Fig. 2 Future change under SRES A1B in mean annual precipitation and temperature at principal cities in Japan. "_ave" denotes ensemble average of GCMs.

Table 3 Screening of GCM based on reproducibility.

Element	Screening method	Note
precipitation	correlation coefficient ＞0.6	correlation coefficient is 0.58 at 0.05 significance level for t-test with 12 samples
temperature	RMSE ＜0.3	standard error of 12 samples = 0.29 σ

Table 4 Annual precipitation and temperature bias of select GCM from CMIP3 against AMeDAS observation data.

City	Precipitation bias [ratio]				Temperature bias [℃]			
	max	min	ave	# of GCM	max	min	ave	# of GCM
Sapporo	1.32	0.65	1.01	5	2.2	-0.6	0.5	8
Kushiro	1.45	0.76	1.05	7	1.3	-1.1	0.1	2
Sendai	1.16	0.69	0.96	7	2.3	-1.9	0.5	10
Niigata	0.96	0.63	0.83	6	1.9	-0.2	1.0	8
Kanazawa	0.85	0.75	0.81	3	1.3	-2.3	-0.5	12
Tokyo	1.33	0.81	1.16	13	1.3	-1.5	-0.2	12
Nagoya	1.28	0.79	1.09	14	1.2	-2.0	0.0	14
Osaka	1.41	0.86	1.17	14	1.2	-1.5	0.1	12
Hiroshima	1.17	0.71	0.95	18	1.4	-1.6	0.2	10
Fukuoka	1.07	0.66	0.82	15	1.1	-1.5	0.3	8
Kochi	0.93	0.58	0.72	16	0.9	-1.2	-0.1	10
Kagoshima	0.91	0.52	0.68	13	1.5	-1.9	0.2	8

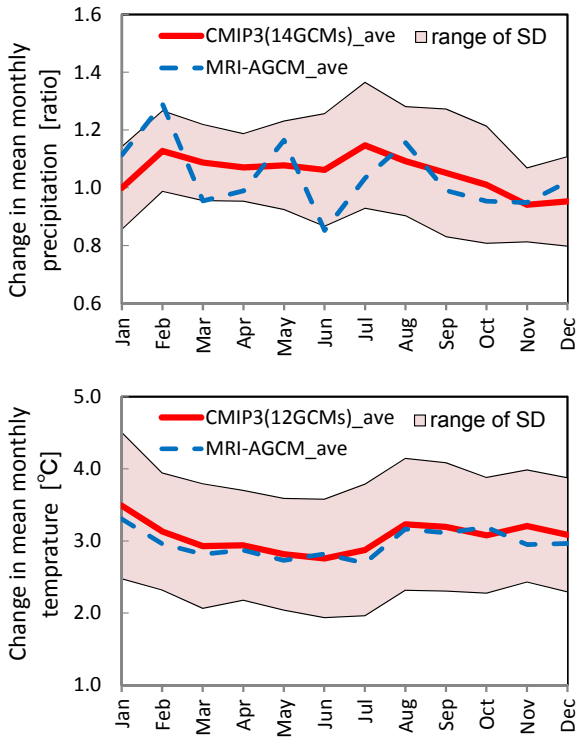


Fig. 3 Future change under SRES A1B in mean monthly precipitation and temperature at Osaka. "_ave" denotes ensemble average of GCMs. The width of color filled denotes standard deviation of select GCM from CMIP3.

一方，現在気候の再現性に着目すると，GCMによって現在気候の再現性は大きく異なっている。現在気候の再現性が将来気候の予測精度に直結する保証はないが，あまりにも再現性が低いGCMを除外することは必要であると考える。そこで，アメダス観測値を基準とした再現性の指標を用いてGCMの選別を行った。すなわちTable 3に示すように，降水量は「相関係数＞0.6」，気温は「RMSE＜0.3」の条件に当てはまるGCMのみを対象とした。Table 4は，各都市に該当する一次メッシュごとに選別されたGCMの数と，年降水量および年平均気温のアメダスデータに対するバイアスである。降水量の場合は新潟以北，気温の場合は新潟以北および広島以西において再現性が悪く，選別されるGCMが相対的に少ない傾向にあった。Table 4に示すように，再現性よいGCMだけを選んでもバイアスは避けられず，特に年降水量については最大で±50%程度のバイアスが存在することに注意が必要である。

Fig. 3は大阪に該当する一次メッシュにおいて，月別の将来変化を示したものである。色つきの範囲はCMIP3の中で対象とした個々のGCMによる将来変化の標準偏差の大きさを表している。MRI-AGCMの予測結果は，細かい変動をならすと降水量，気温ともにCMIP3のアンサンブル平均と概ね一致している。MRI-AGCMによる将来予測は可能性の一つに過ぎないため，両者の一致に必然性はないものの，月別にみてもマルチモデルアンサンブルが予測精度向上に貢献することは明らかである。さらにCMIP3の場合は複数のGCMの結果を利用できるため，Fig. 3のように予測の不確実性を定量化できるという利点がある。

3. 2　流域を対象とした現在気候再現性

地球温暖化による影響は，気温上昇による積雪水量の減少や融雪時期の早期化，蒸発散量の増大など，水循環に大きな影響を与えることが懸念されるため，流域単位の解析は重要である。そこで日本国内の主要流域において，データベース化した情報を用いてGCMによる現在気候再現性の評価を行った。

(1) 解析方法

解析対象とした流域は，石狩川，最上川，利根川，木曽川，淀川，吉野川および筑後川の7流域であり，Fig. 4に示すように複数の一次メッシュの集まりとして定義した。各流域において該当する一次メッシュの月平均降水量を平均して流域平均値とし，GCMによる現在気候の再現性を検証する。基準データとしてはアメダス観測値を用いることとし，期間はTable 1に示したように1980-1999年の20年間である。再現性の評価は，月別の流域平均降水量から求めた

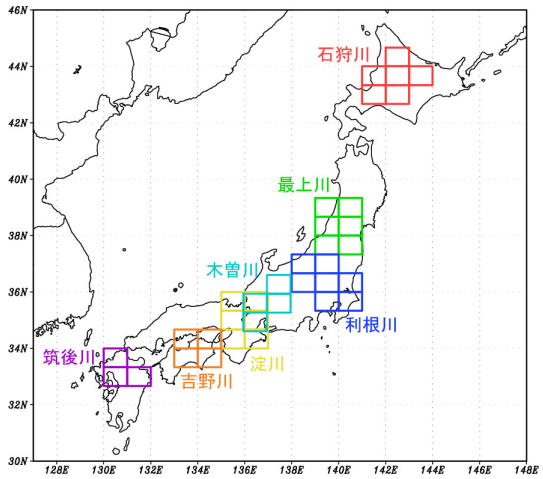


Fig. 4 Location of typical river drainage basin in Japan.

Table 5 Correlation coefficient of monthly mean precipitation between AMeDAS and GCM. “R > 0.6” denotes ensemble average of GCMs with “correlation coefficient > 0.6”.

River basin	MRI-AGCM 3.1S+3.2S	CMIP3 best GCM MIROC3.2 (hires)	CMIP3 Ave. of 25 GCM	CMIP3 R >0.6	CMIP3 No. of GCM
ishikari	0.915	0.752	0.788	0.885	8
mogami	0.770	0.637	0.509	0.727	2
tone	0.958	0.644	0.872	0.916	12
kiso	0.926	0.796	0.892	0.937	15
yodo	0.922	0.823	0.887	0.943	15
yoshino	0.961	0.864	0.887	0.937	16
chikugo	0.976	0.877	0.868	0.935	16
average	0.918	0.770	0.815	0.897	12.0

相関係数を用いて行う。これは，一次メッシュごとにデータベースに格納している指標（Table 2参照）と同じものであり，ここでは一次メッシュ単位の値の代わりに流域平均値を用いる。また，複数のGCMをアンサンブルする場合は，まず流域平均降水量のアンサンブル平均値を算出し，それとアメダス観測値により相関係数を求めている。

降水量は予測が難しい気象要素の一つであり，GCMによって予測結果にはばらつきが存在するため，流域平均降水量についても，Table 3で示した相関係数>0.6を条件に，再現性のよいGCMを選別した。一見，評価指標である相関係数によりGCMを選別しているため必ず再現性は向上するように考えられるが，選別したGCMにより改めて流域平均降水量を作成するため，必ずしも向上するとは限らない。

(2) 解析結果

流域別に，MRI-AGCMの2モデル，CMIP3の中で最も再現性の高いCSIRO-Mk3.5（単一のモデル），CMIP3の全25モデル，相関係数>0.6を条件に選別したGCMからなる，4種類のデータ群のアンサンブル平均値について計算した相関係数を，Table 5に示す。4種類のGCMデータ群においてそれぞれ求めた流域平均降水量を，アメダス観測値で評価した値である。Table 5によると，全7流域の平均値でみた場合，高解像度なMRI-AGCM の再現性が最も良好であり，次いでCMIP3のうち相関係数>0.6の条件で選別したモデルによるアンサンブル平均となっている。選別したモデルのアンサンブル平均は，全25モデルの平均や，個別にみてCMIP3の中で最もよいGCMよりも再現性は高く，マルチモデルアンサンブルおよびモデルを選別することの有効性が，再現性の面において実証された。流域別では，MRI-AGCMも含めて最上川に関する再現性は悪く，地域によって再現性に顕著な差が生じている。

3.3 観測値をベースとした温暖化影響評価

GCM出力値を用いた温暖化影響評価においては，解像度の粗いデータをそのまま用いるのではなく，力学的あるいは統計学的なダウンスケーリングが行われることが多い。しかしながら，ダウンスケーリングは手法により結果が異なることや，基となるGCMが変わるとそれに応じて計算機負荷が増大することなど，課題も多い。また，GCMのデータは膨大であり，誰もが簡単に扱えるものではない。そこで，Table 2で示した将来変化率あるいは変化量という情報を観測値に適用することで，簡易的に温暖化影響評価を行う手法を提案する。

(1) 将来気候の推定（気候変化上乗せ法）

本研究では一次メッシュ別にGCM出力値を整理したが，この情報を用いれば全国の任意の地域で複数のGCMによる気候変化を見積もることができる。我が国では，気象庁のアメダス観測点をはじめとした世界でも有数な観測網が存在しており，1時間間隔の時系列データが容易に入手できる。Fig. 5に示すように，これらの観測データにGCM出力値から推定した将来変化率もしくは変化量（気候変化値）を式(2)

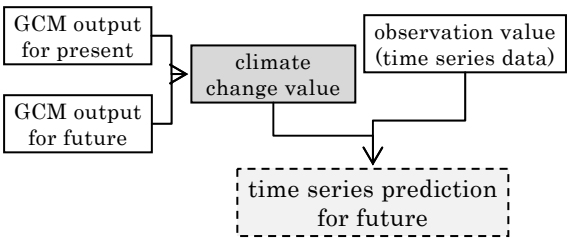


Fig. 5 Climate change modification method based on observation value.

および(3)により上乗せすることで，将来の推定値を時系列データとして得ることが可能となる。この手法は，従来から用いられているもの（Lehnerら，2006）であり決して目新しいものではないが，一次メッシュ単位で整理することや，複数のGCMのアンサンブルを前提とすることなどから，改めて「気候変化上乗せ法」と呼ぶことにする。

$$P_f(t_f) = \alpha_n \cdot P_{obs}(t) \quad (2)$$

$$T_f(t_f) = T_{obs}(t) + \beta_n \quad (3)$$

ここで，P_{obs} (t), T_{obs} (t)：観測で得られた降水量もしくは気温の時系列データ，P_f (t_f), T_f (t_f)：将来の降水量もしくは気温の時系列データ推定値，α_n：n月の平均降水量変化率，β_n：n月の平均気温変化（℃）。α_nおよびβ_nはGCMによりそれぞれ異なる。

(2) 不確実性を含む解析

気候変化上乗せ法を用いれば，GCMによる予測の不確実性を含んだ解析が可能となる。例えば，水文分野でよく行われる河川流出解析においては，降水量や気温の時系列データが入力条件として必要である。GCM出力値をベースとする場合，ダウンスケーリングやバイアス補正などに非常に手間がかかる。バイアス補正が前提となる従来の手法では，極値（時間最大雨量など）が再現しにくくバイアス補正がいびつになる可能性のあることや，GCMにより時系列が異なるため，同時期（同イベント）の比較を行いにくいなどの問題点がある。観測値をベースとすることでこういった問題は解消される。

気候変化上乗せ法では，GCMの違いは気候変化値に集約されるため，入力条件の作成は非常に簡単であり，複数のGCMによる違いを意識しながら解析を進めることが容易である。例えばFig. 3によるとCMIP3のGCM群による2月の降水量増加率は1.1倍前後であるが，MRI-AGCMでは1.3倍の増加が予測されている。また，CMIP3のGCMによる予測のばらつき（標準偏差）は月ごとに異なっており，6月から10月にかけての予測結果について不確実性が大きいと捉えることができる。単一のGCMを使った解析ではこういった情報は得られないため，気候変化上乗せ法は多くの分野で有効な手法であると考えられる。個々のGCMをより詳細化（ダウンスケーリング）する手法と並行し，簡便性という大きな利点を生かして複数のGCM出力を利用する手法として気候変化上乗せ法を提案したい。

一方で，この手法はGCM本来の時系列情報を考慮していないため，例えば短時間雨量の強度や連続無降雨日数の変化などを十分に検討することは不可能である。このような極端現象の変化については，力学的ダウンスケーリングなどのアプローチが別途必要であり，解像度の粗いGCMの出力値だけでは限界があることに注意が必要である。

4. データベースの実装とWEBサイトの開発

一次メッシュごとに用意した情報についてデータベース管理ソフトを運用し，WEBサイトを通じてユーザの要求に動的に対応して情報を提供する「気象変動情報データベース」を開発した。ここでは構築したシステム全体の概要について述べる。

4.1 データベースの実装

開発環境はTable 6に示すとおりであり，小規模なサーバで十分に運用が可能なものである。データベースには一次メッシュ毎にTable 2に示した情報を格納しており，全球の時系列データを20年間の月別平均値（気候値）に変換しているため，元々の情報量と比較すると大幅に縮小している。これにより，比較的軽い処理により，インターネットを通じてユーザの要求する任意の情報を動的に提供することが実現可能である。

4.2 WEB サイトの開発

データベースにまとめた情報については，広く一般に提供することを前提に，インターネット上で閲覧可能なWEBサイトを開発した。ユーザは任意の一次メッシュを指定して，様々なGCMの結果を表形式で表示させることや，視覚的に全体を把握できるように分布図を表示させる機能を実装した。

(1) データ表示

Fig. 6は特定の一次メッシュについて，複数のGCMによる情報を示した一覧表である。ユーザはFig. 6の左側のメニューから，表示項目，気象要素，一次メッシュの番号などを指定することで，任意の情報を表示させることが可能である。また，特定の月を選択することで，全ての一次メッシュにおける情報の

Table 6 Development environment.

Section	Function	Software
server system	Linux OS	Red Hat Enterprise
database	accumulation of data	PostgreSQL
WEB server	provision of information	Apache
drawing tool	distribution map drawing	JpGraph



Fig. 6 Data list of particular primary area partition in various GCMs.

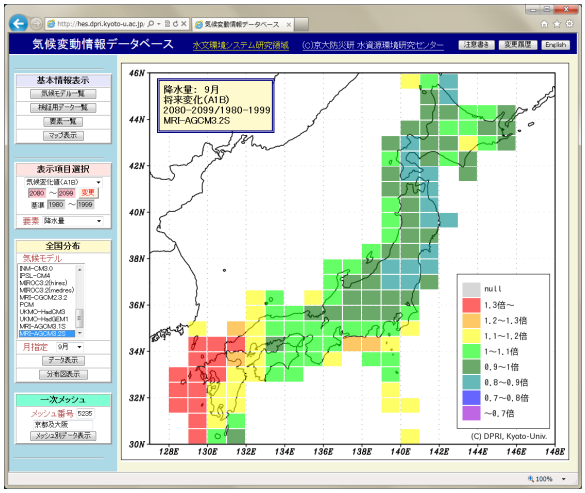


Fig. 7 Distribution map based on value in each primary area partition.

一覧表も表示可能となっている。

(2) 分布図表示

利便性を考慮し，WEBサイトには日本地図を背景とした分布図の表示機能を実装した。Fig. 7は，一次メッシュ単位の情報に基づいた分布図のサンプルである。Fig. 6と同様に，左側のメニューから項目を選択することで，必要な分布図を即座に表示させることが可能なシステムとなっている。

(3) WEBサイトを通じた情報提供の狙い

開発したデータベースでは，Table 1およびTable 2に示したように非常に多くのデータセットを一元的に管理しており，さらに気象要素ごとに情報が存在する。これらの情報を冊子などにまとめるのは困難であり，また，データをファイル形式にして配布するのも利便性に欠ける。本研究で開発したWEBサイトは，ユーザが必要な地域の必要な情報だけを選択的に取得することが可能であり，分布図を参考にすれば地域的な特徴を確認することも容易である。

GCMを用いた実験結果は，IPCCの評価報告書などによって全球平均的な情報は比較的入手が容易であるが，国内についての解析は研究者によって個別に行われていることが多い。本研究で開発した「気候変動情報データベース」は，インターネットを通じて誰もが簡単に情報を得ることが可能であるため，一般市民は勿論，河川管理者や各分野の研究者においても，GCMによる気候変化の概略を把握することに有益であると考える。現在気候再現性についての指標も格納しているため，前述したように再現性の高いGCMのみを選択的に利用することも可能である。各国が開発したGCMの特性を損なわない汎用的なデータであり，解析対象に応じた使い方ができるため，実用度の高いデータベースとなっている。

5. おわりに

気候モデルの実験結果を利用するためには，気候モデルの特徴をよく理解し，膨大なデータをダウンロードした上で独自のデータフォーマットを理解する必要があり，気象の専門家以外からは利用しにくい。その障害を取り除くために，膨大なGCM出力値を必要最小限の情報に変換し，日本全国任意の地域の情報を取り出すことが可能な気候変動情報データベースを開発した。従来の研究手法であるバイアス補正やダウンスケーリングを用いず，GCM出力値を直接比較検証する新たな枠組みとして一次メッシュ単位で比較する手法を提案するものである。主要な結果は以下の通りである。

1) 気候変動情報データベースの開発

本研究では，一次メッシュ単位でCMIP3の25のGCM，MRI-AGCM3.1S/3.2Sの出力値を20年間の月別平均値として整理し，アメダス観測値あるいはJRA-25を基準とした現在気候の再現性や，将来の気候変化値についてデータベース化を行った。日本全国任意の地域について気候変動の影響を試算し，個々のGCMによる予測結果の違いについても容易に把握することが可能となった。データベースに登録されている情報量は少ないため，複数の気候モデルや複数のシナリオについて迅速に統計処理を行えることが利点である。

今後も様々なGCMが新たに開発され，その実験結果が利用可能となることが予想されるが，今回構築

した一次メッシュ単位での整理という枠組みを用いれば，過去のGCMとの比較・検証することで，最新のGCMによる予測結果を評価することが可能である。

2) マルチモデルアンサンブルの有効性

一次メッシュ単位に整理したGCM出力値を用いて，解像度の粗いCMIP3と全球20kmという高解像度大気モデルであるMRI-AGCMを比較した。CMIP3の単独のGCMでは高解像度なMRI-AGCMに比べて再現性は低いものの，複数のGCMを用いたアンサンブル平均は有効であり，CMIP3平均値はMRI-AGCMに類似した再現性および将来変化を示した。特に，国内の代表的な7つの流域における月別の流域平均降水量については，CMIP3について個々のGCMの再現性によって選別した上でアンサンブル平均を求めた場合，CMIP3の中で最も再現性の良好なGCMを上回っただけでなく，MRI-AGCMに迫る再現性を有することが明らかとなった。国内の流域スケールにおけるマルチモデルアンサンブルの有効性が具体的に実証され，CMIP3のような解像度の粗い気候モデルを用いても地域特性の議論が可能となることが示唆された。

本研究では，気象要素は降水量および気温，温室効果ガスの排出シナリオはA1Bについての解析例を示したが，他の気象要素やシナリオについても同様の解析が可能である。

3) 気候変化上乗せ法の提案

GCMによる現在気候および将来気候の出力値を用いて気候変化値（比率もしくは差）を算出し，これを観測値に加味することで将来の気象データを推定する「気候変化上乗せ法」を提案した。一般に気候モデルは水平解像度が粗いためダウンスケーリングなど出力値を改変する処理が不可欠であり，流域スケールにおいて異なるGCM同士の比較は困難である。気候変化上乗せ法では，観測データをベースとすることでこれらの問題点の解決を図るものである。観測値を用いるため，将来気候の予測値についてGCMの解像度に依らず詳細な時空間分布が得られること，過去の豪雨や渇水など観測値を通してそのまま表現できること，観測値が将来どのように変化するかという議論に単純化できること，などがメリットとして挙げられる。

4) WEBサイトの開発

気候モデルによる予測には不確実性が避けられず，いくら高解像度で再現性の高いGCMを用いたとしても，その結果はある一つのシミュレーションに過ぎない。複数のGCM出力値を比較検証することは重要であり，温暖化影響評価において不可欠な視点であると考える。本研究で開発した「気候変動情報データベース」を利用することで，複数のGCM，複数のシナリオ，複数の気象要素について，任意の地域における将来の気候変化を確認することが容易に可能となった。以下のWEBサイトにより情報を公開しており，温暖化予測情報が様々な分野において，社会で実践的に活用されることを期待する。

http://hes.dpri.kyoto-u.ac.jp/　（2011年6月現在）

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

木本昌秀（2009）：今後の数値予報への期待. 2009年度春季大会　公開気象講演会「数値予報の過去・現在・未来―数値予報現業運用開始50周年記念―」の報告，天気, Vol. 56, pp. 908-913.

道広有理・佐藤嘉展・鈴木靖（2010）：CMIP3マルチ気候モデルにおける日本の気候の再現性比較，京都大学防災研究所年報，第53号B, pp. 699-706.

International Energy Agency (2010): CO2 Emissions from Fuel Combustion 2010 Edition, Paris.

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.

Lehner, B., Doll, P., Alcamo, J., Henrichs, T., Kaspar, F. (2006): Estimating the impact of global change on flood and drought risks in Europe: A continental, integrated analysis, Climatic Change, Vol. 75, pp. 273-299.

Murphy, J.M., Sexton, D.M.H., Jenkins, G.J., Boorman, P.M., Booth, B.B.B., Brown, C.C., Clark, R.T., Collins, M., Harris, G.R., Kendon, E.J., Betts, R.A., Brown, S.J., Howard, T. P., Humphrey, K. A., McCarthy, M. P., McDonald, R. E., Stephens, A., Wallace, C., Warren, R., Wilby, R., Wood, R. A. (2009): UK Climate Projections Science Report: Climate change projections. Met Office Hadley Centre, Exeter.

Onogi, K., J. Tsutsui, H. Koide, M. Sakamoto, S. Kobayashi, H. Hatsushika, T. Matsumoto, N. Yamazaki, H. Kamahori, K. Takahashi, S. Kadokura, K. Wada, K.

Kato, R. Oyama, T. Ose, N. Mannoji and R. Taira (2007) : The JRA-25 Reanalysis. J. Meteor. Soc. Japan, Vol. 85, pp. 369-432.

Development and Application of Climate Change Information Database

Yuri MICHIHIRO, Yoshinobu SATO and Yasushi SUZUKI

Synopsis

Limited individuals can handle the outputs of Global Climate Model (GCM) because of massiveness and complexity of the data, while impact assessments by the climate change heavily depend on the experiment results of GCM. In this study, surface meteorological elements (precipitation, temperature, etc.) in GCM outputs are collected and compiled to construct the database by primary area partition of grid square method (approximately 80 km x 80 km). The database makes it possible to evaluate the climate change in arbitrary area in Japan simulated by multiple GCMs. The database has observation values and reanalysis data, in order to verify the reproducibility of present climate. Furthermore, the website is developed for the public to access the data of climate change.

Keywords: climate change, GCM, database, multi-model ensemble, website

京都大学防災研究所年報 第 54 号 B 平成 23 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 54 B, 2011

マルチ気候モデルと貯水池操作を考慮した分布型水文モデルの木曽三川流域への適用

佐藤嘉展・小尻利治・道広有理・鈴木靖

要 旨

気候変動に伴う木曽三川流域における河川流量の将来変化を明らかにするために,複数の将来気候予測情報を用いて分布型流出モデル（Hydro-BEAM)による流出解析を行い，流域内の複数地点における現在流況との比較を試みた。また，上流域のダム群による貯水池操作の影響についても考慮するため，簡易な貯水池操作モデルを構築した。その結果，木曽川下流域における河川流量の再現性が大幅に向上し,将来の気候変動が河川流量に与える影響は流域内で一様ではなく,洪水や渇水のリスクが流域内で大きく異なることが明らかになった。

キーワード: 木曽三川流域，気候変動，貯水池操作，河川流量，分布型流出モデル

1. はじめに

木曽川水系は，木曽川と長良川および揖斐川の 3 河川を幹川とする流域面積 9,100km^2 の中京圏の産業・人口・資産が集中する濃尾平野を貫流する極めて重要な河川であり，これら 3 河川を総称して木曽三川と呼ばれている。

木曽川水系河川整備計画（国土交通省中部地方整備局，2008）によると，木曽川水系における基本高水流量（ダムや遊水地による洪水調節前の洪水流量）は，木曽川犬山地点において 19,500m^3/s，長良川忠節地点において 8,900m^3/s，揖斐川万石地点において 6,300m^3/s とされている。

一方，計画洪水流量は，河川流路の改修計画の基本となる河川流量であり，ダムや遊水地等の流域内の洪水調節施設による洪水調節後に河川に配分される流量に相当し，木曽川犬山地点で 13,500m^3/s，長良川忠節地点において 8,300m^3/s，揖斐川万石地点において 3,900m^3/s とされている。

さらに，河川整備計画では，上記の治水対策だけでなく,「河川水の適正な利用及び流水の正常な機能の維持に関する目標」（利水対策）および「河川環境の整備と保全に関する目標」（環境保全対策）も定められており，この「流水の正常な機能を維持するために必要な流量」（正常流量）は，木曽川水系では，木曽川今渡地点において，かんがい期は概ね 150m^3/s，非かんがい期では概ね 80m^3/s とし，長良川忠節地点では通年で概ね 26m^3/s，揖斐川万石地点では通年で概ね 30m^3/s とされている。

近年，局地的な集中豪雨の規模や頻度の増加や，極端な猛暑や大雪，無降雨期間の長期化など極端な気象現象が増えていると言われており，計画時に想定された規模を超える災害が今後ますます増加すると予想される。洪水時に，下流域の洪水氾濫のリスクを軽減するためには，流域内の複数のダムが連携して洪水調節を実施する必要があり，異常渇水時において安定した水資源量を確保するためには，平常時においてもある程度余裕を持った水資源量を確保し，さらに気象，気候，地理的条件の異なる複数の流域に分散してダム水源池を持つこと（水源の多系統化）は，渇水のリスクを分散し，利水安全性の向上にも大きく貢献すると考えられる。

そこで本研究では，流域内に設置された複数のダム貯水池の運用操作の影響も考慮した上で，木曽三川流域における気候変動に伴う将来の洪水および渇水リスクの変化を明らかにすることを目的とした。

2. 解析方法

2.1 対象流域の概要

木曽川水系は，長野県木曽郡木祖村の鉢盛山（2,446m）を源とする木曽川（流域面積 5,275km^2，河川延長 229km）と，岐阜県郡上市の大日ヶ岳（1,709m）を源とする長良川（流域面積 1,985km^2，

河川延長 165.7km），岐阜県揖斐郡揖斐川町の冠山（1,257m）を源とする揖斐川（流域面積 1,840km^2，河川延長 121km）を幹川とし，これら 3 川を総称して木曽三川と呼ばれている。

平成 9 年（1997 年）の国土数値情報土地利用メッシュ（L03-09M）によると，木曽川流域の土地利用は，森林 85.1%，水田 5.3%，草地（農地）3.1%，市街地 3.9%，水域 2.6%であり，長良川流域（揖斐川流域を含む）の土地利用は，森林 73.2%，水田 11.3%，草地（農地）3.2%，市街地 8.6%，水域 3.7%であり，長良川流域の方が，木曽川流域よりも森林が少なく，その分，水田や市街地が多いことがわかる。なお，この 5 つの土地利用区分は，流出解析モデルで利用するために，地表面植生の被覆状況（葉面積，降雨遮断，蒸発散など）や表層土壌の物理性（表面粗度，浸透性，透水性，保水性など）の類似性を考慮した分類となっている。国土数値地図 50m 標高によると，木曽川流域の平均標高は 903.4m で，長良川流域の平均標高は 435.2m となっており，長良川流域の方が標高が低く，木曽川流域では特に御嶽山周辺や木曽川源流域の標高が高くなった地形特性となっている。

2.2 地上気象観測データ

気象要素の地上観測値として，地域気象観測システム（AMeDAS: Automated Meteorological Data Acquisition System）と地上気象観測網（SDP: Surface Daily Product）のデータを用いた。AMeDAS からは 1 時間単位の降水量と気温データを利用し，気温についてはそこから日平均，日最高，日最低値を抽出して，日単位データとして整理したものを用いた。積雪・融雪・蒸発散量については，熱収支モデルから別途算出するため，必要な気象要素（風速，大気圧，水蒸気圧，日照時間）を SDP の日別データから抽出した。離散した地上気象観測地点のデータは，IDW（距離逆数加重平均法）により，1km×1km グリッドメッシュデータに内挿して解析に用いた。流出解析モデルの入力となる地上到達降雨量，融雪量およびポテンシャル蒸発量は，地表面熱収支(SVAT)モデルで算出した（佐藤ら，2009）。ここで，地上到達雨量とは，降水量から植生による遮断損失量を差し引いた値のことで，流出に寄与する降雨成分のことである。

2.3 分布型流出モデル

流出解析には空間解像度1kmの分布型流出モデル(Hydro-BEAM）を用いた（Kojiri, 2006; 佐藤ら, 2009）。Fig. 1に木曽三川流域における主要ダムと基準流量観測点の位置を示す。本研究では，地上気象観測データを入力とした場合に，木曽川犬山地点における多年平均流量を誤差約1%以内で再現できるように流出モデルのパラメータ（表層土壌層厚，下層土壌側方および鉛直流出係数，地表植生による遮断貯留容量）を調整した。

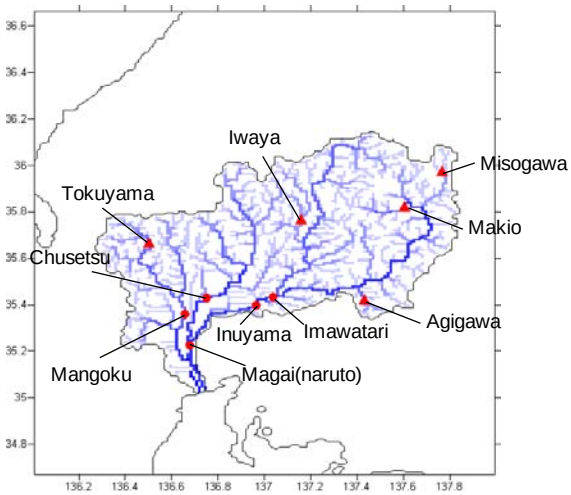


Fig. 1 Location of reservoirs and reference observation points of the Kiso three river basin.

▲: reservoir, ⬮: reference observation point

Fig. 2 は，木曽川水系各流域の基準地点における年平均流量の年別および月別変化を示している。ここでは 1979 年から 2008 年までの期間を解析対象としているが，実測流量のデータは 2003 年までで，一部欠測期間（犬山地点：2001～2003 年，忠節地点：1998・2002 年，万石地点：1998～1999・2002 年）がある。

Hydro-BEAM による流出解析は，木曽川犬山地点における多年平均実測流量（283.1m^3/s）を誤差 0.1%程度（ここでは-0.13%）の精度で再現（計算値：282.7m^3/s）するように調整し，そのパラメータを長良川流域（揖斐川を含む）にも適用した。厳密には，木曽川と長良川流域では，気候だけでなく植生や地質等の状況も異なるため，個別にパラメータを調整した方が再現性の面からはよいかもしれないが，パラメータを変えることにより流出特性に違いがでると，得られた 2 流域間の解析結果の違いについて，その解釈や説明が複雑になるため，ここでは同一のパラメータを用いることにした。そのため，長良川忠節地点では多年平均で約 8%過小評価（実測値：112.9m^3/s，計算値：104.3m^3/s），揖斐川万石地点では約 5%過大評価（実測値：81.6m^3/s，計算値：86.0m^3/s）となっている。なお，これらの計算結果は，将来の気候条件における河川流量の変化を解析する際に，現在流量の基準値として用いることにした。

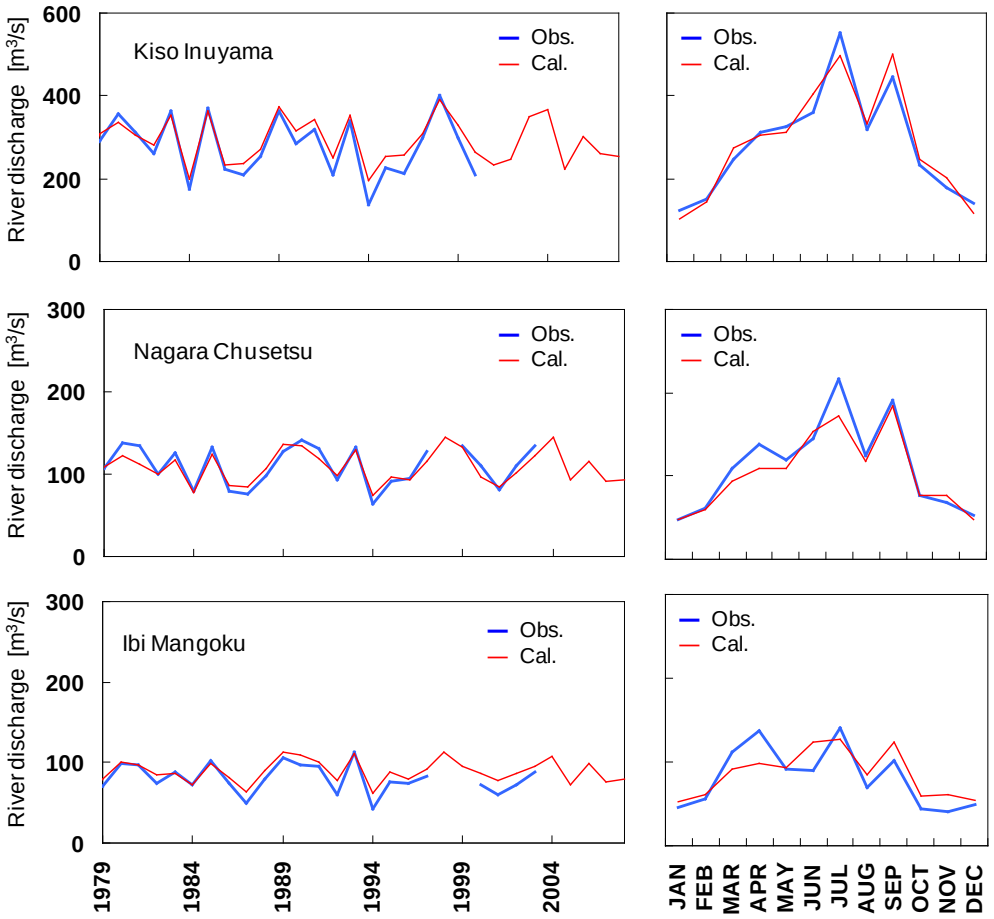


Fig. 2 Annual and monthly river discharge of the Kiso three river basin at each reference point.

2. 4　ダム操作モデル

Fig. 3 は，木曽川犬山地点における多年平均（1976～2003 年）の流況曲線を示している。

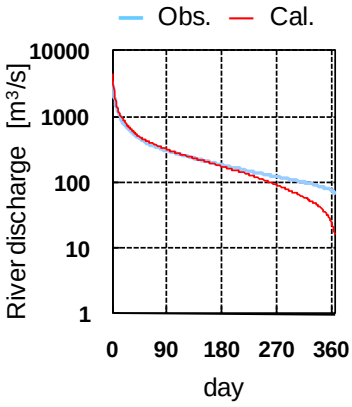


Fig. 3　Flow duration curve at Inuyama.

Fig. 3 をみると，犬山地点では，年平均流量の計算値が実測値と概ね一致するようにパラメータを調整したにも関わらず，モデルによる豊水流量（95 日）以上の流量が過大評価となり，低水流量（275 日）以下の流量が過小評価になっていることがわかる。

これは，主にダム操作（洪水調節時のピークカット操作および渇水時の放流操作）の影響がモデル計算の中に反映されていないためであると考えられる。

そこで，ここでは，木曽川上流域の 4 つのダム（岩屋ダム，味噌川ダム，阿木川ダム，牧尾ダム）に着目し，その運用操作の実態を正確に把握し，将来の気候変動に伴う治水・利水安全度の変化や，さらなる高度運用の可能性について検討するため，現行の操作規定（規則・細則）を可能な限り忠実に反映した貯水池操作のモデル化を試みることにした。

Fig. 4 は，木曽川上流域における 4 ダム（岩屋ダム，味噌川ダム，阿木川ダム，牧尾ダム）の貯水位の変化を示している。

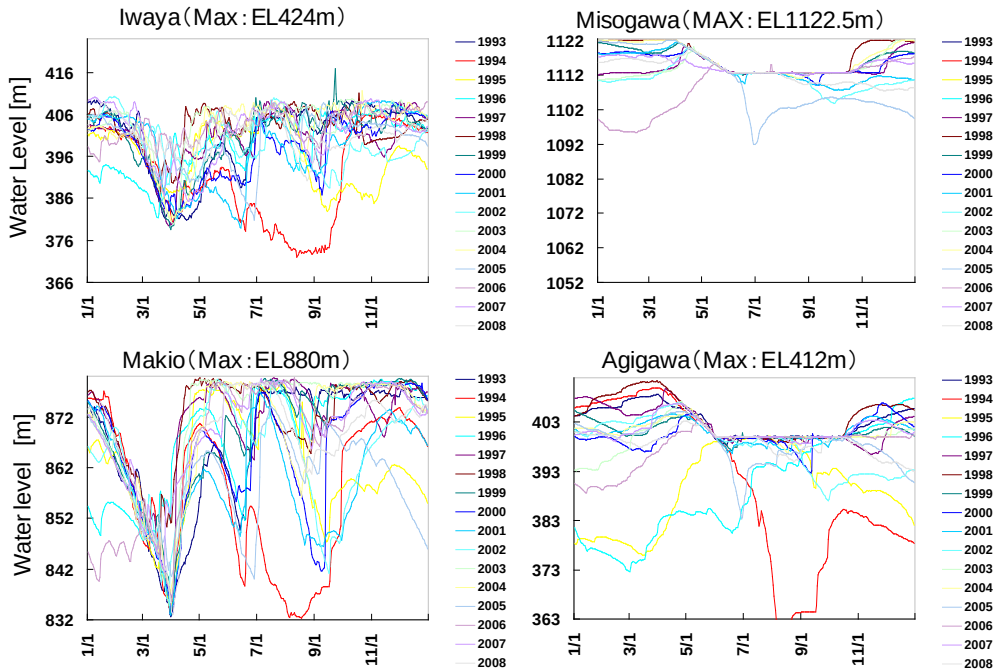


Fig. 4 Change of water level at each dam reservoir in the upstream of the Kiso river basin.

この図から，それぞれのダムが，独自の利水・治水・発電容量，運用開始時期等により異なる特徴的な運用をしていることがわかる。各図中の縦軸の下端は，それぞれのダムの最低水位，上端は満水位（常時または非洪水期）を示しており，阿木川ダムと味噌川ダムには，洪水期に洪水貯留準備水位（制限水位）の設定があることがわかる。

通常，ダムへの流入量が洪水流量を超えると洪水調節（貯留操作）が実施され，下流の基準地点における河川流量が不足する場合には，その不足量を補給するために放流操作が実施される。また，岩屋ダムと牧尾ダムの場合，V カット運用（発電放流）が行われ，味噌川ダムと阿木川ダムの場合は，洪水期に常時満水位を下げる操作（治水容量分）が実施される。さらに，各ダムは放流操作を実施後，低下した水位を回復させるために，貯留操作を実施するが，下流基準地点における河川流量が基準値を下回る場合には，貯留制限がかかることになる。

以上の条件を考慮し，ここでは，洪水期制限水位を設定する味噌川・阿木川ダムと，V カット運用（確保貯留量の設定日あり）を実施し，洪水期制限水位設定のない岩屋・牧尾ダムの 2 タイプのダム操作モデルを構築した。

各ダムの個別操作については，Fig. 5 に示す運用曲線（ダム操作の基準となる期別貯水量）を仮定し，以下のようにモデル化した。(1) 洪水調節容量をもつ 3 ダム（岩屋ダム，味噌川ダム，阿木川ダム）では，洪水時に，洪水調節操作（ピークカット操作）を実施するが，ダム最高水位を超えそうな場合は，ダム決壊を防ぐために，流入量全量放流を実施する。(2) 岩屋ダムと牧尾ダムでは V カット操作（発電放流）期間中は，下流基準地点の河川流量によらず一定量の放流を実施し，その後は，常時満水位（岩屋ダムは常時満水位の約 80%）まで速やかに水位を回復させる。(3) 味噌川ダムと阿木川ダムでは，非洪水期満水位および洪水期制限水位を超えないように運用する。

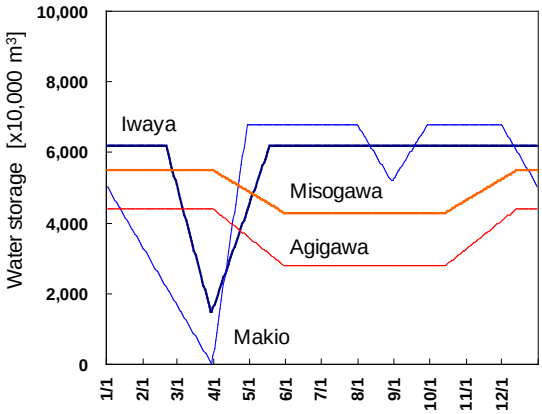


Fig. 5　Simplified reservoir operation curve.

洪水調節時（ダム流入量が洪水流量を超えた場合）の各ダムからの放流量は，以下のように制御した。

[1]ダム水位が，サーチャージ水位を超える場合は，流入量を全量放流する。
[2]ダム水位が，サーチャージ水位以下で常時満水位あるいは洪水期制限水位以上の場合は，洪水調節操作として，ダムごとに定められた制限量を放流する。
[3]ダム水位が常時満水位あるいは洪水期制限水位より低い場合は，下流基準地点の流況に応じてダム水位の回復のため放流量を一部制御する。
[4]ダム水位が最低水位以下になったら放流しない。

なお，モデル上では，水位を貯水量に変換して利用し，各ダムの洪水流量は，ダムの位置するメッシュへの流入量の合計として扱い，操作規則に則して，岩屋ダムが 300m^3/s，味噌川ダムが 50m^3/s（最大 65m^3/s），阿木川ダムが 120m^3/s とした。

非洪水時には，基本的に常時満水位（あるいは制限水位）を維持するように操作するが，下流基準点の流量が基準流量に満たない場合は，不足分を補給するための放流を実施する。

下流基準地点については，貯留制限は今渡地点で 100m^3/s，馬飼地点で 50m^3/s，維持流量は，河川（犬山頭首工，河川自流，木曽川大堰）からの取水を考慮した上で木曽成戸地点で 40m^3/s に設定した。

2.5 河川取水量の推定

渇水時のダムからの補給放流量は，下流基準地点における河川流量に規定されるが，実際の河川流量は，河川からの人為的な取水の影響で，計算流量よりも少なくなる。そこで，木曽川流域内における取水を考慮しない流出モデルによる今渡～馬飼間の流量増加分を考慮して，この 2 地点間の月別区間利水量の推定を試みた。ここで，区間利水量は，実測の今渡地点流量に，今渡～馬飼間流入量（モデル計算値）を加えた値から，実測の馬渡流量の差し引いた値に相当するとして，月別で推定することにした（Fig. 6）。なお，月別の今渡～馬飼間における利水量推定図（Fig. 6 右）中の棒グラフ内の青線は，今渡～馬飼間における既知利水量（木曽川用水，愛知用水，愛知上水，名古屋上水）の取水実績合計値（期間平均）を示している。この結果から，木曽川流域では，今渡地点より下流で，夏期のピーク時には最大 100m^3/s 以上の水が河川から取水されていることがわかる。つまり，今渡地点で夏期の河川流量が約 100～150m^3/s を下回ると，利水者間で渇水調整などを実施しなければ，下流で取水できなくなったり，木曽川本線に瀬切れ（断流）が発生したりする可能性があることを示唆している。

この月別の今渡～馬飼間における利水量の推定値を用いて，木曽川馬飼地点の河川流量を Hydro-BEAM で再計算してみると，実測流量の時系列変化や季節変化の値や変動の特徴を良好に再現できることが確かめられた（Fig. 7）。したがって，ここで推定した区間利水量は，今渡地点より下流域における利水量の実態を概ね良好に再現していると考えられる。

木曽川水系河川整備計画によると，木曽川流域の主要な利水ダムは，今渡地点の河川流量が 100m^3/s 以下，または馬飼地点の河川流量が 50m^3/s 以下の場合，貯留制限がかかり，ダムへの流入量を全量放流しなければならない。また，上記基準流量を下回る場合，ダムの利水容量から不足量を補給しなければならないと定められている。したがって，流出モデルによる今渡および馬飼地点における河川流量の再現性が向上すると，各基準地点の流量を常時モニタリングして放流量を調整する貯水池操作モデルの再現性も向上することになる。

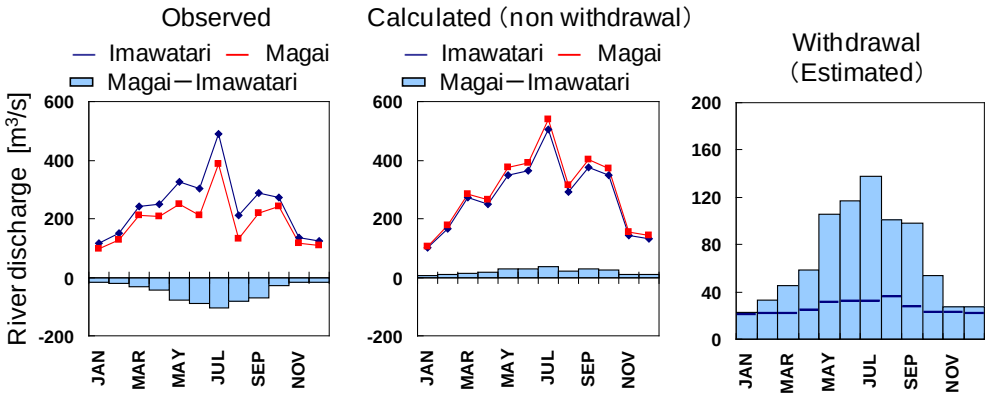


Fig. 6 Difference of river discharge and water withdrawal between Imawatari and Magai.

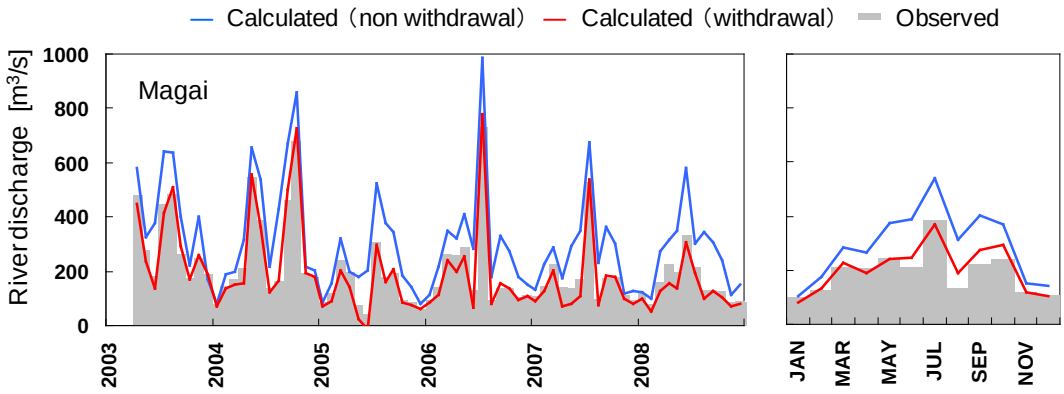


Fig. 7 Difference of observed and calculated river discharge at Magai.

2.6　将来気候予測データ

将来の気候予測については，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が，第 3 次結合モデル相互比較プロジェクト（CMIP3：Coupled Model Intercomparison Project phase 3）として公開されている。しかし，CMIP3 に含まれる気候モデルは，水平解像度が 100km（1 メッシュ 10,000km^2）以上であり，大陸河川に比べて面積が小さく，急峻かつ変化に富んだ地形の日本の河川流域の流出解析や影響評価にはそのまま適用することが難しい。また，CMIP3 には 25 個のモデルが含まれているが，個々の実験結果のばらつきが大きく，将来予測についての不確実性が大きく，複数の実験結果の中から特定の最適な予測結果のみを確実に抽出することも困難である。そのため，GCM を用いた気候変動の影響評価では複数のモデルによる実験結果のアンサンブル解析を実施するのが一般的である。

そこで，本研究では日本国内の様々な地域における任意の GCM による将来予測情報を容易に抽出可能な汎用データベース「気候変動情報データベース：http://hes.dpri.kyoto-u.ac.jp/」を用いることにした。このデータベースには，CMIP3 の 25 個のモデルだけでなく，気象庁気象研究所の高解像度(20km)大気モデル（AGCM20：MRI-AGCM3.1S/3.2S），さらに，検証用として再解析値（JRA-25）および AMeDAS の平年値が格納されている。各データは月別値として整理され，国土数値情報の地域一次メッシュ単位で平均化されており，それよりも解像度の粗いデータについてはメッシュの直近 4 格子点のデータが平均化されている。それぞれのデータは，地上気象観測データの場合と同様に IDW 法で 1km グリッドメッシュスケールに内挿して解析に用いた。将来予測シナリオは，IPCC 第 4 次評価報告書(AR4)の A1B シナリオである。CMIP3 から抽出するモデルは，日本付近で JRA25 や AMeDAS 気候値と比較して再現性のよい 8 つのモデル（INGV-SXG，MIROC3.2（hires），CSIRO-Mk3.0，CSIRO-Mk3.5，ECHAM5_MPI-OM，CNRM-CM3，UKMO HadCM3，CGCM3.1（T47））を用いることにした。

2.7　将来河川流量の変化予測（気候変化上乗せ法）

将来の河川流量の予測には，各 GCM の出力値をそのまま用いずに GCM ごとに流域平均の気温の変化量と降水量の変化率を「気候変化値」として前述の「気候変動情報データベース」から月別に抽出し，その気温と降水量の気候変化値を地上気象観測値の気温と降水量に「上乗せ」して，熱収支モデルを稼働させて得られた地上到達降雨量，融雪量，蒸発散量を将来気候値として，Hydro-BEAM により流出計算を行った結果を，将来の河川流量の予測値として用いた。

この方法は，地上気象観測値を基準とし，GCM によって予想される気温と降水量の将来変化が，地上到達降雨量，融雪量，蒸発散量に与える影響と，それが河川流出に与える影響を検出する温暖化の感度分析実験のひとつとして位置づけられる。利点としては，地上気象観測値が基準となるため，個々の GCM の煩雑なバイアス補正処理が不要となり，同一の熱収支モデルを用いることで，流出量変化の要因が特定しやすくなることが挙げられる。しかし，その一方で，時系列情報（発生頻度）や月単位以下の現象の変化情報が失われる欠点もある。しかし，極端な降水イベントの発生頻度や無降雨日数の変化などは，より高解像度の気象モデルでなければ，地形の影響を強く受ける降雨や対流などの再現が難しく，現状で利用可能な GCM では，流域平均程度の空間スケールで，月平均の気候値の変化までが将来の影響評価に実際に利用可能な情報と考えられる。なお，

ここでの将来変化は，AGCM20 と CMIP3 を同じ期間で比較するため，現在気候（1981～2000 年）と将来気候（2081～2100 年）としている。

3. 結果と考察

3.1 マルチ気候モデルによるアンサンブル実験結果−1（気候変化）

Fig. 8 は，木曽川流域と長良川流域を対象とした月別平均気温の将来変化についての高解像度気候モデル（AGCM20）と，CMIP3 マルチ気候モデルのアンサンブル実験の結果を示している。AGCM20 の結果からは，月別平均気温の変化は，夏期よりも冬期の方が大きいことがわかる。これは，冬期積雪量の減少に伴う地表面アルベド（短波放射の反射率）が減少し，地表面がより温まりやすくなったことが一因として考えられる。CMIP3 による解像度の粗い気候モデルでも，同様の傾向はみられたが，変化幅は小さく，特に夏期～秋期に AGCM20 との差異が大きくなった。

Fig. 9 に示した月別降水量の将来変化率の結果からは，CMIP3 では冬期に降水量が減少し，夏期には降水量が増加すると予測されているのに対し，AGCM20 では，冬期に増加し，秋期に減少すると予測されており，降水量の変化予測については，気温の変化予測に比べて不確実性が高いことがわかる。図中に示されているエラーバーは，CMIP3 の 8 つのモデルによる各月における変化予測のばらつき（標準偏差）を示しており，標準偏差が大きい月ほど，その月の気候モデルによる予測結果が大きく異なることを示しており，特に日本付近においては，梅雨期から初秋にかけての降水量の予測が難しい（予測の不確実性が高い）ことを示唆している。

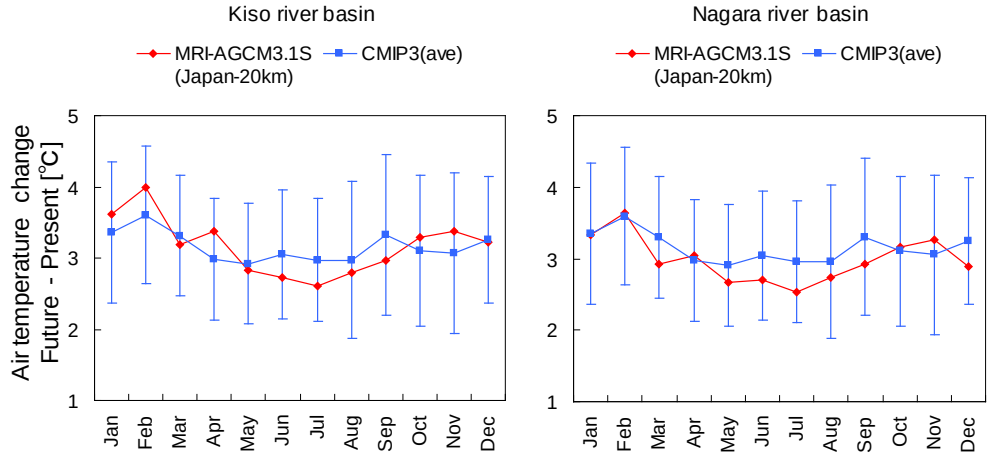


Fig. 8 Change of air temperature between present and future climate condition.

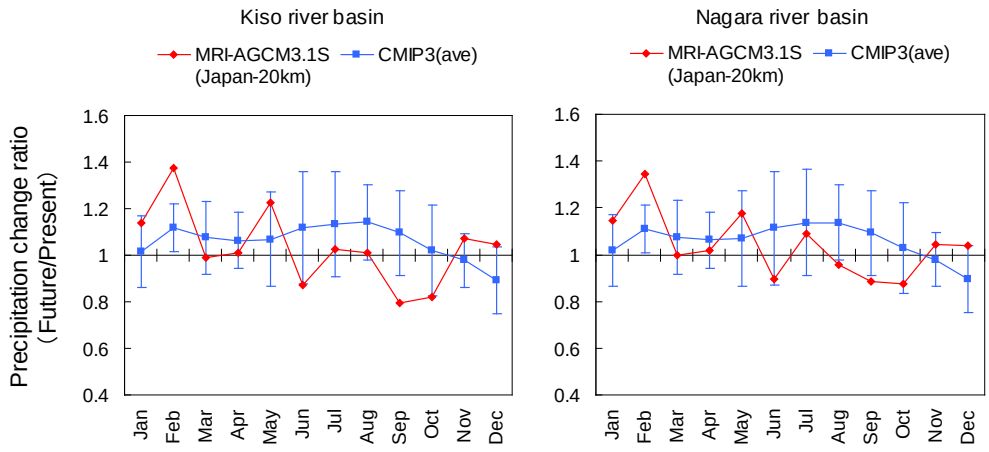


Fig. 9 Change of precipitation between present and future climate condition.

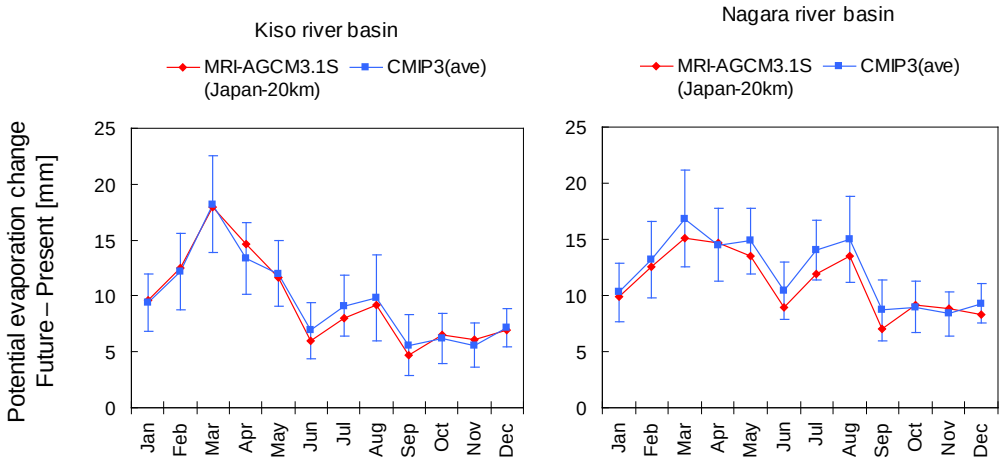


Fig. 10 Change of potential evaporation between present and future climate condition.

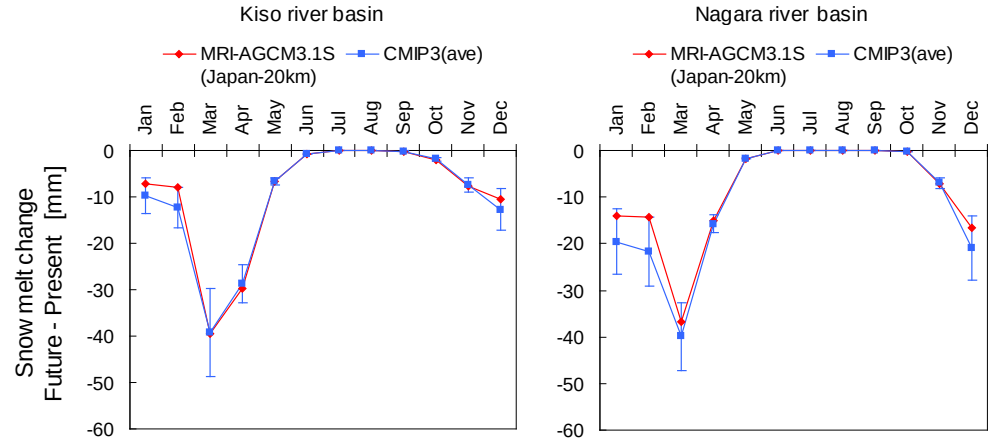


Fig. 11 Change of snow melt between present and future climate condition.

Fig. 8 および Fig. 9 の結果を用いて地表面熱収支モデルで算出された木曽三川流域全体の年間積算ポテンシャル蒸発量は，AGCM20 では 124mm 増加（木曽川流域：114mm 増加，長良川流域：133mm 増加）すると予想され，CMIP3（8 モデル平均）では 130mm 増加（木曽川流域：116mm 増加，長良川流域：145mm 増加）すると予想された。また，CMIP3 の 8 つのモデルの結果を平均すると，月別蒸発量の変化は，AGCM20 の予測値と概ね一致し，月別蒸発量の増加には 2 つのピークがあることがわかった（Fig. 10）。1 つ目のピークは温暖化による冬期積雪量の減少に伴う蒸発潜熱の変化に起因するもので，地表面に氷面が減り水面が増えることによる蒸発量の増加と考えられる。2 つ目のピークは，夏期の気温上昇によるものと考えられるが，Fig. 8 の結果によると気温の上昇量はこの時期が最も小さいにも関わらず他の月よりも蒸発量が増加しているということは，蒸発量の気温変化に対する感度が，この時期に他の月よりも高くなっていることが要因のひとつとして考えられるが，現時点ではまだ明らかではない。

融雪量については，木曽三川流域全体で AGCM20 では年間 109mm 減少（木曽川流域：112 減少，長良川流域：106mm 減少）すると予想され，CMIP3（8 モデル平均）では 123mm 減少（木曽川流域：120 mm 減少，長良川流域：127mm 減少）すると予想された。融雪量の減少は，3 月から 4 月にかけて最も大きくなることがわかる（Fig. 11）。この結果から，現在この時期の融雪出水に大きく依存して水位を回復させている木曽川水系の上流域のダム群は，将来十分に水位が回復できず，その後のかんがい期に必要な利水容量を確保できなくなる可能性が示唆される。さらに，Fig. 10 の結果からこの時期の蒸発散量の増加量が大きくなると予想されていることから，将来の木曽三川流域では，春先の融雪期に深刻な水不足が発生する可能性が高いと予想される。

3.2　貯水池操作モデルの再現性

Fig. 12 は, 木曽川流域における 4 ダム（岩屋ダム，味噌川ダム，阿木川ダム，牧尾ダム）を対象とした貯水池操作モデルによる各ダムの有効貯水量の再現結果を示す。実際のダム操作は，洪水制御に入る前に，気象予測情報などを用いてダム管理者の判断で予備放流操作を実施したり，水不足の際には，渇水調整のため，平常時とは異なる操作が行われることもあるため，実際のダム貯水池の水位変動（貯水量変動）を完全に再現することはできなかったが，V カット運用の実態や，洪水期制限水位，平成 6 年（1994 年）の異常渇水時における水位低下などの実態をある程度再現できることが確認できた。

Fig. 13 は，木曽川犬山地点における日平均河川流量の変化について，ダム操作を考慮しないモデルと 4 ダムの操作を考慮したモデルの計算結果を示しており，ダム操作の影響をモデルに組み込むことで低水流量（約 120m^3/s）以下の再現性が大幅に向上していることがわかる。さらに，流況曲線の再現性も向上し，ダム下流地点における豊水流量の過大評価や低水流量以下の過小評価についても，ダム操作の影響を考慮することで再現性が大幅に改善されることが確かめられた（Fig. 14）。

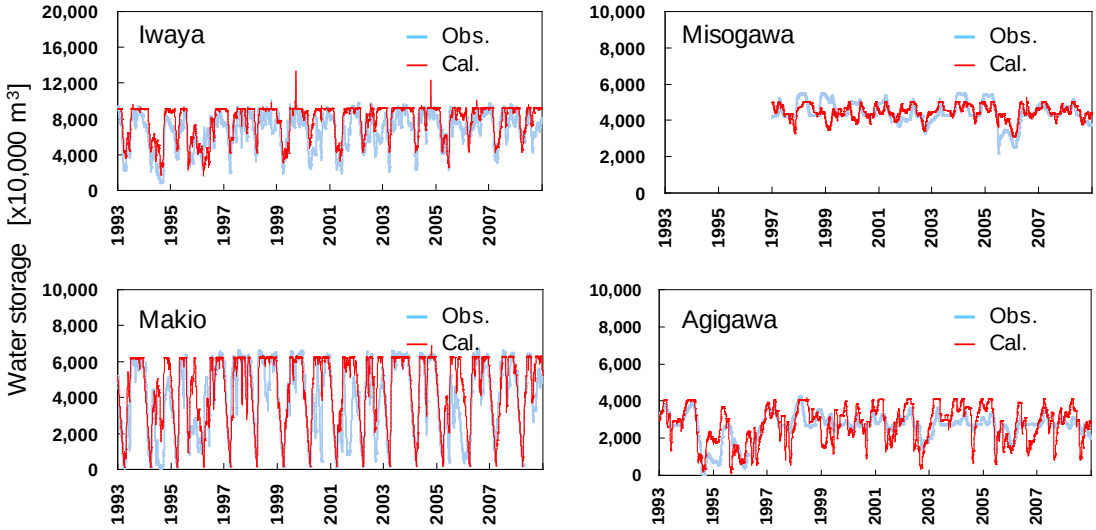


Fig. 12 Performance of the reservoir operation model for the upstream of the Kiso river basin.

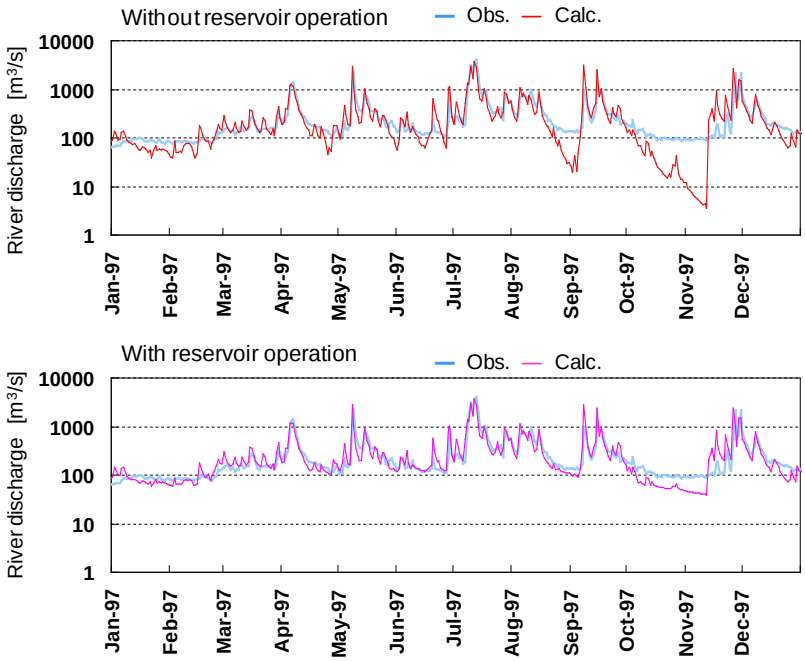


Fig. 13 Influence of the reservoir operations on river discharge at the downstream of reservoirs (Inuyama).

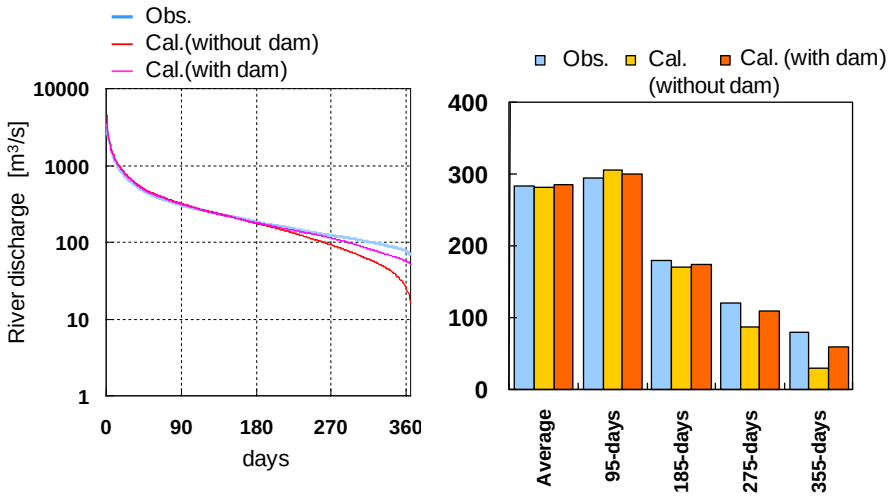


Fig. 14 Influence of reservoir operation on flow duration curve at Inuyama.

3.3　マルチ気候モデルによるアンサンブル実験結果-2（基準地点における河川流量変化）

Fig. 15 上段は，木曽川水系の各基準地点における月別河川流量の将来変化率（現在の河川流量に対する将来の河川流量の相対変化）を示している。図中に赤色で示されているのが AGCM20 の将来気候予測結果を Hydro-BEAM に入力して得られた流出解析結果で，青色で示されているのが CMIP3 の将来気候変化予測の結果を入力として得られた流出解析結果である。

Fig. 15 上段の月別流量の変化率からは，いずれの地点においても，1～2 月の河川流量が増加し，3～4 月の流量は減少，さらに 5 月の流量は増加するという予測結果が，AGCM20 および CMIP3 でともに得られており，これらの月流量変化の予測結果の信頼性は比較的高いことがわかる。この結果は，温暖化に伴って 1～2 月の降水量に占める降雪量の比率が減少することにより，現在では厳冬期に積雪として地表面に一時的に保持され流出に寄与していなかった降水成分が，降雨として供給されるようになり，それがそのまま（時間遅れを生じずに）河川に流出してしまうことによって，この時期の河川流量の増加に寄与しているものと考えられる。また，地表面に保持されていた積雪が，気温の増加に伴い 3～4 月頃にかけて融けて，融雪出水として河川流量の増加に寄与していた流出成分が，冬期降雪量（積雪量）の減少に伴って減少するために，この時期の河川流量が減少するという予測結果になったものと考えられる。

一方，6 月から 12 月にかけては，CMIP3 では夏期に増加し，その後減少していくと予想されているのに対し，AGCM20 では，8～10 月頃に一旦減少して，その後増加するという逆パターンの結果が得られており，特に 6～10 月にかけては CMIP3 による予測結果の標準偏差も大きいことから，この時期（梅雨～台風シーズン）の将来予測結果は不確実性が高いことがわかる。

各流域の下流部に位置する基準地点における 1～2 月期における河川流量の増加と 3～4 月期における河川流量の減少は，下流域の利水者の利水安全性を考える場合に，現行の許可水利権の期別割り当てのままでは，将来の気候変動に伴う河川流量の変化に適応できなくなる可能性を示唆している。しかし，特に水需要が高まる夏期における河川流量の変化予測結果についての不確実性が高いことから，将来より安定した水資源量を確保するためには，気候条件だけに左右されないためにも，上流域のダム群による水資源量の十分な確保が重要になると考えられる。

Fig. 15 下段の流況曲線の変化からは，AGCM20 による予測では，各流域ともに豊水流量以上の洪水規模は現在とほとんど変化しないという結果となっているが，低水以下の流量については，木曽川犬山地点ではやや増加，長良川忠節地点と揖斐川万石地点では減少するという予測結果が得られた。一方，CMIP3（8 モデル平均）による予測では，各流域とも年最大洪水の規模が現在よりも約 20%ほど増加し，渇水側では，木曽川の犬山地点を除いて，長良川忠節地点と揖斐川万石地点では，低水以下の流量が現在よりも 10%以上減少するという結果が得られ，木曽川水系内でも気候変動に伴う流況変化のパターン（洪水や渇水リスク）が基準地点ごとに大きく異なることがわかった。

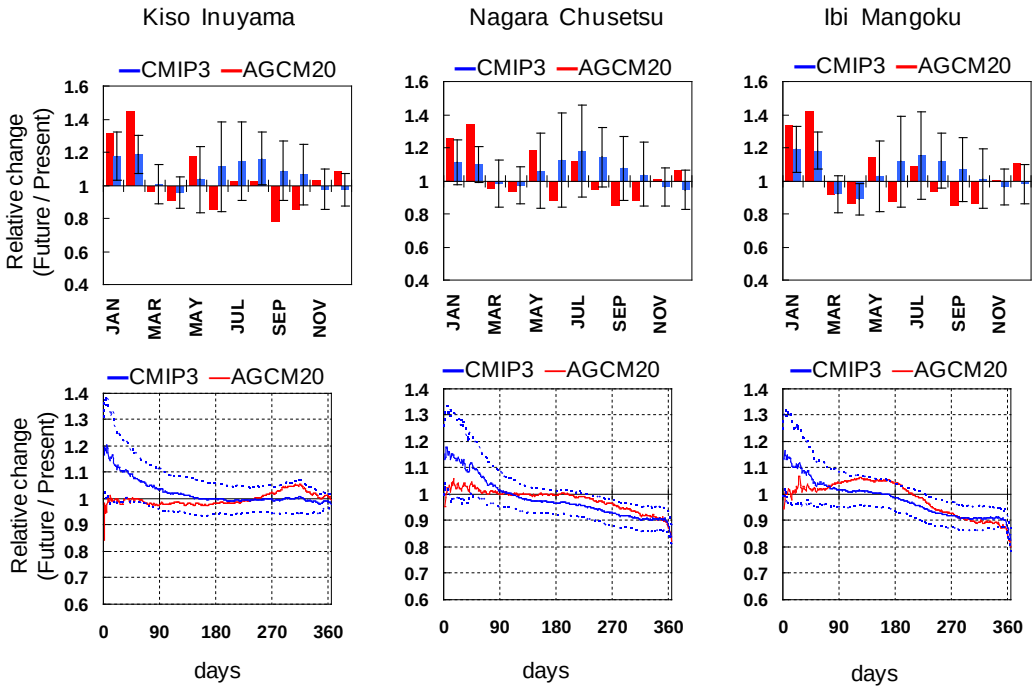


Fig. 15 Change of monthly river discharge (Upper) and change of flow duration curve (Bottom) in the Kiso three river basins.

3.4　マルチ気候モデルによるアンサンブル実験結果-3（ダム貯水池への河川流入量変化）

Fig. 16 は，木曽川水系における主要 5 ダム（徳山ダム，岩屋ダム，味噌川ダム，阿木川ダム，牧尾ダム）貯水池への月別河川流入量の将来変化率（現在の河川流量に対する将来の河川流量の相対変化）を示している。Fig. 15 上段の結果と同様に，1～2 月における各ダムへの流入水量が増加し，3～4 月の流入水量が減少すると予想されている。このような月別のダムへの流入量の変化は，現行の各ダムに適用されている操作規則が，将来の気候変動条件下においてもそのまま適用できるかどうかを判断する重要な資料となる。

冬期積雪量の多い徳山ダム，牧尾ダム，味噌川ダムなどは，1～4 月の流量変化率が他のダムよりも大きく，特に、融雪出水期に発電放流を行い，その後の流入量で水位回復を図って 5 月以降のかんがい用水の供給を行う牧尾ダムでは，現在の同じ操作規則のままでは，V カット操作後に速やかな水位回復ができずに，十分なかんがい用水の供給ができなくなる可能性が示されている。また，洪水調節（治水容量）を持つダムにおいては，現在よりも規模の大きい出水が予想されるため，ダム別および季節別に制限水位や治水容量の見直しをしなければ，既往の出水を超えるような規模の大きな洪水が発生した際に，洪水調整できずに無効放流を生じ，下流域に対する洪水氾濫のリスクを高めてしまう可能性も示唆される。

Fig. 17 は，木曽川水系における主要 5 ダム（徳山ダム，岩屋ダム，味噌川ダム，阿木川ダム，牧尾ダム）貯水池に流入する河川の流況変化を示している。洪水側の極値付近以外は，CMIP3 による予測結果は AGCM20 の結果と概ね一致しているので，以下では CMIP3 の結果のみについて考察する。

まず，洪水側（年最大流量）付近については，すべてのダムにおいて，流入河川の流量が現在よりも 20%以上増加していることから，洪水調節に対しては，各ダムともに現在よりも厳しい操作を要求されるようになると予想される。

一方，渇水側（低水流量以下）の変化については，増減のパターンがダムごとに大きく異なる結果が得られた。これは，地域によってダム上流域における水資源賦存量（年間降水量－蒸発散量）や融雪量の変化が大きく異なるためであると考えられ，特に味噌川ダムと牧尾ダムでは，渇水期の流入量が大幅に増加するため，利水安全性は高まると考えられる一方で，徳山ダムや阿木川ダムでは現在よりも 10～20%減少すると予想され，渇水時のダム管理が難しくなる可能性がある。したがって，異常渇水時に備えて，気候条件の異なる複数の流域に水源を持つこと（水源の多系統化）は，将来の渇水リスクを分散させるという意味で有効な対策であると考えられる。

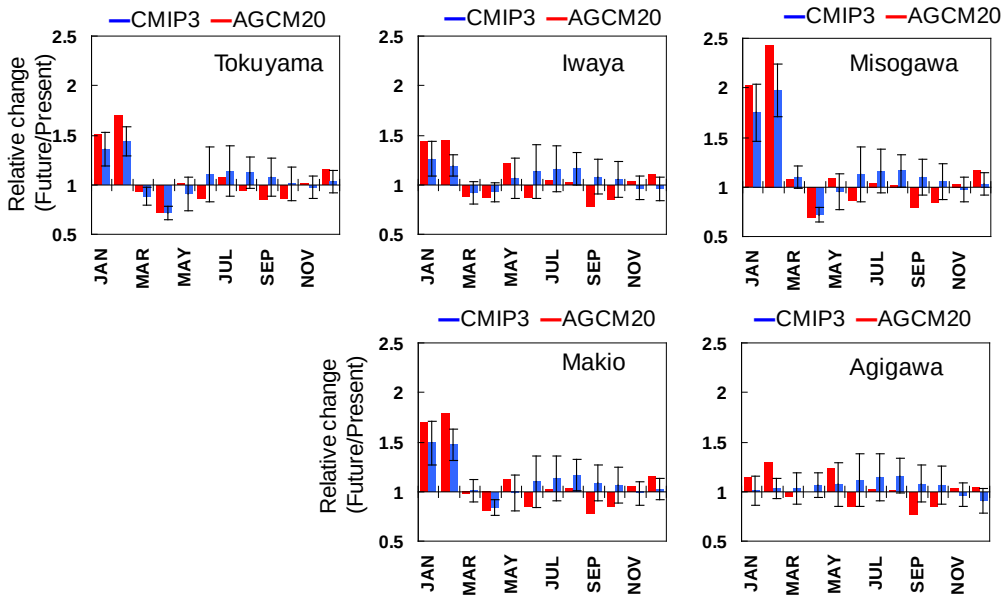


Fig. 16 Change of monthly river discharge into the dam reservoirs located in the upstream of the Kiso three river basins.

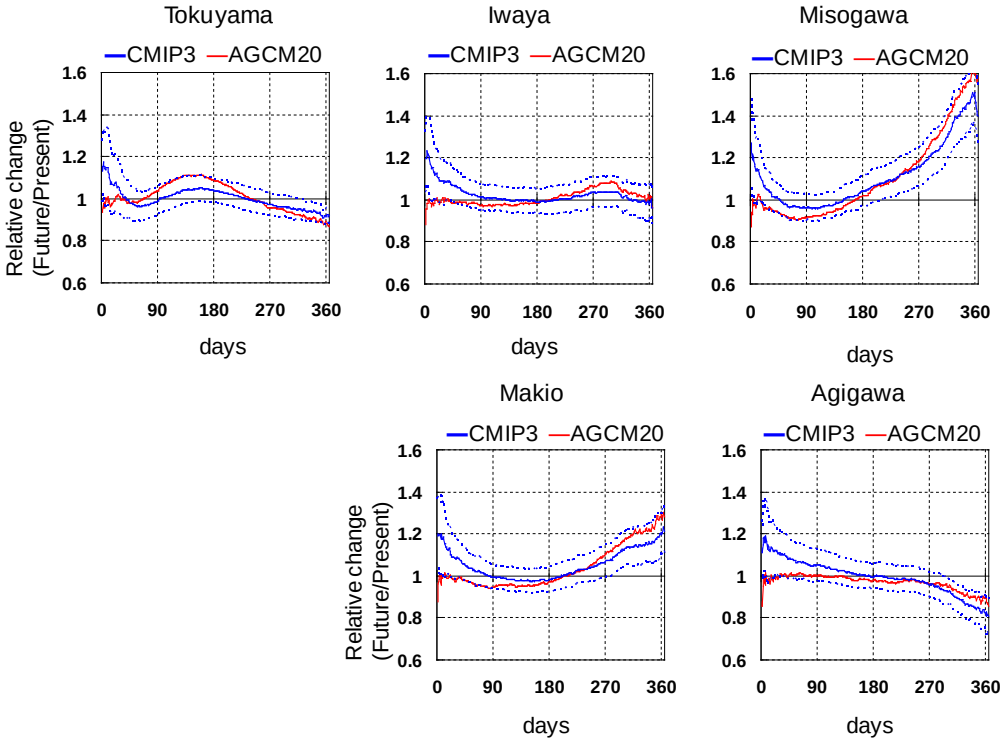


Fig. 17 Change of flow duration curve of the inflow to the dam reservoirs located in the upstream of the Kiso three river basins.

4. おわりに

本研究では，木曽三川流域における気候変動に伴う将来の洪水および渇水リスク変動の影響を明らかにするため，高解像度気候モデル(AGCM20）とCMIP3 マルチ気候モデルによる複数の将来予測結果を用いた将来予測の不確実性の幅を考慮した将来の気候変動予測と，人間活動（取水および貯水池操作）の影響を考慮した流出解析を実施した。

その結果，木曽三川流域における利用可能な水資源量変化の空間分布が流域内で大きく異なると予想

され，洪水や渇水のリスクについても，基準地点やダムの場所によって，リスクが増加するところや緩和されるところが生じることが明らかとなった。

これらの知見は，今後のダム管理や河川管理の計画を考える上で重要な将来予測情報を提供するとともに，予想される極端な洪水や異常渇水リスクの分散を図るためには，木曽川水系内における複数のダムによる統合的な洪水調節やダム水源の多系統化がひとつの有効な対策となりうることを示唆している。

今後，IPCC の A1B シナリオ以外の将来予測シナリオや，人口変動予測に対応した将来取水量（水需要予測）の影響，徳山ダムの操作や木曽川水系連絡導水路を組み込んだ流出シミュレーションなどを実施することで，木曽川水系における将来の流況予測がより確度の高いものになることが期待できる。

謝　辞

本研究の一部は，名古屋市上下水道局の受託研究費を用いて行われた。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)および文部科学省 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」から提供を受けた。また，岩屋ダムの操作については，独立行政法人水資源機構岩屋ダム管理所の加藤宏基所長および吉澤利男所長代理からデータおよび情報を頂き，その他の水資源機構管理ダムの操作や H-V データ等については，独立行政法人水資源機構中部支社管理部の皆様（利水サービス課　竹内英二課長，施設課　野村孝芳課長，利水調整課　足立武士氏）から提供して頂いた。また，水資源機構徳山ダム管理所の青井保男副所長および木曽川用水総合管理所の加藤智雄副所長からは，木曽川水系連絡導水路や木曽川用水に関する資料と詳しい説明をして頂いた。ここに記してこれらの方々に謝意を表します。

参考文献

国土交通省中部地方整備局 (2008): 木曽川水系河川整備計画.

佐藤嘉展・森英祐・浜口俊雄・田中賢治・小尻利治・中北英一 (2009)：気候変動に対する先行適応のための洪水および渇水リスク評価, 京都大学防災研究所年報　第52号B, 573-586.

Kojiri T. (2006): Hydrological River Basin Environment Assesment Model (Hydro-BEAM). In Watershed models, Singh VP, Frevent DK. (eds). Taylor & Francis, CRC Press: Florida; 613-626.

Application of Multi-Climate Model and Distributed Hydrological Model with Storage Reservoirs on the Kiso Three River Basins

Yoshinobu SATO, Toshiharu KOJIRI, Yuri MICHIHIRO and Yasushi SUZUKI

Synopsis

To clarify the hydrological impact of climate change on water resources management and adaptation measures for river disaster prevention in a regional scale, a super high resolution AGCM20 and CMIP3 multi model dataset are applied to the Kiso three rivers basin as an input data for a distributed hydrological model (Hydro-BEAM) with storage reservoir. The results shows that the uncertainties of the future projection caused by a relatively coarse resolution current conventional GCMs can be decreased significantly by a simple multi-model ensemble approach applied in this study.

Keywords: Kiso three river basins, climate change, reservoir operation, river discharge, distributed hydrological model