

水工学シリーズ 05-A-5

流木・洪水氾濫の予測技術

京都大学 防災研究所附属災害観測実験研究センター
宇治川水理実験所 教授

中川 一

土木学会

水工学委員会・海岸工学委員会

2005 年 8 月

Prediction Methods for Driftwood Behavior and River Water Flooding

中 川 一

Hajime NAKAGAWA

1. はじめに

2004年にわが国でこれほど多くの水害が発生するとは誰が予想できたであろうか。6月21日に高知県室戸市付近に上陸した台風6号に始まり、7月には新潟・福島豪雨と福井豪雨があり、10月20日には台風23号が土佐清水市付近に上陸するなど、この間、観測史上最大となる10個（1951～2003年の53年間の平均上陸個数は2.8個（気象庁資料，2005））の台風が日本に上陸し、各地で未曾有の水害を引き起こした。とくに、国土交通省管理の一級河川および県管理の一級河川で破堤による洪水氾濫が発生し、甚大な被害が発生したことが特徴的である。また、全国で227名もの死者・行方不明者が生じ、年齢が判明している194名の内の119名（61%）が65歳以上の高齢者であったことも特徴的である（国土交通省資料，2005）。今後益々高齢化社会になっていくことを考えると、高齢者・災害弱者に対する抜本的な防災支援対策が必要であり、

これには公的な支援のみならず、地域住民の協力が不可欠であろう。

破堤氾濫による被災と高齢者・災害弱者の被災という2つの特徴的な被災形態が生じ得ることが、近い将来、地球温暖化による気候変動と高齢化社会が到来するものの対策が不十分である、という点から認識はされていたが、まさに、そのようなことが発現し、昨年の災害は我々に警鐘を鳴らしたものと受け取るべきであろう。このことを教訓として、東京、大阪、名古屋といった大都市でも緊急に対策を講じる必要があり、決して対岸の火事として看過してはならないと考える。

それでは、どのような対策を講ずればよいのであろうか。図-1にハード対策とソフト対策とからなる総合治水対策手法を示す。とくに、破堤氾濫災害を防止・軽減するためには、堤防自身を強化して超過洪水による越水に対しても破堤しにくい構造にすること、河川改修やダム・遊水地等の整備により河道水位を低減させ、越水現象そのものを抑制すること、堤防の高さ管理をきめ細かく実施し、高さが確保されていない場合などは盛土と沈下対策を施すこと等のハード対策を実施するとともに、万一、超過洪水によって破堤した場合にも被害を最小限に抑えるためのソフト対策、例えば建物の耐水化、治水計画と適合した土地利用への移行、洪水情報や避難情報の適切な収集・伝達手段の確保、洪水ハザードマップを利活用した避難ルート・避難場所の周知徹底などが重要である。また、気象予報や洪水予報を効

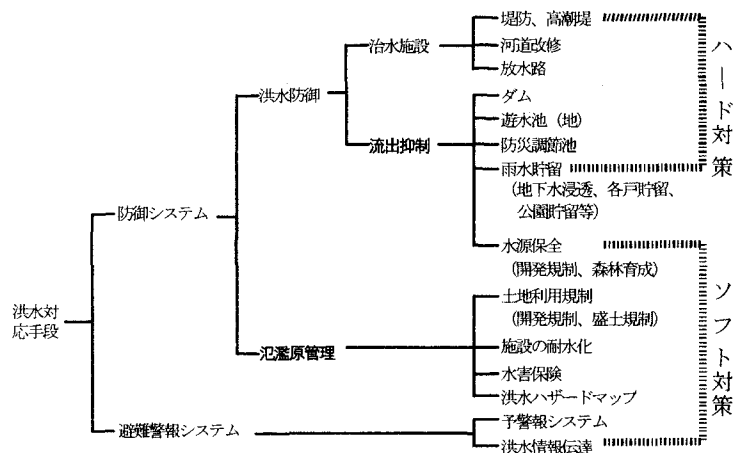


図-1 総合治水対策におけるハード・ソフト対策

果的に利用した洪水対応も重要である。

ソフト対策として洪水ハザードマップの作成・公表があり、その際、破堤箇所を複数想定して各地点で破堤氾濫が生じたときにどのような氾濫水深・規模になるかを算定する必要がある。その際、洪水氾濫解析によって浸水深のみならず氾濫域の時間的な変化を示すものも必要な情報であろう。さらに、洪水氾濫解析と住民避難行動解析とをカップリングさせた解析法も開発され(例えば高橋・中川ら(1989)、井上・戸田ら(1996))、GISの利活用によって、より説得力のある、より視覚的な水害情報、避難情報として提供されつつある。

また、2001年に水防法が改正され、国土交通大臣に加え、新たに都道府県知事が洪水により相当な損害を生じる恐れのある河川を洪水予報を行う河川に指定し、都道府県知事は指定した河川について気象庁長官と共同して洪水予報を行う義務が生じた。これとともに、国土交通大臣または都道府県知事はこの洪水予報河川が氾濫した場合に、浸水が想定される区域を「浸水想定区域」として指定するとともに、浸水想定区域および浸水した場合に想定される水深を公表し、関係市町村に公表する義務が生じた。この水防法の改正によって浸水想定区域図が公表されだしてから洪水ハザードマップの作成に取りかかる市町村が最近多くなっており、2004年10月現在で361の自治体が洪水ハザードマップを作成・公表している。

一方、水防法の改正に先立って河川法が1997年に改正され、治水、利水に加えて環境に配慮した河川整備基本方針、河川整備計画を策定することとなった。河川整備計画においては治水投資に対するB/Cが検討されるが、その際、治水経済調査マニュアルにしたがって洪水氾濫解析による浸水被害額の算定が行われる。

以上のように、洪水氾濫解析が実務面で活発に実施されるようになってきたが、より精度の高い洪水氾濫解析を行なおうと活発な研究が継続して実施されている。なお、高精度とは、支配方程式、離散化方法、地物の再現方法の3つが高精度であるという意味である。そこで、ここではまず、最近の洪水氾濫解析手法について紹介する。また、昨年スマトラ地震津波でも明らかになったように、多くの死者が漂流物の衝突によると見られる傷を受けており、漂流物によって構造物が被災するという事例も多数見られることから、津波だけでなく、洪水氾濫によっても同様の被害が発生する可能性がある。また、豪雨時の斜面崩壊などで流木が生産され、それが河口から湾域部にまで流出・拡散し、船の航行に支障をきたしたり魚介類の養殖施設や港湾施設に被害を与えるなどの災害がよく見受けられる。また、流木が河道内を流下してくる際に、橋梁等に引っかかって河道内水位の増大を助長したり、破堤氾濫した際には多量の流木が堤内地に流入し、家屋被害を助長するなどの災害も発生している。そこでつぎに、氾濫流に付随した漂流物の流れの例として流木群の流動解析技術の現状についても紹介する。

2. 洪水氾濫解析法

2. 1 概 説

洪水氾濫解析法は、氾濫原と河道とを一元化した準2次元解析法と、河道流を1次元の特性曲線法や他の1次元解析法で追跡し、それと隣接する氾濫原を2次元平面流れの基礎方程式を用いて解析する2次元解析法に大別できるが、最近ではほとんど2次元解析がなされているので、ここでは2次元解析法について紹介する。

2次元の洪水氾濫解析が初めて行なわれたのは、T. Xanthopoulos and C. Koutitas (1976) による北部ギリシャ平野におけるアースダム決壊による洪水氾濫解析だと言われている。これより以前から、湖流、潮流あるいは風の流れなどの海洋・気象分野では2次元解析が行なわれていたが、洪水氾濫解析が他の分野での流れの2次元解析より遅れた理由として、井上(1991)は次の3点を挙げている。

- (1) 洪水氾濫解析では水が存在しないドライベッド上の流れを扱わねばならないこと。
- (2) 氾濫域内の地物情報、例えば堤防や鉄道などの線状盛土構造物、排水路に代表される小河川、下水管渠網、家屋群の存在とその影響を氾濫流の計算に組み込むことが難しいこと。
- (3) 氾濫の原因となる破堤と越流等をどのように表現するかほとんど検討されなかったこと。

上記の問題が現在でも十分解明されたとは言えず、課題として残されたままであるが、治水投資に対するB/Cの検討の必要性といった社会的要請や洪水ハザードマップの作成等と学問的基礎の確立の必要性から、洪水氾濫解析法の開発が手がけられた。わが国では、岩佐・井上・水鳥（1980）により初めて有限差分法による一般的な洪水氾濫解析法の提示をみた。その後、現在に至るまで活発に氾濫流解析が行なわれており、洪水ハザードマップや浸水想定区域図の作成等に利用されていることは周知の通りである。

2次元洪水氾濫解析法は平面2次元流れの浅水流方程式系を基礎式とした不定流モデルを有限差分法、有限体積法、有限要素法で解析する方法と、ポンドモデルと呼ばれている簡易解析法の4つのモデルに分類できる。

2. 2 洪水氾濫解析における基礎式

洪水氾濫解析に通常用いられる基礎式はデカルト座標系で示すと、以下に示すような平面2次元流れの非圧縮性および静水圧近似を仮定した運動量保存式と連続式である。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial (uM)}{\partial x} + \frac{\partial (vM)}{\partial y} = f_c N - gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} - \frac{\tau_{hx}}{\rho} + \frac{\tau_{sx}}{\rho} \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial (uN)}{\partial x} + \frac{\partial (vN)}{\partial y} = -f_c M - gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} - \frac{\tau_{hy}}{\rho} + \frac{\tau_{sy}}{\rho} \quad (2.2)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = q_r - q_o \quad (2.3)$$

ここに、 M, N : $M = uh, N = vh$ なる流量フラックス、 u, v : それぞれ x および y 方向流速、 h : 水深、 f_c : コリオリのパラメータ、 H : 水位で、 $H = h + z_b$ 、 z_b : 地盤標高、 g : 重力加速度、 ρ : 水の密度、 τ_{bx}, τ_{by} : それぞれ底面せん断応力の x および y 方向成分で、抵抗則にManning式を用いると以下のように表わされる。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho g n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}}, \quad (2.4)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho g n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (2.5)$$

ここに、 n はManningの粗度係数である。また、 τ_{sx}, τ_{sy} : 自由表面上での x および y 方向のせん断応力で、風速などに関係するが洪水氾濫解析ではコリオリ力とともに通常無視されている。ただし、高潮の氾濫解析を行う場合には台風による強風が氾濫流にも作用していることもあって、これらを考慮した解析が中川・井上ら（1995）によって行われている。また、 τ_{hx}, τ_{hy} は水平方向の流体間のせん断応力であり、水平渦動粘性係数 ε を用いて次式がよく採用されている。

$$\frac{\tau_{hx}}{\rho} = - \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon \frac{\partial M}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\varepsilon \frac{\partial M}{\partial y} \right) \right\} \quad (2.6) \quad \frac{\tau_{hy}}{\rho} = - \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon \frac{\partial N}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\varepsilon \frac{\partial N}{\partial y} \right) \right\} \quad (2.7)$$

ただし、氾濫水が街路を流れる場合などでは流体と構造物あるいは流体と街路樹間などで水平方向のせん断応力が作用し、例えば河道内樹木群に関する計算法をこれに適用した福岡・松永（1992）による密集市街地における洪水氾濫解析の研究もある。また、 q_r は有効降雨強度であり、 q_o は地下空間などへの流出強度である。

2. 3 有限差分法による洪水氾濫解析

(2.1)および(2.2)式の運動量保存式の差分化に当たっては、時間に関しては前進差分、移流項については保存性と移動性を持つようにした第1次風上差分、圧力項は中央差分、摩擦項には Vasiliev の不安定を避けるように implicit な形にして中央差分を行う。(2.3)式の連続式の差分化は時間に関して前進差分、空間に関して中央差分とし、Leap-Frog で計算を進める。すなわち、図-2において、時刻 $(n+3)\Delta t$ での新しい値を決定するのに、時刻 $(n+2)\Delta t$ での M 、 N 、時刻 $(n+1)\Delta t$ での h の値を用いて計算を進める。例えば、(2.1)式でコリオリ力項、水平粘性項、および水面でのせん断応力項を省略した場合の差分式は以下のように表わせる。

$$\begin{aligned}
 & \frac{M_{i,j+1/2}^{n+2} - M_{i,j+1/2}^n}{2\Delta t} \\
 & + \left\{ \begin{array}{ll} \frac{u_{i,j+1/2}^n M_{i,j+1/2}^n - u_{i-1,j+1/2}^n M_{i-1,j+1/2}^n}{\Delta x} : u_{i,j+1/2}^n \geq 0, u_{i-1,j+1/2}^n \geq 0 \\ \frac{u_{i,j+1/2}^n M_{i,j+1/2}^n - 0}{\Delta x} : u_{i,j+1/2}^n \geq 0, u_{i-1,j+1/2}^n < 0 \\ \frac{u_{i+1,j+1/2}^n M_{i+1,j+1/2}^n - u_{i,j+1/2}^n M_{i,j+1/2}^n}{\Delta x} : u_{i,j+1/2}^n < 0, u_{i+1,j+1/2}^n < 0 \\ \frac{0 - u_{i,j+1/2}^n M_{i,j+1/2}^n}{\Delta x} : u_{i,j+1/2}^n < 0, u_{i+1,j+1/2}^n \geq 0 \end{array} \right. \\
 & + \left\{ \begin{array}{ll} \frac{\tilde{v}_{i,j+1/2}^n M_{i,j+1/2}^n - \tilde{v}_{i,j-1/2}^n M_{i,j-1/2}^n}{\Delta y} : \tilde{v}_{i,j+1/2}^n \geq 0, \tilde{v}_{i,j-1/2}^n \geq 0 \\ \frac{\tilde{v}_{i,j+1/2}^n M_{i,j+1/2}^n - 0}{\Delta y} : \tilde{v}_{i,j+1/2}^n \geq 0, \tilde{v}_{i,j-1/2}^n < 0 \\ \frac{\tilde{v}_{i,j+3/2}^n M_{i,j+3/2}^n - \tilde{v}_{i,j+1/2}^n M_{i,j+1/2}^n}{\Delta y} : \tilde{v}_{i,j+1/2}^n < 0, \tilde{v}_{i,j+3/2}^n < 0 \\ \frac{0 - \tilde{v}_{i,j+1/2}^n M_{i,j+1/2}^n}{\Delta y} : \tilde{v}_{i,j+1/2}^n < 0, \tilde{v}_{i,j+3/2}^n \geq 0 \end{array} \right. \\
 & - \frac{g \left(\frac{n_{i-1/2,j+1/2} + n_{i+1/2,j+1/2}}{2} \right)^2 \frac{M_{i,j+1/2}^{n+2} + M_{i,j+1/2}^n}{h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1}} \sqrt{(u_{i,j+1/2}^n)^2 + (\tilde{v}_{i,j+1/2}^n)^2}}{\left(\frac{h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1}}{2} \right)^{1/3}} \quad (2.8)
 \end{aligned}$$

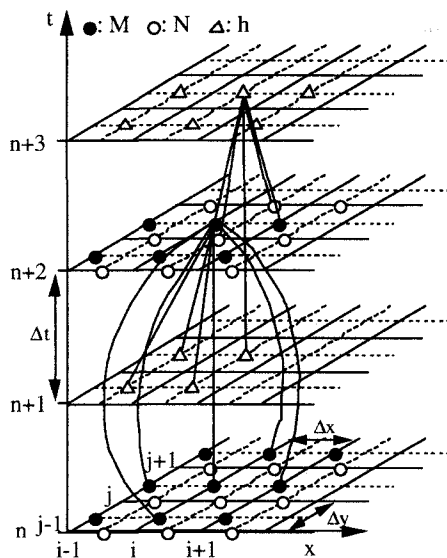


図-2 変数の配置と計算の進行

ここに、 $u_{i,j+1/2}^n = \frac{2M_{i,j+1/2}^n}{h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1}}$ 、 $\tilde{v}_{i,j+1/2}^n = \frac{1}{4}(v_{i-1/2,j}^n + v_{i-1/2,j+1}^n + v_{i+1/2,j}^n + v_{i+1/2,j+1}^n)$ である。なお、

移流項にDoner Cellスキームを用いた差分式については、川池 (2001) に詳しく示されている。

中川 (1989) はこの方法を用いて、京都府南部の巨椋流域を対象として破堤氾濫による洪水氾濫解析を行うとともに、これによって家屋流失の危険度評価、堤体土砂の堤内地での氾濫・堆積による地形変動、浸水被害額の算定、氾濫解析とリンクした住民避難行動の解析も可能であることを提案している。また、中川・井上ら (1995) は高潮の推算から高潮の氾濫までを一貫して解析する手法を示している。図-3は大阪湾域部を対象にして、大阪湾の満潮時に伊勢湾台風規模の台風が室戸台風のコースから30km西を通ったときに発生する高潮氾濫域と浸水規模を示したものである。なお、室戸台風のコースから東西方向に台風のコースを平行移動したときに、このコースが氾濫面積が最大になることから、このコースを最悪コースと呼んでいる。このような解析により被災の可能性が高い地域の抽出と対策の効果

などが評価可能となる。

中川・井上ら（1995）、福岡・松永（1992）の氾濫解析は矩形もしくは正方格子を用いた有限差分法である。この場合、用いた空間格子サイズが大きい場合には、氾濫域内の道路、小河川、排水溝（下水管）といった所での流れの特性を精度よく解析できないか、あるいは解析するには格子サイズを道路や小河川の川幅程度に小さくする必要があり、格子数が増大して計算に膨大な時間を要することになる。このような問題を解決するために、計算法に工夫がなされた研究がいくつかある。中村・岩佐ら（1989）は、

河道流を1次元流れで、氾濫流を平面2次元流れで取り扱う河道・堤内地共存格子を用いた氾濫流解析法を提案し、これに下水管流れを組み込んだ都市域の洪水排水モデルを構築して長崎水害の氾濫解析に適用している。都市域での氾濫流は道路に集中して流れることから、平井・道上ら（1996）は道路網を水路と想定した1次元ネットワーク氾濫流解析モデルを提示し、仮想流域を対象として平面2次元モデルの解析結果と比較して両モデルの適用性と課題について検討している。戸田・井上ら（1999）も平井・道上らと同様な考え方で、一般道路と地盤の低い道路と見なした中小河川とからなる1次元の街路ネットワークを構築し、道路周辺の住宅地を道路との氾濫水のやり取りがある住区（貯留槽）と見なす街路ネットワーク氾濫解析モデル（ポンドモデル）を提示している。同モデルでは、下水管網および排水ポンプも配置している。図-4は昭和10年に京都市内で発生した洪水氾濫に関して街路ネットワークモデルを用いた計算結果と当時の浸水実績とを比較したものである。計算では現在の市街地形状を用いているため実績結果と直接的には比較できないが、昭和10年と同様の降雨があれば、当時と比較的よく似た氾濫状況を呈することがわかる。

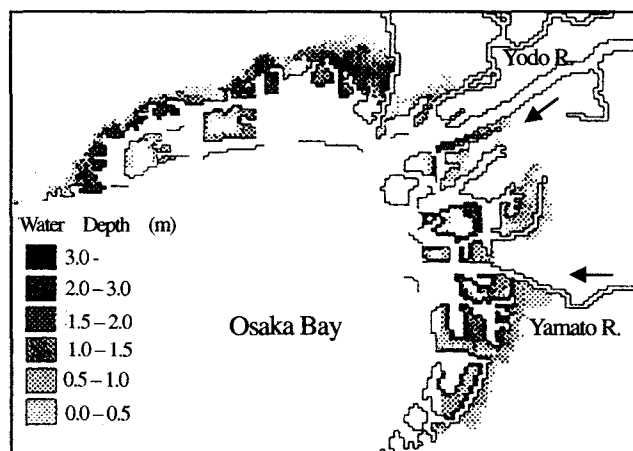


図-3 最悪コース時の最大浸水深の分布

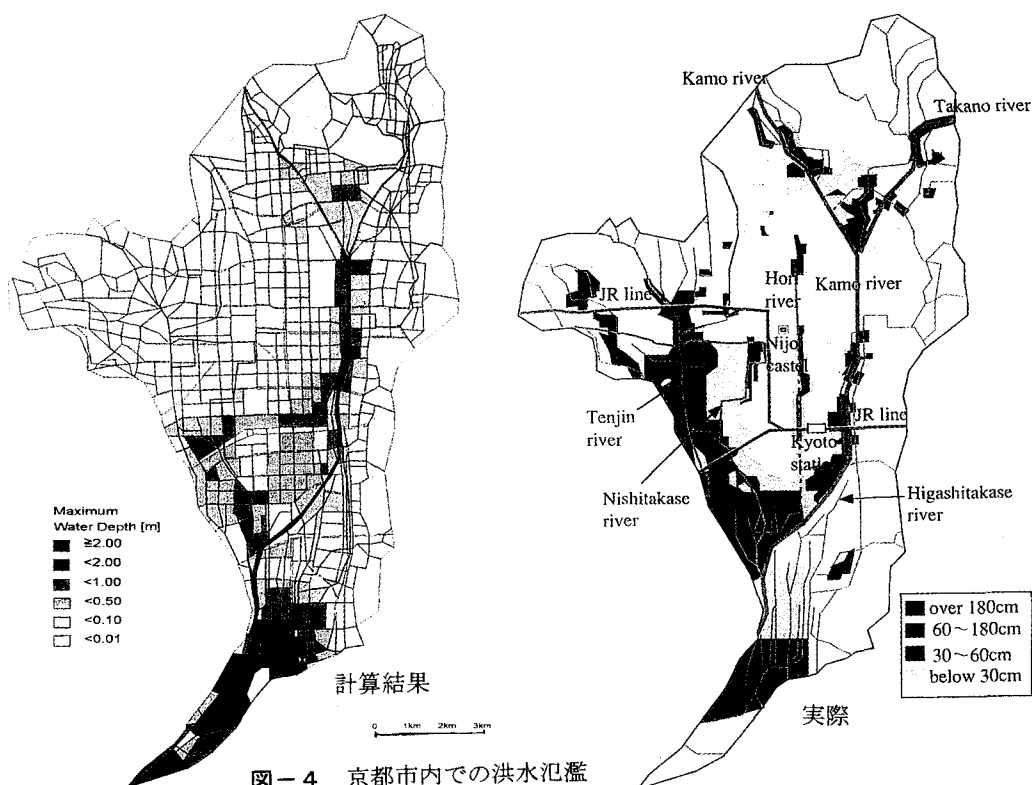


図-4 京都市内での洪水氾濫

大都市域での洪水・高潮氾濫時には、地下鉄や地下街といった地下空間での浸水が生じる危険性がある。そのような場合に、地下空間でどのようにして浸水が進行し、どのようなことが発生するのかほとんど分かっていない。細田・井上ら（1992）、多田・細田ら（1995）は、氾濫水の地下空間への浸入過程にかかわる水理現象として、管路・開水路流れの境界面を伴う非定常流をとりあげ、空気圧分布を考慮した解析法を示し、水理実験結果および従来の理論的研究成果と比較することにより解析法の検証を行っている。

戸田・井上ら（1998）は淀川の堤防が決壊した場合を想定した地上部での洪水氾濫解析と梅田地下街での浸水解析とをリンクした解析を行っている。すなわち、地上部で氾濫した水が地下街へ通じる階段等を介して浸水する過程を解析している。地下街での水の流動解析には開水路・管路状態が共存する場を想定してスロットモデルを用いている。1999年6月29日、九州博多駅では付近を流れる御笠川から洪水が溢水して地下街が浸水するという水害が発生した（井上・戸田他，1999）。橋本・朴ら（2003）は博多駅周辺の洪水氾濫について平面2次元氾濫モデル（デカルト座標系モデル）を用いて再現計算を行っている。付近のビルの地階にあった飲食店の従業員が、浸水した部屋から逃げ遅れて水死するという事故も発生した。地下空間での浸水がいかに危険であるかあらためて認識させられた。地下空間での治水安全度を向上させるための対策を講じる上でも、このような解析から得られる情報は貴重である。計算結果の信頼性という点で、得られた結果の検証を図る必要があることから、戸田・井上ら（2004）は京都市の御池地下街（ゼスト御池）の1/30の模型を作成して地下空間の浸水に関する水理実験を行うとともに、ポンドモデルを用いてその解析を行ない、モデルの妥当性を検証している。また、最近、関根・河上（2005）も戸田らのポンドモデルによる解析と同様な手法で、東京の渋谷駅周辺における内水による洪水氾濫解析と地下空間の浸水に関する解析を行っている。

福岡・川島ら（1998）は縮尺1/100の市街地模型を用いた水理模型実験を行い、氾濫水の主流は道路に沿って流れることから、これを再現するために一般曲線座標系を用いた氾濫解析を行っている。しかし、一般曲線座標系では主流に沿って座標系を設定しても、細街路や氾濫形状に大きく影響する構造物等は考慮しにくい。なお、一般曲線座標系モデルの基礎式および差分式についても川池（2001）が詳細に記述しているので参考にされたい。

2. 4 有限体積法による洪水氾濫解析

川池（2001）は大阪市の港区・西区を対象とした高潮氾濫解析を実施する際に、氾濫解析手法としてデカルト座標系モデル、一般曲線座標系モデル、非構造格子モデル、および街路ネットワークモデルを取り上げ、それぞれのモデルの利害得失を検討し、解析目的に応じてモデルを使い分け、各モデルの特長を活かすことが重要であるとしている。そして、地上での氾濫解析には境界や街路をある程度適切に表現し得る非構造格子モデルを推奨し、高潮氾濫解析や土砂氾濫・堆積の解析（川池ら，2000）等にこのモデルを用いている。川池がまとめた各氾濫解析モデルの長所・短所を表－1に示しておく。重枝ら（2001）も川池と同様に非構造格子を用いた有限体積法に基づく平面二次元の洪水氾濫流モデルを提案し、基礎的な水理模型実験によりモデルの妥当性を検証している。また、武田・松尾ら（2003，2004）も川池と同様な手法で非構造格子を用いた洪水氾濫解析を行っている。

中川ら（2003，2004）は非構造格子を用いた有限体積法による数値解析手法の妥当性

表－1 氾濫解析モデルの長所と短所

氾濫解析法	長 所	短 所
デカルト座標系モデル	格子形成が簡便、大まかな氾濫の状況を把握するのに好都合	構造物や道路の影響の考慮が困難
一般曲線座標系モデル	主要な道路に沿った格子形成が可能	格子形成が街路網の形状に依存
非構造格子モデル	複雑な地形や境界を取り込むのが容易	格子形成に時間と労力が必要
街路ネットワークモデル	密集市街地において、建造物や道路の影響を考慮するのに最適	格子形成にかなりの時間と労力が必要

を検証するために、京都市中心部の市街地を模擬した 1/100 の洪水氾濫模型実験装置を作成し、鴨川からの越水が生じたときの地上部での洪水氾濫模型実験を行ない、数値解析手法の妥当性を検証している。

ここでは、川池によって開発された非構造格子モデルを以下に紹介する。まず、計算領域を多角形の非構造格子（形状および配列に規則性を持たない解析格子）に分割する。ついで、全領域に対して直交座標軸（ x 軸、 y 軸）を設定し、図-5に示すようにこの座標系における各方向の流量フラックス（ M, N ）、および流速（ u, v ）を非構造格子の境界（多角形の辺の中点）で、水深（ h ）を非構造格子の図心で定義し、Leap-Frog 法で時間発展させる。

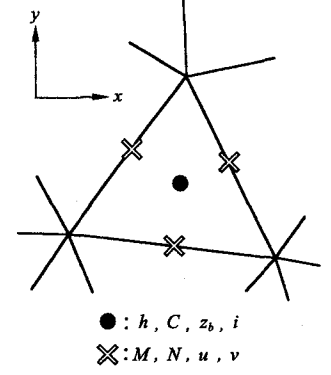


図-5 変数の配置

連続式である(2.3)式を有限体積法により図-6に示すコントロールボリュームについて積分すると以下になる。

$$\frac{h_i^{n+3} - h_i^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{1}{A} \sum_{l=1}^m \{M_l^{n+2}(\Delta y)_l - N_l^{n+2}(\Delta x)_l\} = q_r - q_o \quad (2.9)$$

有限体積法を用いて(2.1)および(2.2)式でコリオリ力項、水平粘性項、および水面でのせん断応力項を省略した式を積分するとそれぞれ以下のである。

$$\begin{aligned} \frac{M_L^{n+2} - M_L^n}{2\Delta t} + M1 + M2 = & -g\tilde{h}_L^{n+1}(\nabla H)_x \\ & - \frac{g\tilde{n}^2 \frac{M_L^{n+2} + M_L^n}{2} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2}}{(\tilde{h}_L^{n+1})^{4/3}} \end{aligned} \quad (2.10)$$

$$\begin{aligned} \frac{N_L^{n+2} - N_L^n}{2\Delta t} + N1 + N2 = & -g\tilde{h}_L^{n+1}(\nabla H)_y \\ & - \frac{g\tilde{n}^2 \frac{N_L^{n+2} + N_L^n}{2} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2}}{(\tilde{h}_L^{n+1})^{4/3}} \end{aligned} \quad (2.11)$$

ここに、 $(\nabla H)_x$ および $(\nabla H)_y$ は水面勾配の x および y 方向成分であり、以下のように表わす。

$$(\nabla H)_x = \frac{H_j^{n+1} - H_i^{n+1}}{DL} \cdot \frac{x_j - x_i}{DL} \quad (2.12)$$

$$(\nabla H)_y = \frac{H_j^{n+1} - H_i^{n+1}}{DL} \cdot \frac{y_j - y_i}{DL} \quad (2.13)$$

なお、 DL は図-7に示すように、隣り合う多角形の重心間距離である。また $\tilde{h}$ および $\tilde{n}$ は図-8に示すように多角形の各辺の中点上の水深と粗度係数であり、それぞれ

$$\tilde{h} = \left(\frac{h_i}{d_i} + \frac{h_j}{d_j} \right) / \left(\frac{1}{d_i} + \frac{1}{d_j} \right) \quad (2.14)$$

$$\tilde{n} = \left(\frac{n_i}{d_i} + \frac{n_j}{d_j} \right) / \left(\frac{1}{d_i} + \frac{1}{d_j} \right) \quad (2.15)$$

で表される。

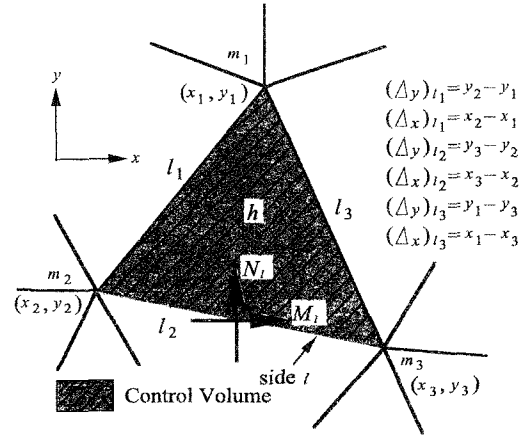


図-6 連続式におけるコントロールボリューム

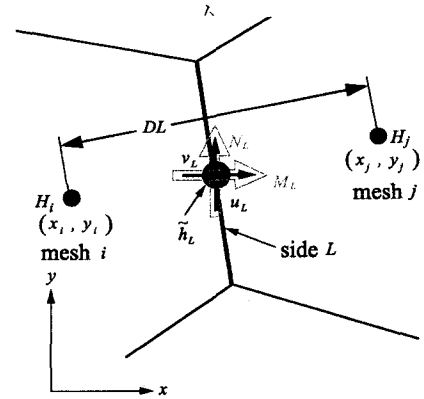


図-7 DLの定義と流量フラックス

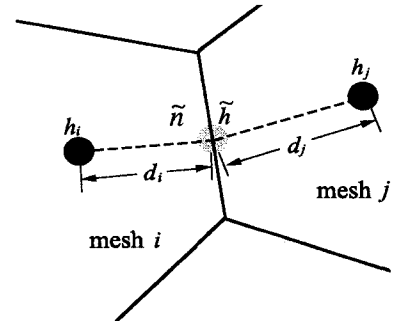


図-8 辺の中点上で定義された水深と粗度係数

$M1+M2$ および $N1+N2$ は移流項であり、それぞれ以下の
ように表される。

$$M1+M2 = \frac{1}{A_{cv}} \sum_{l=1}^{m'} \{u_l^n \hat{M}_l^n (\Delta y)_l - v_l^n \hat{M}_l^n (\Delta x)_l\} \quad (2.16)$$

$$N1+N2 = \frac{1}{A_{cv}} \sum_{l=1}^{m'} \{u_l^n \hat{N}_l^n (\Delta y)_l - v_l^n \hat{N}_l^n (\Delta x)_l\} \quad (2.17)$$

ここに、 $\hat{M}$ 、 $\hat{N}$ は

$$\hat{M} = \left(\frac{M_1}{d_1} + \dots + \frac{M_m}{d_m} \right) / \left(\frac{1}{d_1} + \dots + \frac{1}{d_m} \right) \quad (2.18)$$

$$\hat{N} = \left(\frac{N_1}{d_1} + \dots + \frac{N_m}{d_m} \right) / \left(\frac{1}{d_1} + \dots + \frac{1}{d_m} \right) \quad (2.19)$$

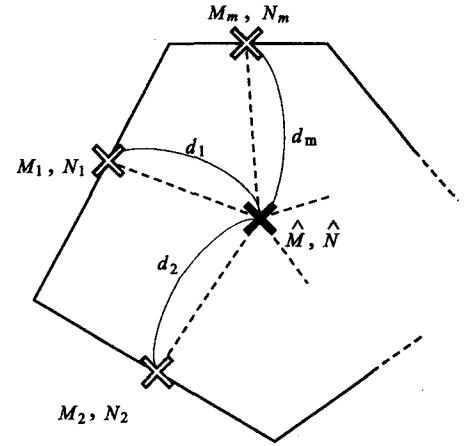


図-9 流量フラックスの補間

なる補間流量フラックスであり、 $d_1 \dots d_m$ は図-9 に示すように、多角形の重心から各辺の中心までの距離である。

(2.16), (2.17) 式において格子边上の流速(u_l, v_l) の方向にしたがって、 $\hat{M}$ 、 $\hat{N}$ には上流側の補間流量フラックスを用いると各項は以下になる。

$u_l^n \hat{M}_l^n, u_l^n \hat{N}_l^n$ について：

$$u_l^n \cdot (\Delta y)_l \geq 0 \text{ のとき } \begin{cases} \hat{M}_l^n = (\hat{M}_l^n)_{in} \\ \hat{N}_l^n = (\hat{N}_l^n)_{in} \end{cases} \quad (2.20)$$

$u_l^n \hat{M}_l^n, u_l^n \hat{N}_l^n$ について：

$$u_l^n \cdot (\Delta y)_l < 0 \text{ のとき } \begin{cases} \hat{M}_l^n = (\hat{M}_l^n)_{out} \\ \hat{N}_l^n = (\hat{N}_l^n)_{out} \end{cases} \quad (2.21)$$

$v_l^n \hat{M}_l^n, v_l^n \hat{N}_l^n$ について：

$$v_l^n \cdot (\Delta x)_l \geq 0 \text{ のとき } \begin{cases} \hat{M}_l^n = (\hat{M}_l^n)_{out} \\ \hat{N}_l^n = (\hat{N}_l^n)_{out} \end{cases} \quad (2.22)$$

$v_l^n \hat{M}_l^n, v_l^n \hat{N}_l^n$ について：

$$v_l^n \cdot (\Delta x)_l < 0 \text{ のとき } \begin{cases} \hat{M}_l^n = (\hat{M}_l^n)_{in} \\ \hat{N}_l^n = (\hat{N}_l^n)_{in} \end{cases} \quad (2.23)$$

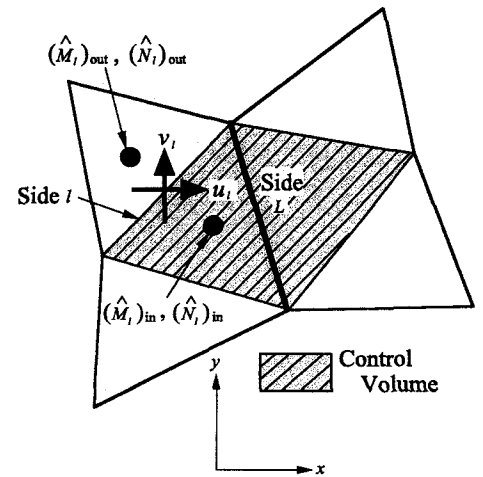


図-10 移流項の計算に用いるコントロールボリューム

ここに、 $(\hat{M}_l^n)_{in}, (\hat{M}_l^n)_{out}, (\hat{N}_l^n)_{in}$ および $(\hat{N}_l^n)_{out}$ は、おのおの図-10 に示すような移流項の計算に用いるコントロールボリュームにおいて、多角形の重心で定義された流量フラックスである。

井上・川池ら(1999)はこの非構造格子モデルを、昭和22年9月のカスリーン台風来襲時に大利根町の利根川左岸の堤防が決壊して大氾濫が発生した事象に適用している。実績と計算結果との比較を図-11に示す。計算結果は実績値よりも氾濫の伝播速度が速くなっているが、これは中小河川が存在や連続盛土を考慮しているものの、計算ではマニングの粗度係数を流域に一律0.067としていることや、実際には地盤の微地形が氾濫水の伝播速度を遅らせる要因となっていると思われるが、当時の微地形を正確には取り入れることができていないことによると考えられる。

中川ら(2004)は地上部から地下空間への流入は階段を通じての段落ち流れで評価できるとし、以下の式を用いて地下空間への浸水がある場合とない場合の洪水氾濫解析を行っている。

$$M \text{ or } N = \mu h \sqrt{gh} \quad (2.24)$$

ここに μ は流量係数であり、これまでの成果を踏まえて $\mu=1$ を用いることとしている。なお、(2.24)式で評

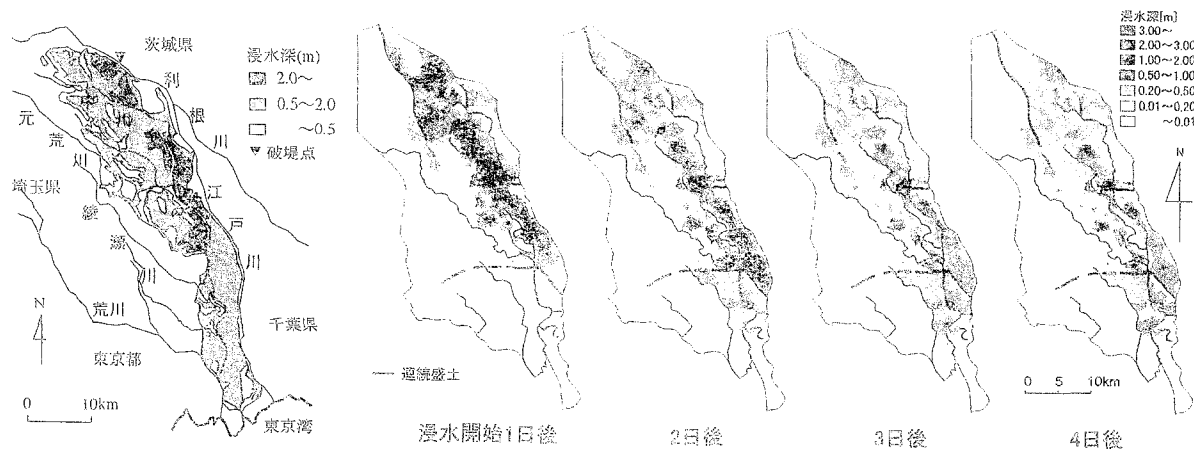


図-11 カスリーン台風時の浸水実績（左）と浸水深の時間変化に関する計算結果

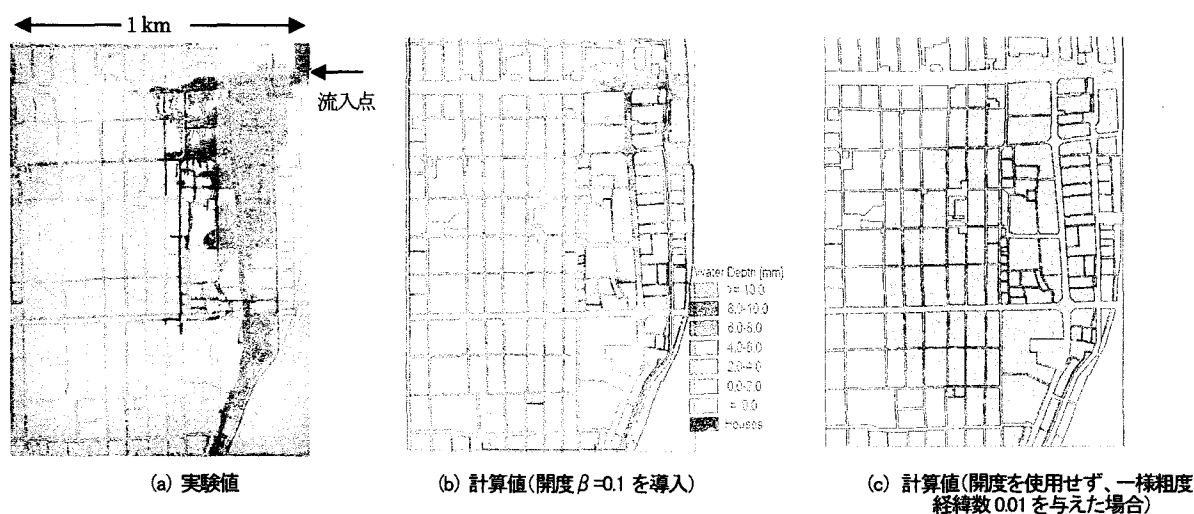


図-12 京都市中心部における洪水氾濫の実験値と計算値との比較（地下空間への浸水なし）

値された M or N を(2.3)式に代入して地下流入に伴う地上での氾濫水量を減じることとし、地下空間への流入量に制限は加えないこととしている。なお、実験では住区への浸水を模擬するために街路と住区とを仕切る壁に一定の間隔（幅2cm、高さ3mmの隙間を壁の長さ10cmに対して1つ設置）で隙間をあけており（開度 β ）、住区への浸水の計算は、開度 β を単位幅流量に乘じることで表している。すなわち、街路と住区との境界を表すリンク上の流量フラックスに対しては、境界壁が無い条件でまず流量フラックス M 、 N を計算しておき、ついでこれらを

$$M^* = \beta M, \quad N^* = \beta N \quad (2.25)$$

なる開度による補正を行って、住区への氾濫を考慮している。図-12および図-13はそれぞれ、地下空間への浸水が無い場合とある場合の実験値と計算値とを比較したものである。実験および計算では100

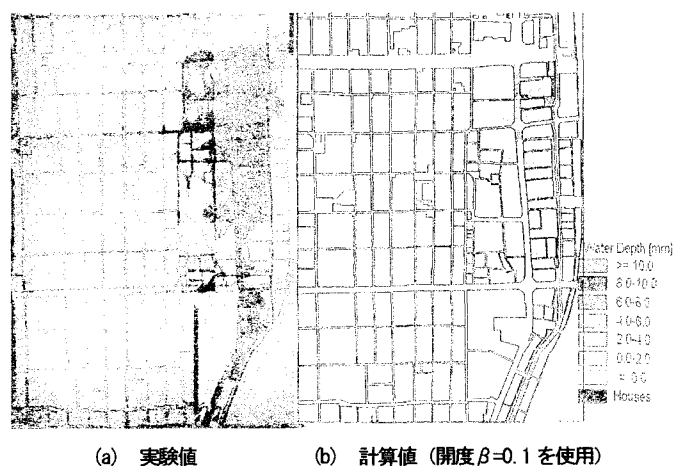


図-13 京都市中心部における洪水氾濫の実験値と計算値との比較（地下空間への浸水あり）

m^3/s の氾濫水が鴨川から越流して市街地に氾濫することとしている。なお、図-12(c)は計算で開度を用いずに一様な粗度係数 $n=0.01$ を与えた場合である。開度を用いることで住区での氾濫計算結果は比較的良好に実験値を再現していることがわかる。また、地下空間への浸水がある場合は、地上部での氾濫規模がかなり小さくなっていることがわかる。

2. 5 有限要素法による洪水氾濫解析

岡(1992)は解の精度と安定性を確保するために繰り返し計算を導入した有限要素法による氾濫流解析モデルを提案している。ここでは、氾濫流の先端部を移動境界として取り扱う方法も示されており、本モデルを実流域に適用した結果を示している。但し、計算結果と実測との比較が十分にはなされておらず、モデルが有する数値解析精度の数学的評価とともに、水理実験結果や実測データとの比較を行ってモデルの妥当性を検証する必要がある。

有限要素法による洪水氾濫解析では非構造格子を用いているため、河川形状や線状構造物等、実際の地形に即して計算対象流域の要素分割が可能であり、矩形格子を用いた差分法に内在する欠点が解消できる利点を有している。一方で、国土数値情報や人口、資産等のデータは矩形メッシュデータで与えられているため、矩形格子を用いたデカルト座標系の差分法では容易にこれらのデータを計算格子の情報と対応付けできるが、表-1に示した短所と関連して、非構造格子の情報に対応付けするにはかなりの労力を要するという欠点がある。

3. 家屋に作用する流体力と家屋流失危険度

佐藤・今村ら(1989)は家屋、道路等の線状構造物及び植生に作用する氾濫流の流体力を評価し、その反力としての抵抗力を基礎式に取り入れることで、構造物が流れに与える影響を考慮した解析を行い、計算から求まる流体力と家屋被害とは強い相関があることを災害調査の解析結果から確認している。すなわち、流体力が $1.5\text{m}^3/\text{s}^2$ 以上になると家屋被害が出はじめ、 $2.5\text{m}^3/\text{s}^2$ を越えると居住不可能となる家屋が出現するとしている。例えば家屋による抵抗力は次式のような形で基礎式に組み込まれている。

$$\frac{\tau_{kx}}{\rho} = \frac{1}{2} C_{Dk} \frac{k \ell_k}{\Delta x \Delta y h} M \sqrt{M^2 + N^2} \quad (3.1) \quad \frac{\tau_{ky}}{\rho} = \frac{1}{2} C_{Dk} \frac{k \ell_k}{\Delta x \Delta y h} N \sqrt{M^2 + N^2} \quad (3.2)$$

ここに、 τ_{kx} , τ_{ky} :それぞれ x および y 方向の家屋による抵抗力、 C_{Dk} :抗力係数、 Δx , Δy :空間格子間隔、 k :単位面積当たりの家屋数、 ℓ_k :家屋形状を正方形に置き換えたときの一边長である。

抗力を $\Delta x \Delta y$ で除して見かけ上応力のような形で家屋からの抵抗力を基礎式に直接的に組み込むことが妥当かどうかの問題、換言すれば、家屋の存在によって流れが抗力を受けるとするのではなく、流れの応力構造(渦動粘性係数等)が変わるとしてこれをいかに評価するかという問題が残されている。

氾濫時に家屋が流れから受ける流体力の評価は、家屋被害予測および氾濫流の挙動に及ぼす家屋抵抗の影響を理解し、モデル化する上で重要であるとの観点から、福岡・川島ら(1998)は複数の家屋が存在する場での流体力と家屋周辺の水量との関係を実験的に明らかにしている。彼らによると、氾濫流の流体力は家屋全面と後面の水位差に大きく依存しており、下流側に存在する家屋によって家屋後面の水位が堰上がり、家屋前面と後面の水位差が小さくなるために家屋に作用する流体力を小さくする作用があること、家屋群内で発生する渦の周期的な運動が水位変動を引き起こすことにより流体力が大きく影響されること、非没水家屋に作用する流体力の実験値は静水圧分布を仮定して計算した流体力とほぼ一致すること等が明らかにされている。

重枝・秋山ら(2002)は非構造格子モデルによる二次元平面流れの解析から計算される構造物周りの圧力(静水圧)を線積分することで、構造物に働く流体力を評価している。すなわち、次式の積分型の

浅水流方程式

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\Omega} \mathbf{U} dS + \oint_{\partial\Omega} (\mathbf{G} \cdot \mathbf{n}) dL + \int_{\Omega} \mathbf{S} dS = 0 \quad (3.3)$$

における検査体積 Ω を構造物の境界 Ω' とすると、構造物に働く x および y 方向の流体力 D_x および D_y はそれぞれ次式のように表わせるとした。

$$D_x = \rho \oint_{\partial\Omega'} \frac{1}{2} g h^2 n_x dL' \quad (3.4)$$

$$D_y = \rho \oint_{\partial\Omega'} \frac{1}{2} g h^2 n_y dL' \quad (3.5)$$

ここに、 $\partial\Omega$:検査体積の境界線、 S : Ω の面積、 L : $\partial\Omega$ の長さ、 $\mathbf{G} \cdot \mathbf{n}$:境界線 $\partial\Omega$ の法線方向を通過する流束ベクトルであり、 x と y 方向の流束ベクトルと境界線 $\partial\Omega$ における外向き単位法線ベクトル $\mathbf{n} = (n_x, n_y)$ を用いると $\mathbf{G} \cdot \mathbf{n} = \mathbf{E}n_x + \mathbf{F}n_y$ である。また、

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \end{pmatrix}, \quad \mathbf{E} = \begin{pmatrix} uh \\ u^2 h + (1/2)gh^2 \\ uvh \end{pmatrix}, \quad \mathbf{F} = \begin{pmatrix} vh \\ uvh \\ v^2 h + (1/2)gh^2 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ -gh(S_{ox} - S_{fx}) \\ -gh(S_{oy} - S_{fy}) \end{pmatrix} \quad (3.6)$$

であり、 S_{ox} , S_{oy} :それぞれ x および y 方向の河床勾配、 S_{fx} , S_{fy} :それぞれ x および y 方向の摩擦勾配である。彼らは水理模型実験を行って、(3.4)および(3.5)式で構造物に作用する流体力がある程度適切に評価されることを示している。

通常の氾濫流解析では重枝・秋山らが行ったように家屋一戸一戸の存在を考慮して計算できないので、福岡らが得たような家屋群中での流体力に関する成果をどのように氾濫流解析に組み込むか、また、家屋群の配置によって付加される渦動粘性係数を家屋の配置形態や形状を考慮してどのように評価するかという点も解決されるべき重要な問題であろう。

4. 流木群の流動解析

近年、斜面崩壊を引き起こすような豪雨の頻度が高くなっており、また、人手不足等の理由により間伐の手当てを施さない山林が増えている。さらに、河畔林や溪畔林の増加、砂州の発達による樹林化が極端に進んでいる。このような現象に伴って豪雨時には流木の生産量が相当多くなっていることが報告されている（たとえば渡邊・鈴木他，2004）。その結果、洪水時において橋梁での流木の堰止めとこれによる河道内水位の増加により、越水や破堤の危険性が増大しているのではないかと懸念されている。実際、昨年（2019）年の福井豪雨による足羽川での橋梁被害や破堤氾濫災害、台風23号による兵庫県の円山川・出石川での破堤氾濫災害には流木の影響が少なからずあったと考えられているが、橋梁での流木の堰止めによる水位上昇量の評価は十分な精度をもってできる段階にはない。

また、破堤氾濫や高潮の氾濫によって氾濫水とともに多量の流木が堤内地に流入し、それが家屋に衝突して家屋破壊を助長したり、直接的に家屋を破壊せしめるといったことも感覚的には理解できるが、定量的に評価するのは困難な段階にある。

このような流木災害を明らかにするには、流木群がどのように挙動するかをまず知る必要があるという視点から、中川・高橋ら（1993）は流れのオイラー的挙動解析と流木群のラグランジュ的運動追跡法とをカップリングした解析法を示している。この方法によって流木群の流動過程や流木の堰止めによる河道内水位の上昇量の評価を行っている。また、後藤・酒井ら（2001）は粒子法(MPS法)による流木群の堰き止め過程をLagrange的に解析する手法を開発している。また、松本・小葉竹ら（2001）は流木塊が橋脚に堆積する条件を実験的に検討している。福岡・新田井ら（1993）は流木類の流下・堆積に関する実験や流木の流動に関するモデルの構築を行い、流木の影響を考慮した河道設計法を提案している。

ここでは、中川・高橋らの流木群の挙動解析手法について示すとともに、氾濫場での流木群の拡散過程に関する実験結果の再現計算および大分県を流れる大野川から別府湾に流出した流木群の拡散過程のシミュレーション結果について紹介する。

4. 1 基礎式

(1) 流水の流動式

流水に関する流動式は基本的には洪水氾濫解析の基礎式である(2.1)～(2.3)式と同様であるが、せん断不安定に起因する渦構造をうまく再現しないと流木群の挙動が的確に再現されないことから、(2.1)および(2.2)式を以下のような式で表す。

$$\begin{aligned} \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \frac{\partial(vM)}{\partial y} = f_c N - gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{k_a \tau_{wx}}{\rho} - \frac{1}{2} f u \sqrt{u^2 + v^2} + \nu \left(\frac{\partial}{\partial x} h \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} h \frac{\partial u}{\partial y} \right) \\ + \frac{\tau_{sx}}{\rho} + \frac{\tau_{wx}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ h \left(2A_h \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{2}{3} k \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ h A_h \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right\} \end{aligned} \quad (4.1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \frac{\partial(vN)}{\partial y} = -f_c M - gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{k_a \tau_{wy}}{\rho} - \frac{1}{2} f v \sqrt{u^2 + v^2} + \nu \left(\frac{\partial}{\partial x} h \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} h \frac{\partial v}{\partial y} \right) \\ + \frac{\tau_{sy}}{\rho} + \frac{\tau_{wy}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ h \left(2A_h \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{2}{3} k \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ h A_h \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right\} \end{aligned} \quad (4.2)$$

また、降雨や地下空間への流出の影響を無視できるとすると連続式は以下のように表わせる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (4.3)$$

ここに、 f : 摩擦損失係数、 k_a : 係数、 ν : 動粘性係数、 A_h : 水平渦動粘性係数、 k : 乱流エネルギー、 ρ : 海水または水の密度、 τ_{sx}, τ_{sy} : それぞれ流木の存在を考慮した自由表面での x および y 方向のせん断応力、 τ_{wx}, τ_{wy} : それぞれ風による自由表面での x および y 方向のせん断応力である。 A_h および k に関しては細田・木村 (1993) の方法に従い、各々 $A_h = \alpha h u_*$ 、 $k = 2.07 u_*^2$ とする。ここに、 u_* は摩擦速度、 α は 0.3 とした。摩擦損失係数に関しては、 Re 数に応じて次のような層流抵抗則と滑面乱流の抵抗則 (遷移領域もこれに含めた) を使い分けるものとする。

$$f = 6/Re \quad (Re < 400), \quad \sqrt{2/f} = 3.0 + 5.75 \log Re \sqrt{f/2} \quad (Re \geq 400) \quad (4.4)$$

風による自由表面でのせん断応力は風速の 2 乗に比例すると考えられており、ここでは次式を用いる。

$$\tau_{wx} = \rho_a f_s W_x \sqrt{W_x^2 + W_y^2} \quad (4.5) \quad \tau_{wy} = \rho_a f_s W_y \sqrt{W_x^2 + W_y^2} \quad (4.6)$$

ここに、 ρ_a : 空気の密度、 f_s : 自由表面上での抵抗係数、 W_x, W_y : それぞれ自由表面上 (海上 10 m の高さとする) での x, y 方向の風速である。なお、(4.1)式および(4.2)式の右辺第 3 項は吹送流や高潮など、自由表面での風によるせん断力の影響が流速分布に支配的な影響を与える流れに対して、その影響を底面でのせん断応力の評価の際に考慮したものである。

(2) 流木群の流動式

流木同士の衝突の影響や流木が付着して流動したりすることが無いと仮定すれば、個々の流木の重心の運動方程式は以下のように表せよう。ただし、風および水流による抗力が卓越すると考え、表面摩擦による外力は考えないものとする。

$$(m_k + m C_M) \frac{du_k}{dt} = m(1 + C_M) \frac{dU_k}{dt} - m_k g \frac{\partial H_k}{\partial x} - \frac{1}{2} \rho C_{Dx} W_k (u_k - U_k) A_{kx} - \frac{1}{2} \rho_a C_{Dx} \tilde{W}_k (u_k - W_{kx}) \tilde{A}_{kx} \quad (4.7)$$

$$(m_k + mC_M) \frac{dv_k}{dt} = m(1 + C_M) \frac{dV_k}{dt} - m_k g \frac{\partial H_k}{\partial y} - \frac{1}{2} \rho C_{Dy} W_k (v_k - V_k) A_{ky} - \frac{1}{2} \rho_a C_{Dy} \tilde{W}_k (v_k - W_{ky}) \tilde{A}_{ky} \quad (4.8)$$

ここに、 u_k, v_k はそれぞれ第 k 番目の流木の x および y 方向流速であり、

$$dX_k / dt = u_k, \quad dY_k / dt = v_k \quad (4.9)$$

により流木位置 (X_k, Y_k) と関係付けられる。また、流木の流速と流水の流速との相対速度 W_k 、および流木の流速と風速との相対速度 $\tilde{W}_k$ はそれぞれ以下のように表せよう。

$$W_k = \sqrt{(U_k - u_k)^2 + (V_k - v_k)^2} \quad (4.10)$$

$$\tilde{W}_k = \sqrt{(W_{kx} - u_k)^2 + (W_{ky} - v_k)^2} \quad (4.11)$$

ここに、 m_k : 流木の質量、 X_k, Y_k : 流木の重心の位置、 U_k, V_k, H_k : それぞれ流木 k が位置してる地点での x, y 方向の局所流速成分および水位、 W_{kx}, W_{ky} : それぞれ第 k 番目の流木が位置している地点での x, y 方向の局所風速成分、 A_{kx}, A_{ky} : それぞれ自由水面下にある流木部分の x, y 方向の投影面積、 $\tilde{A}_{kx}, \tilde{A}_{ky}$: それぞれ自由水面上にある流木部分の x, y 方向の投影面積、 C_{Dx}, C_{Dy} : 流木に対する x , および y 方向の抗力係数、 C_m : 仮想質量係数、 m は水面下部分にある流木体積部分の流体の質量である。

流木 k の重心を通る軸まわりの回転運動は、流木に作用する流体力のモーメントを評価することで求まる。並進運動の場合と同様に表面摩擦による作用力は無視できるとし、回転運動に伴う仮想質量力も無視し得るとする。図-14 に示すように流木の重心 c で流木を仮に 2 等分し、その各々の重心 a, b に風および水流による流体力の合力が作用するとして回転運動の方程式を記述すれば以下のように表わせるであろう。

$$I \frac{d^2 \theta_k}{dt^2} = \frac{\ell}{4} \{ (f_{xa} - f_{xb}) \sin \theta_k - (f_{ya} - f_{yb}) \cos \theta_k \} \quad (4.12)$$

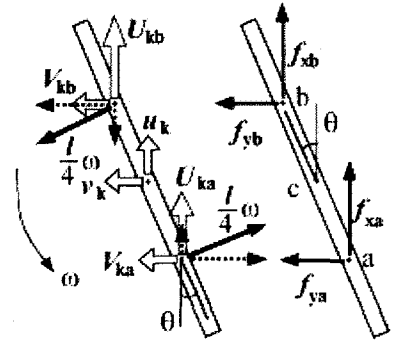


図-14 流木に作用する流体力

ここに、

$$f_{xa} = (1/2) \rho C_{Dx} W_{ka} (U_{ka} - u_k - u_{rka}) (A_{kx} / 2) + (1/2) \rho_a C_{Dx} \tilde{W}_{ka} (W_{kxa} - u_k - u_{rka}) (\tilde{A}_{kx} / 2) \quad (4.13)$$

$$f_{ya} = (1/2) \rho C_{Dy} W_{ka} (V_{ka} - v_k - v_{rka}) (A_{ky} / 2) + (1/2) \rho_a C_{Dy} \tilde{W}_{ka} (W_{kya} - v_k - v_{rka}) (\tilde{A}_{ky} / 2) \quad (4.14)$$

$$f_{xb} = (1/2) \rho C_{Dx} W_{kb} (U_{kb} - u_k - u_{rkb}) (A_{kx} / 2) + (1/2) \rho_a C_{Dx} \tilde{W}_{kb} (W_{kxb} - u_k - u_{rkb}) (\tilde{A}_{kx} / 2) \quad (4.15)$$

$$f_{yb} = (1/2) \rho C_{Dy} W_{kb} (V_{kb} - v_k - v_{rkb}) (A_{ky} / 2) + (1/2) \rho_a C_{Dy} \tilde{W}_{kb} (W_{kyb} - v_k - v_{rkb}) (\tilde{A}_{ky} / 2) \quad (4.16)$$

$$u_{rka} = \frac{\ell}{4} \frac{d\theta_k}{dt} \sin \theta_k \quad (4.17)$$

$$v_{rka} = -\frac{\ell}{4} \frac{d\theta_k}{dt} \cos \theta_k \quad (4.18)$$

$$u_{rkb} = -\frac{\ell}{4} \frac{d\theta_k}{dt} \sin \theta_k \quad (4.19)$$

$$v_{rkb} = \frac{\ell}{4} \frac{d\theta_k}{dt} \cos \theta_k \quad (4.20)$$

$$W_{ka} = \left\{ (U_{ka} - u_k - u_{rka})^2 + (V_{ka} - v_k - v_{rka})^2 \right\}^{1/2} \quad (4.21)$$

$$W_{kb} = \left\{ (U_{kb} - u_k - u_{rkb})^2 + (V_{kb} - v_k - v_{rkb})^2 \right\}^{1/2} \quad (4.22)$$

$$\tilde{W}_{ka} = \left\{ (W_{kxa} - u_k - u_{rka})^2 + (W_{kya} - v_k - v_{rka})^2 \right\}^{1/2} \quad (4.23)$$

$$\tilde{W}_{kb} = \left\{ (W_{kxb} - u_k - u_{rkb})^2 + (W_{kyb} - v_k - v_{rkb})^2 \right\}^{1/2} \quad (4.24)$$

ここに θ_k : 流木の回転角、 I : 流木の慣性モーメントで、流木を半径 r 、長さ ℓ の円柱と仮定すると、 $I = m_k (r^2 / 4 + \ell^2 / 12)$ である。なお、添字 a, b は a 点および b 点における水理量を表わす。

水表面におけるせん断応力 τ_{sx}, τ_{sy} は、流木に作用する抗力の反作用として流水に作用すると考え、

$$\tau_{sx} = \frac{1}{A} \sum_{k=1}^{N_t} \left\{ \frac{1}{2} \rho C_{Dx} W_k (u_k - U_k) A_{kx} \right\} \quad (4.25)$$

$$\tau_{sy} = \frac{1}{A} \sum_{k=1}^{N_t} \left\{ \frac{1}{2} \rho C_{Dy} W_k (v_k - V_k) A_{ky} \right\} \quad (4.26)$$

で評価する。ここに、 A は水表面積で、 $A = \Delta x \Delta y$ ($\Delta x, \Delta y$ は x および y 方向の空間差分間隔) であ

り、 N_i は格子内 $\Delta x \Delta y$ に存在する流木の総本数である。なお、流木運動は海面上での現象であるので、流速分布に対数則が成立すると仮定して、断面平均流速を水表面での流速に変換して用いることとする。上記方程式系を解析的に解くことは困難なので、差分近似して数値解析により解を求めることとする。

(3) 流木群の拡散変動量および変動角速度

$dX_k/dt = u_k$ および $dY_k/dt = v_k$ から求まる流木の決定論的な位置 (X_k, Y_k) からの拡散による変動値 ΔX_k , ΔY_k を Dukowicz の研究 (1980) を参考にして次式で評価する。

$$\Delta X_k = \sqrt{4K_x \Delta t} \text{erf}^{-1}(\xi) \quad (4.27) \quad \Delta Y_k = \sqrt{4K_y \Delta t} \text{erf}^{-1}(\zeta) \quad (4.28)$$

ここに、 ξ, ζ はそれぞれ x および y 座標に関する $[0, 1]$ のランダム変数で、 $\text{erf}^{-1}(s)$ は次式より評価する。

$$\text{erf}(s) = \left\{ 1 - \Phi(\sqrt{2}s) \right\} = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\infty} \exp(-\eta^2) d\eta, \quad \Phi(s) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^s \exp\left(-\frac{\eta^2}{2}\right) d\eta \quad (4.29)$$

拡散係数 K_x, K_y については、実験で得た $K_x/u_{*h} = 0.629$ 、 $K_y/u_{*h} = 0.208$ を用いることにする (中川・高橋ら, 1993)。結局、流木位置は決定論的に求まる位置と拡散による変動量との和として次式で評価される。

$$X_k^{n+1} = X_k^n + u_k^n \Delta t + \sqrt{4K_x \Delta t} \text{erf}^{-1}(\xi) \quad (4.30) \quad Y_k^{n+1} = Y_k^n + v_k^n \Delta t + \sqrt{4K_y \Delta t} \text{erf}^{-1}(\zeta) \quad (4.31)$$

(4.12) 式を時間積分することで流木の回転角速度および回転角度は決定論的に求まるが、流れの変動により回転角も変動するものと推察される。実際、一様流場においては、実験で用いた流木模型では平均角速度 $\bar{\omega} \approx 0$ 、角速度の標準偏差 $\sigma_\omega = 81.6 Fr$ (Fr はフルード数) で回転しながら流下することが確認され、回転角の変動特性を角速度の変動で議論できることが示唆された (中川・高橋ら, 1993)。そこで、ここでは流木の回転角 θ_k の時間微分を、(4.12) 式から決定論的に求まる角速度 ω_d と確率論的に求めた変動角速度 ω_p との和で与えるものとする。すなわち、

$$d\theta_k/dt = \omega_d + \omega_p \quad (4.32)$$

ここに、 ω_p は変動角速度であって、角速度の確率密度関数 ϕ は正規分布で記述され、その分布関数 Φ は

$$\Phi\left(\frac{\omega_p - \bar{\omega}}{\sigma_\omega}\right) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\frac{\omega_p - \bar{\omega}}{\sigma_\omega}} \exp\left(-\frac{\eta^2}{2}\right) d\eta \quad (4.33)$$

で与えられるので、 Φ の値を $[0, 1]$ の区間のランダム変数として与えることで、分布関数の逆関数より $\gamma = (\omega_p - \bar{\omega})/\sigma_\omega$ を求め、 $\omega_p = \gamma\sigma_\omega + \bar{\omega}$ で評価できる。ただし、 $\bar{\omega} = 0$ とする。

4. 3 実験による検証

図-15は、長さ170cm、幅160cmの氾濫原を模擬した2次元平面水路に一定流量(500cc/s)を水路の1辺の中央部から与え、対辺の隅から流出させるようにして形成された定常な流れ場に、72本の流木模型 (長さ2.5cm、直径2.2mm、密度0.83g/cm³の木製円柱) を流入させたときの流木群の拡がりの実験結果と計算結果とを比較したものである。なお、計算においては(4.12)式から決定論的に求まる回転角速度 ω_d のみを用いた場合と、これに確率論的に評価した変動角速度 ω_p を加えた場合を示している。

同図より、 $\omega = \omega_d + \omega_p$ とした計算結果の方が流木位置や回転角に関して実験値と比較的よく一致していることがわかる。とくに、 $t = 20 \text{ sec}$ の計算結果は ω_p を考慮した場合としない場合とで大きな違いが生じている。

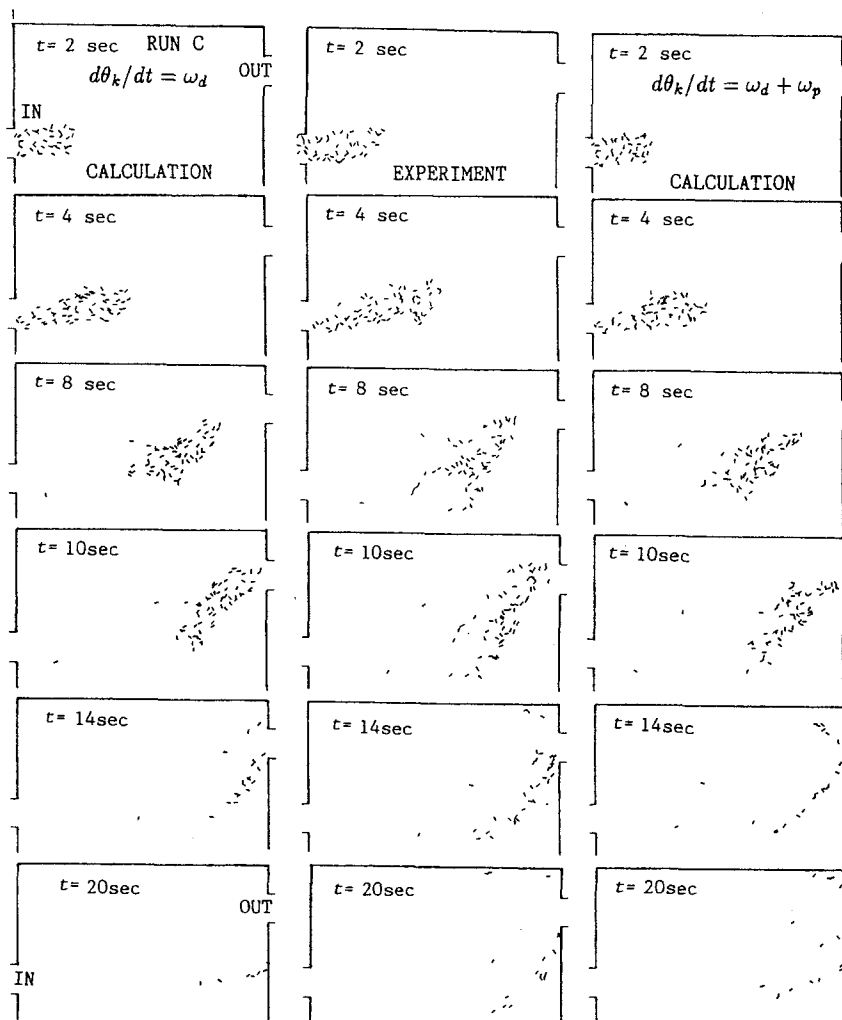


図-15 流木群の拡がりに関する実験値と計算値との比較

4. 4 別府湾に流出した流木群の挙動の再現計算

平成2年6月末から梅雨前線の活動が活発になり、九州北部で集中豪雨が発生した。大分県竹田市にある県土木事務所の雨量記録によると、6月28日～7月3日の降水量は457mmであり、7月2日には日最大雨量289mm、1時間最大降雨強度51mmと、未曾有の豪雨であった（大分県，1991）。この豪雨により大野川の上流、大分県と熊本県との県境、阿蘇山に源を発する玉来川や稲葉川の流域で多数の山腹斜面が崩壊するとともに、著しい河岸侵食が発生した。この山腹斜面の崩壊や河岸侵食によって多量の樹木、特に植林されていた杉や自生の河畔林が河道内に流入し、大量の流木となって大野川を流下して別府湾に流出した。ここでは、別府湾に流出した流木群の拡散過程を上記方程式系を用いて再現した計算結果について紹介する。

大野川は図-16に示すように、阿蘇山と久住山の麓に源を発する玉来川や稲葉川などの支川が竹田

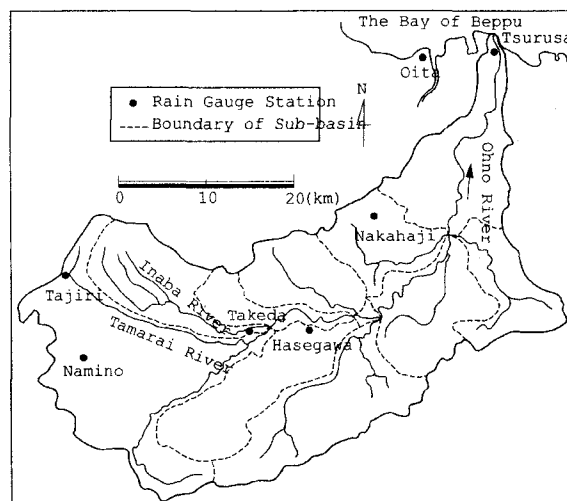


図-16 大野川流域

市付近で合流した後、さらに多くの支川と合流しながら別府湾に注ぐ、流域面積約1,465km²、幹川流路延長約107kmの一級河川である。竹田や久住などでは戦後の造林運動で自然林を伐採して植樹した20年～30年生の杉や檜が多く、火山灰土上でこれらは間伐されないまま細長く伸び、根の緊縛力が弱い状態であったと言われている。また、河畔林が多く河岸侵食により流出しやすい状態であった。

(1) 流木量

流木の生産は主として斜面崩壊と河道の側岸侵食による。平成2年の水害では、熊本県の白川上流古恵川流域での生産流木量について詳細な調査が行われているが(林・梅村, 1991)、大野川流域では詳細な資料は整っていない。そこで、ここでは林・梅村の成果を援用して大野川流域における生産流木量の概算値を見積もることとする。彼らは推定発生流木本数 N_p と木本域推定生産土砂量 S_y (m³)とが次のような関係にあることを示している。

$$N_p = 0.2S_y \quad (4.34)$$

大分合同新聞の平成2年7月11日の報道によると、玉来川流域では崩壊箇所が20箇所で面積が9.2ha、稲葉川流域では崩壊箇所が77箇所で面積が11.9haであった。また、この辺りは火山灰土壌であって崩壊地域は火山岩の岩盤の上に厚さ1mから3mの厚さの火山灰の表土があり、ここが滑ったものと推定されることから、滑りの厚さを約2mとして(4.34)式より生産流木本数を推定すると $N_p = 84,400$ 本となる。

流木の流出率については、水山・石川(1990)の成果を参考に、約35%(30,000本)が別府湾に流出したと考える。

別府湾内に流出した流木群の全体像はよく分かっていないが、当時の新聞記事からその実態はある程度伺い知ることができる。図-17は平成2年7月6日の朝日新聞朝刊に掲載された流木群の流動方向を示した図である。同図より、主たる流動方向は愛媛県の佐田岬半島に向いていることがわかる。この時の掲載記事には、「7月5日未明、愛媛県・佐田岬半島突端の周辺約20kmにわたって家の柱や根の付いたままの流木などが大量に漂着した」と記されている。

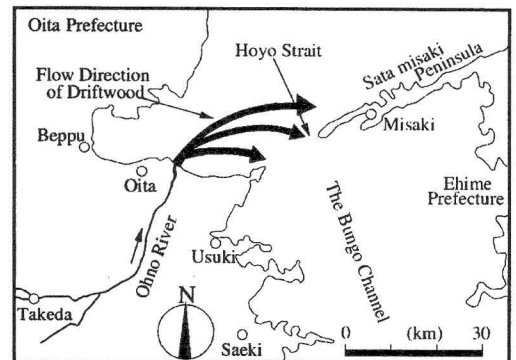


図-17 湾内に拡がった流木群の流向

写真-1は7月5日の正午頃に毎日新聞社のヘリコプターから撮影された流木群の様子であり、別府湾の上空から豊後水道の方向をねらったものである。

その時の模様を7月6日の毎日新聞朝刊は「大分県佐賀関町北西約10kmの豊予海峡では、半径約1kmにわたって枯れ草などが混じった大量の流木が帯状に漂流。約50隻の漁船が回収作業にあたった。」と記している。

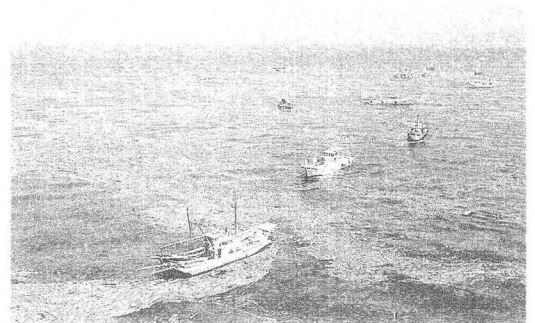


写真-1 別府湾内の流木の帯(毎日新聞社提供)

図-17や写真-1から、別府湾に流出した流木の多くは、5日未明には佐田岬半島に漂着し、5日正午頃にはまだ豊予海峡で1km程度の幅で帯状に漂流していたのではないかと推察される。

数値解析を行うに当たり、運動量保存式(4.1)、(4.2)式の時間積分にはアダマス・バシュフォース法を、移流項にはQUICKスキームを用いる。ただし、境界格子とその1つ内側の格子には1次の風上差分法を用いる。流水の連続式、流木群の並進および回転の運動方程式の時間積分には前進差分を用い、運動量保存式の粘性項の空間積分には中央差分を、その他の空間積分には前進差分を用いる。

図-18中の点線で囲まれた部分を計算対象領域とし、東を x の正方向として180メッシュとり、北を y の正方向として150メッシュとって、空間差分間隔 $\Delta x = 303.571$ m、 $\Delta y = 362.502$ m、時間差分間

隔 $\Delta t = 5.0 \text{ sec}$ とした。計算に用いた諸量は以下のである。 $f_c = 7.99284 \times 10^{-5} (1/\text{sec})$ 、 $\rho = 1030 (\text{kg/m}^3)$ 、 $\rho_a = 1.293 (\text{kg/m}^3)$ 、 $f_s = 0.0026$ 、 $k_a = 0.25$ 、 $\ell = 10 (\text{m})$ 、 $r = 0.3 (\text{m})$ 、流木の密度 $\rho_r = 830 (\text{kg/m}^3)$ 、 $C_{Dx} = C_{Dy} = 2.0$ 、 $C_M = 1.0$ 。なお、流木の諸元については新聞記事等を拠り所として決定した。

(2) 風速および潮位条件

図-18 に示した国見、中津など、14 地点の気象観測所における毎時の風向風速データを用いて、計算領域内の各メッシュ地点での風向風速を内挿により評価した。内挿は同図に示すような3箇所の観測所からなる17個の三角形要素を構成して、その内部の格子点における風向風速を面積比により配分して行った。なお、風速値は海上10mの値に較正した値を用いている。

流木群の流動に対する風速の影響を調べるため、実測風を用いた場合と $W_x = W_y = 5 \text{ m/s}$ の風向風速を与え続けた場合の二通りについて計算を行う。開境界条件として、姫島 (30 分潮)、室津 (12 分潮)、佐賀関 (22 分潮)、与修 (22 分潮) の天文潮を内挿補間して与える。

(3) 洪水流量および流木供給条件

図-19 は大野川の基準地点の一つ白滝橋 (河口から14.8km) における平成2年洪水のハイドログラフを示したものである (建設省提供)。計算では7月2日午前1時~7月5日12時の83時間、この流量を大野川河口近傍に与える。流木がいつ、どれだけ別府湾に流出したのか、時系列的なデータは不明であるため、ここでは同図に示したように、洪水流量が $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を上回る7月2日午前11時から同日の午後11時までの12時間に30,000本の流木が流出すると仮定した。流木の供給方法として、大野川の河口で河道内の横断方向に流木を10本均等配置する操作 (初期回転角度はゼロ) を約12時間に3,000回実施することで模擬する。

(4) 計算結果

図-20 は実測風を用いて別府湾内に流出した流木群の拡がりの状況に関する計算結果である。ここには示していないが、3日の0時頃にはまだ大野川からの洪水流出の影響を受けて流木群が噴流的に別府湾内へ流出するが、3日の12時にはこの影響も無くなり、別府湾内の反時計回りの潮流の影響を受けて東方に大きく向きを変えている。また、幅広い帯状になって沿岸部に接近していることがわかる。4日の0時には大量の流木群が豊予海峡を横断して佐田岬半島に押し寄せるとともに、佐賀関沿岸部にも多量に滞留している。そして、5日の12時には豊予海峡付近に流木群の一部が帯状に滞留するのみで、大部分の流木群は計算領域から流出している。この時間帯と近い時刻に撮影された写真-1にも同様の様子がみてとれる。

計算結果は図-17 に示したような流木群の流動方向となっており、また、写真-1に見られるように、豊予海峡で帯状に渦を巻きながら流動している様子をかなりよく再現しているものと考えられる。

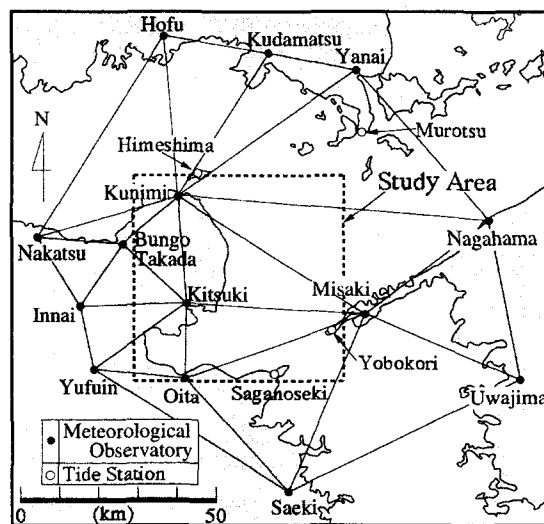


図-18 気象・海象観測官署の配置と計算領域

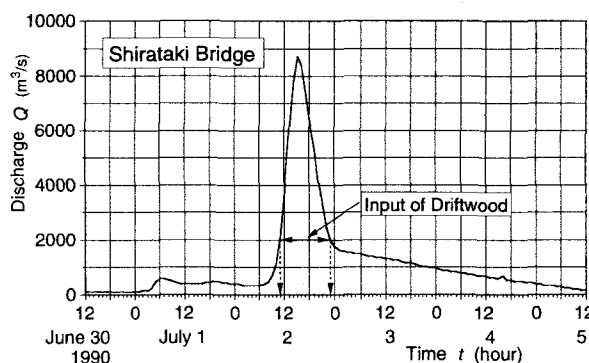


図-19 平成2年洪水時の大野川の洪水ハイドログラフ

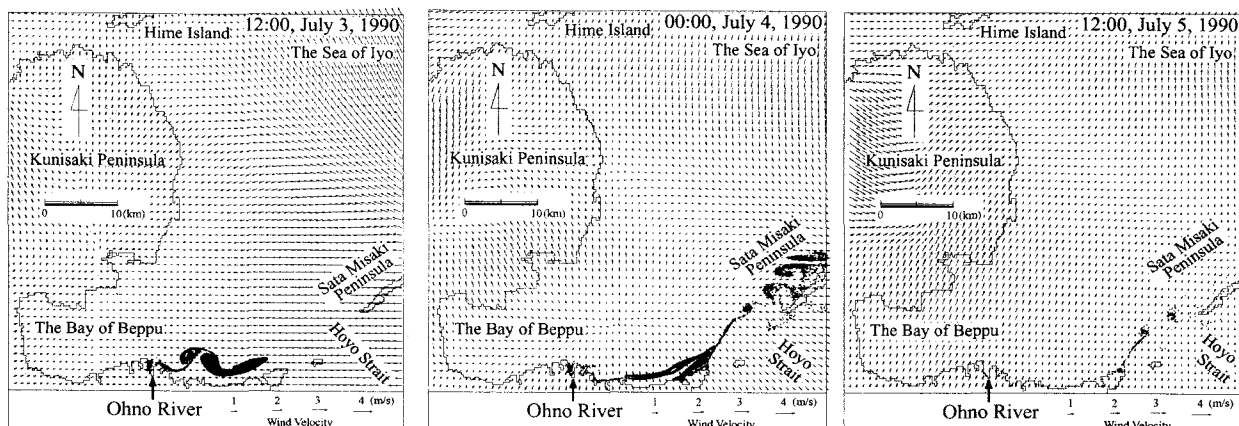


図-20 流木群の流動に関する計算結果（実風速）

しかしながら、佐田岬半島の与修漁港には5日未明に流木群が漂着しており、計算では4日の0時には多量の流木が佐田岬半島に到達しており、佐田岬半島に流木が達する時刻が実際よりかなり早くなっている。

流木群がどの時間帯にどれだけ湾内に流出したか不明であり、これを図-19に示したように与えたことが、違いを生じた最大の原因であると考えられる。また、境界条件の与え方や抵抗の評価等、モデル自身に因る可能性も考えられる。

図-21は流木群の流動に風がどのように影響するのかを見るために、 x 方向（東方向が正）に $W_x = 5.0 \text{ m/s}$ 、 y 方向（北方向が正）に $W_y = 5.0 \text{ m/s}$ の風速を定常的に与え続けた場合の計算結果を示したものである。なお、7月4日12時以降は流木群がほとんど計算領域外に流出している。

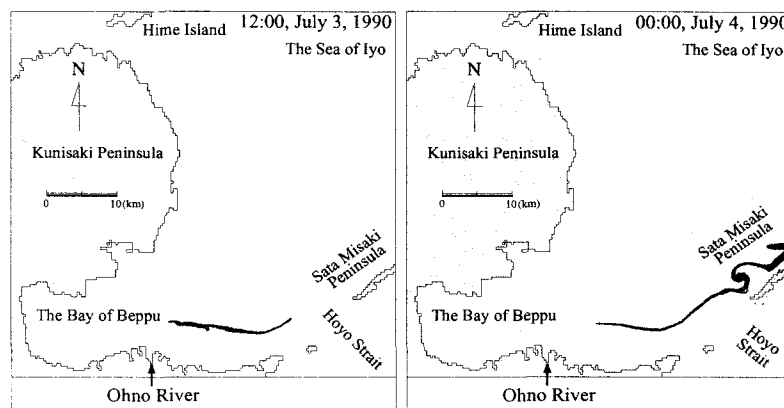


図-21 流木群の流動に関する計算結果
($W_x = W_y = 5.0 \text{ m/s}$)

風の影響を受けて流木群の移動速度は実風速の場合に比して極めて速くなっている。これには風による自由水面でのせん断力の増加で潮流自身も速くなることが影響しているものと考えられる。また、帯の幅も細くなっているのが特徴である。これについては、強風が作用すると潮流が速くなるため、流木群は流木の流動方向（潮流の方向であろう）に対して流体力の作用面積が最小になるように向き（外力と抵抗とが安定したバランスをとるように角度を変化させる）、その結果、ある地点の流木に作用する流体力はその流木の近傍に存在する流木群と同様の向きと大きさの流体力を受け、お互いに同様の流動形態（移動速度、移動方向、回転速度等）をとるため、幅の狭い带状に流動するのではないかと推察される。なお、このように流れが速くなると流木は外力と抵抗力とのバランスをとるように偏走角（主流方向と流木の長径とがなす角度）を最小にすることはこれまでも確認されている（中川・井上他, 1994）。

5. おわりに

洪水氾濫解析と流木群の流動解析に関する最近の研究成果を紹介した。洪水氾濫解析については、最近では二次元平面流れの解析がほとんど一般的になっており、浸水想定区域図や洪水ハザードマップの

作成などに広く利用されるようになった。その多くは構造格子を利用した解析であり、数値地図情報や資産・人口などの情報が矩形メッシュデータとして充実したために、治水経済評価にも極めて有用である。しかしながら、河川形状、微地形、構造物の形状等が適切に表現しにくく、氾濫範囲や規模の予測精度を向上させるには非構造格子を用いた洪水氾濫解析が望ましいと考えられる。もちろん、現象を忠実に再現するような精度の良い基礎方程式系の利用や数値解析手法の精度向上も必要である。ただし、市街地家屋群や下水などの排水（管）路網などの地物の影響をどのように反映させるかが大きな課題であり、今後の更なる研究が望まれる。

流木群の挙動解析については、流木同士の衝突・接触等の影響を考慮した解析が必要であり、また、家屋や橋梁等への衝突による構造物の破壊危険度評価や橋梁での堰止めによる河道内水位の上昇量の評価など、流木の影響を考慮した治水計画や被害予測が可能となるよう更なる研究の進展が望まれる。

ここで紹介した内容が関連分野の研究者や実務者の方々に少しでも役立てば幸いである。

参考文献

- Xanthopoulos, T. and C. Koutitas (1976) : Numerical Simulation of a Two Dimensional Flood Wave Propagation due to Dam Failure, Jour. of Hydraulic Research, Vol.14, No.2, pp.321-331.
- Dukowicz, J. K. (1980) : A Particle-Fluid Numerical Model for Liquid Sprays, Jour. of Comp. Physics, Vol. 35, pp. 229-253.
- 井上和也 (1991) : 洪水氾濫解析, 河川, No. 536, pp. 60-68.
- 井上和也・戸田圭一・栗原 哲・武田 誠・谷野知伸 (1996) : 洪水ハザードマップの作成についての一考察, 京都大学防災研究所年報, 第 39 号 B-2, pp. 459-482.
- 井上和也・戸田圭一・市川 温 (1999) : 1999 年 6 月福岡市の都市型水害, 自然災害科学, Vol. 18, No. 2, pp. 177-181.
- 井上和也・川池健司・戸田圭一 (1999) : 非構造格子による氾濫解析モデル, 京都大学防災研究所年報, 第 42 号 B-2, pp. 339-353.
- 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文 (1980) : 氾濫水の水利の数値解析法, 京都大学防災研究所年報, 第 23 号 B-2, pp. 305-317.
- 大分県 (1991) : 豪雨災害誌 一平成 2 年 7 月 2 日豪雨による一, 大分県土木建築部河川課発行.
- 岡 太郎 (1992) : ガラーキン・反復型有限要素法による洪水氾濫解析, 水工学論文集, 第 36 巻, pp. 331-336.
- 川池健司・井上和也・戸田圭一・中川 一・中井 勉 (2000) : 急傾斜都市における土砂・氾濫災害の解析, 京都大学防災研究所年報, 第 43 号 B-2, pp. 333-343.
- 川池健司 (2001) : 都市における氾濫解析法とその耐水性評価への応用に関する研究, 京都大学学位論文.
- 気象庁の台風統計資料 (2005) (<http://www.data.kishou.go.jp/yohou/typhoon/statistics/index.html>)
- 国土交通省資料「平成 16 年風水害の特徴と今後の課題」(2005) (<http://www.nilim.go.jp/japanese/technical/suigai/h16suigai.htm>)
- 後藤仁志・酒井哲郎・林 稔 (2001) : 粒子法による流木群の堰止め過程の Lagrange 解析, 水工学論文集, 第 45 巻, pp. 919-924.
- 佐藤 智・今村文彦・首藤伸夫 (1989) : 洪水氾濫の数値計算および家屋被害について, 水理講演会論文集, 第 33 回, pp. 331-336.

- 重枝未玲・秋山壽一郎・浦 勝・有田由高 (2001) : 非構造格子を用いた有限体積法に基づく平面 2 次元洪水流数値モデル, 土木学会水工学論文集, 第 45 卷, pp. 895-900.
- 関根正人・河上展久 (2005) : 都市域における内水氾濫と地下鉄に接続する地下空間の浸水に関する数値解析, 水工学論文集, 第 49 卷, pp. 595-600.
- 高橋 保・中川 一・東山 基 (1989) : 洪水氾濫水の動態を考慮した避難システムの評価に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第 32 号 B-2, pp. 757-780.
- 武田 誠・松尾直規・中嶋大次郎 (2003) : 非構造格子を用いた氾濫解析に関する一考察, 水工学論文集, 第 47 卷, pp. 895-900.
- 武田 誠・松尾直規・山中威士・森田 豊 (2005) : 総合的な氾濫解析システムの構築に関する研究, 水工学論文集, 第 49 卷, pp. 613-618.
- 多田彰秀・細田 尚・井上和也 (1995) : 地下水路系のサージングに関する二, 三の検討, 水工学論文集, 第 39 卷, pp. 385-390.
- 戸田圭一・井上和也・谷野知伸・前田 修 (1998) : 地下街の氾濫浸水解析, 京都大学防災研究所年報, 第 41 号 B-2, pp. 313-323.
- 戸田圭一・井上和也・村瀬 賢・市川 温 (1999) : 豪雨による都市水害の水理モデルの開発, 京都大学防災研究所年報, 第 42 号 B-2, pp. 355-367.
- 戸田圭一・井上和也・大八木亮・中井 勉・竹村典久 (2004) : 複雑な地下空間の浸水実験, 水工学論文集, 第 48 卷, pp. 577-582.
- 中川 一 (1989) : 洪水および土砂氾濫災害の危険度評価に関する研究, 京都大学学位論文.
- 中川 一・高橋 保・池口正晃 (1993) : 洪水氾濫に伴う流木群の拡散に関する研究, 水工学論文集, 第 37 卷, pp. 379-384.
- 中川 一・井上和也・池口正晃 (1994) : 流木群の流動に関する研究(3) —流木の回転運動を考慮した解析—, 京都大学防災研究所年報, 第 37 号 B-2, pp. 459-473.
- 中川 一・井上和也・島本和仁・上塚哲彦 (1995) : 台風特性の感度分析による大阪湾域部での高潮氾濫域の変化, 水工学論文集, 第 39 卷, pp. 453-458.
- 中川 一・石垣泰輔・武藤裕則・井上和也・戸田圭一・多河英雄・吉田義則・辰己賢一・張 浩・八木博嗣 (2003) : 都市における洪水氾濫 —大規模な洪水氾濫模型装置を用いた事件と解析—, 京都大学防災研究所年報, 第 46 号 B, pp. 575-584.
- 中川 一・石垣泰輔・武藤裕則・馬場康之・張 浩・八木博嗣・藤本幸史 (2004) : 住区内での浸水を考慮した洪水氾濫の実験と解析, 京都大学防災研究所年報, 第 47 号 B, pp. 517-526.
- 中村武弘・岩佐義朗・野口正人 (1989) : 都市域における洪水排水システムの総合的評価法, 水理講演会論文集, 第 33 回, pp. 349-354.
- 橋本晴行・朴 埼瑯・渡辺政広 (2003) : 1999 年 6 月福岡水害時に発生した博多駅周辺の洪水および氾濫流の再現計算, 自然災害科学, Vol. 21, No. 4, pp. 369-384.
- 林 重徳・梅村 順 (1991) : 古恵川流域における土砂と流木の発生, 文部省科学研究費突発災害調査研究成果報告「1990 年 7 月九州中北部豪雨による災害の調査研究 (研究代表者 平野宗夫)」, pp. 95-108.
- 平井真砂郎・道上正規・檜谷 治 (1996) : 都市域における浸水氾濫解析に関する基礎的研究, 水工学論文集, 第 40 卷, pp. 405-412.
- 福岡捷二・松永宜夫 (1992) : 密集市街地における洪水氾濫流解析と氾濫流制御, 水工学論文集, 第 36 卷, pp. 311-316.
- 福岡捷二・新井田 浩 (1993) : 流木類の流下・堆積とそれらの河道設計への利用, 土木学会論文集,

No. 479/II-25, pp. 51-60.

福岡捷二・川島幹雄・横山 洋・水口雅教 (1997) : 家屋群に作用する氾濫流の流体力に関する実験的研究, 水工学論文集, 第 41 卷, pp. 693-698.

福岡捷二・川島幹雄・横山 洋・水口雅教 (1998) : 密集市街地の氾濫シミュレーションモデルの開発と洪水被害軽減対策の研究, 土木学会論文集, No. 600/II-27, pp. 23-35.

細田 尚・井上和也・岩佐義朗 (1992) : 氾濫水の地下空間への浸入過程に係る水理現象について ― 管路・開水路流れ境界面の伝播解析 ―, 水工学論文集, 第 36 卷, pp. 317-322.

細田 尚・木村一郎 (1993) : 開水路急拡部の流れにおける渦の発生・発達に関する二, 三の検討, 水工学論文集, 第 37 卷, pp. 463-468.

松本健作・小葉竹重機・清水義彦・石田和之・近内壽光・Ioakim Ioakim (1995) : 流木塊の橋脚への堆積に関する研究, 水工学論文集, 第 45 卷, pp. 925-930.

水山高久・石川芳治 (1990) : 土石流に伴って流出する流木量, 文部省科学研究費重点領域研究「自然災害の予測と防災力」研究成果, 「土石流の発生及び規模の予測に関する研究 (研究代表者 片岡順)」, pp. 88-100.

渡邊康玄・鈴木優一・小川長宏 (2004) : 2003 年台風 10 号による沙流川洪水の橋梁被害と流木の挙動, 自然災害科学, Vol. 23, No. 1, pp. 107-116.