

令和2年7月豪雨時に鹿児島県内で発生した浸水被害に関する検討

理工学域工学系 齋田 倫範

1. はじめに

近年、豪雨災害が頻発しており、令和2年7月豪雨の際には、鹿児島県内の各地で氾濫・浸水被害が生じた。将来的に、豪雨災害の頻発化・激甚化が懸念される中、地盤災害リスクが比較的高い南九州固有の地質条件の下では、効率的な水害対策および複合災害（例えば、斜面崩壊＋内水/外水氾濫）への対策が喫緊の課題といえる。本研究では、令和2年7月豪雨時に鹿児島県鹿屋市新川地区で発生した内水氾濫を事例として、数値解析による諸検討を行った。

2. 鹿児島県における令和2年7月3日から8日にかけての気象概況

令和2年7月3日から4日朝にかけて梅雨前線が九州南部から九州北部付近へ北上した影響により、南からの暖かく湿った空気が流れ込み、7月3日昼前から断続的に激しい雨となった。7月3日夜には薩摩半島の西方で発達した雨雲が線状に連なって東進し、鹿児島県薩摩地方や大隅地方を中心に大雨となった（鹿児島地方气象台，2020a）。さらに、7月4日に九州南岸まで南下していた梅雨前線が九州北部付近まで北上して、前線に向かって暖かく湿った空気が流れ込み、大気の状態が不安定となった。このため、鹿児島県本土では7月5日から6日にかけて記録的な大雨となった。特に、鹿屋では、5日から6日にかけての2日間の総降水量が、7月の月降水量の平年値を上回る526.0 mmとなった（鹿児島地方气象台，2020b）。

3. 新川地区の内水氾濫

肝属川沿いの鹿屋市新川地区では、令和2年7月5日から6日にかけての大雨で内水氾濫が発生した。令和2年7月12日（関連する測量は7月25日，26日）に実施した同地域における痕跡調査の結果を図-1に示す。痕跡が明瞭なもののみを測定し、調査で得られた痕跡水位と数値標高モデルから浸水深分布を推定している。新川地区では、最大で約1mの浸水深が確認されており、地区内の複数の家屋が床上浸水に見舞われた。SNSでの情報や住民の方の証言から、浸水深が増大した時間帯は、7時～8時頃と推察される。

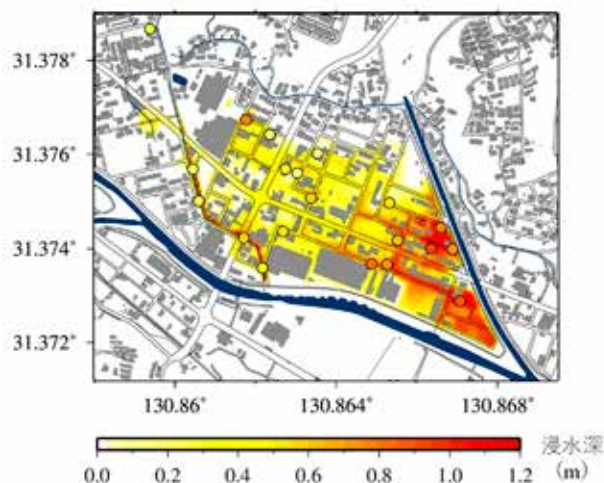


図-1 推定浸水深分布（○印は痕跡高測定地点）

3. 内水氾濫解析

(1) 内水氾濫解析の概要

新川地区を含む鹿屋市市街地周辺を対象とする氾濫解析モデルを整備し、内水氾濫解析を行った。計算期間は、令和2年7月5日0時～7月6日24時の48時間とし、鹿屋における10分雨量

を入力降雨とした。空間解像度は、南北、東西ともに 20m とした。基礎式を以下に示す。なお、浸水域北側のシラス台地上に供給された降雨の流入を考慮するため、シラス台地と谷底平野の間の急斜面部における水の移動量を Kinematic Wave 法で評価することとした。

$$\text{運動方程式 : (x 方向)} \quad \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial uM}{\partial x} + \frac{\partial vM}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - gn^2 \frac{u\sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (1-1)$$

$$\text{(y 方向)} \quad \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial uN}{\partial x} + \frac{\partial vN}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - gn^2 \frac{v\sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (1-2)$$

$$\text{(急斜面部)} \quad M \text{ or } N = \frac{1}{n} h^{4/3} \sqrt{i} \quad (1-3)$$

$$\text{連続式 :} \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial N}{\partial x} + \frac{\partial M}{\partial y} = r \quad (1-4)$$

ここで、 t は時間、 x, y は空間座標、 M, N は流量フラックスの x, y 方向成分、 u, v は流速の x, y 方向成分、 H は水位、 h は水深、 g は重力加速度、 n はマンニングの粗度係数、 i は斜面勾配、 r は降水量である。粗度係数は、土地利用毎に設定し、建物用地においては浸水深とグリッド内の建物占有率に応じて変化させた。

(2) 内水氾濫解析結果

痕跡調査で特に大きな浸水深が確認された地点に着目し、浸水深の上昇速度が最も大きかった時刻（7月6日午前6:00）、および浸水深が最大となった時刻（7月6日午前6:50）の計算結果を例として図-2に示している。これらの時間帯においては、北側のシラス台地から新川地区への雨水の流入（図中の赤い矢印で表示）の影響が大きかったと推察される。ただし、痕跡調査の結果と比較すると、最大浸水深が過小評価となっていること、および浸水深増大のタイミングが SNS やヒアリングによる情報と比べて若干早いことなどから、解析モデルや条件設定については改良の余地がある。特に、計算領域内には狭隘な道路が多いことから、道路網を介した雨水の移動量や経路をより正確に評価する必要がある。また、同日、新川第8樋管に接続する新川地区西側の内水路（図中の青線）の上流で斜面崩壊が発生しており、内水路への土砂流入に起因する溢水の影響についても詳細な検討が必要である。

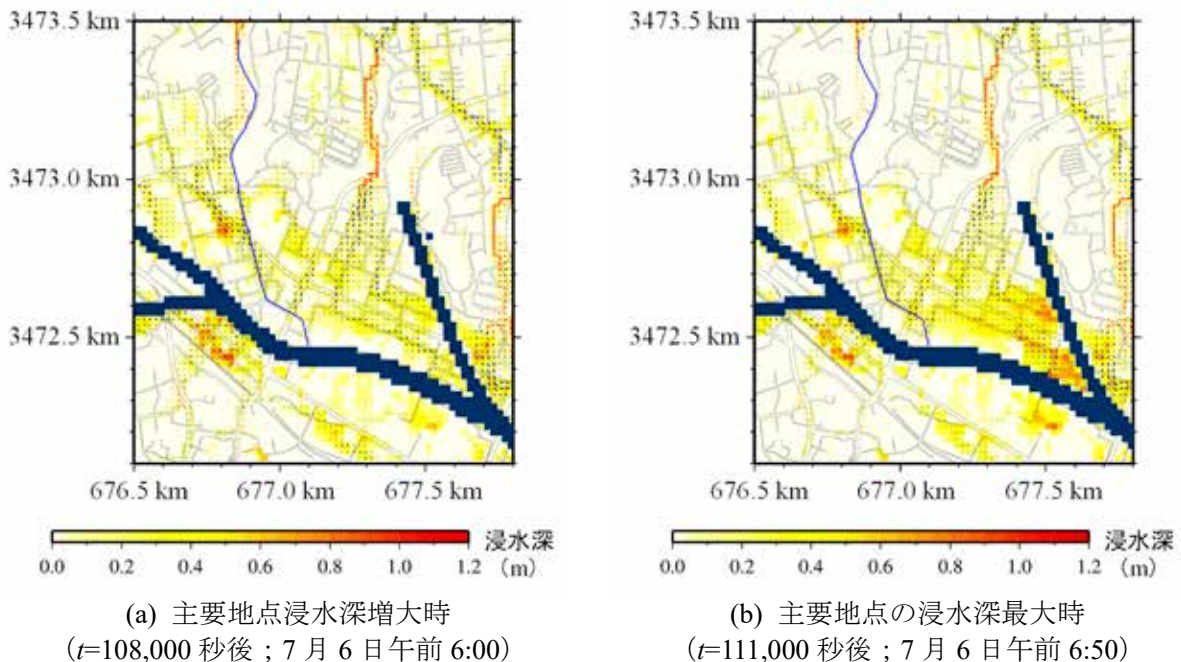


図-2 解析結果の例

4. 内水路への土砂流入に関する検討

(1) 内水路への土砂流入と河床変動計算の概要

前章で言及したとおり、内水氾濫発生当日に、同地区西側の新川第 8 樋管に接続する内水路の上流部における斜面崩壊が確認されている（写真-1）。痕跡調査の際、崩壊した土砂に由来すると推察される軽石の流出・集積（写真-2）も確認されており、少なくとも崩落土塊の一部が内水路に流入したと推察される。



写真-1 斜面崩壊状況



写真-2 内水路沿いに堆積した軽石

そこで、本研究では、新川地区西側の内水路を対象とした 1 次元の河床変動計算により、内水路に流入した土砂の挙動とその影響を検討した。基礎式を以下に示す。

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial vQ}{\partial x} - gAi + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gA \frac{n^2}{R^{4/3}} v|v| = 0 \quad (2-1) \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2-2)$$

$$\frac{\partial(c_i)h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial(Q(c_i))}{\partial x} = q_{Si} - q_{Di} \quad (2-3)$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{1}{B} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(\sum (q_{Bi}B) \right) + \sum (q'_{Si} - q'_{Di}) \right\} = 0 \quad (2-4)$$

ここで、 t は時間、 x は主流方向、 Q は流量、 v は流速、 h は水深、 A は流積、 i は水路勾配、 g は重力加速度、 n はマンニングの粗度係数、 R は径深、 η は水路床変動量、 B は水路の幅、 q_{Si} 、 q'_{Si} は浮遊砂浮上量、 q_{Di} 、 q'_{Di} は粒径別の沈降速度と浮遊砂濃度から評価される堆積量である。浮遊砂浮上量については Itakura and Kishi (1980) の式、掃流砂量については 芦田・道上 (1972) の式で評価した。粗度係数については、 $0.035 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}$ (上流の一部区間では $0.060 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}$) とした。内水路の縦断形状と断面形状は、水準測量結果に基づいて設定した。

本研究における計算では、現地の状況やヒアリング結果を勘案しつつ試行錯誤を行い、上流端からの流入流量を $12 \text{ m}^3/\text{s}$ 、流入土砂量を約 23 m^3 と設定した。土砂の流入地点は、樋門を起点として 800 m の地点とした。土砂の土粒子密度と粒度分布については、現地で採取した試料を分析して得た値を用いた（図-3）。試料がシラスと軽石で構成されており、一般的な土粒子密度より小さい値 ($1,832 \text{ kg}/\text{m}^3$) を示したため、土粒子密度を $2,650 \text{ kg}/\text{m}^3$ とした計算も行って、土砂挙動に対する土粒子密度の影響を調べた。計算時間は 9 時間（助走 1 時間 + 土砂流入後 8 時間）とした。土砂流入の影響を比較するため、上流端以外からの水の流入および溢水の影響は考慮していない。

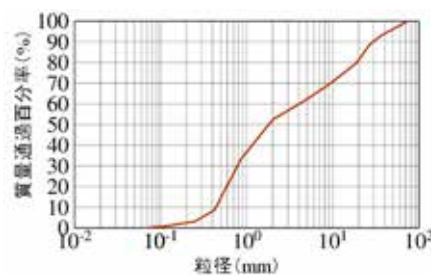


図-3 現地で採取した試料の粒径加積曲線

(2) 河床変動計算の結果

計算結果として、土砂の堆積状況の時間的変化を図-4に示す。土粒子密度を $1,832 \text{ kg/m}^3$ とした結果では、流入した土砂が、樋門（下流端）を起点として $500\text{m}\sim 700\text{m}$ の区間に一旦堆積した後、2時間程度のタイムラグを持って樋門から $200\text{m}\sim 400\text{m}$ の区間に堆積する結果となった。その後は、時間をかけてさらに下流に流送される。一方、土粒子密度を $2,650 \text{ kg/m}^3$ とした場合には、流入した土砂の一部は樋門から 400m の地点付近に移動するものの、大部分が樋門から $600\text{m}\sim 700\text{m}$ の区間に堆積し、長時間にわたって同区間に留まる結果となった。

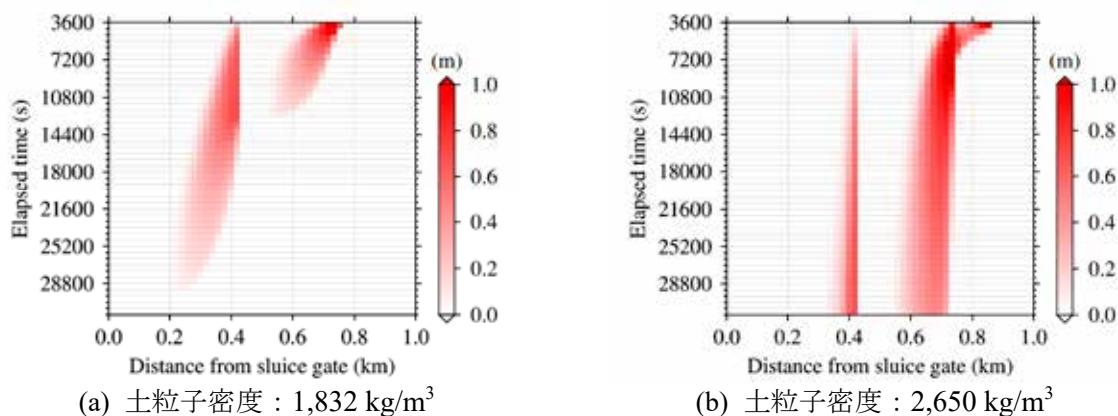


図-4 内水路内の土砂堆積厚の状況

次に、土砂堆積に起因する水位変動量の計算結果を図-5に示す。結果については、土砂を流入させなかった場合との差分として表示してある。いずれの場合も、土砂が堆積する箇所とその上流側（樋門から 450m 付近および 750m 付近）で水位が上昇し、下流側で若干の水位低下が生じる結果となった。樋門から約 450m の地点は、幹線道路下で暗渠が内水路に合流している箇所であり、一方の樋門から約 750m の地点は、浸水が発生した地域の北側を通る用水路と内水路が接続している箇所である。痕跡調査の際に、道路側溝から砂が噴出した形跡も確認されており、内水路からの直接的な溢水だけでなく、内水路への土砂の流入と堆積、およびそれに伴う水位上昇が、下水道や用水路を介して浸水域への水の流入に影響した可能性が考えられる。

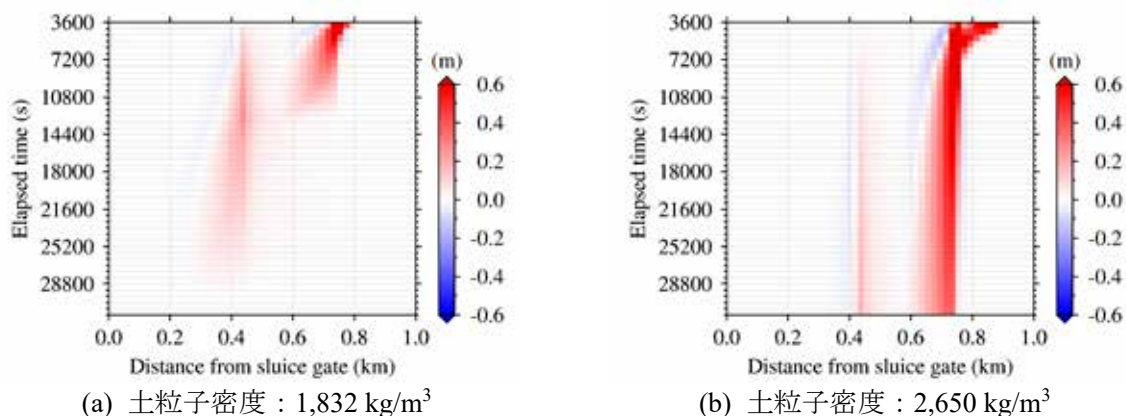


図-5 内水路内への土砂堆積に起因する水位上昇量

6. まとめ

本研究では、令和2年に発生した鹿児島県鹿屋市新川地区における内水氾濫に関する検討を行った。近年は、線状降水帯によって特定の地域に強い雨が長時間降り続けることで災害に至った事例が多くみられる。強い雨が数時間にわたって継続する状況では、比較的規模の大きな河川であっても氾濫のリスクが高まる。また、住民が避難の必要性を感じたタイミングでは、内水氾濫によって既に避難が困難となっている可能性も高い。近年の水害の頻発化・激甚化によって外水

氾濫に焦点が当てられることが多いが、住民の安全な避難の観点からは内水の制御も重要な課題である。本研究で整備した数値モデルの改良を引き続き推進し、新川地区で生じた事象の実態把握に繋げたい。

謝辞：本報告書で紹介した浸水痕跡調査では、九州大学大学院工学研究院環社会部門・田井明准教授にご協力いただいた。ここに付記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 鹿児島地方気象台(2020a):災害時気象資料-令和2年7月3日から4日にかけての鹿児島県の大雨について-, p.19.
- 2) 鹿児島地方気象台(2020b):災害時気象資料-令和2年7月5日から6日にかけての鹿児島県の大雨について-, p.19.
- 3) Itakura T., T. Kishi(1980):Open Channel Flow with Suspended Sediments, Proc. ASCE, HY8, pp.1325-1343.
- 4) 芦田和男, 道上正(1972):移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第206号, pp.59-69.