

# 一次元解析による奄美大島住用川の豪雨災害時における洪水流量の推定

九州大学 学生員 ○川井 一輝 正会員 橋本 彰博・田井 明 フェロー 小松 利光

## 1. はじめに

2010年10月20日、鹿児島県奄美大島で記録的な集中豪雨が発生した。降り始めからの累積降雨量が島内の4箇所(奄美市大熊, 奄美市住用町, 龍郷町長雲, 龍郷町大勝)で800mmを超え, 特に奄美市住用町(図-1)では, 130mmを超える1時間降雨量が2時間継続されるという記録的な大雨であった(図-2)。その結果, 奄美大島にある2級河川33河川中30河川が氾濫し, 死者3名(洪水氾濫によるものが2名, 土砂災害によるものが1名), 床上浸水119棟, 床下浸水767棟という甚大な被害を引き起こした。この様な局所的な集中豪雨は, 今後地球温暖化が進行すると共にその頻度が増加すると予想される。このため, 住用川流域ではより効果的な洪水対策が望まれている。しかしながら, この水害における河川流量ならびに水位, 越流箇所など, 洪水氾濫のメカニズムおよび全体像は不明である。そこで本研究では, 現地調査によって得られた水位データを基に, 一次元解析を行い, 豪雨災害時における最大流量および住用川の流下能力について検討する。



図-1 奄美市住用町

(赤点は水位計の設置地点を示す。 Google map より作図)

## 2. 現地調査概要

住用川には水位計が設置されていないため, 2010年10月20日の豪雨災害時も含めて水位データが一切存在しない。そこで, 住用川の河道内に水位計(COMPACT-TD : JFE アドバンテック)を設置した。設置地点は, 下流より0.75km地点(柳橋), 1.4km地点(住用・冷川合流部), 2.1km地点の計3地点である(図-1中 Stn.1~3)。設置期間は2011年12月18日~2012年2月7日, 2011年5月7日~2013年12月1日までである。

## 3. 数値実験の概要

一次元解析にはMIKE11を使用した。計算領域は0.75km地点(柳橋)から1.95km地点までの1.2kmの区間とし, 河川断面データは50m間隔の横断測量結果(鹿児島県提供)を利用した。計算の際, 上・下流端で流量および水位の境界条件を設定する必要があるが, 前述したように住用川には水位計が一切存在しないため, H-Q式が存在せず, 境界条件を設定することができない。ここで, 高橋らは稲袋橋(1.85km地点)において水位と流速を測定し, H-Q式を提案している<sup>1)</sup>。現段階では, この提案式以外に水位と流量を規定する関係式は存在しないため, 本研究ではこの式を利用して河川流量に対する上流側の水位を決定した。そして, 観測された水位データ(図-3)のうち, 潮汐の影響を受けていない出水時のデータを抽出して, Stn.1とStn.3における水位の関係式を求め, 高橋らのH-Q式により求められた上流側の水位から下流水位を決定し, これを下流側の境界条件として与えた。なお, 今回の計算では冷川等支川からの流入は無視している。

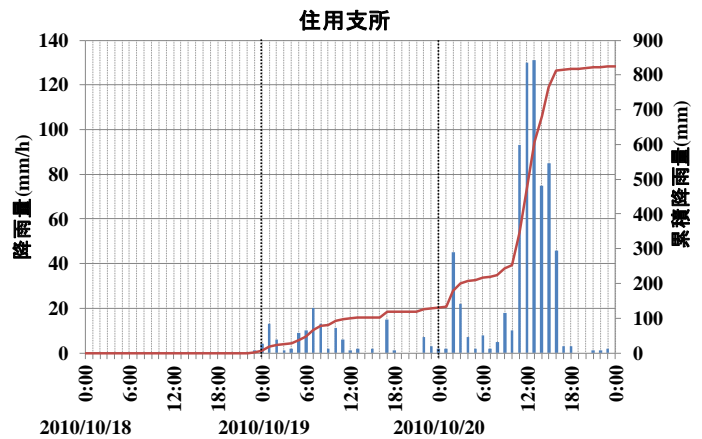


図-2 住用町における降雨状況

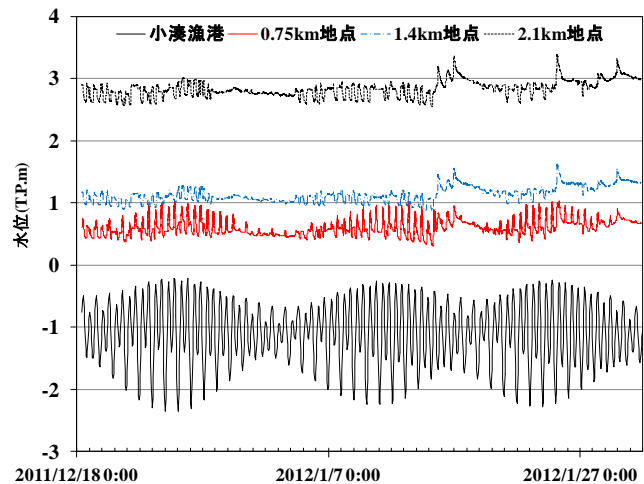


図-3 水位観測データ

## 4. 数値解析結果

### (1) パラメータの検討

今回は粗度係数を自然河川の範囲(0.03~0.045)で変化させて観測結果と比較し、最も妥当な粗度係数を求めた。その結果、現実的ではない値(0.08)に設定しないと観測結果を再現できないことがわかった。これは今回使用したH-Q式の精度に問題があると判断し、流量を一定倍して再計算を行った。その結果、粗度係数を0.04としてH-Q式から求められる流量を1.8倍した時に精度良く計算できることがわかった(図-4)。以上の結果から、本研究では住用川河床の粗度係数を0.04とし、H-Q式から求められる流量を約1.8倍した値を用いて計算を行った。

### (2) 豪雨災害時における最大流量の推定

2010年10月20日豪雨災害時において住用川河道部を流下した最大流量を推定した。計算では下流境界条件として豪雨時の痕跡水位を与え、上流からの河川流量を変化させて、各地点の痕跡水位と計算結果が合うように流量を求めた。計算結果を痕跡水位、高橋らがH-Q式より推定した最大流量 $352\text{m}^3/\text{s}$ を与えた計算結果と合わせて図-5に示す。計算の結果、上流からの流量を $1050\text{m}^3/\text{s}$ とした時に最も痕跡水位を精度良く再現することがわかった。また、高橋らのH-Q式を用いた計算結果と痕跡水位を比較すると、一番大きい箇所(1.95km地点)で2.1mの水位差が見られた。

### (3) 最大流下能力の検討

次に、住用川の流下能力を検討した。今回は計算水位が河川堤防を越えて越水し始める流量を試行錯誤的に求めた。境界条件の与え方は、高橋らが提案したH-Q式を利用し、設定流量に対する上流側(Stn.1)の水位を求めた後、観測結果より求められたStn.1とStn.3の水位の関係式より下端境界条件を求めた。計算結果を図-6、各流量に対する越流箇所を図-7に示す。図-6を見てわかるように、上流からの流量が $500\text{m}^3/\text{s}$ 以上となると、0.85km地点における水位が住用川右岸堤防高を上まわる(図-7(a))。この結果より、流量が住用川の計画高水流量とされる約 $500\text{m}^3/\text{s}$ 未満ならば、どの地点からも越水しないことがわかる。さらに、流量を増加させると、 $600\text{m}^3/\text{s}$ で住用川左岸側でも冷川合流部付近で水位が堤防高を越え、流量が約 $650\text{m}^3/\text{s}$ 以上になると、今回の豪雨災害で死者2名を出したわだつみ苑付近でも越水が起り始める(図-7(b)中の赤線)。

## 5. まとめ

一次元不等流解析を行い、2010年の豪雨災害時において住用川の河道部を流れた最大流量を推定するとともに、最大流下能力を検討した。今後、流出解析を行い、今回行った計算結果との比較を行う必要がある。それらの結果を組み合わせ、詳細な洪水氾濫のメカニズムを解明していきたい。そして、今後住用川流域で被害を軽減するために、どのようなハード・ソフト対策が必要であるのかを検討し、提案を行いたい。

### 参考文献

1) 高橋ら(2012):2010年奄美大島豪雨時における住用川の氾濫要因の一検討, 土木学会第67回年次学術講演会II - 161, p321~322

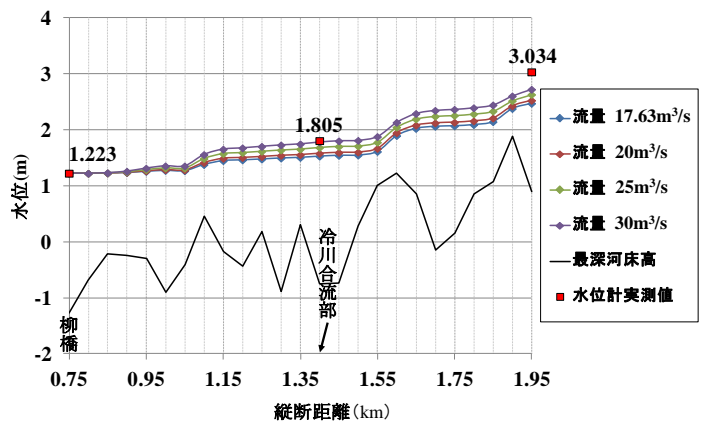


図-4 実測水位と計算結果の比較

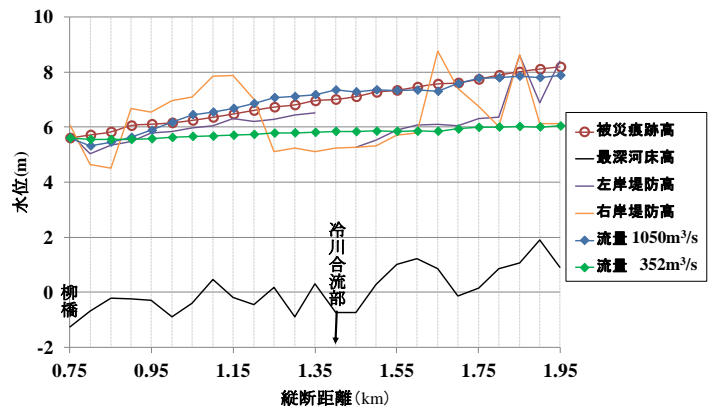


図-5 最大流量時の水面形

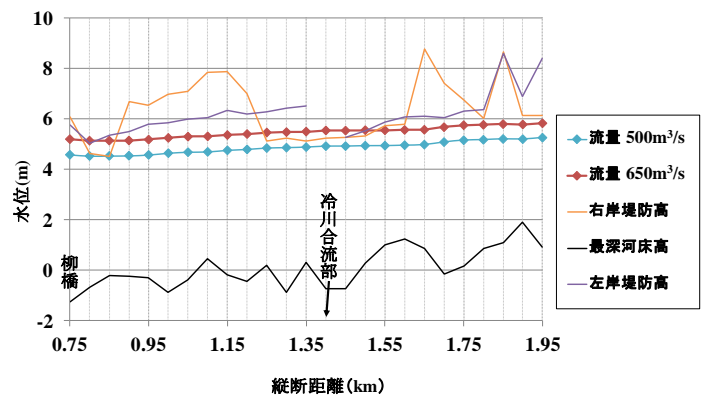


図-6 各流量に対する水面形



図-7(a) 流量  $500\text{m}^3/\text{s}$

図-7(b) 流量  $650\text{m}^3/\text{s}$

図-7 各流量に対する越流箇所  
(青矢印は越水方向を示す)