

1993年8月鹿児島豪雨災害における甲突川の洪水流の挙動について

九州大学工学部	学生員 蒲原 淳史
九州大学大学院工学研究院	正 員 橋本 晴行
鹿児島工業高等専門学校	正 員 疋田 誠
九州大学大学院工学研究院	正 員 朴 埼瑛

1. はじめに

最近、1999年福岡水害、2000年東海豪雨災害などにより、都市機能が麻痺する事態が発生している。1993年8月に発生した鹿児島豪雨災害における甲突川の洪水氾濫もまさにその先駆的事例である。この洪水氾濫については疋田・平野¹⁾、浅野・佐藤²⁾、横田³⁾による調査報告が断片的にあるだけで、洪水越流量や洪水氾濫の経過などの詳細については今なお不明のままである。本研究は1993年8月6日甲突川で発生した洪水氾濫をとりあげ、まずその洪水流の挙動について1次元漸変流とした取り扱いによる不定流計算を行い、洪水の越流時の経緯について考察したものである。

2. 水害の概要

甲突川は鹿児島県の西方に位置する八重山(標高677m)に源を発し、シラス台地を南下して鹿児島市内の中心部を貫流して錦江湾に注ぐ流路延長24.6km、流域面積106.25km²の2級河川である。

鹿児島市内にある鹿児島気象台の観測では(図-1)、前日の5日22時頃から雨が降り始めた。6日18時から19時には時間雨量のピーク56mmを記録し、22時まで降雨が続いた。雨量総量は268mmにも及んだ。この豪雨により鹿児島市内の甲突川に架かる岩崎橋では水位が16時頃から急増し18時過ぎるころ計測不能になった(図-1)。歴史的な石橋として有名な甲突川5石橋のうち新上橋と武之橋が流失し(図-2)、市民4,000人余りが58箇所の避難所に避難した。また、11,000棟余りが浸水被害を受けた。

3. 基礎式と初期・境界条件

計算対象区間は飯山橋(河口から8.9km上流)から河口までの8.9kmの間である(図-2)。途中飯山橋から1.1km下流の左岸側からは長井田川が、2.4km下流の左岸側から山崎川が、2.5km下流の右岸側から幸加木川がそれぞれ合流している。

合流河川、排水孔からの流入は横流入量として考慮される。河道は直線とみなし、川幅は50m程度、河床から堤防までの高さは4.5m程度であるので、断面は長方形として扱う。

3.1 基礎式

基礎式は非定常流の運動方程式と連続式である。流れを長方形断面の1次元漸変流として取り扱い、越流を考慮すると基礎式は次式となる。

$$\text{運動方程式: } \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(vQ)}{\partial x} = -gBh \frac{\partial(h+z)}{\partial x} - \frac{(B+2h)}{\phi^2} |v| v - \beta q_{out} v \quad (1)$$

$$\text{連続式: } B \frac{\partial(h+z)}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_{in} - q_{out} \quad (2)$$

ここに、t: 時間, x: 飯山橋(河口から8.9km上流の位置)を原点として河床に沿って取られた流れ方向の座標, Q: 流量, h: 水深, z: 河口を基準にして鉛直上向きに取られた河床高さ, B: 河道幅, v: 断面平均流速, φ: 流

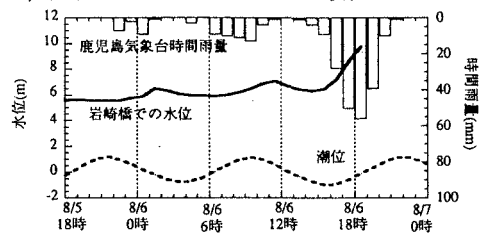


図-1 岩崎橋の水位、鹿児島検潮所の潮位、鹿児島気象台の降雨記録

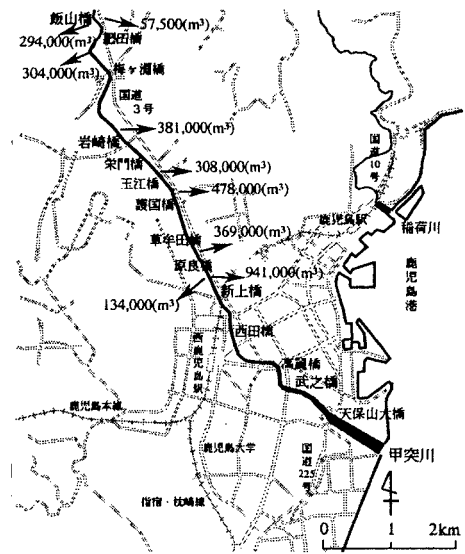


図-2 計算対象領域の平面図

速係数, q_{in} : 側岸単位長さ当たりの横流入量, q_{out} : 側岸単位長さ当たりの越流量で $q_{out} = 0.35 \text{hour} \sqrt{2gh_{out}}$ と表される。また, h_{out} : 越流水深, β : 越流による運動量輸送に関する補正係数で, ここでは $\beta = 1.5$ とした。流速係数 ϕ はマンニングの式を用いると $\phi = \frac{1}{n} R^{1/6}$ となる。マンニングの粗度係数 n は $n = 0.03$ とした。また径深 R は河川断面を長方形として取り扱い $R = Bh / (B + 2h)$ としてもとめる。

3.2 境界条件

境界条件としては計算対象区間の上流端で流量ハイドログラフ $Q(t)$ を, 下流端で水位 H を与えることにした。河口における水位 H は鹿児島地方気象台鹿児島検潮所の鹿児島湾潮位データ (図-1) が用いられる。すなわち, $x=0\text{m}$ (飯山橋) で $Q = Q(t)$, $x=8900\text{m}$ (河口) で水位 $H = \text{潮位}$ である。

ここに, 飯山橋 ($x=0\text{m}$) における流量 $Q(t)$ は, 鹿児島県が貯流関数法により求めた岩崎橋 ($x=2520\text{m}$) における流量ハイドログラフを, 流域面積比で配分して得られたものである。

3.3 初期条件

計算対象の時間は8月6日12時から翌7日12時までの24時間である。従って8月6日12時00分時点での流量 $Q = 44.89 \text{m}^3/\text{s}$ を用いて不等流計算を行い, 各断面における流量 Q , 水深 h を求め, 初期条件とする。ここに境界条件として $x = 8900\text{m}$ (河口) で $H = 0.08\text{m}$ (8月6日12時00分の潮位記録) とした。

3.4 計算条件

差分化にはMacCormack法を採用した。この差分は境界値を計算できないので, $x=0$ における水位 H と $x=8900$ における流量の計算にはBox型差分を用いる。計算格子間隔は, 計算区間の全縦断面にわたってクーラン数が1以下であるように取られる。従って, 空間刻み幅 $\Delta x = 20\text{m}$, 時間刻み幅 $\Delta t = 1\text{sec}$ とした。

4. 計算結果と考察

図-3は各地点における水位 H の時間変化を示したものである。ほぼ18時前後で主に左岸から越流が始まっていることが分かる。

図-4に水位が実測された岩崎橋, 新上橋における水位の計算結果と実測値との比較を示す。岩崎橋ではほぼ実測の水位を示しているが, 新上橋では約30分の遅れがある。下流ほど洪水の再現計算は良好ではないことが分かる。

図-5は各時刻における水面形を表している。また同図に河床高および右岸, 左岸の高さも合わせて示す。 $x=4400\text{m}$ から $x=5200\text{m}$ の区間において18時頃から越流が発生していることが分かる。

図-2に主な区間での越流量の計算結果を模式的に示す。右岸からは主に上流部の区間で越流している。一方, 左岸からは岩崎橋付近から新上橋にかけて広い区間で越流している。しかしながら新上橋から下流は越流はしていない結果となった。これらの計算結果は正田・平野¹⁾, 横田ら³⁾ の調査結果とほぼ一致している。

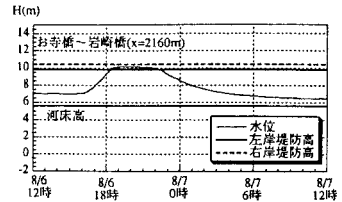


図-3 各地点における水位の時間変化

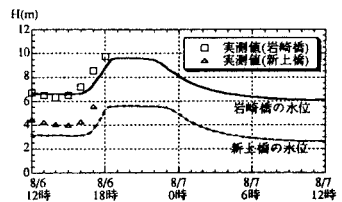


図-4 岩崎橋, 新上橋における水位の計算結果と実測値の比較

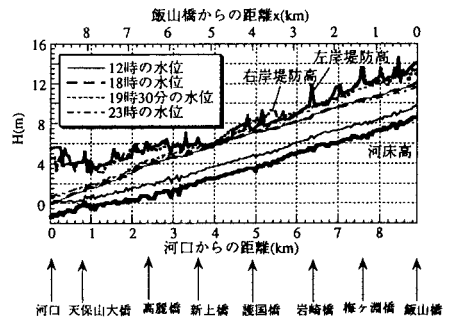


図-5 各時刻における水面形

5. おわりに

以上, 本研究においては1993年8月6日甲突川で発生した洪水氾濫流をとりあげ, その洪水流の挙動について1次元漸変流とした取り扱いによる不定流計算を行い, 洪水による越流時の経緯を明らかにした。

その結果, 越流の大部分は左岸側から生じ, 越流開始は8月6日18時前後であることが明らかになった。

参考文献

- 1) 正田・平野, 文部省科学研究費突発災害調査研究成果 (研究代表者 岩松 暉), 1994.
- 2) 浅野・佐藤, 1993年豪雨災害鹿児島大学調査研究会 (編), 1994.
- 3) 横田他5名, 1993年豪雨災害鹿児島大学調査研究会 (編), 1994.
- 4) 高橋・阿比留, 平成5年8月豪雨による鹿児島災害の調査研究, 1994.