

摂南大学工学部 学生員 ○村田 遼介
 摂南大学大学院 学生員 北邑 祐樹
 摂南大学工学部 正会員 澤井 健二

1. はじめに

木津川上流域には、木津川、服部川、柘植川の3川が合流しており、その直下流に岩倉峡という狭窄部があることから、狭窄部上流では常習的な浸水被害を受けている。しかし、これを回避するために岩倉峡の流下能力を高めれば、下流に危険を及ぼすことになる。そこで現在、上野遊水地と川上ダムによる流量抑制が検討されている。

本研究では、計画されている上野遊水地の越流堤の堤長や標高を変化させることによって、洪水調節機能がどのように変化するのか、数値解析により検討するものである。

2. 解析法

本解析では、一次元非定常解析を用いて計算を行った。通常不定流解析では、陽解法を使うことが多いが、本研究では Δt を大きく取るため、新たな陰解法による解析法を考案し、解析を実施した。

2.1 解析条件

本解析は対象地域を木津川上流の直轄区間とし、木津川(57.4~62.2k)、服部川(0.0~3.4k)の範囲で計算を実施した。なお直轄区間上流ならびに、各支川の流入点には、戦後最大洪水である昭和28年13号台風のハイドログラフを与えている。また下流端条件には、木津川岩倉地点(57.4k)でのH-Qカーブ(図-2.1)を与えている。また計算に用いた河道は、河道掘削および築堤を行ったものとして、整備計画河道を使用した。遊水地の条件は表-2.1に示す値を用いた。計算間隔 Δx は200mとする

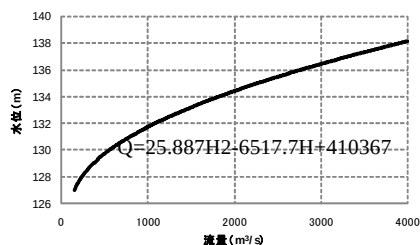


図-2.1 岩倉地点の水位流量曲線

表-2.1 遊水地の各条件

	地盤高	周囲高	面積	過水容量
	m	m	ha	万m³
服部川	133.5	138.6	61.2	206
小田	131.5	138.6	62.2	280
木津川	133.3	138.6	70.0	242
長田	133.4	138.6	55.1	172
4箇所	平均 132.9	平均 138.7	合計 248.5	合計 900

が、木津川、服部川の合流地点では、河床形状データおよび伊賀残流域の流入点が不明確であることから、計算間隔を $2\Delta x$ (400m)としている。

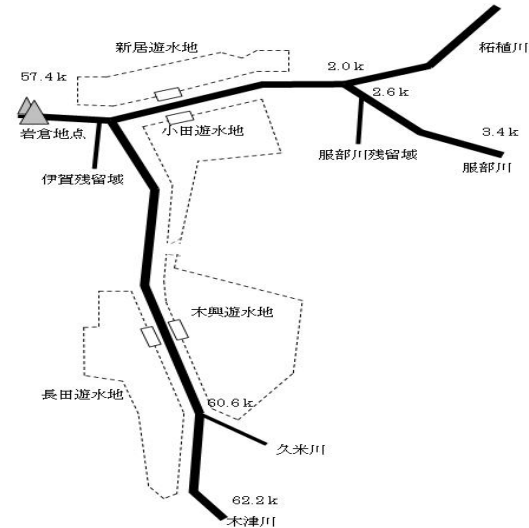


図-2.2 木津川上流平面図

初期条件は、計算開始時刻の流量を上流から定常で流下させた場合の流量と水位を与えている。また水位の計算には、ベルヌーイの式(加速度項を除く)(2・1)と河道内貯留を考慮した連続式(2・2)を連立させ計算する。また越流流量の計算には本間の越流公式を用いたが、完全越流時ともぐり越流時に不連続が生じることから、不連続を解消するため(2・4)を与えた。

$$H_n + \frac{v_n^2}{2g} = H_{n-1} + \frac{v_{n-1}^2}{2g} + h_l \quad (2 \cdot 1)$$

$$\frac{Q_n(t) + Q_{n+1}(t + \Delta t)}{2} = \frac{Q_{n-1}(t) + Q_n(t + \Delta t)}{2} + \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad (2 \cdot 2)$$

※nは下流から上流に付した断面番号を示す

$$\frac{h_2}{h_1} < \frac{2}{3} \text{ のとき } Q_{out} = 0.60Bh_1\sqrt{2gh_1} \quad (2 \cdot 3)$$

$$\frac{1}{2} \leq \frac{h_2}{h_1} < \frac{2}{3} \text{ のとき } Q_{out} = (-1.6\frac{h_2}{h_1} + 1.35)Bh_1\sqrt{2gh_1} \quad (2 \cdot 4)$$

$$\frac{h_2}{h_1} \geq \frac{2}{3} \text{ のとき } Q_{out} = 0.91Bh_2\sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (2 \cdot 5)$$

(h_1 , h_2 : 越流堤頂を基準とした堤内外の水位)

各遊水地内では、水面は水平であるものとして、水位の時間変化を次式で算出した。

$$\Delta H / \Delta t = Q_{out} / A \quad (2 \cdot 6)$$

ここに、Hは遊水地水位、Aは遊水地面積である。

3. 解析結果と考察

以下の4項目から洪水調節効果を検討する。

- ①越流堤の越流量の変化（逆越流含む）
- ②各遊水地（木興，長田，新居，小田）の水位変化
- ③岩倉地点（57.4km 地点）の流量の変化
- ④河川（木津川，服部川）全体の水面形の変化

3.1 固定式の越流堤による流量低減

本研究では、まず越流堤を固定式にした場合に、岩倉地点でのピーク流量が、越流堤の高さと長さに応じたどのように変化するかを検討した。越流堤の条件は越流堤長を3パターン、越流堤高を4パターンの12ケースについて行った。その結果、最も岩倉地点のピーク流量を低減する条件は、越流堤長が800m、越流堤高が135.8m付近であることが分かる。また岩倉地点のピーク流量は越流堤高が135.8m以上では、越流堤長が長いほど低減効果があり、低い場合には越流堤長は短いほど低減効果がある。これは越流堤高が低い場合には越流開始時間が早くなり、遊水地の機能が十分に発揮できないことや、逆流による流量増加が考えられる。

3.2 可動式の越流堤による流量低減

固定式の越流堤による検討の結果、岩倉地点で流量が最大となる時刻には、遊水地からの逆越流が生じていることが分かった。そこで、逆越流が生じた場合に越流堤高を高くして、越流堤からの流出を止めることで、ピーク流量の低減と、洪水の長期化を防止できるかを検討した。ここでは固定堰で最も岩倉地点流量を低減した、越流堤長800m、越流堤高135.8mについて結果を示す。検討の結果、可動堰を設置した場合にはピーク流量の低減効果は、固定堰とほとんど変わらなかった。しかし洪水の長期化は防止することができ、これは堤防への負担軽減につながると考える。

また岩倉地点の流量が定めた流量に達するまで越流させずに、下流端流量がその値に達した時点で越流させる方法も考えられる。本研究では下流端流量を、国土交通省が示す2700m³/sとして検討したが、結果としては下流端流量の低減にはほとんど効果がなかった。しかし越流開始直後の越流流量は過度であることから、人為操作を加え越流流量を調節することで、下流端流

量の低減につながる可能性もある。

3.3 越流堤設置による、河道内水位の変化

越流堤を設置せず、河道掘削と築堤のみでの対策を行った場合には、上流端流量が最大になる時刻には、計算区間において計画高水位を超過することが分かる。しかし越流堤を設置した場合には計画高水位以下で流下させることができる。ただし直轄区間上流において、河道内水位が計画高水位に近づいていることから、上流の指定区間においても今後検討していく必要がある。

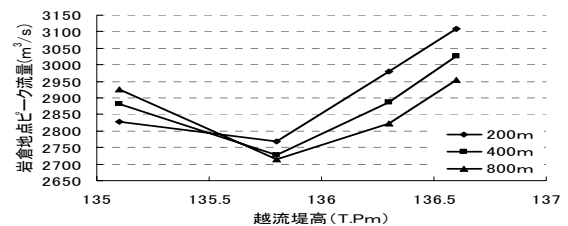


図-3.1 越流堤条件と下流端流量

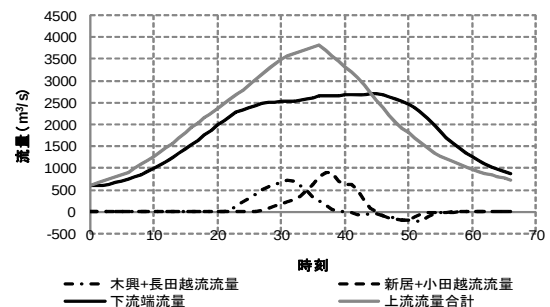


図-3.2 下流端流量と越流流量の時間変化

（越流堤長800m 越流堤高135.8m）

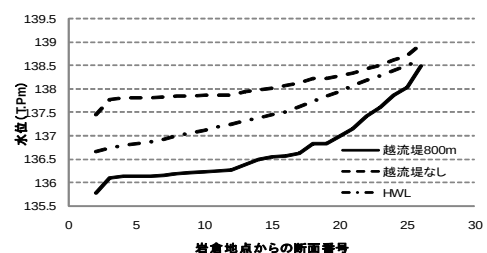


図-3.3 越流堤の有無による水位変化

4. おわりに

解析結果から、固定堰に比べて若干ではあるが可動堰を設置した場合に、岩倉地点の流量が低減された。しかし可動堰は操作ミスや、操作するタイミングをどのように判断するかなど、課題が多い。また800mもの長い区間を可動堰にすることは、現実的ではなく、可動堰による大きな流量低減はなかったことから、固定堰による対応が望ましい。しかしながら本計算には、多くの近似が含まれていることから、他の越流堤条件でも解析を実施するとともに、計算の精度を高めていく必要がある。