

玉川上水復活に向けた流量算定

中央大学大学院	学生会員	○山田	真衣
中央大学大学院	学生会員	小石	一宇
中央大学大学院	学生会員	矢本	貴俊
中央大学	フェロー会員	山田	正

1. はじめに

国の史跡である玉川上水の現況図を図-1に示す。1653年に上水利用を目的に造られ、江戸の発展に大きく貢献し、多くの東京市民に愛された人工河川であった。造られた当時は地元住民の憩いの場になっていただけでなく、絵画や俳句の題材として取り上げられた。現在は、全長43 kmあった本水路の約3分の2は上水道としての役割を終え、暗渠になっている所もあれば、下水道処理水が流れている所もある。さらに33あった分水は、現在は11までに減った。

河川に水を流下させることによる自然環境にもたらす効果が見直されている。玉川上水を復活させる理由の1つにこれがある。例えば、ヒートアイランド現象や水質悪化といった問題の改善や、歴史・文化振興の効果が見込まれている。これらを見込んで、かつてのように多摩川の水を流下し、人々の憩いの場を取り戻そうという運動が起きている。この復活の実現化には適切な河道設計が必要であり、そのために必要な流下能力の検討が不可欠である。しかし、そのような研究は行われていない。そこで本研究では昔のような美しい玉川上水を復活させるために流量算定をすることを目的とする。

具体的には、川幅の変化と分流による影響を考慮し数値計算を行う。本研究ではまず分流が無い場合、分流を1つ考慮した場合を行った。

上流で与える流量や粗度係数、分流の位置や分流量を様々に変えて与え、どの地点でどの程度水深が堤防の高さを超えるのかを見た。

2. 流量算定方法について

一般的に河川の流下能力を調べる手法としては、不等流計算が用いられる。対象とする河川の特성에応じて、1次元から準2次元で計算を行う。本研究で対象とする玉川上水は人工水路であり、河床材料が概ねコンクリートであり、河床変動の影響は考慮する必要はない。また水路内において死水域や樹木群となる場所は少ないことから、準2次元計算ほどの精度がなくても妥当な結果が得られると考え、本研究では1次元で計算することとした。

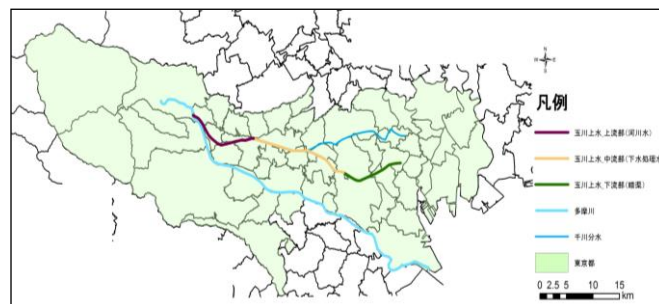


図-1 玉川上水の現況図

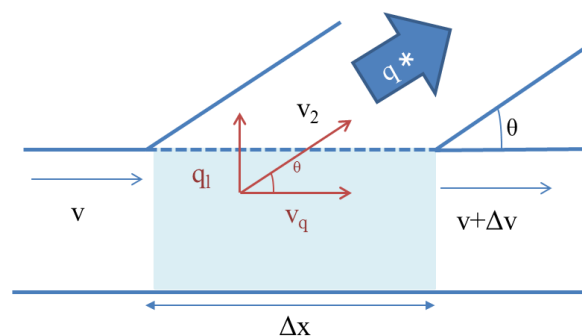


図-2 流出がある場合の河川の平面図

また、計画では一定流量を流すが、一定流量でない場合も流せるように本研究では不定流で計算を行った。

3. 分合流がある場合の不定流の基礎方程式

図-2は横流入入がある場合の1次元不定流の概念図である。基礎式は連続式(1)と運動方程式(2)の2つである⁵⁾。

$$\frac{DA}{Dt} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial vQ}{\partial x} = -gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} \right) - gAI_f + q_l(v - v_q) \quad (2)$$

キーワード 一次元不定流, 流量計算, 玉川上水

連絡先 〒112-8551 東京都文京区春日1-13-27 TEL 03-3817-1805 FAX 03-3817-1803

ここに、 A ：断面積 $[m^2]$ ， Q ：流量 $[m^3s^{-1}]$ ， V ：流速 $[ms^{-1}]$ ， Vq ：分流流速 $[ms^{-1}]$ ， q ：単位幅流量 $[m^2s^{-1}]$ ， q^* ：単位幅分流量 $[m^2s^{-1}]$ ， q_l ：主流に交わる方向の単位幅分流量 $[m^2s^{-1}]$ ， I_f ：摩擦勾配 $[m]$ である。

矩形断面とし、摩擦勾配をマンニングの粗度係数を用いて表現すると(1)、(2)式は(3)、(4)式のように書き換えられる。

(5)、(6)式の計算手法は差分法を用いて時間的に前進差分、空間的には中心差分を用いた。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{q}{B} \frac{\partial B}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial x} = \frac{q_l}{B} \tag{3}$$

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial vq}{\partial x} = -gh \left(\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} \right) - \frac{gn^2 \left(\frac{q}{h} \right)^2}{h^{\frac{1}{3}}} + \frac{q_l}{B} (v - v_q) \tag{4}$$

4. 計算条件

初期条件は(5)式に示す等流水深を与える。

$$h_0 = \left(\frac{n^2 q_0^2}{i_0} \right)^{\frac{3}{10}} \tag{5}$$

境界条件は上流端では一定流量を与え、下流端では空間的に変化が無く、疑似的等流状態とおいたノイマン境界条件を与えた。

この計算において越水とは水深が堤防高さを越えることと定義する。通常、流下能力を調べる際は各断面の形状・特性に応じた粗度係数を与えて調べる。しかし、本研究ではまず河道全体の粗度係数の傾向を調べるためにマンニングの粗度係数を0.02 $sm^{-1/3}$ から+0.005 $sm^{-1/3}$ 刻みで河道一様に与えた。与える流量は20 m^3s^{-1} から +5 m^3s^{-1} 刻みで変えることで各条件における流下能力を検討した。また、堤防高さと川幅は「武蔵野の水路 玉川上水とその分水路の造形を明かす」を参考にした¹⁾。また河床勾配はは計算区間である上流から32kmまでの平均な値 0.0021で一様に与えて計算を行った。

5. 計算結果

川幅が変化する1次元不定流計算による支川を含まない本水路のみの数値計算結果を図-4に示す。計算結果は支川の影響を考慮しない本水路のものである。支川の影響を考えないため、(1)、(2)式の分流量 $q_l=0$ とした。

結果を見ると、水深の変化は川幅の変化の逆位相であることが分かった。最も堤防高さが低い地点は上流から9 km地点(以下a地点)である。堤防高さは1.5 mで、この地点から越水が確認できた。その時の条件や越水深は表-1にまとめたものを示す。

次に堤防高さが低い箇所である上流端から25 km地点で

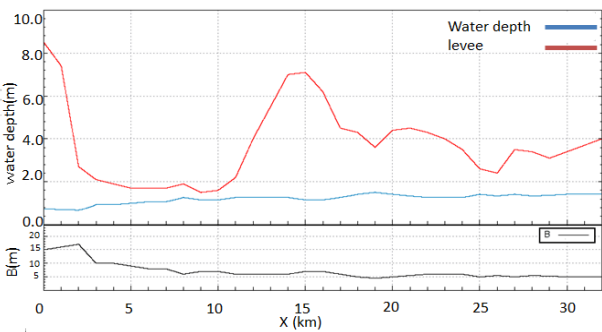


図-3 計算結果 (n=0.02 Q=20の場合)

表-1 計算結果まとめ

		マンニングの粗度係数($sm^{-1/3}$)		
		0.02	0.025	0.03
流量 (m^3s^{-1})	20	○ (0.33m)	○ (0.18m)	○(0.021m)
	25	○ (0.18m)	○ (0.19m)	× (-0.033m)
	30	○ (0.021m)	× (-0.21m)	× (-0.41m)

※○...水が堤防を越える、×...水が堤防を越えない
()内はa地点の堤防高さ-水深

はマンニングの粗度係数 0.03 $sm^{-1/3}$ ，流量36 mm^3s^{-1} で越水した。その他の地点である千川上水や野火止用水など分流地点において水深の顕著な変化は確認できなかった。

千川上水付近での玉川上水の水深は 20~30 cm (2015年7月28日現地観測)であった。水深を20 cm程度にするにはマンニングの粗度係数 0.03 $sm^{-1/3}$ ，流量 0.5 mm^3s^{-1} であることが計算から分かった。次にa地点で溢れないように分流を加えてみた。上流から7 km地点に分流を設置したところ、a地点で溢れなくなった。

参考文献

- 1) 渡部 一二：武蔵野の水路 玉川上水とその分水路の造形を明かす，2004
- 2) 小坂 克信：玉川上水の分水と沿革と概要，2005
- 3) 細見 寛：近代水循環形成物語，2014
- 4) 細見 寛：武蔵国・江戸物語，2015
- 5) 矢本 貴俊，小石 一字，山田 正：支川合流部を持つ開水路流れの一次元計算手法の提案，地球環境シンポジウム，2015