

# 流出解析を見据えた調節池の流量特性に関する研究

指導教員 庄建治朗 助教

秋田 燎汰

1. はじめに 都市化による浸透能の低下と併せ、近年局所的な集中豪雨が多発していることで、都市部の中小河川流域において度々水害が発生している。都市化による水害を防止する洪水調節としての役割を果たすとの観点から、昔農業用につくられたため池が見直されてきている。河川への流出解析や洪水調節効果の検討を行う上で調節池の流量特性を把握することは重要である。

以上の背景の下、本研究では対象とする調節池の堰にて流速計測を行うことで越流水深と流出量の関係式を作成するとともに、それをもとに調節池への流入量の算定を行った。そして、対象調節池における流量特性の把握を試みた。

2. 現地観測 現地観測は名古屋市緑区を流れる扇川流域内に位置する神沢池・要池・大池を対象とし、複数回行った。観測結果をそれぞれ表-1, 2, 3に示す。神沢池においては電磁流速計(株式会社ケネック製—本体・VP3000, 検出器・VPT3-200-13P)を用いて流速を計測することができたが、要池と大池においては堰の位置や出水の状況により流速計での計測が危険もしくは不可能と判断したため、浮子計測にて表面流速を計測した。そこで、断面平均流速の算定には流速の計測方法に合わせて、流速計による計測の場合には3点法を、浮子による計測の場合には浮子更正係数を用いることとした。ただし、浮子更正係数については、政府機関等が定める規定が幅の広い河川を対象としたものしか存在していないため、ボール浮子を用いた農業用水路における2つの実験の結果<sup>1),2)</sup>より導いた浮子更正係数  $\lambda$  に関する関係式(1)をもとに定めるものとした。

$$\lambda = 0.0023(B/H)^2 - 0.0643(B/H) + 1.0456 \quad (1)$$

ただし、 $B$ :水路幅(m),  $H$ :水深(m)であり適用範囲は $1 \leq B/H \leq 7$ である。適用範囲を外れた大池のデータに関しては全て $\lambda = 0.70$ とした。以上により求めた断面平均流速に通水断面を乗じて流量を算定した。

3. H-Q 曲線式の作成 各堰は水深が浅い場合は矩形単断面であるが、深くなると神沢池と要池は幅が広がり複断面となり、大池はオリフィスになるような構造をしている。今年度の降雨の関係上、各調節池の堰の断面が変化するほどの水深にて観測を行うことが出来なかった。そこで、堰が矩形単断面となる水深の範囲に関してのみ現地観測の結果をもとに最小二乗法を用いてH-Q曲線式を作成した。断面変化する水深の範囲に関しては神沢池の場合、汎用3次元熱流体解

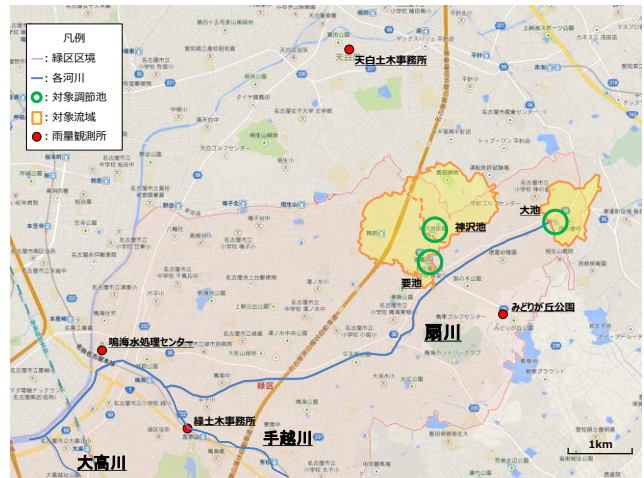


図-1 対象流域図

表-1 神沢池での観測結果

データ	$V_{0.5}(m/s)$			$V_{0.6}(m/s)$			$V_{0.8}(m/s)$			$V_c(m/s)$		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②	③
1	0.070	0.082	0.074	0.12	0.008	0.010	0.008	0.002	0.003	0.003	0.009	0.075
2	0.399	0.434	0.407	0.428	0.433	0.428	0.321	0.433	0.359	0.394	0.433	0.406
3	0.413	0.442	0.397	0.403	0.409	0.416	0.374	0.398	0.367	0.398	0.445	0.399
4	0.396	0.430	0.395	0.409	0.455	0.405	0.332	0.369	0.377	0.386	0.427	0.395
5	0.407	0.423	0.401	0.421	0.442	0.413	0.388	0.383	0.374	0.409	0.422	0.400
6	0.923	0.979	0.758	1.006	1.038	0.894	0.839	0.972	0.790	0.943	1.006	0.834
7	0.747	0.847	0.712	0.671	0.862	0.813	0.685	0.770	0.711	0.693	0.835	0.762

データ	水位H(m)			各水面幅B(m)			断面積A(m <sup>2</sup> )			流量Q(m <sup>3</sup> /s)		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③	Q(全)	H(全)	
1	0.070	0.082	0.074	0.12	0.008	0.010	0.008	0.002	0.003	0.003	0.009	0.075
2	0.107	0.110	0.101	0.12	0.013	0.013	0.012	0.005	0.006	0.005	0.016	0.106
3	0.103	0.108	0.107	0.12	0.012	0.013	0.013	0.005	0.006	0.005	0.016	0.106
4	0.104	0.111	0.110	0.12	0.012	0.013	0.013	0.005	0.006	0.005	0.016	0.108
5	0.100	0.104	0.102	0.12	0.012	0.012	0.012	0.005	0.005	0.005	0.015	0.102
6	0.357	0.359	0.355	0.12	0.043	0.043	0.043	0.040	0.043	0.036	0.119	0.357
7	0.288	0.291	0.285	0.12	0.035	0.035	0.034	0.024	0.029	0.026	0.079	0.288

表-2 要池での観測結果

データ	流下距離	通過時間	表面流速	水面幅	水位	B/H	更正係数	更正係数
	L(m)	T(s)	$V_s(m/s)$	B(m)	H(m)		$\lambda$	$\lambda'$
1	3.000	2.663	1.131	1.000	0.240	4.167	0.818	0.82
2	3.000	2.756	1.092	1.000	0.150	6.667	0.719	0.72
3	3.000	1.389	2.174	1.000	0.395	2.532	0.898	0.90
4	3.000	0.890	3.405	1.000	0.695	1.439	0.958	0.96
5	3.000	1.319	2.287	1.000	0.531	1.885	0.933	0.93

データ	断面平均流速	断面積	流量	風速	風向き
	$V_m(m/s)$	A(m <sup>2</sup> )	Q(m <sup>3</sup> /s)	(m/s)	
1	0.928	0.240	0.223	8.9	西北西
2	0.786	0.150	0.118	2.8	東南東
3	1.956	0.395	0.773	8.2	南南東
4	3.269	0.695	2.272	9.6	南南東
5	2.127	0.531	1.128	4.2	西北西

表-3 大池での観測結果

データ	流下距離	通過時間	表面流速	水面幅	水位	B/H	更正係数	更正係数
	L(m)	T(s)	$V_s(m/s)$	B(m)	H(m)		$\lambda$	$\lambda'$
1	2.960	3.991	0.745	1.200	0.030	(40.000)	2.154	0.70
2	2.960	3.540	0.837	1.200	0.060	(20.000)	0.680	0.70
3	2.960	2.312	1.285	1.200	0.190	6.316	0.731	0.73
4	2.960	1.444	2.061	1.200	0.530	2.264	0.912	0.91

データ	断面平均流速	断面積	流量	風速	風向き
	$V_m(m/s)$	A(m <sup>2</sup> )	Q(m <sup>3</sup> /s)	(m/s)	
1	0.521	0.036	0.019	9.5	北西
2	0.586	0.072	0.042	2.4	東南東
3	0.938	0.228	0.214	7.0	南東
4	1.875	0.636	1.193	9.3	南南東

析ソフトウェア FLOW-3D によるシミュレーション結果を代用することで対応した。一方、要池と大池の

場合、理論式<sup>3)</sup>やオリフィスの流量公式の算定結果を代用することで対応した。なお、シミュレーションの結果を用いた場合も理論値の算定結果を用いた場合も境界条件を与えることで補正を行っている。図-2に作成したH-Q曲線を示す。

シミュレーションの結果と現地観測の結果が概ね一致した神沢池や、矩形単断面の水深範囲に対する刃形四角堰の理論値<sup>4)</sup>と観測値の結果が概ね一致した大池に関しては、高精度の観測が行えたものと考えられる。一方、要池に関してはシミュレーションの結果と刃形四角堰の理論値がともに観測値より小さい結果を示したことから今後再検討する必要がある。

#### 4. 流入量の算定結果

$$\frac{dV}{dt} = A \frac{dH}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \quad (2)$$

ただし、 $V$ ：貯留量( $m^3$ )、 $A$ ：池面積( $m^2$ )、 $t$ ：時間( $s$ )、 $H$ ：水深( $m$ )、 $Q_{in}$ ：流入量( $m^3/s$ )、 $Q_{out}$ ：流出量( $m^3/s$ )である。なお、式(2)は微分方程式であるためルンゲ・クッタ法による差分近似にて対応した。また、本研究の性質上式(2)を名古屋市に提供して頂いた水深データから流入量を算定するような陰公式として扱うため、これに関してはニュートン法による予測子・修正子法を採用することで対応した。また、 $Q_{out}$ に関してはそれぞれの堰にて作成したH-Q曲線式を代入して、対象とした降雨データに対応する水深データを用いるものとする。なお、降雨データはXバンドMPレーダのデータを用いている。また、対象事例は2011年2月末から2013年10月末の期間内である程度まとまった量の雨が降った事例を14個選定した。

対象とした降雨に対応する水深データに対して流入量の算定を行い、ハイドログラフをハイエトグラフとともにそれぞれ作成した。各調節池での事例を図-3, 4, 5にそれぞれ示す。各事例に対するグラフから、全ての池においてピークカット量は多くても500 $m^3$ 前後であり、立ち上がりからピークを迎えるまでの間に神沢池と要池では1000~10000 $m^3$ 程度、大池では500~3000 $m^3$ 程度貯留されていることが分かる。また、降雨と流入量のピーク時間差は大池が最も短く10分前後であり、神沢池と要池は最大で数時間程度となることもあると分かる。

**5. おわりに** 名古屋市緑区を流れる扇川流域に位置する調節池を対象として、H-Q曲線を作成し流量特性を把握することができた。なお、要池に関しては多少H-Q曲線式を過大評価してしまっているという不安が残る結果となったため、今後追加の検討が必要になることも考えられる。また、本研究を土台として河川への流出解析や調節池の洪水調節効果について更なる研究がもたらされることを期待する。

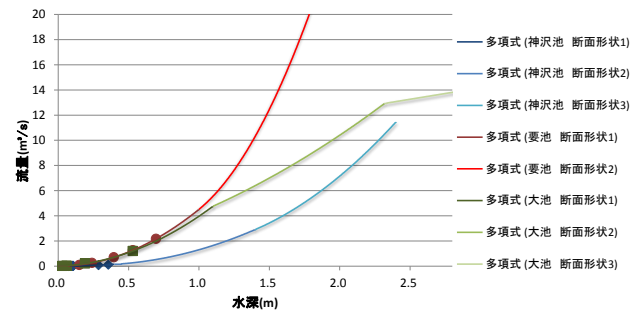


図-2 H-Q曲線図

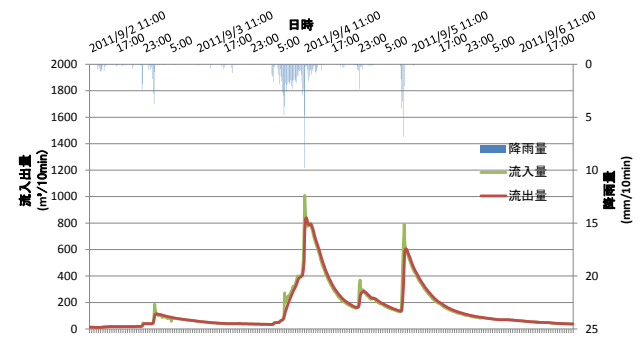


図-3 神沢池での算定結果 (2011/9/2-6)

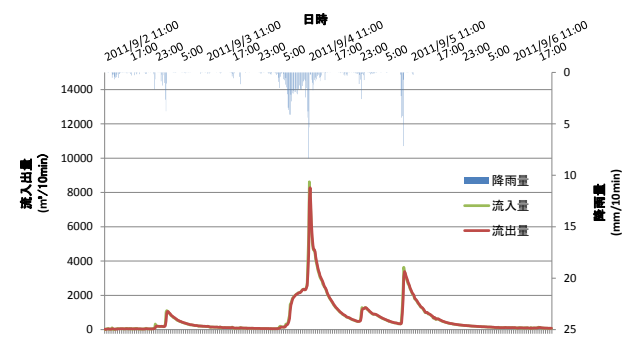


図-4 要池での算定結果 (2011/9/2-6)

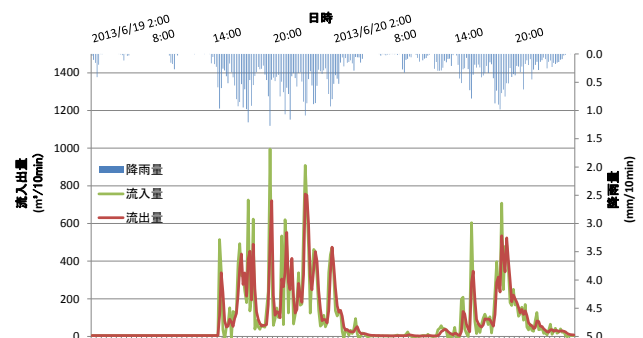


図-5 大池での算定結果 (2013/6/19-21)

#### 参考文献

- 1) 鈴木弘：ボール浮子による流量観測について(予報)，農業土木研究，第26巻第7号，pp.386-388，1958
- 2) 鈴木弘：ボール浮子の実験的考察，農業土木研究，第27巻第7号，pp.453-456，1959
- 3) 標準型越流頂の自由越流量：岩崎の式，水理公式集，昭和60年版，pp.289-291
- 4) 刃型四角堰の越流量：板谷・手島の式，水理公式集，昭和60年版，pp.283-284