

佐賀市水路網の水理量解析

佐賀大学理工学部 学 ○ 阿部 公雄 正 渡辺 訓甫
学 後藤 健次 正 大串 浩一郎

1. はじめに

低平地に属する佐賀平野では古くからクリーク網が発達しており、佐賀の産業の基盤として広く住民に親しまれてきた。しかし、近年の産業構造の変化、市街区域の拡大、河川管理体制の非一本化に伴いクリークの維持管理が困難になり内水災害、水質汚濁、悪臭などの様々な問題を抱えるようになった。このような諸問題を解決して行くためにはクリーク網全体を系統的に維持・管理する必要がある。本文は、佐賀市水路網の適切な維持・管理に関して述べたものである。

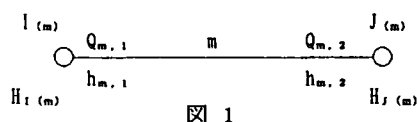
2. 手法

基礎式として一次元非定常流の運動方程式 (1) と 連続式 (2) を用いた。

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (Qv)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + J(Q, H) = 0 \quad (1) \quad \frac{\partial B}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2)$$

Q : 流量 V : 断面平均流速 A : Flow Section B : 濡れ断面積 H : 水位 J : 摩擦項

計算で採用したモデルは前報¹⁾と同様 Branch Node Model であり、図1は 任意の Branch(m) とその両端に接続している Nodeとの関係を図示したものである。



I (m), J (m) : Branch 両端に接続している Node
H_I (m) : Node I (m) の水位
H_J (m) : Node J (m) の水位
Q_m,1, Q_m,2 : Branch 両端の流量
h_m,1, h_m,2 : Branch 両端の水位

式 (1)、(2) を重み係数 θ を用いて離散化し、さらに、Branch の流量をその両端に接続している Node の水位の関数として表示することにより式 (3) が得られる。堰、水門、樋管等の構造物が存在する場合も構造物前後の水位と流量の関係を式 (3) のように線形化することにより構造物の影響を表現することができる。モデルに関する詳細は前報に譲る。

$$\begin{aligned} Q_{m,1}^* &= N_{m,1} H_I^* + N_{m,2} H_J^* + N_{m,3} \\ Q_{m,2}^* &= N_{m,4} H_I^* + N_{m,5} H_J^* + N_{m,6} \end{aligned} \quad (3)$$

3. 数値計算

計算の対象領域は佐賀市役所、佐賀駅を含む佐賀市中心街 (図2) である。図中の太線は佐賀市が指定した主要水路である。この領域はもとも流量が小さい上に十間堀川の下流でかなり堰上げられているため各水路の十間堀川付近での流速はほとんどゼロである。また、新村川・愛敬水路および大財水路の水門を普段閉め切っているため水門より下流の流れは家庭排水だけであるので水質は極めて悪い。以上のような計算領域のもとで次に示す2通りの数値解析を行った。

- (I) 三清水路(単線)における実測値と計算値の比較
- (II) 水路網全体の水理量解析と必要導水量の計算

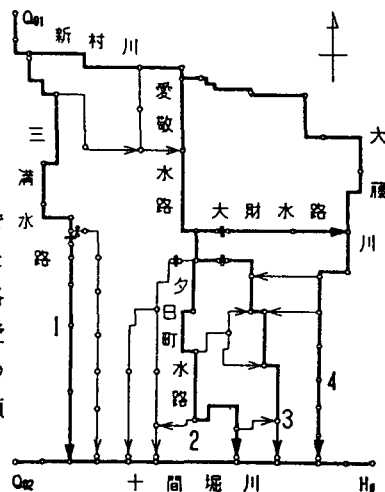
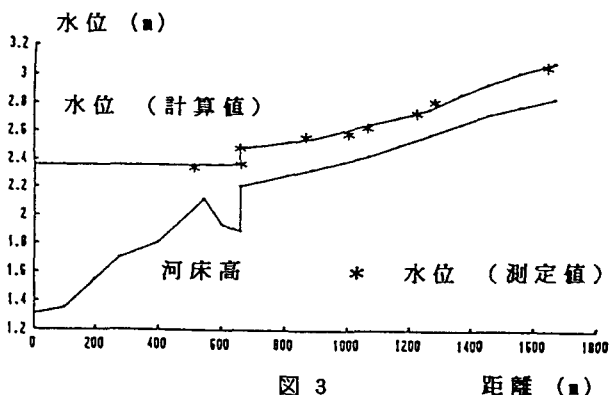


図 2

計算1：図3は三溝水路の河川幅、水深、流量の実測に基づく水面形の計算結果と測定値の比較を示している。河床高は佐賀市のデータを参考にし、粗度係数は上記のデータより逆算した。最上流端での流入流量は $0.064 \text{ m}^3/\text{s}$ であるが、途中の流入・流出により最下流端での流量は $0.041 \text{ m}^3/\text{s}$ である。また、最下流端での水位は 2.36 m である。距離 660 m 付近の水面の段差は堰によるものであり、堰の直下まで十間堀川の影響を受け堰上げ状態となっている。



計算2：佐賀市のデータ（河床高、流量、水深）と実測の河川幅をもとに図2に示す領域において、境界条件として流入流量 Q_{01} 、 Q_{02} 、最下流端Nodeの

水位 H_2 について Q_{01} を3段階、 H_2 を4段階にそれぞれ変化させて数値計算を行い、各主要水路に設けた測点 1、2、3、4 において流量、流速、水深の比較をした(表1)。なお、新村川・愛敬水路と大財水路の水門は全開した状態で計算している。各測点とも十間堀川の影響を受けて堰上げ状態となっているが H_2 の減少にともない流速が増大しているものの流量の変化は少ない。

新村川・愛敬水路は他の水路へ流量を供給しながら南下し十間堀川に達する頃には Q_{01} の $1/13$ の流量になっている。一方、三溝水路は Q_{01} の $1/5$ の流量を確保し他の水路に比べて比較的安定した流れを保っている。これは、三溝水路が供給源となっている水路が少ないうえに、新村川・愛敬水路と三溝水路との分岐点で流量がほぼ2等分されるためである。

そこで、 $Q_{01} = 1.000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $H_2 = 0.400 \text{ m}$ とし、さらに、分岐点に堰を設けて三溝水路への流入をカットして計算を行った結果(表2)、十間堀川、大財水路をのぞく各主要水路の流速が 0.15 m/s を越えた。さらに、その他の堰、水門を調節することにより上記の流速を維持したまま導水量を $0.700 \text{ m}^3/\text{s}$ まで小さくすることが可能である。

4 まとめ

水質的には各水路での流速が $0.25 \sim 0.30 \text{ m/s}$ ²⁾ の範囲が好ましいのでさらに導水量が必要であるが今回対象とした領域は佐賀市の水路網全体のおよそ $1/10$ であり佐賀市水路網の供給源である多布施川の流量を考えれば導水量 $0.700 \text{ m}^3/\text{s}$ は決して少なくはない。今後さらに対象領域を広げてより適正な流量配分を検討していくつもりである。

参考文献

- 1) 阿部 公雄 他：開水路網の不定流解析，土木学会西部支部研究発表会論文概要集，1990。
- 2) 古賀 憲一 他：佐賀クリーク網の水質管理に関する研究，環境システム研究論文集，Vol. 19，1991。

表 1

Q_{01} \ H_2	1.000	0.800	0.600	0.400
0.114	0.023 0.040 0.168	0.023 0.120 0.062	0.022 0.110 0.069	0.022 0.100 0.070
0.400	0.076 0.120 0.119	0.076 0.170 0.110	0.076 0.160 0.123	0.076 0.170 0.160
1.000	0.190 0.190 0.320	0.190 0.230 0.278	0.190 0.240 0.262	0.190 0.240 0.258

測点1 三溝水路

Q_{01} \ H_2	1.000	0.800	0.600	0.400
0.114	0.023 0.020 0.227	0.019 0.090 0.061	0.018 0.080 0.044	0.018 0.080 0.048
0.400	0.056 0.056 0.249	0.048 0.080 0.113	0.051 0.120 0.080	0.052 0.120 0.087
1.000	0.130 0.080 0.324	0.135 0.120 0.131	0.125 0.120 0.186	0.124 0.140 0.177

測点2 夕日町水路

Q_{01} \ H_2	1.000	0.800	0.600	0.400
0.114	0.011 0.040 0.163	0.008 0.070 0.042	0.008 0.070 0.045	0.008 0.070 0.046
0.400	0.038 0.080 0.163	0.025 0.110 0.067	0.028 0.120 0.096	0.030 0.120 0.099
1.000	0.104 0.130 0.280	0.087 0.180 0.181	0.080 0.180 0.172	0.079 0.180 0.171

測点3 新村川・愛敬水路

Q_{01} \ H_2	1.000	0.800	0.600	0.400
0.114	0.027 0.010 0.193	0.026 0.020 0.193	0.026 0.090 0.093	0.026 0.090 0.090
0.400	0.103 0.030 0.416	0.097 0.080 0.241	0.106 0.140 0.153	0.107 0.150 0.146
1.000	0.277 0.120 0.478	0.282 0.180 0.362	0.284 0.190 0.307	0.284 0.200 0.256

測点4 大蔵川

表 2

	測点1	測点2	測点3	測点4
流量	0.120	0.150	0.098	0.149
流速	0.210	0.160	0.119	0.230
水深	0.193	0.191	0.193	0.308