

宮崎大学工学部 正会員

石黒政機

宮崎大学工学部 学生員

上原尚明

○ 宮崎大学工学部 学生員

佐藤 武

1. はしがき 都市下水道における排水管渠の断面は雨水流出量によって決定される。よって降雨からの雨水流出量をいかに正確に算定するかが重要なポイントである。¹⁾本研究は宮崎大学工学部構内の全排水渠を利用し、自記雨量計、自記降雨強度計、パージアルフリームによる自記流量計および雨量水位同時記録計を設置して実測を行ない、降雨と流出に関する諸問題を昭和41年度に引き続き、昭和42年度の観測記録より検討せんとするものである。本文では本流域での浸透能(損失能)曲線を求めてその理論を考慮したユニットグラフによる算定法、降雨強度と流出量との関係および等価粗度係数値を求めて、それによる流出量算定を行ない、これらに考察を加えて昨年度に引き続き²⁾第2報として報告する。

2. 流域特性と実測装置 宮崎大学工学部構内の約35haに昭和39年度に図-1に示すような排水渠が建設された。この排水渠は宮崎市における5年確率降雨強度式： $I_5 = 650/(t+20)$ (mm/h)を採用して、流入時間10分Manning流達公式にて流下時間をとリ、矩形断面(一部有蓋渠)コンクリート製水路底勾配は $1/250 \sim 1/500$ として設計されたものであり、総延長は約700mでその最下流端での計画流量は 0.8 (m³/sec)となっている。流域内の建物面積は 0.86 haで全域の25%をしめ、その他は芝地と砂利道であり最上流端と下流端の平均地表面勾配は $1/200$ 、土質はローム層である。図-1のA点に気象庁型サイフォン式自記雨量計(1日巻)、B点にコンクリート製のパージアルフリーム(3分)と雨量水位同時記録計、C点に感雨器、降雨強度計、降雨計をそれぞれ設置し、年毎連続観測を行なった。これらのうちで、昭和42年度に新たに設置されたもののみを概説すると、つぎのとおりである。^{3), 4)}

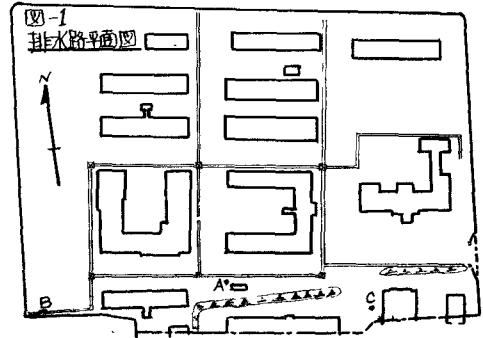
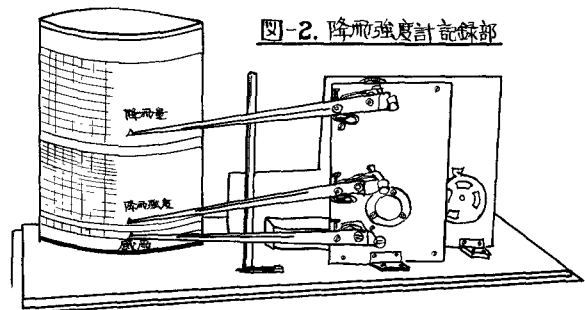


図-2は降雨強度計の記録部のみを示すが、これは降雨量、降雨強度と感雨を同時に自記できるもので、雨量計は市販の口径 200 mm、 45 mm転倒しす型と同じである。降雨強度計は水滴計数型で口径 200 mm、 0.0283 (mm/h)が、絶縁油の中に2本の電極があり、無降雨の時はさきめて大きな抵抗となっている。降雨時に水滴が2本の電極間を通過すると抵抗が一時的に下がり、トランジスタ増幅器に出力が現われる。このためリレーが作動し、強度用計数器がカウントする。これは1分ごとの強度 (mm/h)として表示される。強度が 100 (mm/h)を越えると本器では飽和となる。感雨器はエポキシ樹脂製の表面に銅板を接着した感電板に直径 45 mm以上の水滴

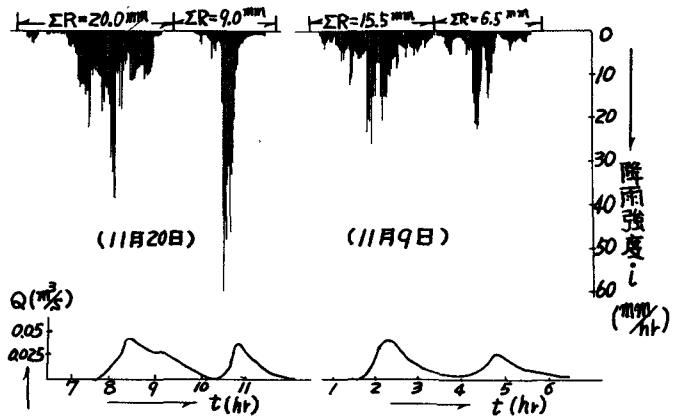


によって電極間の抵抗が小さくなり電流が大となって記録器のマグネットを動作させて降雨のあったことを記録する。雨量水位同時記録計は雨量は50^{mm}繰返し自動ワイヤンで降雨の重力でバネのびが自記録に記録され水位は浮子の上下によって倍率1/5で雨量と同じ紙上に記録される。自記録は1時間に1cm移動する。

図-3. 実測ハイトグラフとハイドログラフ

3. 実測記録とその検討 42

年4月より11月までの降雨記録は一直降雨として10^{mm}以上のものが47回、30^{mm}以上が16回で昨年度より少ない。1日最大は9月28日の98.9^{mm}、1時間最大は同日の43.5^{mm}、10分間最大は同じ28日の16.5^{mm}であった。図-3に自記降雨強度計で得られた1分ごとの降雨強度(ハイトグラフ)と流出量との関係の一例を示すが降雨ピークと流出量ピークの時間のずれは大体15~20(min)で設計当初の計算値と適合している。都市下水道のような小流域においては排水管路断面決定の観点からすれば全降雨量と流出量の関係よりも短時間における降雨強度とピーク流出量との関係の方がより重要な要素であり、またピークのずれの変化は図-3でも明らかにように各降雨の型、すなわちハイトグラフによって異なってくる。この点については本装置によって今後の実測値から、さらに適切な結果が解明されるであろう。



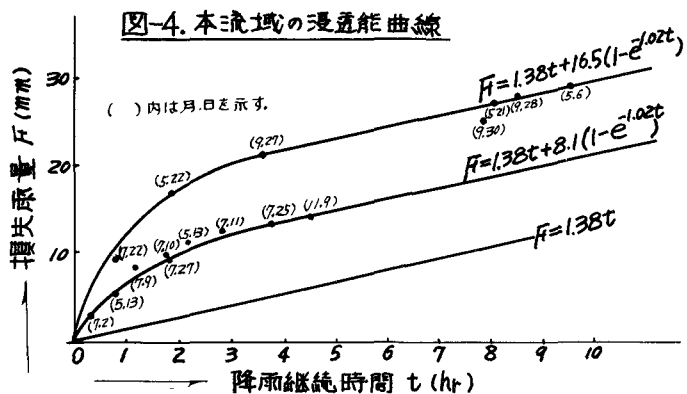
7と流出量ピークの時間のずれは大体15~20(min)で設計当初の計算値と適合している。都市下水道のような小流域においては排水管路断面決定の観点からすれば全降雨量と流出量の関係よりも短時間における降雨強度とピーク流出量との関係の方がより重要な要素であり、またピークのずれの変化は図-3でも明らかにように各降雨の型、すなわちハイトグラフによって異なってくる。この点については本装置によって今後の実測値から、さらに適切な結果が解明されるであろう。

4. 本流域の浸透能(損失能)曲線 有効雨量と損失雨量との分離の方法には種々あるが最も合理的な方法として浸透能理論があげられる。浸透能についてはHortonが次式を示している。^{5), 6)}

$$f = f_0 + (f_0 - f_e) e^{-kt} \quad \text{----- (1)}$$

ここに、 f_0 および f_e はそれぞれ初期および最終の浸透能、 k は常数である。

この実験式が自然流域における凹地貯留などを含め損失能の時間的变化を与えるものと仮定すると、 f_0 、 f_e および k を決定することによって、降雨期間中の刻々の損失能、したがって有効雨量を算定できることになる。



なる。一連降雨において累加雨量をR、総直接流出量をQ、累加損失雨量をFとすれば、

$$F = R - Q \quad \text{----- (2)} \quad \text{であり、またFは式(1)を積分した式(3)で表される。}$$

$$F = \int_0^t f dt = f_0 t + \frac{f_0 - f_e}{k} (1 - e^{-kt}) \quad \text{----- (3)}$$

したがって種々の降雨継続時間 t とそれに対応する累加損失雨量 F とを用いておおよそを求めることができる。昭和42年度の降雨観測記録より損失雨量と降雨継続時間との関係および算定曲線を示したものが図-4である。図上の実測値から本流域における浸透能(損失能)方程式を次のように得る。

$$F = 1.38t + 16.5(1 - e^{-0.02t}) \text{----- (4)} \quad F = 1.38t + 8.1(1 - e^{-0.02t}) \text{----- (5)}$$

なお石原博士らの由良川における損失量と降雨継続時間との関係は次の式(6)~(8)で示されている。

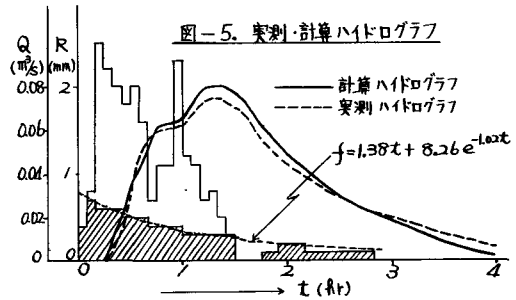
$$F = 0.27t + 24.2(1 - e^{-0.15t}) \text{--- (6)} \quad F = 0.27t + 17.9(1 - e^{-0.15t}) \text{--- (7)} \quad F = 0.27t + 11.1(1 - e^{-0.15t}) \text{--- (8)}$$

式(4)(5)より本流域における浸透能(損失能)減衰曲線は次式(9)(10)で表わすことができる。

$$f = 1.38 + 16.83e^{-0.02t} \text{----- (9)} \quad f = 1.38 + 8.26e^{-0.02t} \text{----- (10)}$$

ここで得られた浸透能曲線の応用として本流域でのユニットグラフを求め、7月10日の降雨に式(9)(10)

を用いて有効雨量を算出し、算定合成ハイドログラフと実測ハイドログラフとを図-5に示す。この結果は計算ピーク流量が実測値よりも7%近く大きくなっている。この原因としては(1)降雨の後半において浸透能(損失能)より降雨量が少ないのでその分だけピーク流量に影響をおよぼす前部の有効雨量が増加している。(2)降雨開始当初は凹形貯留の影響が大でスムーズな浸透能(損失能)曲線より実際は大きな損失能を有している。(3)ユニットグラフでの3つの仮定そのものが降雨と流出の現象を線型的に与えているのに実際は異なるので、このユニットグラフ算定値にも多少の信頼性に欠けることなどが考えられる。なお損失雨量として流域における凹形貯留、浸透と不浸透流域の比率、土質、地表勾配、あるいは先行降雨など多くの要素を組み入れた浸透能(損失能)方程式算定の新しい方法の解明は今後に残された問題である。



より実際は大きな損失能を有している。(3)ユニットグラフでの3つの仮定そのものが降雨と流出の現象を線型的に与えているのに実際は異なるので、このユニットグラフ算定値にも多少の信頼性に欠けることなどが考えられる。なお損失雨量として流域における凹形貯留、浸透と不浸透流域の比率、土質、地表勾配、あるいは先行降雨など多くの要素を組み入れた浸透能(損失能)方程式算定の新しい方法の解明は今後に残された問題である。

5. 本流域の等価粗度係数値 都市下水道計画での雨水流出量算定法としては、実験公式や合理式が慣用されているが、新しい方法として特性曲線法を応用した等価粗度係数法がある⁷⁾。この方法は極めて理論的で合理性に富むがその中の等価粗度係数値を従来の流出係数のように推定しなければならぬ。そこで類似流域での今後の応用に役立たせるため本流域での等価粗度係数値を実測記録より求める。

等価粗度係数法によると図-6に示すような矩形流域からの流出量は次式により求まる。^{(9),(10)} 遅滞のない場合: $Q = iBL \text{ (m}^3\text{/s)} \text{--- (11)}$

遅滞のある場合: $Q = i(B - \Delta B)L \text{ (m}^3\text{/s)} \text{--- (12)}$

ここで Q は雨水流出量($\text{m}^3\text{/s}$)、 B は排水域平均巾(m)、 L は排水渠長(m)、

ΔB は B のうち遅滞の起っているため差し引くべき巾(m)であり、 i は降雨強度(mm/sec)であって、次式で表わされる流入時間 t_b 、流出時間 t_L の和 $t = t_b + t_L$ を降雨継続時間として求める。

$$t_b = \sqrt{NeB / \sin \theta} / i^{3/5} \text{----- (13)} \quad t_L = K L^2 / (iB) \text{----- (14)}$$

式(13)(14)において、 Ne は等価粗度係数($\text{m}^{-1/5}\text{sec}$)、 $\sin \theta$ は平均地表面勾配、 K 、 B は定数で排水渠に特有の値である。以上により適当な矩形流域において降雨流出量、地表面勾配などを実測できれば t_b 、 t_L の式を用いて Ne を算定することができる。そこで本流域の等価粗度係数を求めるため中央排水渠の右側のみを考

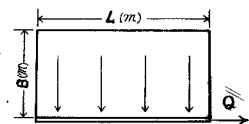


図-6

え、これを図-6のような矩形に置き換えると、 $B=58(m)$ 、 $L=310(m)$ となる。そして実測されている流出量にこの矩形流域と全流域との面積比1/5を乗じて矩形流域からの実測流出量とする。その本流域での流域特性値を求めると、 $\sin\theta=0.0055$ 、 $K=0.563$ 、 $\alpha=0.671$ となる。以上の操作の後降雨→流出量記録の中から図-7に示すような等価粗度係数 η_e 算定に都合の良いものを選び、その平均降雨強度最大流出量、流速時間を求め η_e 値を計算すると下表を得る。表より初期流出量が大きいほど等価粗度係数は小さくなる傾向をもつ事が見いだされる。これは合理式において初期流出量が大きいほど流出係数 C が大きき算出される事実と対称的である。

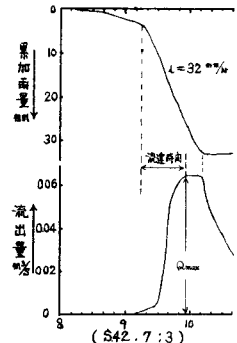


図-7

次に本流域の等価粗度係数を $\eta_e=0.20$ として最大流出量を算定する。宮崎市の5年確率降雨強度式は $i=0.50/(1+2.0)$ (m^3/hr)又は $i=1.4 \times 10^{-3}/(1+15.5)$ (m^3/s)と算出されている。この式に流速時間の $t=t_b+t_L$ を代入して、 $\eta_e, L, B, \sin\theta$ 、 α および K の実測値を用いると次の式が成り立つ。

$$(1.4 \times 10^{-3} i^{-1} - 15.5)^2 = \{0.20 \times 58 \times 0.0055^{-1/2} i^{3/2} + 0.563 \times 310^{0.671} (68i)^{-0.229}\}^2$$

$$\therefore 1.96 \times 10^{-6} i^{-2} - 4.34 \times 10^{-5} i^{-1} + 240 = 20.7 i^{-0.4} + 0.95 i^{-0.229}$$

これを解くと $i=2.486 \times 10^{-5} (m^3/s) = 89.5 (m^3/hr)$ を得る。この値を式(14)に代入して t_b, t_L を計算すると $t_b=14.39(s)$ 、 $t_L=227(s)$ 、したがって流速時間は $t=166.6(s)$ となり遅滞のない場合の最大流出量は式(11)より $Q=2.486 \times 10^{-5} \times 58 \times 310 = 0.448 (m^3/s)$ となる。これは模型化した矩形流域からの最大流出量で、さらに面積比によって全流域の流出量は $Q_{max}=0.448 \times 5 = 0.87 (m^3/s)$ となり、合理式による本流域の計算流出量と大差はない。しかし合理式では問題の多い流入時間を単に10分と仮定するので等価粗度係数法によるものがより合理的であるし、前記ハイドログラフと組み合わせればハイドログラフの算定ができる長所である。^{10), 11)}

等価粗度係数値計算表

降雨強度 i $m^3 (m^3/s)$	流速時間 t sec (min)	実測最大流量 Q_{max} m^3/s	遅滞のない時の 最大流量 m^3/s	遅滞の有無	$B-4B$ (m)	流下時間 t_L (sec)	流入時間 t_b (sec)	等価粗度係数 $\eta_e (m^3/s)$	初期流量 Q_0 m^3/s
$8.89 \times 10^{-4} (32)$	2400 (40)	0.064	0.160	有	23.2	432	1968	0.204	0.004
$5.17 \times 10^{-4} (18.6)$	2700 (45)	0.032	0.093	〃	20.0	544	2156	0.195	0.000
$2.25 \times 10^{-4} (8.1)$	3180 (53)	0.014	0.041	〃	20.0	713	2467	0.138	0.004
$2.56 \times 10^{-4} (9.2)$	3000 (50)	0.020	0.046	〃	25.2	635	2365	0.113	0.016
$4.17 \times 10^{-4} (15)$	2400 (40)	0.038	0.075	〃	29.1	514	1886	0.091	0.020

$$B-4B = Q_{max}/L, \quad t_L = K L^{0.671} / (B-4B)^{0.229}, \quad t_b = t - t_L, \quad \eta_e = t_b^{0.4} (\sin\theta)^{1/2} i^{3/2} / (B-4B), \quad K=0.563, \quad \alpha=0.671, \quad \sin\theta=0.0055$$

6. おまけ 本文では昭和41年度以来観測を続けている降雨と流出の実測値を用いて、1)浸透理論による損失雨量算定としての浸透能(損失能)曲線値、2)運動方程式と連続方程式を併用曲線法によって解いて流出量算定する等価粗度係数法の等価粗度係数値を求めた。今後の実測によってさらに精度を高めたい。最後に本研究は文部省科学研究費の補助を受けたことを付記し謝意を表する。

参考文献

- 1) 石黒政俊：雨水流出量計算諸公式と今後研究動向 下水道協会誌 Vol.4 No.39 1967年6月
- 2) 石黒政俊、岡田豊、立見史夫：下水道における降雨流出の実測的研究(予報) 土木学会誌 昭和41年度研究発表会論文集 1967年1月
- 3) 大田博樹、佐井：降雨流出計 1967年5月
- 4) ウヰジ工業K.K.：雨量水位同時観測計 1966年10月
- 5) R.E.Horton: An Approach toward A physical Interpretation of Infiltration Capacity. Soil Society Proceedings 1940
- 6) R.E.Horton: The rate of infiltration in the hydrologic cycle Trans. A.G.U. Vol.14 1933
- 7) 石原藤太郎、田中要三、金丸昭治：わが国における単位図の特性について 土木学会誌 Vol.41 No.3 1956年3月
- 8) Tomitaro SUEISHI: Runoff Estimation Sewer System Using Equivalent roughness. Trans. of JSCE No.91 1963年3月
- 9) 土木学会編：水理公式集 オマシ上下水道 3.5 雨水流出量 昭和38年訂版
- 10) 水理学会編：下水道における設計ハイドログラフ算定法 その1.2 下水道協会誌 Vol.3 No.22, 23
- 11) 石黒政俊：ハイドログラフに関する2.3の考察 土木学会(同年度)研究発表会 摘要 1967年5月