

北海道大 正賀 寺島重雄 神山桂一
北海道大 〃 高畑征三郎

(1) はじめに 周知のように、合理法は、設計降雨の継続時間が流達時間に等しい時に最大流量が生じるという仮定のもとに、その最大流量を設計流量として管径の設計を行なうものである。しかし、これまで多くの研究者が指摘したように降雨強度曲線の形状によっては、流達時間より短い継続時間の降雨を設計降雨とした方が、すなわち、遅滞現象を考慮に入れた方が、上記の最大流量より大きな流量が生じる場合もあることが考えられる。このような遅滞現象を考慮に入れた設計方法を具体化するために、合理法の立場に立ってHydrographを管渠内で合成する方法について、以下述べるような考察を行なった。

(2) Hydrographの合成 上記の仮定を除いて、ここで行なう仮定はすべて合理法のそれに従った。すなわち、当該区域の流出係数C、流入時間 t_0 、降雨強度曲線、管渠内でのManningの粗度係数 n は何らかの方法で指定できたものとする。また、ある最小ブロックを考慮し、そのブロックを集水し、その下流端で現われるHydrographを今、仮に単位排水区域Hydrographと名づけ、これはこれまでよく知られている方法により台形もしくは三角形で表わされるものと仮定する。すなわち、降雨継続時間を T 、管渠内流下時間を t_f 、流達時間を $t_c (= t_0 + t_f)$ とすると、図-1に示されるような単位排水区域Hydrographが得られると仮定する。問題はこのような単位排水区域Hydrographをいかにして合理的に合成するかである。図-2に示されるような2つの最小ブロックで得られる単位排水区域Hydrographを合成する事を考えよう。I排水区域の下流端で現われるHydrographは図-1の方法によればよい。次に、II排水区域の下流端での合成Hydrographの形状を決めるものは、2つの単位排水区域Hydrographの始発の差、すなわち、合成Hydrographが②~③を流下する時間 t_{23} であると考えられる(図-3)。 t_{23} の値が何らかの方法で推定されれば、2つの単位排水区域Hydrographの縦座標を加え合わせるにより合成Hydrographが得られる。ブロックの数が2つ以上になっても、また支線の合流がある時でも手順は基本的には同じである。手順は、①、Iブロックの単位排水区域Hydrographの算定。②、合成Hydrographの流速を仮定して t_{23} 値を求める。③、 $t_{23} + t_0 = t_{c2}$ 値を用い、IIブロックの単位排水区域Hydrographの算定。④、合成Hydrographの縦座標の計算。⑤、合成Hydrographの流下速度の算定。⑥、もし⑤で求めた流速値と④での仮定値が許容値より大であれば④以下の手順をくり返し、許容値以内であれば、⑤で求めた合成Hydrographを正しいものとする。以上の手順のうち、⑤の流速を算定する際、Hydrograph全体の流れの代表値をどのようにとるかという事について、次の2通りの方法を試みた。(A)合成Hydrographのピーク流量。(B)図-3に示すように、I, II Hydrographの台形の肩に挟まれる斜線部分の流量の平均値。計算例として、図-4に示すような仮想排水区域を考慮し、降雨継続時間のいろいろの値について、上の手順を用い、主管線の上流端から $a_1, a_2, \dots, 5.0$ km地先の合成Hydrographを求めた。図-5は、ある設計降雨継続時間と、その時得られたピーク流量を10地先についてプロット

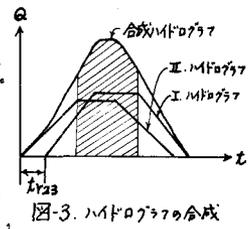
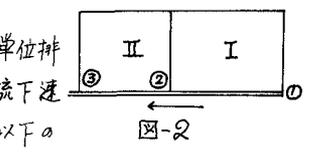
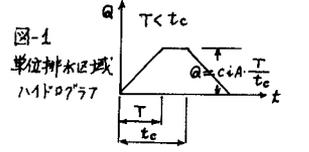
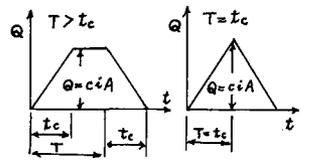
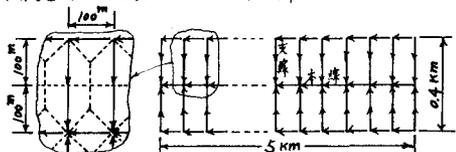


図-4 仮想排水区域

主管支管とも勾配 $S_0=0.005$ 、流出係数 $C=0.6$
流入時間 $t_0=8$ 分、Manningの粗度係数 $n=0.013$
設計降雨強度 $i = \frac{1971}{T+22.5}$ (札幌、3年確率)



したものである。また、図中、○印は現行の合理法によって求めた設計流量を示す。また、ここには記載していないが、図-4と同様の排水パターンで排水区域の中を2倍するわりの0.8kmとした場合もほとんど同様な結果を得ており、もし、前述の手順を正しいものとすれば、図-4のような排水パターンの場合、次のことが言えるだろう。①興味深いことに、現行の合理法での計算値はhydrograph合成法による計算値の曲線上にある。この事は(A),(B)の両方法とも、流速時間に等しい継続時間の降雨を採った場合、合理法と同じ最大流量を与えることを示す。②設計降雨強度式はこの例では比較的勾配の緩やかなタルボット式であったにも拘らず、主管上流端から1km下流先において既に遅滞現象がおこっており、合理法による最大流量の値に対し、1km先で約1割、2km先で1.4割、5km先では(A)方法で1.8割、(B)方法で1.5割増の最大流量を生じることになる。また、遅滞の大きさの割合は排水区域の中を2倍の0.8kmとした方が大きくなるという興味深い結果を得ている。

(3) 洪水流として取扱う事についての一つの試み

以上述べた方法は合成する際、各单位排水区域

Hydrographは形を変えないとして算定した。しかし、下

水管渠内の流れは当然洪水流であるので、流下するにつれてそのピーク流量は減少することが考えられる。洪水流として計算することにより、もし、ピーク流量の減衰が見られるのなら、設計時にこの事を考慮すべきであると考え、次式について $\frac{\partial Q}{\partial x}$ に前方差分、 $\frac{\partial Q}{\partial x}$ に後方差分を用い、explicit差分法により洪水追跡を行なった。

$$\text{連続方程式 } \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{--- ①} \quad \text{運動方程式 } Q = \frac{A}{n} R^{2/3} (-\frac{\partial H}{\partial x}) \quad \text{--- ②}$$

ここで、 $\frac{\partial Q}{\partial x} = S_0 - \frac{\partial H}{\partial x}$ である。また、 S_0 : 管渠勾配、 h : 水深、 A : 流水断面積、 Q : 流量、 R : 径深である。上式の中の $\frac{\partial H}{\partial x}$ の項は、下水管渠のように比較的急勾配の場合、通常、完全運動方程式中第3巻目のオーダーの大きさを持つ値で、かつ、この項は拡散項に相当する。上流境界条件は、上流からの流量の値として与え、下流境界条件は、考える下流端から10断面下流へ延長し、その仮想下流端でManningの等流公式を用いた。前述の図-4に示す排水区域で、降雨継続時間を20分とした場合の追跡の結果を図-6に示す。予想に反して、このタイプの排水区域では、洪水ピークの減衰の効果よりも、この差分法によるhydrographの流下速度が等流として計算した(A)、(B)の方法による流速より大きくなったため、流下するにつれて支線からの流入hydrographと重なるためのピーク流量の増加の効果の方が大きくなり、結果として、ピーク流量は(A),(B)の方法より大きくなった。これは採用した下流境界条件が不適當であるためかも知れない。この例の排水パターンのように、合流のある場合の下流境界条件(水位-流量関係)については、現在のところ、うまく説明されていないようである。

(4) おわりに　　これまで、下水管渠内での流出hydrographの動向についてはあまり注意が払われなかったようである。それは一つには、単位排水区域hydrographの正確な算定が困難であるためであろう。しかし、より大きな区域についての流出係数や流入時間の指定値よりも、より小さい面積をもつ単位排水区域についてのこれらの指定値の方が現実の値により近づけ得るのではないかという事を考える時、また、降雨の場所的な分布等をより現実的に設計にとり入れる事を考える時、上述の方法が有用なものとなってくる。3つの方法について単位排水区域のhydrographを合成することを試みたが、どのような方法を用いるべきかは、水路実験により実証せねばならない。

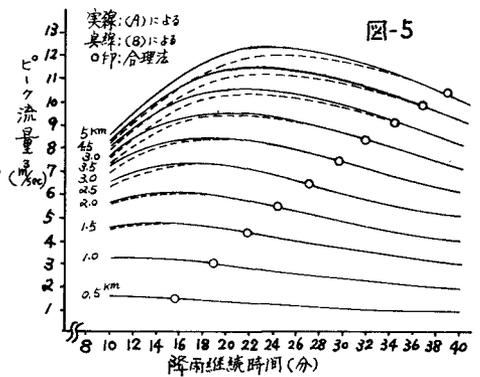


図-5

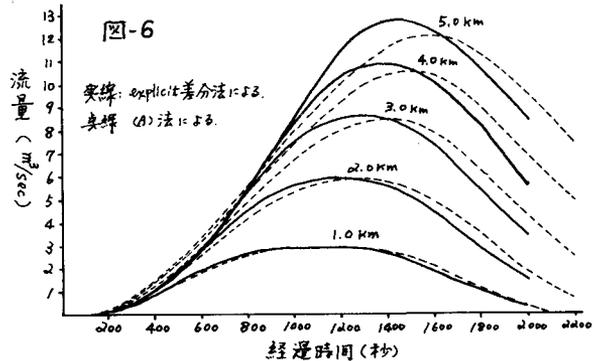


図-6

流量 (m³/sec)

経過時間 (秒)

実線: explicit差分法による
虚線: (A)法による

実線: (A)による
虚線: (B)による
○印: 合理法

5.0 km
4.0 km
3.0 km
2.0 km
1.0 km