II－123　　合理式を構成する諸要素の実態的再検討（才－報）

－都市域における雨水流達時間および管渠粗度係数の検討－

建設省都市局下水道課　正　稲場紀久雄
建設省土木研究所　学○横尾将位

合理式によって雨水流出量を算定する場合，合理式の式形そのものは次元的に正しく一見合理的であり系統的な計算が行える点は大きな長所であるが，合理式の最大の弱点は，ピーク流量を与えると思われる雨水流達時間（中でも流入時間）の見積りが難しいことである。

本論文では，路面排水をモデルにして流入時間の理論式を誘導し，従来発表されている2,3の公式および実験値とを比較検討してそれらの妥当性を考察した。そして等価粗度を使用することによって理論式の妥当性を示した。また，昭和42～43年度の2年間にわたる主要都市の雨水流出量観測結果から，流入時間，流達時間，等価粗度，および管渠断面形状と粗度係数の関係等を実態的に把握しようとしたものである。

1．雨水流入時間の理論的検討

路面流出をモデルにした場合，路頂から側溝までの流入時間をt_B，側溝上流端から雨水ますまでの流下時間をt_{Ls}とすると，ますへの流入時間Tは

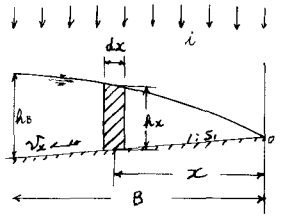
$$T = t_B + t_{Ls} \quad \cdots\cdots (1)$$

と表わすことができる。

(1). 横断方向（路頂から側溝まで）

道路単位長当りの流出量をq_sとすると運動方程式は，

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} = i \quad \cdots (2)$$



図－1. 横断方向の流れ

また，x方向の流速は，マンニング公式から(3)式で表わす。

$$v_x = \frac{1}{n} \cdot S_1^{1/2} \cdot h_x^{2/3} \quad \cdots\cdots (3)$$

(2), (3) 式を基本式として，$dt = dx/v_x$ ということから路頂から側溝までの流入時間t_Bは，

$$t_B = \int_0^B dt = \frac{698.83\,(n \cdot B)^{3/5}}{i^{3/5} \cdot S_1^{3/10}} \quad \cdots\cdots (4)$$

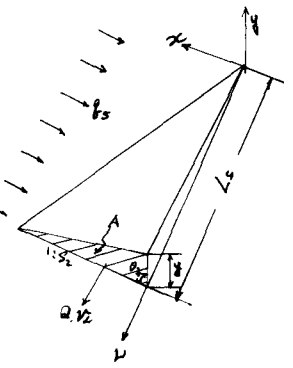
(2). 縦断方向（側溝上流端から雨水ますまで）

雨水ます上流端における総流量Qは，

$$Q = A \cdot v_L = q_s \cdot L_s$$
$$= i \cdot B \cdot L_s \quad \cdots\cdots (5)$$

v_Lはマンニング公式から$R \fallingdotseq y/2$とすると

$$v_L = \frac{0.63}{n} \cdot I^{1/2} \cdot y^{2/3} \cdots (6)$$



図－2. 縦断方向の流れ

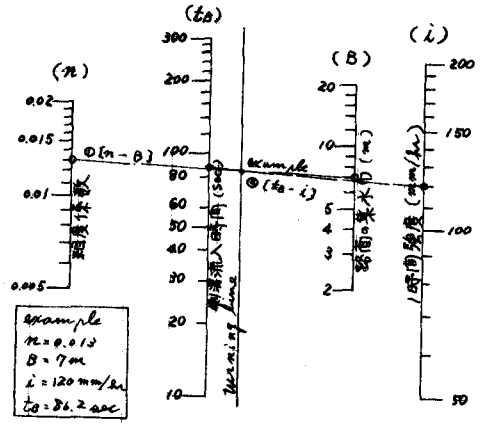
また流水断面積Aは $A = y^2/2S_2$ だから(5)(6)式からv_Lは

$$v_L = \frac{0.793}{n^{3/4}} \cdot I^{3/8} \cdot (S_2 \cdot i \cdot B \cdot L_s)^{1/4} = k \cdot L_s^{1/4} \quad \cdots (7)$$

L_sの増加に対してv_Lの増加は極わずかであり，$dv_L/dL_s = 0$と仮定するとt_{Ls}は，

図－3. 流入時間のノモグラフ

$$t_B = \frac{698.83\,(n \cdot B)^{3/5}}{i^{3/5} \cdot S_1^{3/10}} \quad (sec)$$



$$t_{Ls}=\frac{Ls}{V_2}=\frac{54.92(Ls\cdot n)^{3/4}}{I^{1/8}(S_2\cdot i\cdot B)^{1/4}}\cdots(8)$$

従って，雨水ますへの流入時間Tは(6)式と(8)式の和で構成される。

両式の関係を$I=1\%$，$S_1=1.5\%$，$S_2=10\%$として1モグラフを作成すると図-3,4のようになる。

2. 流入時間の実態と理論式

従来，流入時間の計算式としてKerbyの式は広く知られている。ここではKerbyとSymonsの公式および理論式と実験値を比較してそれらの適合性を考察し，主要都市の実排水区で観測した流入時間の実態との関係を考察しよう。

a. Kerbyの式　$t=(2\cdot L\cdot n/3\sqrt{S})^{1/2.14}$　(分)

b. Symonsの式　$t=0.16\cdot I^{-1/2}\cdot S^{-1/3}\cdot D^{1/2}$　(〃)

各々，L，Dは流下距離(ft)，Sは地表勾配，nは粗度係数，Iは流出係数である。これら3つの式と実験値を比較すると図-5のようになる。

実験値は，流量曲線の立ち上りからピーク流量になるまでの値を取り，計算値は，実験条件に合致させてある。図から明らかにKerbyの式はその適用範囲が極短に限定された狭いものになり，一方Symonsの式は非常に過大値を示すことを示している。また，これら両式は雨の降り方に無関係であり現実とは矛盾している。

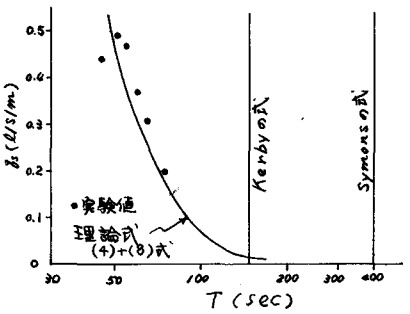


図-5. 流入時間の比較

主要都市の雨水流出量観測結果から流入時間を求めると表-1のようになる。実排水区における単位排水区の規模は 0.04 ～ 0.1 ha ぐらい

図-4. 流下時間のノモグラフ

$$t_{Ls}=\frac{54.92(Ls\cdot n)^{3/4}}{I^{1/8}(S_2\cdot i\cdot B)^{1/4}}\quad(\text{sec})$$

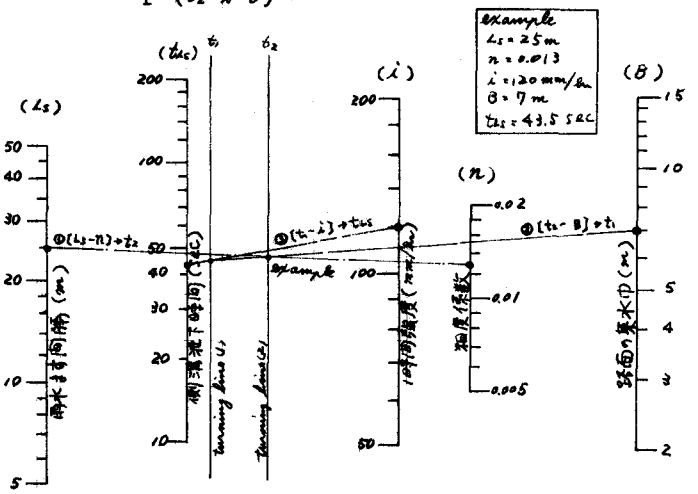


表-1. 雨水流入時間・流達時間の実態

都市名		強度40の場合		強度50の場合	
		流入時間	流達時間	流入時間	流達時間
東京都(谷端川)		4分	20分	4分	20分
豊橋市	花田	4	14	3	13
	入町	5	15	4	14
名古屋市	田光	1	8	1	8
	千年	3	13	3	11
岐阜市(清水川)		9	39	3	33
京都市(中都ヤー)		4	12	2	10

であろうと思われる。この単位排水区を図-6のようにモデル化して，実排水区での粗度係数値(等価粗度)を表-1の観測結果から理論式によって逆算すると表-2のような値を見出した。

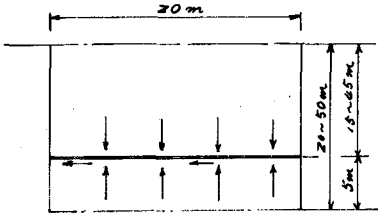


図-6. 単位排水区のモデル

この値は，屋根，舗装，庇あるいは屋根の勾配やとゆかからの流出等排水区内のあらゆる要素を包含した値であり普通に取られる粗度係数値の約10分の1の値を示しており非常に小さな値であるこ

とがわかる。

表－2 粗度係数(等価粗度)の実態値

観測都市名		等価粗度	不浸透率
東京都(谷端川)		0.007 ～0.0025	0.55
豊橋市	花田	0.0045～0.0015	0.43
	八町	0.005 ～0.002	0.78
名古屋市	田光	0.0006～0.0002	0.39
	千年	0.002 － 0.0008	0.67
岐阜市	(清水川)	0.015 ～0.006	0.82
京都市	(中部ポー)	0.0055～0.002	0.44
全観測所の平均		0.0057～0.0021	

この等価粗度係数の実測値については、鳥取大学の寺西先生[4]が表－3に示すような値を示されている。この場合には全測定値に遅滞効果が表われていることが示されているが、本論(表－2の場合)では、遅滞効果等は一応度外視した値である。表－3の n_e 値の平均値は 0.585×10^{-2} という値を見出すことができ、ほとんど表－2の値と同一値を示している。

表－3 等価粗度 ($A=9.311$ ha)

実測Qmax (m^3/sec)	Q(=iBL) (m^3/sec)	遅滞の有無	B-dB (m)	n_e ($m^{-1/3}$.sec)
0.119	0.209	有	383	0.323×10^{-2}
0.095	0.170	〃	376	1.010×10^{-2}
1.024	2.043	〃	338	1.889×10^{-2}
0.064	0.103	〃	418	0.001×10^{-2}
0.042	0.070	〃	406	0.407×10^{-2}
0.089	0.240	〃	250	0.996×10^{-2}
0.155	0.316	〃	331	0.127×10^{-2}
0.140	0.250	〃	377	0.138×10^{-2}
0.703	1.078	〃	440	0.213×10^{-2}
0.268	0.502	〃	360	0.538×10^{-2}
0.062	0.083	〃	505	0.835×10^{-2}
0.065	0.099	〃	444	0.807×10^{-2}
0.078	0.114	〃	463	1.198×10^{-2}
0.046	0.080	〃	388	0.422×10^{-2}

本論文の場合には、少々大担な計算ではあるがある程度妥当な値を示しているものと思われる。

このようにして得られた等価粗度係数の実態値を使って、再び図－6のモデル排水に適用し、前述した3つの計算式による流入時間を各々計算すると次のようになる。但し、Symonsの式の場合の流出係数を0.6とし、その他は同一条件である。

(1). 理論式　　$t=$ 4分20秒

(2) Kerbyの式　　$t=$ 1分

(3) Symonsの式　　$t=$ 16分54秒

以上の結果からKerbyの式の適用範囲は、大体1時間強度が55～60 mm/hrぐらいの値に限って実態値とかなり適合するものと思われる。また、Symonsの式では、非常に過大値を示し実排水区にはほとんど使えそうにない。

理論式の場合には、式の誘導過程において偏流の問題等多少の問題点はあるが妥当な等価粗度が与えられるならかなり実態に一致した値を得ることが可能である。このためにも各地、各都市における有効な資料の集積が急務であり、これによって多様に変った排水区の等価粗度係数を見出すことが望まれる。

以上は我が国における主要都市の流入時間の実態について考察を進めてきたけれども、ここで参考までに米国の主要都市で用いられている流入時間を示すと表－4のようであり下限値と本邦の場合にはかなり一致した値を示している。

表－4 米国の主要都市での流入時間

都市名	流入時間
Buffalo	5～10 min
Cincinnati	8～10
Cleveland	8
Detroit	15
District of Columbia	5～12
Milwaukee	5～10
New York City…Manhattan	4

3. 管渠断面形状と粗度係数

管渠断面形状と粗度係数の関係は、図－7～図－14に示す。東京都谷端川の場合は、断面形状も非常に不整合であると同時に、底面は極めて凹凸が激しいためその影響がかなり大きいようだ。水位変化50 cmぐらいに対して粗度係数の変化は約2倍以上になっている。これに反して極めて整形な矩形の場合(図－9～10、京都市中部ポー)には、水深の変化に対して粗度係数の変化はほとん

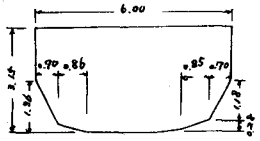


図-7. 東京都谷端川

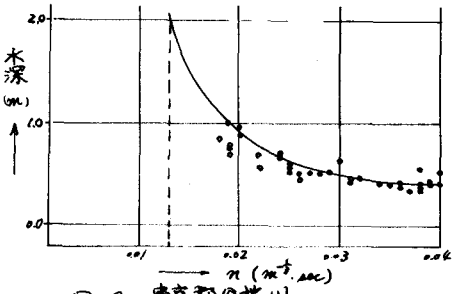


図-8. 東京都谷端川

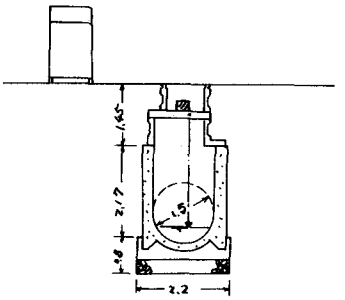


図-13. 名古屋市千年

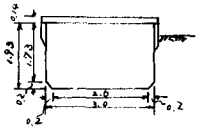


図-9. 京都市中部才-

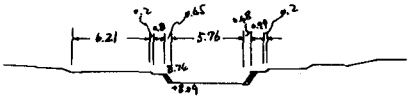


図-11. 岐阜市清水川

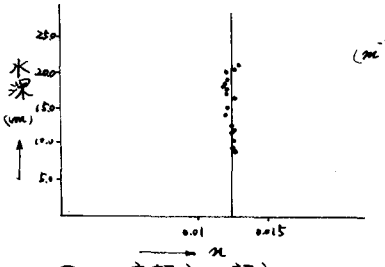


図-10. 京都市中部才-

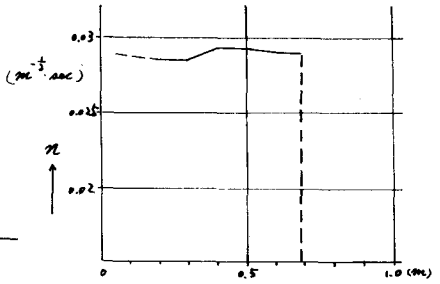


図-12. 岐阜市清水川

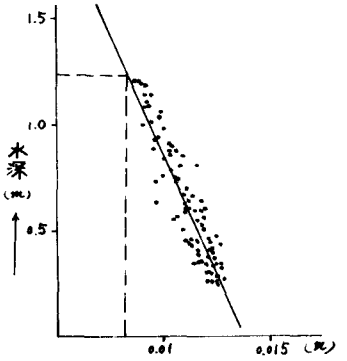


図-14. 名古屋市千年

ど見られない。また図では鎖線で示すように，計画水位に対する粗度係数に対して平常の場合の粗度係数は，前者と大差ないかそれより大きいのが常である。また時間の経過に対しても設計時の値より小さくなることは普通では考えられない。

従って計画時点で採用すべき粗度係数の値は，その変化範囲の上限値を取れば安全ではあろうが，経済性を加味した場合，その値の決定如何によって相当大きな開きが表われるだろう。

粗度係数の物理的意味は，(9)式のように表わされ，もあるいは相対粗R/εだけの関数ではなく，

$$n=\frac{R^{1/6}}{\sqrt{g}\left(8.48-\frac{1}{K}+\frac{2.30}{K}\log\frac{R}{\varepsilon}\right)} \quad \cdots\cdots (9)$$

径深そのものの関数でもあることがわかる。

このように径深の変化の大きな不整合分断面では，水深の変化に対して粗度係数の変化は2倍以上あることが実態的に確められた。このような事実を十分考慮することが望ましい。

4. むすび

合理式を構成する諸要素のうち，流出係数については第2報に譲り，本論文では，流達時間（中でも流入時間）に焦点をあててその実態を解明し妥当な計算方法を究明した。合理式をより合理的に下水管渠設計に適用するためには，これら諸要素の有機的な関係づけが必要である。この意味でも各地，各都市における有効な資料の集積が期待される。

参考文献

1. Time of concentration of overland flow. W.S. Kerby, JM. ASCE, March 1959. Civil Engineering.
2. How to estimate storm water quantities. H.M. Giffo and Gerge. E Symons, March 1968 Waste water engineering.
3. 雨天時下水排除の合理化に関する調査研究報告書. S.44.3. 土木研究所資料 4355. 建設省土木研究所.
4. 合理法・等価粗度法による市街地雨水流出観測値の解析, 寺西靖治. 下水道協会誌 Vol 5. No.49. 1968.