

道路側溝の水理的研究

正員 北大工 工博 岸 力
正員 北大工 板倉 忠興

緒 言

道路の設計に関して舗装材料、土質などの面からは従来多くの研究が行なわれているが、排水系統の水理的な検討は充分に行なわれていないように思われる。

本文は排水系統のうち、路面排水特に側溝の設計に関する水理的諸問題について、考察した結果を述べたものである。

第1章では計画降雨の計算方法を論じ、第2章では側溝内水流の特性を調べて側溝の流体抵抗について筆者らの見解を述べた。側溝内の流れは一般には完全粗の領域にないため抵抗の性質がより複雑である点が特色の一つになっている。更に側溝の流れの非定常状態についても言及し、最後に代表的な側溝の通水能力の検討を行なつた。

I. 降雨強度の算定

降雨を取り扱う方法には Annual series と Partial duration series の2つがある。

Annual series は年最大値のみによる series で、比較的資料も得易く計算も容易である。また、極値分布であるので対数正規分布の一種であり、したがうべき法則もかなり良く調べられている。以上の利点がある反面、この series でいう例えば2年確率降雨とは2年に1度年最大値となる降雨であり、また年最大値のみを問題とするので、ある年に大きな降雨が集中して幾つも生じた場合は第2位以下の降雨は比較的大きな降雨であるにもかかわらず、無視される欠点がある。

Partial duration series は、幾年間もの全降雨資料を生起時刻に無関係に、大きさの順にならべたもので、Annual series の欠点を補うことができるが、非常に多量の資料を取り扱わなければならない。またこの series は生起よりも大ききで定義されるので真の分布系列とは考えられず、その上各降雨は完全に独立のものでなければならない。ここで例えば10年確率降雨とは10年に1度それを超える降雨があること、またはその降雨が任意の1年間に生ずる確率が10%であることを示す。

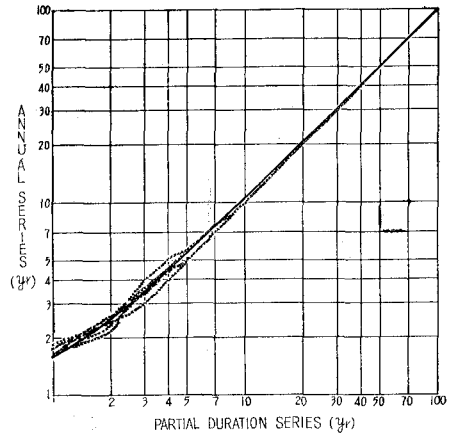


図-1

次に両 series の相関関係を見ると図-1のようになる。

例えば Partial duration series の5年確率降雨は、Annual series では5.22年確率降雨に相当することが解る。図から明らかなように道路排水や下水道などのような小地域の排水を考える場合に問題となる、特に小さな確率年に対しては Partial duration series の方が大きな値を与えることが解る。

従つて、ある地域の降雨強度を求める場合には、まず資料から Annual series を計算し、それを Partial duration series に変換すれば、比較的容易に妥当な値を得ることができる。両 series の関係は次式で表わされる。

$$P_A = (1 - P_P)^{n-1} \quad (1-1)$$

ここに P_A : 問題にする降雨が Annual series の降雨となるべき確率

P_P : 問題にする降雨が Partial duration series の降雨となるべき確率

n : 資料の総年数

なおこのことに関しては Langbein の論文がある。*

変換の計算例を示すと表-1のようになり、実際の資料(札幌市・昭和元年~33年の中25年間)に基づいて求めた Partial duration series の値と計算による値とが良く合致していることが解る。

* W. B. Langbein: Annual Floods and the Partial-duration Flood Series. Transactions; American Geophysical Union, Vol. 30, No. 6, Dec. 1949.

表-1 (単位: mm)

算出方法		降雨継続時間 (min)						
		5	10	15	30	60	90	120
1年降雨	Ann. srs.	25.2	23.4	14.8	12.6	11.7	7.6	7.3
	Part. srs.	56.4	48.0	37.2	23.6	17.2	14.1	12.0
	Part.計算値	51.6	41.8	32.0	23.0	18.0	12.8	11.2
2年降雨	Ann. srs.	85.3	54.1	42.4	28.3	19.3	15.5	13.3
	Part. srs.	86.1	58.4	46.6	31.6	21.5	17.1	14.6
	Part.計算値	96.2	60.3	46.9	31.2	21.2	17.0	14.5

II. 側溝内の流れ

ここで取り扱う側溝は、舗装された道路の縁石部の L 型コンクリートブロックよりなるもので、路面は完全に舗装されて居り、地中への雨水の浸透はなく降雨はすべてこの L 型側溝へ流入するものと考ええる。

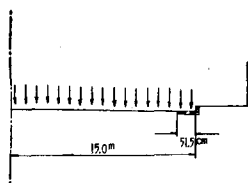


図-2

実験に用いた側溝は、札幌市北1条通6丁目南側側溝部分15mの実物大模型である。

(1) 定常流れ

長時間継続する降雨を考え、道路側溝の流水の特性を調べるため、実験室内に設られた全長約15mの実験装置(図-3)で定常的流れについて解析を行なった。

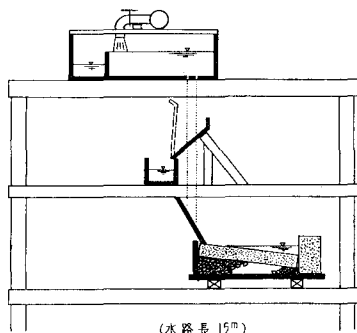


図-3

a) 基本式

流水を横から一様な流入量のある矩形断面開水路の不等流と考える。



図-4

連続の式および運動の式は

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{q}{B} \quad (2-1)$$

$$\frac{\tau_0}{\rho g R} = \sin \theta - \frac{dh}{dx} \cos \theta - \frac{qv\eta}{ghB} - \frac{d}{dx} \left(\eta \frac{v^2}{2g} \right) \quad (2-2)$$

$$\frac{\tau_0}{\rho g R} = \frac{fv^2}{2gR} \quad (2-3)$$

ここに q : 単位長さ当りの横からの流入量

v : 流速 h : 水深

B : 水路幅 R : 径深

Q : 単位幅当りの流量

θ : 水路の傾斜角 τ_0 : 底面せん断力

ρ : 水の密度 x : 流下距離

t : 時間 f : 抵抗係数

η : 運動量の速度分布に対する補正係数

Reynolds 数と流下距離との関係を調べると図-5のようになる。 $q=2.95 \text{ cm}^3/\text{sec} \cdot \text{cm}$ (降雨強度 70.7 mm/hr に相当)の場合においてさえ、側溝の下流端近くで Reynolds 数はようやく数千の程度で、境界層の中では層流部分と乱流部分の2つが存在すると考えられる。

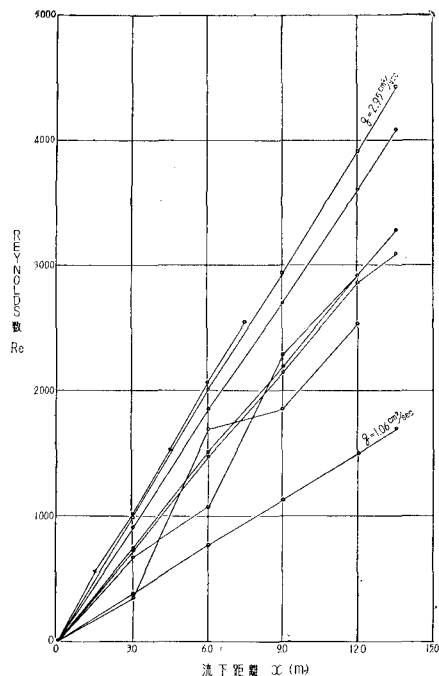


図-5

b) 抵抗係数

側溝の流れでは、

図-6に示すように、上

流端から境界層が発達

し始め、境界層が水面

に達するには、かなり

の流下距離が必要と考えられる。

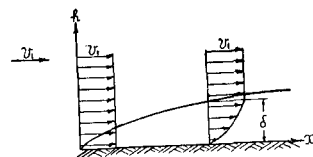


図-6

横からの流入がない場合を考えると、境界層についての Navier-Stokes の方程式は

$$\rho \left(v \frac{\partial v}{\partial x} + w \frac{\partial v}{\partial h} \right) = - \frac{dp}{dx} + \mu \frac{\partial^2 v}{\partial h^2} \quad (2-4)$$

主流については

$$-\frac{dp}{dx} = \rho v_1 \frac{dv_1}{dx} \quad (2-5)$$

したがって両式から

$$v \frac{\partial v}{\partial x} + w \frac{\partial v}{\partial h} = v_1 \frac{dv_1}{dx} + \nu \frac{\partial^2 v}{\partial h^2} \quad (2-6)$$

ここに w : 流速の h 方向成分

v_1 : 境界層外(主流)の流速

p : 圧力

ν : 水の動粘性係数

次に横からの流入がある場合を考え、流入量が主流層内に混合するものとすれば、主流については

$$-\frac{\partial p}{\partial x} = v_1 \left(\frac{dv_1}{dx} + \frac{q}{A} \right) \quad (2-7)$$

したがって横からの流入がある場合の運動の式は

$$v \frac{\partial v}{\partial x} + w \frac{\partial v}{\partial h} = v_1 \left(\frac{dv_1}{dx} + \frac{q}{A} \right) + \nu \frac{\partial^2 v}{\partial h^2} \quad (2-8)$$

ここに A : 流水断面積

上式を解いて $\left(\nu \frac{\partial v}{\partial h} \right)_{h=0} = \tau_0$ から τ_0 を求めると次式から抵抗係数 f が定まる。

$$\tau_0 = f \frac{\rho v_1^2}{2} \quad (2-9)$$

(2-6) 式と (2-8) 式を比較すれば、横からの流入は dv/dx の値を増加させることに相当することが解る。

(2-6) 式について計算を行なうと、結果は (2-10) 式~(2-12) 式のようになる。

$$\delta_{**} = \int_0^\infty \left(1 - \frac{v}{v_1} \right) dh = A \sqrt{\frac{\nu x}{v_1}} \quad (2-10)$$

$$\vartheta = \int_0^\infty \frac{v}{v_1} \left(1 - \frac{v}{v_1} \right) dh = B \sqrt{\frac{\nu x}{v_1}} \quad (2-11)$$

$$f = C \sqrt{\frac{\nu}{v_1 x}} = D \frac{\nu}{v_1 \delta_{**}} \quad (2-12)$$

ここに δ_{**} : 排除厚

ϑ : 運動量厚

A, B, C, D : 定数

$v_1 = \alpha x^m$ として筆者らおよび宮崎*が計算した値を表-2に示した。

表-2

m	β	A	B	C	D
0	0	1.72	0.664	0.664	1.14
0.176	0.3	1.185	0.494	1.259	1.49
1.0	1.0	0.655	0.280	2.710	1.77

$$\text{但し } \beta = \frac{2m}{1+m}$$

q/A が dv_1/dx に比較して非常に小さければ、表-2の値が側溝の流れにも適合するはずである。流下距離が増すと流れの断面積 A が増大するとすれば、 f の値は表-2に示した計算値に近づくものと思われる。

実験の結果では x についての平均流速 v_m の変化は図-7のようになり

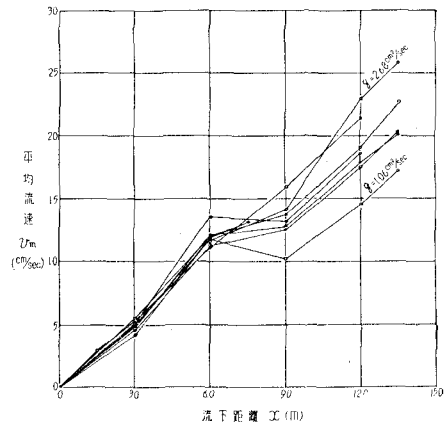


図-7

$$v_m = \alpha x^m \quad (2-13)$$

$$m = 1 \quad (2-14)$$

と考えられ、 $v_m \doteq v_1$ として $R_{\delta_{**}} = \frac{v_1 \delta_{**}}{\nu}$ と f との関係を実測値で描くと図-8のようになる。

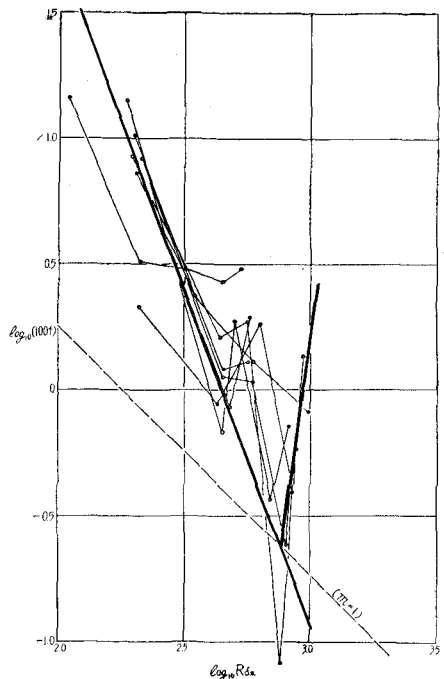


図-8

* 宮崎洋三: 修士論文「標準越流堰を越流する水脈の特性」

$q=0$ と考えた場合の理論値は、図中の破線 ($m=1$) であり、実測値と比較すると先に述べたように、下流へ行く程理論値に近づく傾向が認められる。また実測値の平均についてこの理論を適用すると $m \approx 7$ に相当することが解つた。

c) 層流と乱流との限界 Reynolds 数

図-8 によれば、 $R_{\delta*} \approx 760$ までは層流、それを超えると層流から乱流への遷移領域に入ることが解る。 $R_{\delta*} \approx 760$ はこの実験では流下距離 $x \approx 12$ m に相当する。

d) Manning の粗度係数

Manning の粗度係数 n と流下距離との関係は図-9 のようになる。

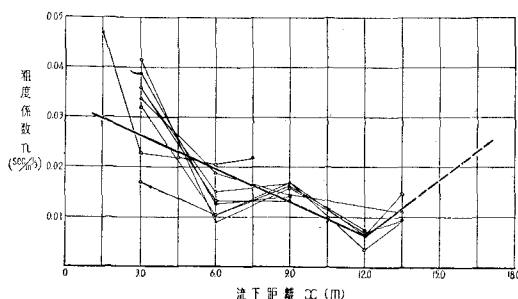


図-9

図-8 において実測値の平均を太線として、層流領域および遷移領域の実験式を求めると、それぞれ

$$f = 1.1 \times 10^5 R_{\delta*}^{-2.7} \quad (2-15)$$

$$f = 3.9 \times 10^{-20} R_{\delta*}^{-7.2} \quad (2-16)$$

これから n を求めたところ流量による変化は、極めて小さくその平均値は図-9 の太線のようになる。

現在一般に用いられている道路側溝の粗度係数は、図-9 のような変化をするものと思われる。流水の Reynolds 数が小さく、完全粗の領域に入らないから、粗度係数が一定値になることは、流体抵抗の性質上期待できないことである。また完全粗の領域外であるから、本実験で求めた抵抗係数は面の粗滑に関係なく一般に適用できるものである。

(2) 非定常流れ

短時間の豪雨では側溝の流れが定常状態にいたらず、したがって側溝断面を縮少できるように思われるので、次に流れをある時間だけ、横から一様な流入量のある矩形断面開水路の不定流と考え、幾つかの仮定の下に特性曲線法を用いて近似計算を行ない、模型実験との比較を行なった。

流れに鉛直な方向の加速度を省略すると、連続の式および運動の式は

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{q}{B} \quad (3-1)$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\eta \frac{v^2}{2g} \right) + (1-\eta) \frac{v}{gh} \frac{\partial h}{\partial t} \\ = \sin \theta - \frac{\partial h}{\partial x} \cos \theta - \frac{\tau_0}{\rho g R} - \frac{\eta v}{gh} \cdot \frac{q}{B} \end{aligned} \quad (3-2)$$

a) 流入量が 0 から急に q になる場合

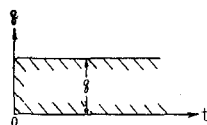


図-10

境界面の粗度や水路勾配 i を一定とし

$$\sin \theta = i, \quad \cos \theta = 1, \quad \eta = 1$$

とする。流れを乱流と考えると Manning の粗度係数 n を用いて

$$\frac{\tau_0}{\rho R} = \frac{n^2 g v^2}{R^{4/3}} \quad (3-3)$$

また、水路勾配が比較的大で、流況の変化が緩慢であり、流れが等流に近いと考えると結局

$$v = \left\{ \left(\frac{q R^{4/3}}{2 n^2 g h B} \right)^2 + \frac{i R^{4/3}}{n^2} \right\}^{1/2} - \frac{q R^{4/3}}{2 n^2 g h B} \quad (3-4)$$

$$dt = \left(\frac{5}{3} - \frac{4}{3} \frac{R}{B} \right) v +$$

$$\frac{dx}{\left(\frac{1}{3} + \frac{4}{3} \frac{R}{B} \right) \frac{R^{4/3}}{2 n^2 g h v} + \frac{q R^{4/3}}{2 n^2 g h B}} = \frac{dA}{q} \quad (3-5)$$

b) 流入量が q から急に 0 になる場合

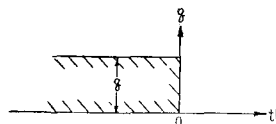


図-11

前述の式で $q=0$

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2}$$

$$\frac{dx}{dt} = \left(\frac{5}{3} - \frac{4}{3} \frac{R}{B} \right) v, \quad h = \text{一定}$$

したがって特性曲線上では $h = \text{一定}$ で $v = \text{一定}$ となり、特性曲線は直線となる。

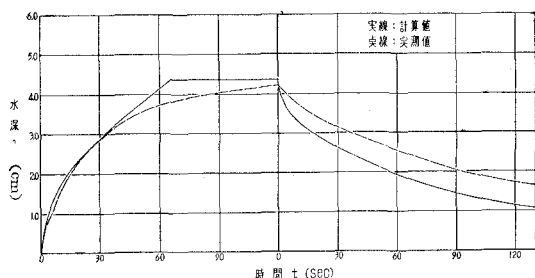


図-12

降雨継続時間 2 min, 降雨強度 49 mm/hr, 道路幅員 15.0 m $\times$ 2, 雨水併間隔 15 m, 測点は流下距離 $x = 9$ m

上述の計算の一例を模型実験の結果と比較すると 図-12 のようになり、両者はかなりよく一致している。但し計算では粗度係数は前述の定常流れの場合の区間平均値を用いた。

なお筆者らは前述の計算において、河床勾配 i の代りに $\frac{i+I}{2}$ (I =定常水面勾配) を用いれば、計算結果とは更に良く一致することを確めた。

以上の結果から、ここで取り扱った程度の一般に用いられている道路側溝では、雨水樹間隔が 15 m 位の場合、流れが定常状態に達するに要する時間は降雨強度 50 mm/hr では 90 sec, 75 mm/hr では 60 sec 程度であり、降雨継続時間に比較して非常に短いことが解る。したがって道路側溝の設計に当つては、特別に非定常状態を考慮する必要はなく、定常流れのみを扱えば充分である。

III. 札幌市の道路側溝の通水能力

現在行なわれている側溝をみると、形状はここに述べたような L 型が圧倒的に多く、その幅は 45~65 cm 程度が採用されている。しかしこの形状および大きさを用いるこ

とに対する根拠は明らかでなく、ほとんど慣例的に行なわれているように思われる。

粗度係数に関しては従来この種コンクリートブロックに対して、 $n=0.012\sim0.016$ (sec/m^{1/3}) 程度が採られているが、これは 図-9 から判断すると小さ過ぎるように思われ、これを用いて側溝の設計を行なつた場合は、危険側となることが解る。粗度係数は流下距離約 12 m で極小値を与えるような変化をするので、水理的には、雨水樹間隔は 12 m 程度が最も有利となる。

今回実験で取り上げた雨水樹間隔 15 m の側溝では、降雨強度が約 35 mm/hr の降雨まで流下させうることが解つた。これは降雨継続時間別にはそれぞれ 表-3 のような確率年の降雨となる。なお雨水樹間隔を 0.5 倍 (7.5 m) および 2 倍 (30 m) とした場合についても概算を行ない、併わせて表に示した。但し () 内は 1 年間の生起回数に換算した値で、例えば雨水樹間隔 30 m の場合で降雨継続時間 10 分の降雨を考えると、0.19 年確率、つまり 1 年に約 5 回氾濫する可能性があることになる。

表-3

雨水樹間隔 (m)	流下させうる最大の降雨強度 (mm/hr)	降雨継続時間 (min)						
		5	10	15	30	60	90	120
7.5	70	1.5 (3)	2.3 (2)	25 (1)	75	—	—	∞
15.0	35	0.33 (8)	0.52 (5)	0.86 (4)	2.8 (1.5)	6	12	75
30.0	20	0.13	0.19	0.27	0.68	1.4	4	6

IV. 結 論

1. Annual series を計算し、それを Partial duration series に変換すれば、比較的容易に妥当な設計降雨が得られる。
2. 側溝の流れでは限界 Reynolds 数 $R_{0.8}\approx 760$ で層流と乱流が分かれる。この点は流下距離約 12 m である。
3. 横からの流入があるために抵抗係数は横からの流入がない場合よりも増加する。
4. 流れが完全粗の状態でないから、粗度係数の値は 図-9 を面の粗滑に関係なく用いて差支えない。

5. 図-9 によれば側溝の雨水樹間隔は水理的には 12 m 程度が有利であり、それより長短いずれの場合でも不利となる。

6. 側溝内の流れが定常に達するまでに要する時間は、一般に極く短いから短時間の降雨でも定常流れとして取り扱うべきである。

7. 札幌市を例にとり、本実験に用いた側溝断面について、雨水樹間隔と通水能力との関係を調べると 表-3 のようになる。

最後にこの研究には小野寺衛君の多大なる御協力があつたことを記して感謝の意を表したい。