

雨水マスの水理と経済設計(第一報)

建設省土木研究所 学生員 横 尾 將 佐

1. 研究概要

本研究は、雨水マスの水理特性を把握すると共に、普遍的でしかも経済的なマスの設計方法を樹立する事を目的として、542年度より実験研究に着手したものである。

従来、雨水マスの水理に関する研究は本邦に於いてもさうの有用な研究が報告されておらず、なかでも高橋、吉川、芦田氏等の行った研究は、かなり実用的な設計方法を与えている。一方、欧米では Johns Hopkins 大学に於いて非常に精密な実験研究を行い雨水マスへの流入量を図式的に求める方式を開発した。しかし、本邦では欧米の道路条件とは違うため本図式解法を直接使用する事が出来ないので同一の考え方は適用できない。従って、本研究では、本邦の道路条件にそくした実験装置により、マス流入量の把握、有効なマス蓋及びマスの形式の検討、マス流入量と路面帯水率の経済性、経済的な設計方法の樹立等を研究の骨子とする。

2. 実験装置及び実験条件

ここに報告したすべての実験は、長さ8m、幅1.3mの鋼製街路模型によって行った。マス模型は、上流端から6mの位置に設置し、路面は縦横断面勾配共傾斜出来、又モルタルでコーティングしたものである。マス蓋や路肩マスの長さは容易に取換え可能な構造とした。

給水量及びマス流入量は、各々直角三角坑で測定した。

以下に実験条

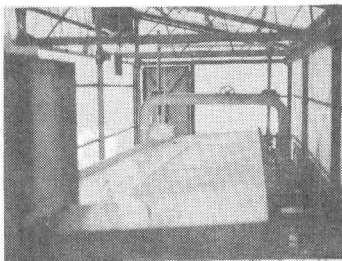


写真-1. 実験装置の全影

件を列記するが、側溝横断面勾配は道路構造令を参照して10%とした。

縦断勾配: 0.2, 1, 2, 4, 6 (%)

横断勾配: 2, 3, 5, 10 (°)

側溝流量: 0.5, 1, 2, 4, 8 (l/sec)

雨水マスの型: 側溝マス, 路肩マス, 結合マス
写真2~5には、実験に使用した側溝マス蓋の典型的な形式を示した。

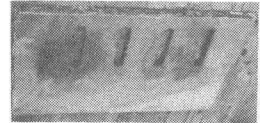
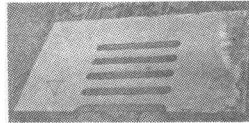


写真-2. 縦仕切りみか(a) 写真-3. 横仕切りみか(b)

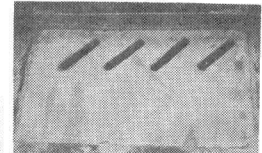
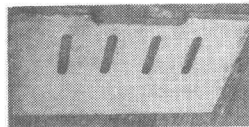


写真-4. 混合型(c) 写真-5. 斜45°型(d)

3. 雨水マスの水理

マス上の流れは、実際には非常に複雑で厳密解を求める事は困難である。従って、次のような仮定の下に基礎式を誘導してみた。

(a) 流れは一定方向であり、流速分布は一定かっ一様である。

(b) 流れの圧力分布は静圧分布であり、水路勾配は比較的小さい。

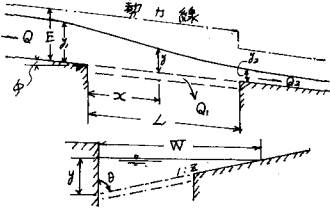
以上の仮定の下に、横断勾配一定の側溝で、側溝底に雨水マスを有する側溝の任意断面に於ける比エネルギーは $\alpha=1$, $\beta=0$ と仮定すると、図-1より

$$E = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{zQ^2}{gy^4 \tan^2 \theta} \quad \dots (3-1)$$

(3-1)式をxについて微分すると

$$\frac{dE}{dx} = \frac{dy}{dx} + \frac{1}{g \tan^2 \theta} \left(\frac{4Q}{y^5} \frac{dy}{dx} - \frac{8Q^2}{y^5} \frac{dy}{dx} \right) \dots (3-2)$$

流量が場所的に減少していく流れでは、 $\frac{dE}{dx} = 0$ ということを実験的に確かめられており、(3-2)式は次式(3-3)のように変形出来



(3-3)式がマス 図-1. 側溝マス上の流れ上の流れの運動方程式を表わす。

$$\frac{dy}{dx} = \frac{4Qy(-dQ/dx)}{g y^3 \tan^2 \theta - 8Q^2} \quad \dots (3-3)$$

(3-3)式より水面形方程式として次式を得た。

$$x = \frac{1}{C S} \left\{ \frac{\tan \theta}{4} \{ (E-y)^{5/2} - (E-y)^{3/2} \} + \frac{2\sqrt{2g}}{9} \{ \sqrt{E(E-y)^2} - \sqrt{E(E-y)^2} \} \right\} \quad \dots (3-4)$$

ここで C: マス蓋の流量係数

S: マス蓋の落口面積 (m^2)

(3-4)式で $x=L$ の時、 $y=y_0$ という条件からマス蓋の流量係数Cを多数の実験値から計算すると、大体オーダー的には $C = 1 \times 10^{-2} \sim 1 \times 10^{-3}$ の範囲の値を示す事を見出した。厳密には側溝横断面勾配、マス蓋の形、落口面積等によって多少変化する。これらの関係を図-2に示す。

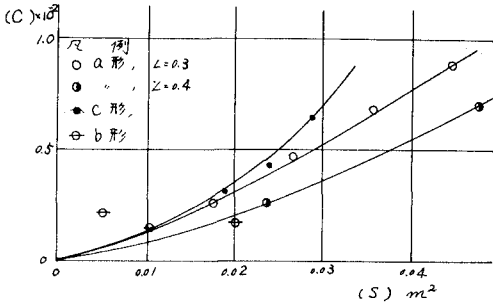


図-2. マス蓋の流量係数Cの値

図-3~7には、3種類のマス蓋について実験値をもとに特性図を示し、マス蓋の特性を把握するに便ならしめた。一般に考えられる如く縦仕切りの蓋の場合は縦断面勾配の影響を然りと見做してもとてしつかえなれど、横仕切りのみの蓋になるとその影響が顕著に表われている。

図-8には、マス蓋の形式による良否をより明確にするためにマスの落下率と蓋の形式及び縦

断面勾配との関係を図示した。これらの結果から、落口面積が同程度り蓋については縦仕切りのみの場合が最も有利であろうと認められる。

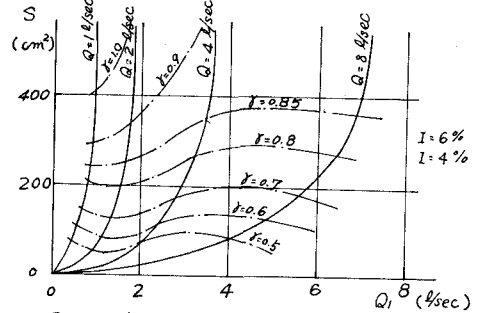


図-3. 縦仕切りのみの場合 (a)

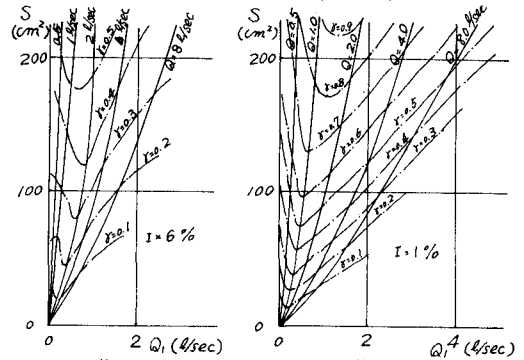


図-4. 横仕切りのみ (b) 図-5. 横仕切りのみ (b)

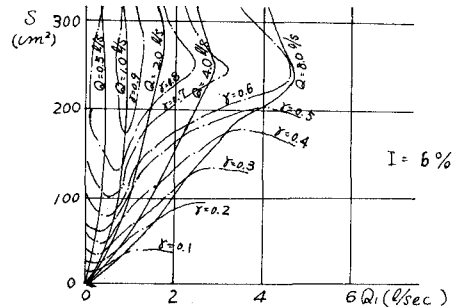


図-6. 混合形 (c)

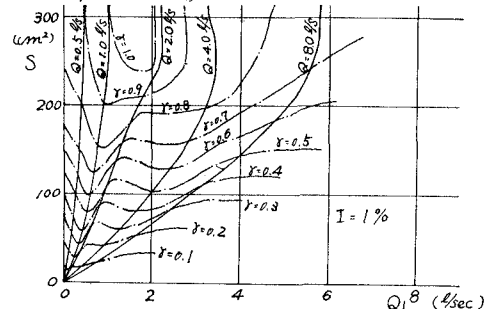


図-7. 混合形 (c)

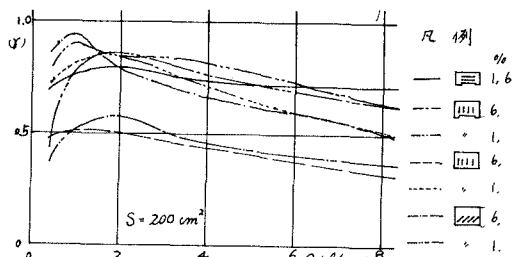


図-8. マス蓋の形と落下率の比較

従来、マスの落下流量を求める場合、一般にオリフィスの式が使われているが実験値との比較の結果は、道路側溝の如く水深の浅い割りに比較的穴の面積の大きい場合には、本公式の適用は不可能であろう。おしう式の形式としては孔の形を使用したのが合理的である。

4. 路面帯水と雨水マスの関係

道路側溝に於いても Manning の公式が適用出来るものとする。三角形断面に於いて以下のように変形される。

$$Q = \frac{0.294}{n} \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot y^{\frac{2}{3}} \cdot z_1^{\frac{5}{3}} \left(\frac{1}{1 + \sqrt{1 + z_1^2}} \right)^{\frac{2}{3}} \dots (4-1)$$

(4-1) 式より、水深 y 及び湛水中 W について解くと

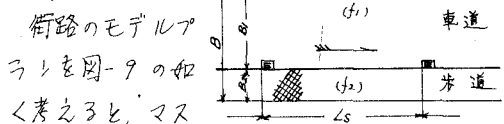
$$y = 1.68 \cdot \frac{n^{3/8}}{7^{3/16}} \cdot \frac{(1 + \sqrt{1 + Z_1^2})^{1/4}}{Z_1^{5/8}} \cdot Q^{3/8} \dots (4-2)$$

$$W = y z_1 = 1.581 \cdot \frac{(n z_1)^{1/8}}{I^{3/8}} \cdot (1 + \sqrt{1 + z_1^2})^{1/4} Q^{1/8} \dots (4-3)$$

又、横断勾配が変化する場合

$$Q = \frac{I^{1/2}}{\pi} \left\{ \frac{1}{z} \left(W y - \frac{W B}{z_1} - B y \right) \right\}^{1/3} / \left(y + \frac{B}{z_1} \sqrt{1+z_1^2} + \frac{W-B}{z_2} \sqrt{1+z_2^2} \right)^{1/3} \quad (4-4)$$

これを基礎式として雨水マスの同湯について検討する。



上流端での雨水流 図-9, 街路のモデルプラン
出量 Q は

$$Q = \frac{1}{3600} \cdot f \cdot n \cdot A \quad (\text{L/s}) \quad \dots (4-5)$$

ここに A : 集水面積 (m^2), r : 降雨強度 (mm/hr),

4: 流出係數

流出係数 β は近似的に次のよう表わす。

$$f = \frac{\sum A_i f_i}{\sum A} = \frac{B_1 t_1 + B_2 t_2}{B} \quad \dots (4-6)$$

従って、(4-5)式は次式のようになる。

$$Q = \frac{1}{3600} (B_1 f_1 + B_2 f_2) \cdot r \cdot L_s \quad (4-7)$$

雨水マスからの落下流量を Q_1 とすると、マス下流端に於ける流量 Q_2 は、 $Q_2 = Q - Q_1$ であり従って、第2番目以下のマス上流端における流出量 Q は、 $Q = Q_1 + Q_2$ となる。一般に n 番目に於ける流量は

$$Q_1 = Q + (\lambda' - 1)Q_2 \quad (4-8)$$

(4-8) 式は(4-7) 式より次式の如く表わせる。

$$Q_i = \frac{1}{3600} (B_1 f_1 + B_2 f_2) \cdot r \cdot L_s + (i-1) Q_2 \quad (4-9)$$

故に、横断勾配が一定の場合の湛水中では

$$W_i = \frac{1}{2} Q_i^{3/8} \quad (4-10)$$

$$\approx 2.2'' \quad h = 1.581 \frac{(m_2)^{3/8}}{I^{3/16}} (1 + \sqrt{1 + z_1^2})^{1/4}$$

路面の湛水中 W は、マスの間隔 L を一定にした場合、通過量 Q_2 がある限り下流に行くに従って広がりある距離で道路中央まで達し完全に交通不能になる事を示している。 W をある一定値許容湛水中 W_0 に置くためには、次のような方法が考えられる。即ち、 α_1 は $Q_2=0$ にする事であり、 α_2 はマスの間隔を α_2 番目から短縮する事であり、他の1つは、ある一定間隔に他よりも取水能力の大きなマスを設置する事である。前述したマスの落下率 γ の性質より、 $\gamma=1$ とした場合、マスの最大間隔 L_0 は(4-7)式より

$$L_S = 3600 \cdot Q / (B_1 f_1 + B_2 f_2) \cdot r \quad (4-11)$$

$r < 1$ の場合は、 $Q = Q \cdot r$ であり短縮長 ΔL は

$$\Delta L_S = 3600 \cdot Q_2 / (B_1 f_1 + B_2 f_2) \cdot r \quad (4-12)$$

となり、通過量に見合う集水量だけ短縮する事になる。さうかえるとマス₁の落下量に等しい集水量をマス₂と同量とすれば良い事になる。即ち

$$Z_{sc} = 3600 \cdot Q \cdot r / (B_1 f_1 + B_2 f_2) \cdot r \quad (4-13)$$

マスの間隔と湛水巾の関係は(4-3)×(4-13)式より

$$\angle_{SC} = \frac{1050 \sqrt{I} \cdot W^{8/3} \cdot \gamma}{n \cdot z_1 (1 + \sqrt{1 + z_1^2})^{2/3} (\beta_1 t_1 + \beta_2 t_2) \cdot r} \quad (4-14)$$

(4-14)式によって湛水PWが限定された場合のマス間隔を決定する事が出来る。

罐水中の矯正値については、次節で運輸の経費
位から概算した。

5. 路面排水の経済学的検討

路面排水の経済性を考える場合、道路交通側からだけの見方では片手落ちになる危険性がある。即ち、運輸の経済性から見ると路面排水等による交通の遅延がなく、目的地に最短時間で到着出来る状態を欲するであろう。反面、下水道側からはある程度の排水を許容する事によって最大流量を遅減させ、流入量の時間分布をフラットにする事は、管渠や処理機能の設計に於いて極めて経済的であり、機能を最大限に活用出来る事になる。従って、国家的見地になると、両者の均衡性を十分考慮して設計されるべきである。

本報告書では、とりあえず交通経済上から雨水マスの最適容量の決定方法を検討する。では交通量に及ぼす遅延の影響、特に車線中の減少が交通量に与える影響は、表-5.1に示す如く車員3.6mを基準として、車線中の減少に従って同表の如く低下する。

一般に、路角の部分はすれ違いの際の特選のための余裕場所として設けられるものであるが、この部分が排水その他の事情で狭くなるにつれて道路の中央寄りを走行するため、實際上、車線中を減少したような影響を与える。ところで道路交通経済を最も大きく支配する要素は、自動車の運行経費である。

図-10には、走行速度と運転経費の関係、図-10、走行速度-運転経費

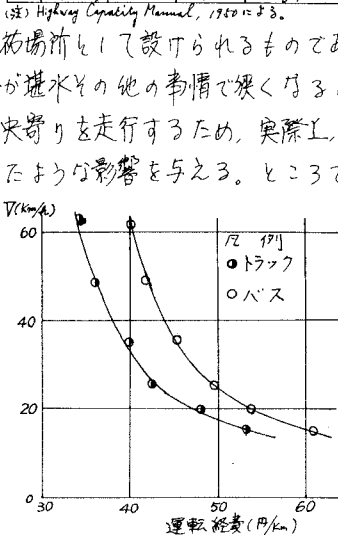


図-10には、走行速度と運転経費の関係、図-10、走行速度-運転経費

を示した。街路の交通量と平均速度の関係は、車両数がある限度を越えると、車道巾員に従って遅延速度は低下し、一般に、これらの関係は次式で表わされる。

$$Q_t = 3(31 - \sqrt{XW - 6}) - 430 \quad (V \leq 24) \quad (5-1)$$

ここで Q_t : 交通量 (vph), V : 平均走行速度 (mph), W : 車道巾員 (ft) を表わす。(5-1)式より各交通容量に対する車道巾員と平均走行速度の関係を示すと

表-5.2. 街路巾員に対する走行速度の変化 (1) 1000 Kph

街路巾員		交通量に対する平均走行速度 (mph)						
ft	m	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000
25	7.6	5.9 (9.5)						
30	9.2	11.2 (18.0)	4.2 (6.8)				交通不能	
40	12.2	17.0 (27.4)	12.1 (19.5)	7.2 (11.6)	2.3 (3.7)			
50	15.2	20.2 (32.5)	16.4 (26.4)	12.6 (20.3)	8.8 (14.2)	5.0 (8.0)	1.2 (1.9)	
60	18.3	22.3 (35.7)	19.1 (30.7)	16.0 (25.7)	12.9 (20.8)	8.8 (14.2)	6.8 (10.9)	3.7 (6.0)
70	21.3	23.5 (37.8)	21.0 (33.8)	18.4 (29.6)	16.7 (26.9)	13.1 (21.1)	10.5 (16.9)	7.9 (12.7)

表-5.2の如くなる。

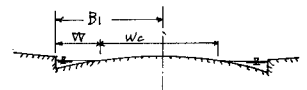
従って、(5-1)式で交通不能になる限界車道巾員を W_c とすると $V=0$ とおいて $W_c = \frac{Q_t + 430}{9.5} + 6$ と表わせる。しかし、実用上許容し得る最低平均走行速度を図-10の勾配の急変点である $V=20 \text{ Kph/m}$ とすると実用限界車道巾員として次式を得る。

$$W_c = \frac{Q_t + 430}{5.6} + 6 \quad (5-2)$$

(5-2)式で実用性、経済性をも考慮した限界車道巾員を決定する事が可能であり、前節で述べた許容排水巾との関係は、図-11より、

$$W = B_1 - W_c / 2 \quad (5-3)$$

となる。従って、矯正雨水マス間の



間は(4-14)式より 図-11、街路横断面図

$$L_{sc} = k_1 (B_1 - 0.03 Q_t - 22.6)^{0.8} \quad (5-4)$$

$$k_1 = \frac{1050 \cdot V^{1.2}}{\pi \cdot 2.1 (1 + \sqrt{1 + 2.2})^{0.2} (B_1 + B_2 + f_2) \cdot f}$$

と表わせる。上述の交通経済的検討もある一面からのアプローチであり、この他にも交通経済に及ぼす重大な問題として、このアプローチの仕方が考えられる。以上、本報告書では、結論に到達するまでに到らず、今後残された課題に拍車をかけ適正な設計方法の樹立を急ぎたい。