

VI.

管 路

76. 定義. 水路は水理學的に分類すると、開水路と管路（閉水路）となる。而して、管路は所謂壓力を受けてゐる水が流れてをる水路で、換言すると、水路の横断面は四周が閉塞し、流水が其の周邊全部に水壓を及ぼしてをるもの、例へば水道の鐵管路の様なもの、或は發電水力の水壓管の様なものと言ふのである。

従つて假令、四周閉塞した横断面を有する水路でも、流水が周邊全部に水壓を及ぼさない場合は、之れを開水路として取扱ふ。即ち下水管の如きものは、一般に水が充満して流れてをらないから、之れは開水路である。

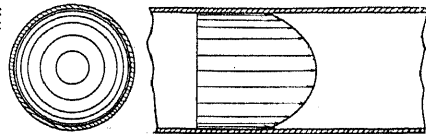


圖. 1.

管路内の摩擦損失水頭は壓力に關係がないから、管路にも開水路にも同一の法則が適用される。従つて其の公式の一般形式は、何れの場合でも同一であるが、實用上の便宜から此の一般形を各異つた形式に書換へて用ひる事が多い。

又水の不可壓縮性、及び管の非弾性を假定した爲に、起る誤差の範圍内では、管路内の流水は、連続性を有するものとして取扱ふ事が出来る。尙此の事は、有效水頭の大きさが突然變化した時に於ても矢張り同様に取扱つて差支へない。

77. 管路の損失水頭. 管路の何處の部分にも、摩擦等に因る損失水頭が起らない時は、管路の終端から流出する水の平均流速は $V_c = \sqrt{2gH}$ で、終端に孔口のある場合と全く同じである。従つて、水平に置かれた管徑均等の管路

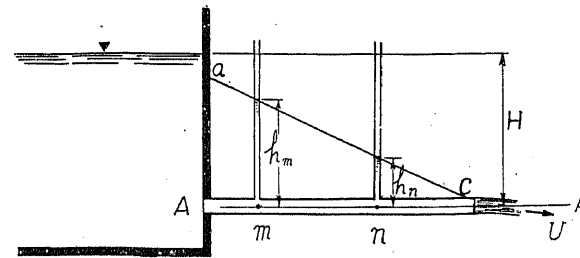


圖. 2.

では、何處の點に壓力水頭計を立てても、水は上昇せぬ譯であるが、實際は圖(2)の様に壓力水管内に水が上昇する。之

は、總水頭 H の大部分が摩擦等に打ち勝つ爲に費されること、即ち損失水頭が存在する事を示すもので、従つて終端から流出する水に對し有效なる水頭は、總水頭から此の損失水頭を減じたものになる。

普通存在する損失水頭は次の様な 7 の原因による。

1. 摩擦水頭—— h_1 ——管路の内面の摩擦に歸因するもの。
2. 流入水頭—— h_2 ——管路の流入口に於けるもので。
3. 障害水頭—— h_3 ——管路内に存在する制水瓣、コック等の障碍物に因るもの。
4. 彎折水頭—— h_4 ——管路の方向の變換に因るもの。
5. 管徑水頭—— h_5 ——管徑の急激なる變化に因るもの。
6. 結合水頭—— h_6 ——二つ以上の管路の結合の爲に生ずるもの。
7. 流出水頭—— h_7 ——管路の終端に於ける運動エネルギーの消失によるもの。

其の内の大部分を占むるものは摩擦による損失水頭 h_1 で、他は之れに比較すると極めて小さいから、是等を輕損失水頭と云ふことがある。

摩擦に因る損失水頭は、色々の原因によつて生ずるものであるが、管徑均等な管路で流速分布を亂すものがないときは、主として水の粘性、及び管路の内面

と水の摩擦に歸因するものである。之れに對し他の輕損失水頭は流速及び流れの状態の變化に因つて生ずる。

78. 水頭傾斜線及水頭勾配. 管路の各點に置かれた壓力水頭管の示す水位の軌跡を水頭傾斜線、此の線は管路の各點に於ける壓力水頭を示すものであるから壓力水頭線とも云ふ。若し之れに各點に於ける流速水頭を加へたる高さの軌跡を求めると、これは各點に於ける水の單位重量の有する有效エネルギーの大きさを示すものであるから、有效水頭線と稱へる。§. 30.

管徑均等にして、且つ障礙物又は管路の方向の變換がないときは、壓力水頭線及び有效水頭線は直線となる。

又流速或は方向を變ぜしむる何等かの原因ある所では、壓力水頭線及び有效水頭線は直線でなくなる。

従つてこの壓力水頭線及び有效水頭線は、又同時に總ての損失水頭の變化を示すことにもなる。

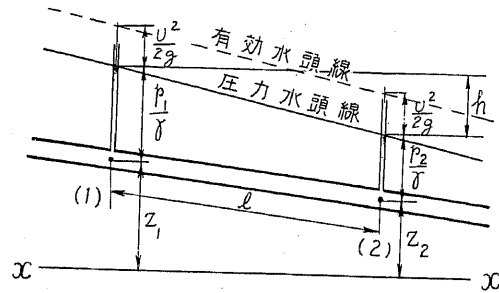


圖. 3.

圖(3)は管徑均等にして途中流速及び其の方向を變化せしむる何等の原因もない管路の一部を示す。Bernoulli の定理に従ひ

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + z_1 = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + z_2 + h; \quad (1)$$

然るに、 $Q = AV_1 = AV_2$ 、なる故

$$h = \frac{p_1 - p_2}{\gamma} + (z_1 - z_2) = \frac{dp}{\gamma} + dz \quad (2)$$

h は水が(1)から(2)に流れる間、摩擦に打ち勝つ爲に消費したエネルギーの大きさを示すもので、其の爲に壓力水頭が $\frac{p_1}{\gamma}$ から $\frac{p_2}{\gamma}$ に減じたのであ

る。

(1) と (2) との間の管路の長を l とすると、

$$\frac{dh}{dl} = I = \frac{d\left(\frac{p}{\gamma} + z\right)}{dl}; \quad (3)$$

I は壓力水頭線の勾配で、之れを水頭勾配と稱へ單位長に於ける損失水頭を示す。

尙定流の場合には

$$\frac{d\left(\frac{p}{\gamma} + z + \frac{V^2}{2g}\right)}{dl}; \text{ 又は } \frac{d\left(\frac{p}{\gamma} + z + \frac{V^2}{2\gamma}\right)}{dx}; \quad (4)$$

を以て水頭勾配を示すことがある。

79. 流水の摩擦力. 水が水路を流れるとき、又は水中に在る物體を動かすとき、此の運動に對して抵抗を生ずる。これを普通流水摩擦力と稱へてをる。

流水摩擦力は、其の運動の速度が極めて微小なときは、専ら水の粘性に因つて起るけれども、其の速度が大きくなると、水の粘力以外に水の接する表面の性質其他の原因によつて生ずる渦動流の爲に起る方が大きい。

流水摩擦力の大きさは、水流が流線運動をなすときと、渦動運動を供ふときとで異なるもので、一般に次の様な法則に従ふ。

A) 流線運動の場合、

1. 水の壓力強度に無關係にして、
2. 水の粘性及び密度に比例し、
3. 流速と正比例し、
4. 接觸面積と比例し、
5. 接觸面の性質に無關係である。

B) 渦動運動を供ふとき、

1. 水壓強度に無關係で、

2. 殆ど密度に比例し、
3. 流速の n 乗に比例する。但し n は 1 よりも大にして殆ど 2 に近い數、
4. 水路に於ては接觸面積に比例し、
5. 接觸面の性質、形狀等に關係を有す。

Froude (1872) の實驗によれば、一般に摩擦力 F は、その接觸面積を S とすると

$$F = fSV^n \quad (5)$$

- f は
- a) 接觸面に關係し、
 - b) 接觸面の長さの増加と共に減少し、長が大きくなれど或る極値に達する、
 - c) 壓力強度には無關係で、
 - d) 水の密度と比例し、温度の上昇と共に微量に減少する。
- n は
- a) 接觸面に關係し、
 - b) 長さの増加と共に減少し遂に極値に達し、
 - c) 流速に無關係な數である。

80. 摩擦水頭の公式。摩擦水頭を表はす公式に付ては、多くの實驗者、或は學者が色々發表してをるが、大別すると摩擦力を平均流速の 2 乗に比例するものとした型と、2 乗でなく n 乗とした型とに分類する事が出来る。前者は一般の流速公式即ち Chezy の公式と同一形式に還元し得るし、後者は所謂指數公式と稱へるものであつて、最初は専ら前者のみであつたが次第に指數公式を用ひるもの多くなり、近來は愈々盛になる傾向がある。

是等の公式は、用ひる方法に依つて各一得一失があるし、又其の國の永年の習慣と、公式に對する數表、又は圖表の整備如何に依つても異なるから、直ちに其の使用價值を決定する事は出来ない。

故に本書に於ては、我國の水道及び發電水力の方面に於て最も廣く使用せられてをる兩型式の公式、即ち Ganguillet 及び Kutter の公式 並に Williams 及び Hazen の公式を最初に示し、尙參考の爲に、代表的の公式及び係數値を羅列し、其の發表した年號を、() にて記して、發達の經路を髣髴させた。

81. 摩擦力を平均流速の 2 乗; V^2 に比例するものとした型の公式. § 79. 式 (5) により摩擦力は一般に

$$F = f_1 \gamma \cdot S \frac{V^n}{2g}; \quad (6)$$

P = 潤邊

l = 管路の長

A = 管路の斷面積

D = 管徑

R = 徑深

V = 平均流速とし、管路斷面の各點の流速と正比例するものとすれば

$$F = f_1 \cdot \gamma \cdot P \cdot l \frac{V^2}{2g} \quad (7)$$

次に、摩擦水頭 h_f は、圓管に對しては、

$$R = \frac{D}{4} \quad \text{であるから}$$

$$h_f = \frac{F}{\gamma \cdot A} = f_1 \frac{S}{A} \frac{V^2}{2g} = f_1 \frac{P}{A} \cdot l \frac{V^2}{2g} = f_1 \cdot \frac{l}{R} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (8)$$

$$= f_1 \cdot \frac{4l}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (9)$$

$$= \zeta_1 \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g}; \quad \text{但し} \quad \zeta_1 = 4f_1 \quad (10)$$

而して、 f_1 を摩擦係數; ζ_1 を損失水頭係數と云ふ。

$$\text{又、式(8)は} \quad \frac{h}{l} = I; \quad \sqrt{\frac{2g}{f}} = c \quad \text{と置くと、}$$

$$V = C \sqrt{R.I}; \tag{11}$$

即開水路流速を示す所謂 Chezy の公式となる。

而して C は所謂 Chezy の係数であつて、そのデイメンションは $[L^{1/2} T^{-1}]$ である。

この C を用ひると、式 (10) は

$$h_f = \frac{8\gamma}{C^2} \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g}; \tag{12}$$

且つ

$$\zeta_1 = \frac{8g}{C^2} \tag{13}$$

82. 指數公式. 前の形式は、凡て摩擦力は、流水の撃突に對する抵抗に歸因するものである、と云ふ概念を基として、導かれてをる爲に、常に其の大きさは「運動のエネルギー」或は流速の自乗に比例してをるやうに作られてゐた。然るに此の概念は其の後の實驗の結果と一致してゐないことを、Waltman (1791) や Eytelwein (1796) が發見し、後 Reynolds (1883) の研究によつて急激に發展して、其の一般形式は次の様な形式のものである。

$$I = a \cdot \frac{V^m}{D^n} \tag{14}$$

或は

$$h_f = a \cdot \frac{V^m}{D^n} \cdot l \tag{15}$$

$$V = \lambda D^p I^q \tag{16}$$

83. Ganguillet 及び Kutter の公式. (1869)

Chezy の流速公式; $V = C \sqrt{R.I}$ に於て

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{I}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{I}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \tag{17}$$

としたもので、 n は水路の表面の性質、粗滑の度合に依り定まる常數で所謂 Kutter の粗度常數と稱へるものである。

此の公式は、最初開水路に對して作つたものであるが、其の後 n の實驗値を多く求め、次第に管路の流速公式にも用ひられる様になつた。尙 C の形を簡單な形に、書き直した所謂 Kutter の新公式なるものがある、これは計算の樂な爲に概算にはよく用ひられる (§. 86 参照)。

尙卷末に C の圖表を附してあるから、之れを利用すれば C の近似値を簡單に求むる事が出来る。(附表 VIII)

84. Williams-Hazen の公式. これも Kutter の公式と同じ様に、流速公式として示してある。

$$V = 0.84935 \times C.R.^{0.63} I^{0.54} \tag{18}$$

管 路 の 状 況	c の 値
全く平滑な直線の管路	140
可成り滑かな直線の管路	130
新しき綴紙の鋼管	110
舊き鑄鐵管	100
舊き綴紙の鋼管	95
滑かな木管又は木樋	120
土 管	110
悪い條件の下にある舊き鐵管	80~60
悪い條件の下にある管徑の小さきもの	40

附表 (VI, VII) は、Ganguillet 及び Kutter の公式によるものと、Williams-Hazen の公式によるものと流速表、及び流量表で、夫々管徑及び水頭勾配に相應する流速と、流量とを與へてあるから、此の表から直ちに任意の距離に於ける損失水頭の大きさを求むる事が出来る

85. 摩擦水頭を V^2 に比例するものとした實驗公式. 摩擦水頭を表はす一般形式は

$$h_f = \zeta_1 \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g} \tag{19}$$

或は

$$I \cdot D = \varphi_1 V^2 \tag{19a}$$

但し $\varphi_1 = \frac{\zeta_1}{2\gamma} = \frac{\zeta_1}{19.62} = 0.05097 \zeta_1$ (19)

1. Prony の公式. (1804)

$$DI = \left(0.00139304 + \frac{0.00006933}{V}\right) \frac{V^2}{D} \quad (20)$$

$$= (aV + bV^2) \quad (20a)$$

此の公式は最初に発表された管路の公式で佛國に於て永く用ひられてをつたものである。

2. Weisbach の公式. (1845) 圖 (4).

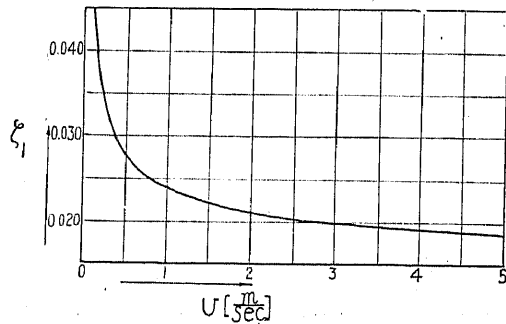


圖. 4

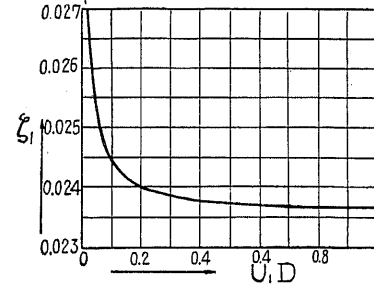
平滑な管路に對し

$$h_l = \left(0.01439 + \frac{0.0094711}{\sqrt{V}}\right) \frac{V^2}{2g} \frac{l}{D} \quad (21)$$

$$\text{或は } ID = \left(0.007334 + \frac{0.0004827}{\sqrt{V}}\right) V^2 \quad (21a)$$

これは Prony の實驗に、自分等の實驗の結果を加味して作つたもので、獨

逸及び英尺の一部に於て今でも使用されてをる。



3. Darcy の公式. (1857) 損失水頭に對する管路の形狀及び其の表面の性質の影響を考慮に入れて作つたもので専ら佛國に於て盛に用ひられてをる。

舊き鑄鐵管に對し

圖. 5.

但し $D < 0.5$ [m]

$$h_l = \left(0.001014 + \frac{0.00002588}{D}\right) \frac{V^2}{D} l \quad (22)$$

$$\text{或は } h_l = \left(0.001644 + \frac{0.0000420}{D}\right) \frac{Q^2}{D^5} l; \quad (22a)$$

新しい鐵管に對しては上記の半分で即ち

$$h_l = \left(0.000507 + \frac{0.00001294}{D}\right) \frac{V^2}{D} l; \quad (22b)$$

4. Deputies の公式. (1865). 普通の管路で彎曲其の他を考慮せず概算的に

$$ID = 0.00154 V^2 \quad (23)$$

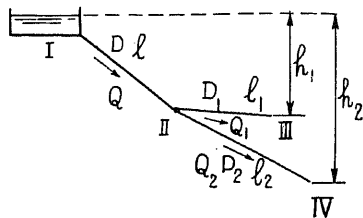
簡單であるから佛國に於て Darcy に次で多く用ひられる。

或は

$$\left. \begin{aligned} Q &= 20\sqrt{D^5 I} = 0.785 D^2 V = 0.00000187 \frac{V^5}{I^2} \\ D &= 0.302^5 \sqrt{\frac{Q^2}{I}} = 0.00154 \frac{V^2}{I} = 1.128 \sqrt{\frac{Q}{V}} \\ I &= 0.0025 \frac{Q^2}{D^5} = 0.00154 \frac{V^2}{D} = 0.00137 \sqrt{\frac{V^2}{Q}} \\ V &= 25.5\sqrt{DI} = 1.27 \frac{Q}{D^2} = 14.0 \sqrt[5]{QI^2} \end{aligned} \right\} \quad (23a)$$

此の公式より Q, D, I, V の何れか二つが分れば直ちに他を算出し得る。

例題. 1. 圖(6)に於て h_1, h_2, l, l_1, l_2 及 D, Q_1, Q_2 が與へられて, D_1 及び D_2 を求む。



式(23a)から

$$I = 0.0025 \frac{Q^2}{D^5}$$

故に

圖. 6.

$$\left. \begin{aligned} h'_1 &= 0.0025 \left[\frac{lQ^2}{D^5} + \frac{l_1 Q_1^2}{D_1^5} \right]; & h'_2 &= 0.0025 \left[\frac{l_2 Q_2^2}{D^5} + \frac{l Q_2^2}{D_2^5} \right] \\ D_1 &= \sqrt{\frac{l_1 Q_1^2}{400 h'_1 - \frac{lQ^2}{D^5}}}; & D_2 &= \sqrt{\frac{l_2 Q_2^2}{400 h'_2 - \frac{lQ^2}{D^5}}} \end{aligned} \right\} \quad (23b)$$

例題. 2. 例題 1 に於て $l = 800 [m]; l_1 = 500 [m]; l_2 = 300 [m]; D = 0.25 [m]; D_1 = 0.15 [m]; D_2 = 0.10 [m];$ 又 $h'_1 = 25 [m]; h'_2 = 30 [m]$ なる時, 其の流量を求める。

$Q = Q_1 + Q_2$ であるから (23b) により

$$25 = 0.0025 \left[\frac{800}{(0.25)^5} Q^2 + \frac{500}{(0.15)^5} Q_1^2 \right]$$

$$30 = 0.0025 \left[\frac{800}{(0.25)^5} Q^2 + \frac{300}{(0.10)^5} Q_2^2 \right]$$

或は

$$(Q_1 + Q_2)^2 + 8.04 Q_1^2 = 0.0122$$

$$(Q_1 + Q_2)^2 + 36.62 Q_2^2 = 0.0146$$

此の聯立方程式を解いて

$$Q_1 = 0.0346 \left[\frac{m^3}{sec} \right];$$

$$Q_2 = 0.0179 \left[\frac{m^3}{sec} \right];$$

$$Q = 0.0525 \left[\frac{m^3}{sec} \right]$$

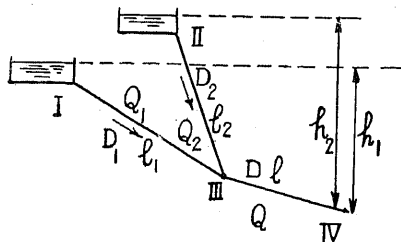


圖. 7.

5. Hagen の公式. (1896)

$$h_1 = \zeta_1 \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g};$$

$$\zeta_1 = \alpha + \frac{\beta}{V \cdot D} \quad (24)$$

$$\alpha = 0.023577$$

$$\beta = 1.1519 \times 10^{-4} - 4.191 \times 10^{-6} T + 9.2229 \times 10^{-8} T^2$$

圖表(5)は $T = 10^\circ C$ に對するものである。

6. Kutter の新公式. (1870)

新しき管	舊き管
$V = \frac{100\sqrt{D}}{0.3 + \sqrt{D}} \sqrt{\frac{D}{4} I}$	$V = \frac{100\sqrt{D}}{0.7 + \sqrt{D}} \sqrt{\frac{D}{4} I}$
$Q = \frac{39.3 D^3}{0.3 + \sqrt{D}} \sqrt{I}$	$Q = \frac{39.3}{0.7 + \sqrt{D}} \sqrt{I}$
$\sqrt{I} = 0.0255 \frac{0.3 + \sqrt{D}}{D^3} Q$	$\sqrt{I} = 0.0255 \frac{0.7 + \sqrt{D}}{D^3} Q$

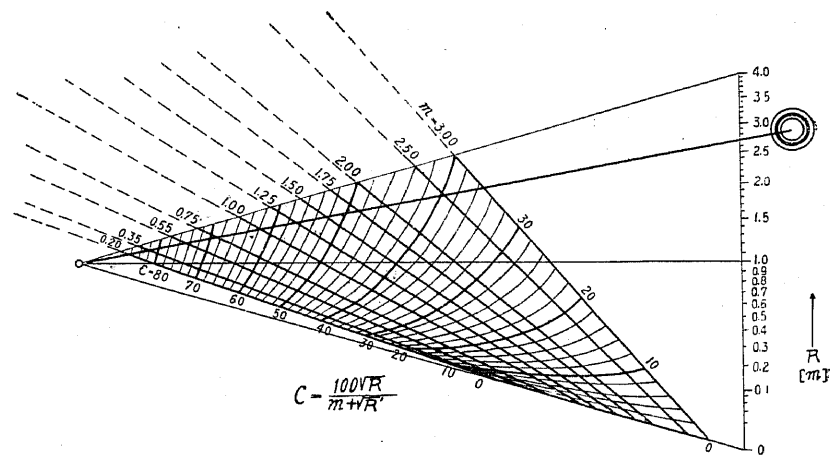


圖. 8.

一般には

$$V = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \sqrt{R \cdot I} \quad (25)$$

或は
$$c = \frac{100\sqrt{D}}{2m + \sqrt{D}}; \quad (25a)$$

概算をなすときは、平均値として $m = 0.25$ を取る事が多いから、この場合の敷表と $m = 0.35$ の場合のものを 251 頁に示し、尙他に卵形管路の敷表も付けておいた。

若し $m = 0.30$ を用ひるときには 251 頁表により示された比率に従ひ減少すればよい。

水路面の状況

m

- | | |
|--|-------------|
| 1. 極めて平滑な表面 | 0.10 ~ 0.15 |
| 2. 極めて滑なるセメント及び非常に滑に鉋をかけた板張 | 0.15 |
| 3. よく接ぎ合せてある板張及び大きい鐵管並に鐵筋コンクリート管 | 0.20 |
| 4. 普通の板張、丁寧に施工した煉瓦工、上手に加工した切石工、丁寧に石張した人工水路、未だ垢殻の生じない舊い水道鐵管 | 0.25 |
| 5. 煉瓦工及び板張工、使用中の石張又はモルタル塗管路、滑なる煉瓦張の水路 餘り大きくない鍍鋅管 | 0.30 ~ 0.35 |
| 6. 普通の練積した野面石積工、舊い煉瓦積、粗雑なコンクリートの上塗したもの | 0.45 ~ 0.50 |
| 7. 玉石工、底が若干泥で覆はれてゐる所、目地の完全な鋪石、上塗しないコンクリート | 0.55 ~ 0.75 |
| 8. 舊いコンクリート又は石積工、苔や草がない泥土の底、滑かな岩の所 | 1.00 |
| 9. 表面の粗雑でない少し水草の生えた岩のある所 | 1.25 |
| 10. 草の生えてない非常に規則正しく施工された掘り放し | |

の水路

1.50

11. 普通の運河又は少し泥の交つた砂利を有する水路、或は底に石があるか草の生えてゐない水路、多くの小川及び河川

1.75

12. 維持不完全で草や苔が覆ひ茂つてゐる空積工で、底には少し泥が沈澱してゐる所、可成多くの水草の生えた運河、中小河川

2.00

13. 水草の繁つてゐる運河、河川の上流部

2.50

14. 野溪

3.5 ~ 5.

7. Bazin の公式. (1897)

$$V = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \sqrt{R \cdot I}$$

	鑄 鐵 管	コンクリート管
D [m]	0.1 ~ 1.2	0.4 ~ 1.4
γ	0.23	0.20

8. Lang の公式. (1896)

非常に平滑な鋼管及びガラス管に對し

$$\left. \begin{aligned} D \cdot I &= 0.000612 + \frac{0.0000917}{\sqrt{D \cdot V}} \\ h_f &= \left(0.012 + \frac{0.0018}{\sqrt{D \cdot V}} \right) \frac{l}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

鑄鐵管及び鍍鋅した鋼管

$$\left. \begin{aligned} D \cdot I &= \left(0.00102 + \frac{0.0000917}{\sqrt{D \cdot V}} \right) V^2 \div \left(0.001 + \frac{0.0001}{\sqrt{D \cdot V}} \right) V^2 \\ h_f &= \left(0.02 + \frac{0.0018}{\sqrt{D \cdot V}} \right) \frac{V^2}{2g} \cdot \frac{l}{D} \end{aligned} \right\} \quad (26a)$$

内面の粗なる管路又は舊い鐵管に對し

$$\left. \begin{aligned} D \cdot I &= \left(\frac{D}{D_1}\right)^5 \left(0.00102 + \frac{0.0000917}{\sqrt{D \cdot V}}\right) V^2 \\ h_1 &= \left(\frac{D}{D_1}\right)^5 \left(0.02 + \frac{0.0018}{\sqrt{D \cdot V}}\right) \frac{l}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \end{aligned} \right\} (26b)$$

但し D = 最初の管径
 D_1 = 垢殻の沈澱により減少せる直径

$\frac{D_1}{D}$	$\left(\frac{D}{D_1}\right)^5$	$\frac{D_1}{D}$	$\left(\frac{D}{D_1}\right)^5$	$\frac{D_1}{D}$	$\left(\frac{D}{D_1}\right)^5$	$\frac{D_1}{D}$	$\left(\frac{D}{D_1}\right)^5$
0.10	100 000	0.35	226	0.60	12.85	0.85	2.27
0.15	13 150	0.40	97.6	0.65	8.62	0.90	1.69
0.20	3 125	0.45	54.2	0.70	5.95	0.93	1.78
0.25	1 024	0.50	32.0	0.75	4.21	0.95	1.29
0.30	411	0.55	19.9	0.80	3.06	0.98	1.18

$\left(0.02 + \frac{0.0018}{\sqrt{V \cdot D}}\right)$ の値

$D[m]$	$v=0.10$	0.25	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.20	4.00
0.05	0.046	0.036	0.031	0.0304	0.0296	0.0290	0.0285	0.0281	0.0273	0.024
0.10	0.038	0.031	0.028	0.0274	0.0268	0.0264	0.0260	0.0256	0.0252	0.023
0.20	0.033	0.028	0.026	0.0252	0.0248	0.0245	0.0243	0.0240	0.0237	0.022
0.30	0.030	0.027	0.025	0.0242	0.0239	0.0237	0.0235	0.0232	0.0230	0.022
0.40	0.029	0.026	0.024	0.0237	0.0234	0.0232	0.0230	0.0228	0.0226	0.021
0.50	0.028	0.025	0.024	0.0233	0.0230	0.0229	0.0228	0.0225	0.0222	0.021
1.00	0.026	0.024	0.023	0.0223	0.0222	0.0220	0.0219	0.0218	0.0216	0.021
2.00	0.024	0.023	0.022	0.0217	0.0215	0.0214	0.0213	0.0213	0.0212	0.020

最近 (1915) は次の様な公式を發表してをる。

$$I = \left(0.009 + \frac{a}{\sqrt{D}} + \sqrt{\frac{\pi M}{D \cdot V - 2040 M}} + \frac{64 M}{D \cdot V - 2040 M}\right) \frac{V}{2g} \left(\frac{D \cdot V - 2040 M}{D^2}\right) (26c)$$

但し M は温度に依つて變化する常數で

$t^\circ =$	0°	10°	20°	60°	100°	
$10^7 M =$	17.75	13.10	10.1	4.67	2.74	$\left[\frac{m^2}{sec}\right]$
$10^5 \cdot 64 M =$	11.36	8.38	6.46	2.99	1.76	$\left[\frac{m^2}{sec}\right]$
$10^3 \sqrt{\pi M} =$	2.36	2.02	1.78	1.21	0.93	$\left[\frac{m}{\sqrt{sec}}\right]$

又 a に付ては

	"
全く平滑なる新しい管	0.0004
新しい極めて滑な塗装せる鍛鐵管	0.0007
新しい普通の鍛鐵鈔管, 新鑄鐵管	0.0009
新して鍛鐵承口管及び鑄鉄した鍛鐵管	0.0026
清淨な鑄鐵管, 平滑に亜鉛引した鍛鐵管	0.005
粗雜なる亜鉛引した鍛鐵管	0.012

9. Biel の公式 . (1907)

$$h_1 = 0.0785 \left[0.12 + \frac{2f}{\sqrt{D}} + \frac{2b}{V\sqrt{D}} \cdot \frac{[\eta]}{r} \right] \frac{l}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} (27)$$

	I	II	III	IV	V
a	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
f	0.0064	0.018	0.036	0.054	0.072
b	0.95	0.71	0.46	0.27	0.27
$b \frac{[\eta]}{r} \left\{ \begin{array}{l} 12^\circ \\ 100^\circ \end{array} \right.$	0.0118	0.0088	0.0057	0.0032	0.0032
	0.00294	0.0022	0.00142	0.00084	0.00084

- (I) 引き抜真鑄管及び形の正しい鉛管
- (II) 鍊鐵ガス管
- (III) 新しい鑄鐵管及び良質のコンクリート面
- (IV) 粗な木板面及び普通のコンクリート面
- (V) 普通の煉瓦積及切石積

10. Fanning の公式 . (1914)

$$\left. \begin{aligned} \text{新しい鐵管} & D \cdot I = 0.001312 V^2 \\ \text{舊い鐵管} & D \cdot I = 0.002443 V^2 \end{aligned} \right\} (28)$$

尙 $V = \zeta_1 \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g}$

とせば Fanning 及 Smith の實驗によると

新しき鐵管に對する ζ の値

D [m.m.]	V $\left[\frac{m}{sec} \right]$					
	0.3	0.6	1.0	1.5	2.5	4.5
15	0.047	0.041	0.036	0.033	0.030	0.028
30	0.038	0.032	0.030	0.027	0.025	0.023
80	0.031	0.028	0.026	0.024	0.023	0.021
160	0.027	0.026	0.025	0.023	0.021	0.019
300	0.025	0.024	0.023	0.021	0.019	0.017
400	0.024	0.023	0.022	0.019	0.018	0.016
600	0.022	0.020	0.019	0.017	0.015	0.013
900	0.019	0.018	0.016	0.015	0.013	0.012
1 200	0.017	0.016	0.015	0.013	0.012	
1 800	0.015	0.014	0.013	0.012		

管路延長 100 [m] に付ての損失水頭 [m]

D [m.m.]	V $\left[\frac{m}{sec} \right]$					
	0.3	0.6	1.0	1.5	2.5	4.5
15	1.44	5.02	12.20			
30	0.58	1.96	5.10	10.30	26.6	
80	0.18	0.64	1.66	3.45	9.23	27.10
160	0.08	0.30	0.80	1.65	4.09	12.30
300	0.04	0.15	0.39	0.80	2.02	5.85
400	0.03	0.10	0.28	0.54	1.43	4.13
600	0.02	0.06	0.16	0.33	0.80	2.24
900	0.01	0.04	0.09	0.19	0.46	1.38
1 200		0.02	0.06	0.12	0.32	
1 800		0.01	0.04	0.08		

附言. 次表は、各公式を用ひて算出した流量の比較表で、如何に其値が一致しないかが分る。又次表は實測値と各公式の計算値とを比較したもので、やはり一致してをらない。

此の様に各公式とも其精度は餘り高いものではないから、是等の公式を使用する際に、其の係數を擇ぶには充分な注意と、多くの實測の經驗を必要とする計りでなく、又適當な餘裕を見ておかなければならない。

各公式による流量と實測値の比較

實 測 地 名	Sevilla	Canello Neapel	Buenos-Ayres	St. Paul 運 河
D [m.m.]	533	700	800	1 220
I %	1.513	1.074	2.196	2.0
Q [l/sec] 實測	201	340	587	1 533
Q [l/sec] 公 式 名	de Prony	164	273	552
	Weisbach	178	294	616
新しい鐵管	Darcy	194	325	651
舊い鐵管	"	137	230	460
	Flamant	189	326	704
舊い鐵管	Kutter 新公式	162	287	591
				1 767
				3 290

各公式の流量比較表 $Q = \left[\frac{l}{sec} \right]$

水 頭 勾 配 %	D [m]	Weisbach	新 し い 鐵 管			舊 い 鐵 管			
			Lang	Darcy	Kutter	Darcy	Kutter	Dupuit	Biegel-eisen
0.1	0.04	0.044	—	0.062	0.050	0.044	0.028	0.064	0.035
	0.1	0.48	0.52	0.70	0.64	0.49	0.49	0.63	0.37
	1	190	226	244	302	172	231	200	142
2.154	0.04	0.278	0.251	0.286	0.233	0.202	0.130	0.297	0.177
	0.1	2.96	2.93	3.23	2.96	2.28	1.79	2.93	1.88
	1	1 080	1 100	1 130	1 400	799	1 070	928	716
46.42	0.04	1.59	1.39	1.33	1.08	0.94	0.60	1.38	0.89
	0.1	16.4	15.1	15.0	13.7	10.6	8.3	13.6	9.50
	1	5 600	5 200	5 250	6 510	2 950	4 980	4 310	3 604
1 000	0.04	8.28	7.16	6.17	5.03	4.36	2.79	6.40	4.50
	0.1	83.7	74.1	69.6	63.7	49.2	38.6	63.2	47.8
	1	27 500	24 000	24 400	30 200	13 700	23 100	20 000	18 100

86. 実験による指数公式

一般形式は

$$V = \lambda D^n I^r \quad (29)$$

或は

$$I = a \frac{v^m}{D^n} \quad (30)$$

1. Lampe の公式. (1873)

$$I = 0.0007555 \frac{V^{1.802}}{D^{1.25}} \quad (31)$$

2. Reynolds の公式. (1883)

Reynolds は微力長の管路内の摩擦力は管の長、管径、表面の状況及び水の粘性及び水の密度、平均流速に比例するものと假定し次の様な公式を作つた。

$$\delta p = k \cdot d^n \cdot \mu^y \cdot \rho^z \cdot v^n \cdot (\delta l)^a \quad (32)$$

δp = 管長 δl の間に於ける壓力の差

d = 管径

μ = 粘性係數

ρ = 水の密度

v = 平均流速

δl = 管路の微小長

k = 係數

ディメンション等式に依つて

$$x = n - 3$$

$$z = 2 - n$$

$$z = n - 1$$

(33)

従つて

$$I = \frac{B v^{2-n} V^n}{A D^{3-n}} \quad \text{但 } \nu = \text{動性粘性係數} \quad (34)$$

尚

$$A = 67.7 \times 10^6$$

$$B = 396.3$$

$$n = 1 \quad \text{極めて細い管}$$

$$= 1.7 \sim 2.0 \quad \text{普通の管}$$

$n = 1.7 \sim 2.0$ の場合には

$$I = \frac{B^{1.7-2}}{A} \frac{V^{1.7-2}}{D^{1.3-1}} = 0.000385 \sim 0.00232 \frac{V^{1.7-2}}{D^{0.3-1}} \quad (35)$$

n の 實 験 値

硝子管	鉛管	塗装した管	新鑄鐵管	舊い鑄鐵管
$n = 1.79$	1.79	1.82	1.88	2.00

3. Flamant の公式. (1892)

$$DI = \frac{a_1}{\sqrt{DV}} V^2, \quad \text{又は } V = \lambda D^{\frac{5}{7}} I^{\frac{4}{7}} = \frac{1}{a_1} D^{\frac{5}{7}} I^{\frac{4}{7}} \quad (36)$$

或は

$$Q = a_2 D^{\frac{19}{7}} I^{\frac{4}{7}} \quad (37)$$

$$D = a_3 Q^{\frac{7}{19}} I^{\frac{4}{19}} \quad (38)$$

	鉛管、硝子管、亜鉛引鉛管	新しい鑄鐵管	舊い鐵管
λ	75.3~681	61.5	54.3
a_1	0.00052~0.00062	0.00074	0.00092
a_2	59.1~53.5	48.3	42.7
a_3	0.223~0.231	0.240	0.251

4. Vidal 及 Kauffman の公式. (1907)

(39)

	新しい管	滑かな管
$V < 0.41 \left[\frac{m}{sec} \right]$	$I = 0.00092 \frac{V^{1.55}}{D^{1.25}}$	$V < 0.47 \quad I = 0.00079 \frac{V^{1.71}}{D^{1.25}}$
$V < 0.41 [\quad]$	$I = 0.00050 \frac{V^{2.10}}{D^{1.25}}$	$V > 0.47 \quad I = 0.00055 \frac{V^{2.04}}{D^{1.25}}$

5. Sonne の公式 . (1907)

$$DI = \left(0.00087 + \frac{0.00012\sqrt{D}}{D} + 0.00003 \right) V^2 \quad (40)$$

或は $V = C \sqrt{\frac{D}{4}} I$

D	0.05	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.6
c	44.6	50.8	55.7	59.4	61.0	62.0	62.0	62.6	63.5
Darcy-c	51.1	56.0	59.2	60.0	61.4	61.8	62.0	62.2	62.3

新しい管に於ては上記公式から求めた数に次の係数 (α) をかける

D [m]	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
α	2.0	1.8	1.6	1.4	1.2	1.1

6. Biegeleisen 及 Bukowsky の公式 . (1914)

新しき鑄鐵管

舊い鑄鐵管

$$I = 0.0012 \frac{V^{1.9}}{D^{1.1}} ; \quad I = 0.002567 \frac{V^{1.9}}{D^{1.1}} \quad (41)$$

7. Tillmann の公式 . (1919)

新しい鐵管に對し $V = \lambda_0 \left(\frac{D}{4} \right)^{0.7} I^{0.5} \quad (42)$

舊い鐵管に對し $V = \lambda_0 (1 - \Delta) \left(\frac{D}{4} \right)^{0.7} I^{0.5} \quad (43)$

	λ ₀	Δ (%)
引 拔 鋼 管	120	25
鍛 鐵 管	100	20
鑄 鐵 管	90	30
鍛 鋅 鋼 管	80~60	15

8. Kozeny の公式 . (1920)

鐵管及び徑 0.3 [m] 内外の木管

$$V = 65 \left\{ I + \left(1 - \frac{4}{\sqrt{D}} \right) \frac{\sqrt{DI}}{4} \right\} \frac{\sqrt{DI}}{4} \quad (44)$$

9. Scoby の公式 . (1921)

木管に對し $I = 0.000886 \frac{V^{1.3}}{D^{1.17}} \quad (45)$

$$V = 49.7 D^{0.65} I^{0.556}$$

コンクリート管に對し $V = \lambda D^{0.625} I^{0.5} \quad (46)$

10. Beyerhaus の公式 . (1921)

$$V = k'' R^{0.7} I^{0.46} \quad (47)$$

一般に

$$V = k'' R^x \cdot I^y$$

として次表の如くにして x 及 y を求めた。

R	勾 配 I	x	
		n = 0.025	n = 0.030
0.6 [m] より 6.0 [m] まで	1 : 1 000	0.652	0.674
	1 : 2 000	0.652	0.684
	1 : 5 000	0.679	0.701
	1 : 10 000	0.702	0.726
	1 : 20 000	0.748	0.770

x = 0.7

I	R	y	
		n = 0.025	n = 0.030
1 : 1 000 1 : 20 000	1.0	0.500	0.500
	3.0	0.463	0.463
	6.0	0.456	0.443

y = 0.46

n と k'' との相對値

n	k''	n	k''	n	k''
0.021	33	0.026	28~27	0.030	24
0.022	32	0.027~0.028	26	0.031~0.032	23
0.023	31~30	0.029	29	0.033	22
0.024~0.025	29			0.034~0.035	21

11. Forchheimer の公式. (1923)

$$V = kR^{0.7}I^{0.5} \tag{48}$$

$$= \frac{1}{n} R^{0.7} I^{0.5} \quad n = \text{Kutter の粗度常数}$$

12. Wegmann 及び Aeryns の公式. (1925)

新しき鑄鐵管に $I = 0.000724 \frac{v^{1.856}}{D^{1.343}}$ (49)

又は $V = 49.18 D^{0.732} I^{0.589}$

13. King の公式.

$$h_1 = \zeta_1 \frac{l}{D^{1.25}} \frac{v^2}{2g} \tag{50}$$

又は $V = c'D^{0.625} I^{0.5}$

ζ_1 の 表

$V \left[\frac{m}{sec} \right]$	新しい鑄鐵管	舊い鑄鐵管	新しい木管	新しいコンクリート管
0.61	0.00156	0.00282	0.00186	0.00215
1.52	0.00141	0.00282	0.00149	0.00186
3.05	0.00134	0.00282	8.00126	0.00171
6.10	0.00119	0.00282	0.00111	0.00156

C' の 表

$V \left[\frac{m}{sec} \right]$	新しい鑄鐵管	舊い鑄鐵管	新しい木管	新しいコンクリート管
0.61	3.523	2.690	3.267	3.010
1.52	3.715	2.690	3.651	3.267
3.05	3.907	2.690	3.971	3.395
6.10	4.035	2.690	4.227	3.587

14. Strobel の公式.

$$I = a \frac{Q^2}{D^{4+a}} = b \frac{V^2}{D^a} \tag{51}$$

$$V = e \cdot D^{(0.5+\beta)} \sqrt{I}$$

$$Q = e \cdot D^{2.5+\beta} \sqrt{I} \tag{51a}$$

$$C' = f \cdot D^\beta$$

係數表 (Strobel の公式)

	m	a	b	c	e	f	α	β
圓形	0.25	0.001459	0.000900	26.18	33.33	66.67	1.42	0.21
	0.30	0.001660	0.001024	24.54	31.25	62.50	1.46	0.23
	0.35	0.001873	0.001157	23.10	29.40	58.80	1.50	0.25
卵形	0.30	0.000635	0.000833	39.671	34.547	64.20	1.40	0.20
	0.35	0.000713	0.000946	32.600	37.443	60.59	1.44	0.22

87. 流入水頭.

$$h_2 = \zeta_2 \frac{V^2}{2g} \tag{52}$$

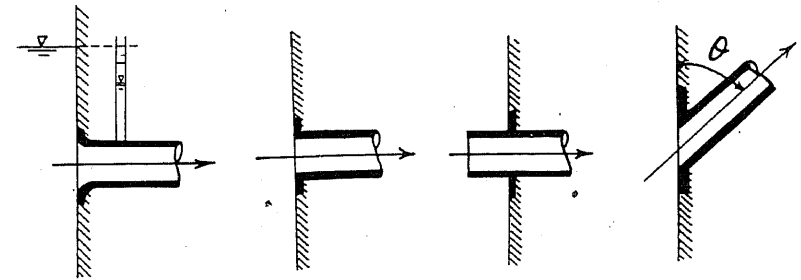
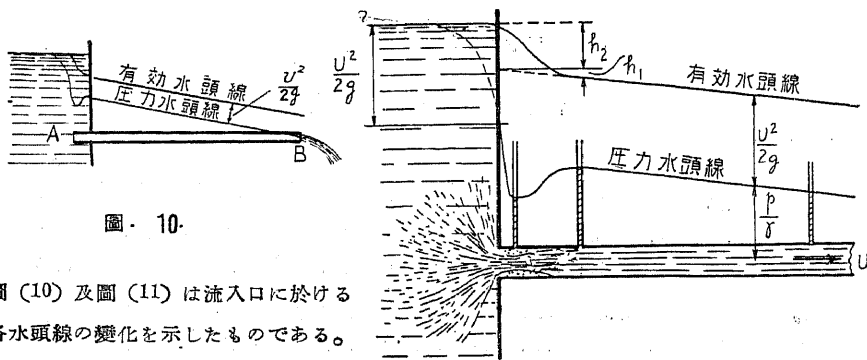


圖. 9

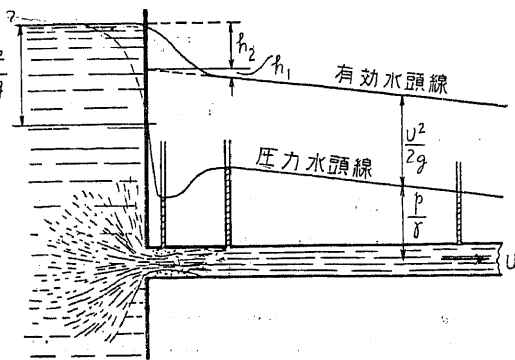
ζ_2	鈴形なとき	筒形をするとき	内方に突入するとき	傾斜してゐるとき
	0.05~0.08	0.472~0.502	0.93~1.0	$0.5 + 0.3 \sin\theta + 0.2 \sin^2\theta$

普通は $\zeta_2 = 0.5$ とする。



圖・10.

圖(10)及圖(11)は流入口に於ける各水頭線の變化を示したものである。



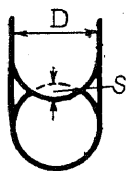
圖・11.

88. 障 碍 水 頭.

これを

$$h_3 = \zeta_3 \frac{V^2}{2g} \quad (53)$$

とする。 ζ_3 に對して最も普通に用ひらるゝものは、



圖・12.



圖・13.

Weisbach の實驗. (1822)

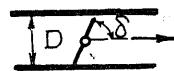
a) スルース弁. 圖(12) 圖(13)

管路の軸と直角に滑動する弁で、其係數は管徑と弁の動いた距離の比で異な

る、或は通路斷面積 (A_1) の管路斷面積 (A) に對する比によつて異なる。

		矩 形 管								
$\frac{A_1}{A}$	1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.10
ζ_3	0	0.09	0.39	0.95	2.08	4.02	8.12	17.8	44.5	193

		圓 管							
$\frac{s}{D}$	0	$\frac{1}{8}$	$\frac{2}{8}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{4}{8}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{6}{8}$	$\frac{7}{8}$	
$\frac{A_1}{A}$	1	0.948	0.856	0.740	0.609	0.466	0.315	0.159	
ζ_3	0	0.07	0.26	0.81	2.06	5.52	17.0	97.8	



b) スロツトル弁. 圖(14)

管軸の上に廻轉軸を有し、弁を傾ける事によつて開

圖・14.

閉を行ふもので、係數はその傾きの度合で異なる。

		矩 形 弁							
δ°	5	10	15	20	25	30	35		
$\frac{A}{A_1}$	0.91	0.83	0.74	0.66	0.58	0.50	0.43		
ζ	0.28	0.45	0.77	1.36	2.16	3.54	5.7		
δ°	40	45	50	55	60	65	70	90	
$\frac{A}{A_1}$	0.36	0.29	0.23	0.18	0.13	0.09	0.06	0	
ζ	9.3	15.1	24.9	42.7	77.4	158	368	∞	

		圓 形							
$\frac{A}{A_1}$	0.24	0.52	0.90	1.54	2.51	3.91	6.22		
ζ	10.8	18.7	32.6	58.8	118	256	751	∞	

e) コック (活栓). 圖 (15)

流れに直角にねじて開閉させる、圓筒又は圓錐形の栓である。ねじりの角により係数が異なる。

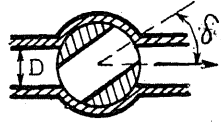


圖. 15.

	矩 形							
	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	
δ	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	
$\frac{A_1}{A}$	0.93	0.85	0.77	0.69	0.61	0.53	0.46	
ζ_3	0.05	0.29	0.75	1.56	3.10	5.47	9.68	

	圓 形							
	40°	45°	50°	55°	60°	65°	82 1/8°	
δ	40°	45°	50°	55°	60°	65°	82 1/8°	
$\frac{A_1}{A}$	0.38	0.31	0.25	0.19	0.14	0.09	0	
ζ_3	17.3	31.2	52.6	106	206	486	∞	

	圓 形											
	5°	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	66 3/4
δ	5°	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	66 3/4
$\frac{A_1}{A}$	0.93	0.85	0.77	0.69	0.60	0.52	0.44	0.35	0.27	0.19	0.11	0
ζ_3	0.05	0.31	0.88	1.84	3.45	6.15	11.2	20.7	41.0	95.3	275	∞

d) フラップ弁. 圖 (16)

一端に廻轉軸を有し蝶番の如く開閉する弁である。

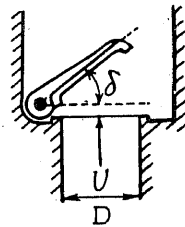


圖. 16.

δ	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°
ζ_3	90	62	42	30	20	14	9.5	6.6	4.5	3.2	2.3	1.7

e) 圓盤弁. 圖 (17)

弁座に對して平行に動く弁で

$$\zeta_3 = a_1 + b_1 \left(\frac{D}{h}\right)^2$$

$$a_1 = 0.55 + \frac{4}{D}(b - 0.1D); \quad b_1 = 0.15 \sim 0.16$$

f) 昇降弁. 圖 (17)

圓盤弁に脚を有し昇降に際し滑なる様にしたものである。

$$\zeta_3 = a_2 + b_2 \left[\frac{D^2}{(\pi D - s)h} \right]^2$$

$$a_2 = (0.8 - 1.6)a_1; \quad b_2 = 1.7 \sim 1.75$$

$$a_1 = (e) \text{ の場合と同じ}$$

$$s = \text{脚の長の總和}$$

g) 圓錐盤弁. 圖 (18)

圓盤弁の周圍を圓錐形にしたもので

$$\zeta_3 = 2.6 - 0.8 \frac{D}{h} + 0.14 \left(\frac{D}{h}\right)^2$$

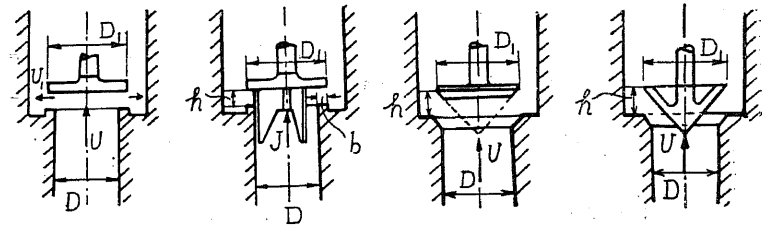


圖. 17. 圖. 18.

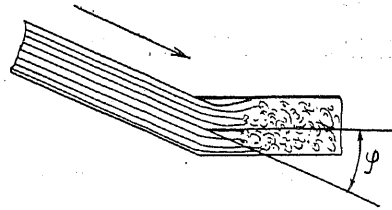
圖. 17.

h) 圓錐弁. 圖 (18)

圓錐盤弁の下面を完全圓錐形にしたもので

$$\zeta_3 = 0.6 + 0.15 \left(\frac{D}{h}\right)^2$$

89. 管路の方向が變る爲に生ずる損失水頭. 圖(19)の様に水流の方向が急激に變ずるときは、流水断面の收縮及び擴散の爲に損失する水頭が起る、この場合最も普通に用ひらるゝ公式は



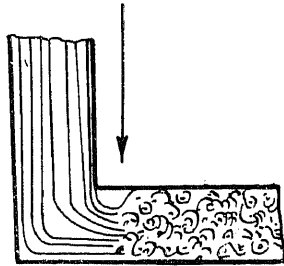
圖・19.

Weisbach の公式・(1845)

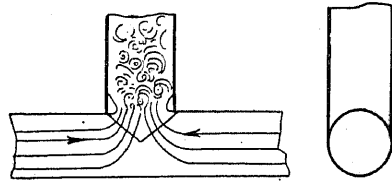
$$h_4 = \zeta_4 \frac{V^2}{2g} \quad (54)$$

a) 折れ曲りに對し (管徑 = 0.03 [m] の實驗の結果)

$$\zeta_4 = 0.9457 \sin^2 \frac{\varphi}{2} + 2.047 \sin^4 \frac{\varphi}{2}; \quad (55)$$



圖・20.



圖・21.

φ°	20°	40°	60	80	90	100	120	140	160	180
ζ₄	0.046	0.139	0.364	0.740	0.984	1.26	1.56	1.86	2.16	2.43

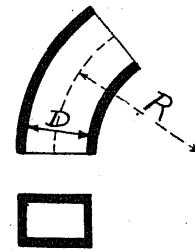
ろ) 彎曲に對し

圓管の場合
$$\zeta_4 = \left[0.131 + 1.847 \left(\frac{r}{R} \right)^{\frac{7}{2}} \right] \frac{\theta^\circ}{180^\circ} \quad (56)$$

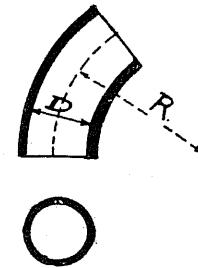
但 r = 管の半徑

R = 管路の曲率半徑

θ = 彎曲部の狭角



圖・22.



圖・23

$\frac{r}{R}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\frac{180^\circ}{\theta^\circ} \zeta_4$	0.131	0.138	0.158	0.206	0.294	0.440	0.661	0.977	1.408	1.978

短形管のとき
$$\zeta_4 = \left[0.124 + 3.104 \left(\frac{d}{2R} \right)^{\frac{7}{2}} \right] \frac{\theta^\circ}{180^\circ} \quad (57)$$

但し d = 矩形の平面幅

$\frac{d}{2R}$	0.1	0.3	0.5	0.7	0.9	1.0
$\frac{180^\circ}{\theta^\circ} \zeta_4$	0.124	0.170	0.398	1.015	2.271	3.228

此 Weisbach の實驗は其資料が比較的少ないから、余り信用し難いと稱するものもある。依つて次の様な色々な人の實驗の結果を擧げて参考に供する。

Gibson の公式・(1913).

$$\zeta_4 = 0.0000676 \varphi^{2.17} \quad (58)$$

φ	15°	30	45	60	90
ζ_4	0.240	0.111	0.263	0.492	1.20

Brightmore の公式. (1907)

折れ曲り管路の損失水頭係数 (ζ_4)

D [m.m.]	V [$\frac{m}{sec}$]	R : r					
		直 角	4	8	12	16	20
76	1.52	1.14	0.43	0.32	0.37	0.32	0.26
	2.32	1.26	0.43	0.32	0.40	0.33	0.19
	3.05	1.17	0.42	0.31	0.39	0.35	0.19
102	1.52	1.14	0.37	0.26	0.37	0.26	0.26
	2.32	1.19	0.33	0.30	0.31	0.27	0.21
	3.05	1.17	0.39	0.30	0.32	0.30	0.21

$\frac{R}{r} = 5$ のときの損失水頭は、曲線部の長を l とすれば、同一管径の直線路 $3.38l$ の摩擦損失水頭に相應する。

又 Yorkshire 大學の實驗の結果によると、此相應直線路延長 L は

折曲に對し $\frac{L}{r} = 20 \sim 30$

直角折曲に對し $\frac{L}{r} = 60 \sim 72$

Schoder の實驗. (1908)

D [m.m.]	V [$\frac{m}{sec}$]	$\frac{R}{r}$	2.6.8	5	10	15	20	30	40
152	1.52	ζ_4	0.41	0.36	0.36	0.39	0.36	0.34	0.41
	3.05	ζ_4	0.45	0.32	0.27	0.34	0.27	0.23	0.37
	4.88	ζ_4	0.45	0.36	0.34	0.38	0.32	0.28	0.40

鑄鐵管にして 90° の彎曲をなすものに於ての實驗

水道管の計算をする場合幹線路に於ては其流速が極めて遅いから、此方向變換による損失水頭を考慮しないのが普通で、家庭給水線路の様に枝管の多い場合

にのみ考慮に入れる。

一般に同じ向きに折曲る場合より、向きを交互に變へる場合の方が、其の損失水頭は大いものであるが、色々の方向變換がある管路の計算をする時には、普通は方向變換をした部分の損失水頭を計算して、それを全部合計したものを以て總損失水頭とする。

又 Holl は管径の 2~4 倍の半径で彎曲するものに對して

$$h_4 = \frac{\sum \varphi'}{1000} \quad (59)$$

Lorenz の公式. (1929)

$$\zeta_4 = \frac{\varphi}{\pi} \left(\frac{2r}{R} + \pi \lambda \frac{R}{r} \right) \quad (60)$$

φ = 狹角 (radian)

λ = 粗度常數

= 0.01 鑄鐵管

90. 管 徑 水 頭.

圖 (24) に於て運動の法

則により

$$\frac{\gamma}{g} Q(V_2 - V_1) = A_2(p_1 - p_2) \quad (61)$$

或は

$$p_2 - p_1 = \frac{\gamma}{g} V_2(V_2 - V_1) \quad (62)$$

Bernoulli の定理により

$$h + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} = \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g}$$

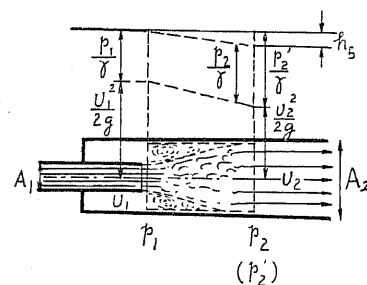


圖. 24

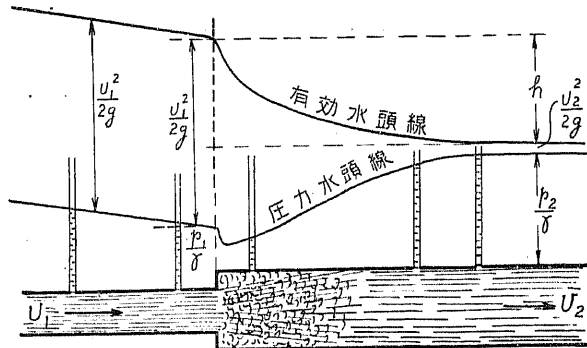
又

$$Q = A_1 V_1 = A_2 V_2$$

従つて

$$h_5 = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right) \frac{V_2^2}{2g} \dots \dots \text{Borda の公式 (1766)} \quad (63)$$

運動量の變化を求むるに際し平均流速 V_1 及 V_2 を用ひたが、嚴密に論ずると管内の流速は各點に於て異なるものであるから修正係數 α を以て補正する必要



圖・19・α

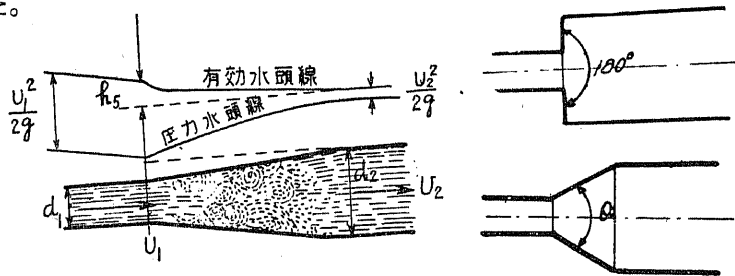
がある。即 $\frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$ の代りに $\frac{\alpha(V_1 - V_2)^2}{2g}$ とする。従つて

$$h_5 = \alpha \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} \quad (58)$$

一般に $\alpha = 1.1 \sim 1.2$ であるが Saint-Venant (1886) は實驗の結果

$$h_5 = \frac{V_2^2}{2g} \left[\left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \quad (59)$$

とした。



管徑の緩に擴大する場合。 圖・20・

Gibson の公式。

$$h_5 = \zeta_0 \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} \quad (60)$$

0	10	5°30'	10°	20°	40°	65°	90°	120°	180°
ζ	0.25	0.135	0.175	0.43	0.88	1.13	1.07	1.04	1.00

Andres の公式。

$$h_5 = \zeta_5' \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \quad (61)$$

$$h_5 = \zeta_5 \frac{V_1^2}{2g}$$

0	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	9°	10°	11°	12°
ζ_5	0.033	0.036	0.039	0.042	0.046	0.050	0.055	0.066	0.071	0.090	0.100
0	15°	20°	30°	40°	50°	60°	75°	90°			
ζ_5	0.16	0.31	0.49	0.60	0.67	0.72	0.72	0.57			

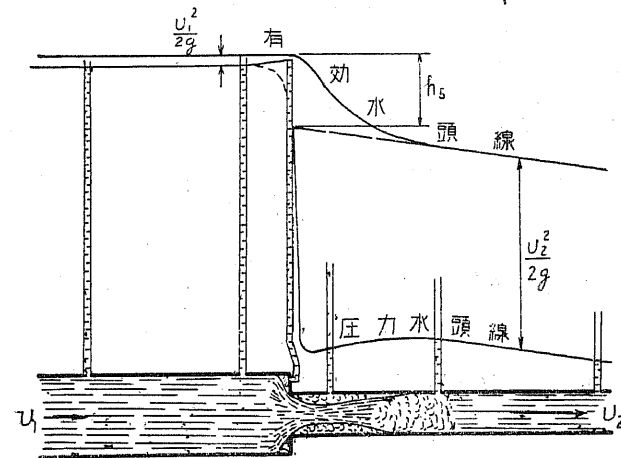
91. 管徑が急に縮小する爲に生ずる損失水頭。 此の場合の損失水頭は、

水流の收縮に依るよりも主として、水流の擴散する際に生ずるものであるから、その理論的の損失水頭は、 $c_a = \frac{A_1}{A_2}$ とすれば

$$h_5 = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = \left(\frac{1}{c_a} - 1 \right)^2 \frac{V_2^2}{2g} = \zeta_5 \frac{V_2^2}{2g} \quad (62)$$

Keck-Hotopp の實驗に依ると

$$\zeta_5 = \frac{0.0765}{c_a^2} + \left(\frac{1}{c_a} - 1 \right)^2 \quad (63)$$



圖・21・

$A_2 : A_1$	0.01	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0
c	0.64	0.61	0.66	0.68	0.70	0.75	0.84	1.00
ζ_5	0.50	0.47	0.42	0.37	0.33	0.25	0.15	0.00

Weisbach の実験.

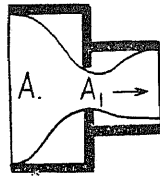


図. 22.

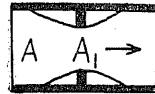


図. 22. a

図 (22) に對し

$a : A$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
c_a	0.616	0.614	0.612	0.610	0.607	0.605	0.603	0.601	0.598	0.596
ζ_5	231.7	50.99	19.78	9.612	5.256	3.077	1.876	1.169	0.734	0.480

図 (22a) に對し

$a : A$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
c_a	0.624	0.632	0.643	0.659	0.681	0.712	0.755	0.813	0.892	1.0
	225.9	47.77	30.83	7.80	3.753	1.796	0.797	0.29	0.6	0

92. 合流する爲に起る損失水頭.

図 (23)。 (1) と (2) の區間に於て

運動の等式を作れば

$$\rho(Q_1 + Q_2)v - \rho Q_1 V_1 - \rho Q_2 V_2 = A(p_1 - p_2)$$

$$\text{或は } A(p_2 - p_1) = \rho \{ Q_1(V_1 - V) + Q_2(V_2 - V) \} \quad (64)$$

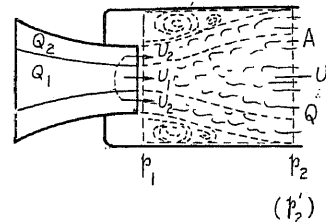


図. 23.

今此の區間には摩擦水頭なきものとし、其の場合の (2) に於ける理論的壓力

を p_2' とすれば、 $p_2' > p_2$ にして、此の場合のエネルギーの等式は

$$(Q_1 + Q_2)(p_2' - p_1) = \frac{1}{2} \rho Q_1 (V_1^2 - V^2) + \frac{1}{2} \rho Q_2 (V_2^2 - V^2) \quad (65)$$

故に式 (64) に V を乗じ式 (65) より減ずると $Q_1 + Q_2 = A \cdot V$ であるから

$$h_6 = \frac{p_2' - p_2}{\gamma} = \frac{Q_1}{Q_1 + Q_2} \frac{(V_1 - V)^2}{2g} + \frac{Q_2}{Q_1 + Q_2} \frac{(V_2 - V)^2}{2g} \quad (66)$$

Gibson の公式.

實驗公式として

$$h_a = \zeta_6' \frac{V_1^2}{2g} + \zeta_6'' \frac{V_2^2}{2g} \quad (67)$$

但し

$$\zeta_6' = \frac{0.0052}{m} \theta^{1.25}$$

$$\zeta_6'' = \left(\frac{m-1}{m} \right)^2 + \frac{0.00046}{m} \theta^{1.5}$$

$$m = \frac{A_1}{A_2}$$

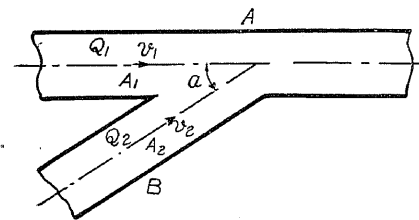


図. 24.

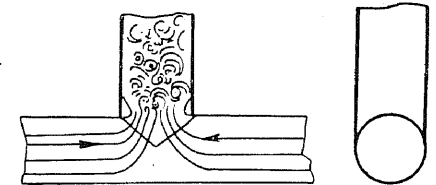


図. 25.

或は $n = \frac{Q_1}{Q_2}$ とすれば

$$h_6 = \left[\zeta_6' \left(\frac{n}{m} \right)^2 + \zeta_6'' \right] \frac{V_2^2}{2g} \quad (68)$$

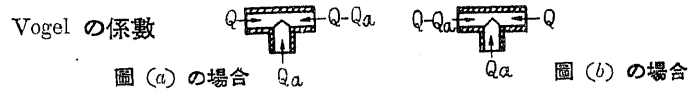
$$h_6 = \zeta_6 \frac{v_2^2}{2g} \quad (69)$$

$\theta = \frac{\pi}{2}$ のとき即圖 (25) の様に T 字形の場合の實驗値は

実験者	$V \left[\frac{m}{sec} \right]$	(A) ζ_0	(B) ζ_0
Davis $D = 51 [m.m]$ の鑄鐵管	0.61	1.85	1.43
	1.52	1.91	1.55
	3.05	1.88	1.66
Daley $D = 76 [m.m]$ の鑄鐵管	0.31	2.53	1.56
	1.52	2.45	1.45
	3.05	2.43	1.43
	7.62	2.33	1.37

(A) は分岐管より流水、直角に兩方に分れる場合

(B) 分岐管に兩方から流水の流し込む場合



$Q_a : Q$	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	$Q_a : Q$	0.	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
ζ_a	0.95	0.88	0.89	0.95	1.10	1.28	ζ_a	-1.2	-0.4	0.08	0.47	0.72	0.91
ζ_a	0.04	-0.08	-0.05	0.07	0.21	0.35	ζ_a	0.04	0.17	0.30	0.41	0.51	0.60

93. 流出水頭. 流出口が水面下に在る時には、流水は貯水池内の水と撃

衝したり、又は渦動流を爲す爲に其の流速水頭の一部を失ひ、他の一部は再び壓力水頭に還元する。従つて此の場合の壓力水頭線及び有效水頭線は、圖(26) に示す様な變化をする、即流入口の附近の壓力水頭は貯水池の水面よりも低く、此の壓力水頭と貯水池の水面との差に相應する

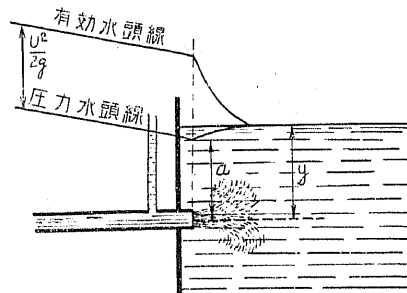


圖. 26.

流速水頭 $(y-a)$ が、壓力水頭に還元する部分で、其の残りの流速水頭は損失水頭になる。

$$h_7 = \zeta_7 \frac{V^2}{2g}$$

然し ζ_7 は殆ど 1 に等しい値を有するから、普通は流速水頭全部が損失するものとして取扱ふ。

94. 管路の計算. 一般に總水頭 H は

$$H = \frac{V^2}{2g} + \sum h_1 + h_2 + \sum h_3 + \sum h_4 + \sum h_5 + \sum h_6 + h_7 \quad (70)$$

a) 管徑均一にして途中流速及其の方向を變ずるものなきとき.

$$H = \frac{V^2}{2g} + h_2 + h_1 = \frac{V^2}{2g} \left(1 + \zeta_2 + \zeta_1 \frac{l}{D} \right) \quad (71)$$

$$V = \frac{\sqrt{2gH}}{\sqrt{\left(1 + \zeta_2 + \zeta_1 \frac{l}{D} \right)}} \quad (72)$$

$$\div \sqrt{\frac{2gH}{1.5 + \zeta_1 \frac{l}{D}}} \quad (72a)$$

$$Q = \frac{D^2}{4} \pi V \div 3.477 D^2 \sqrt{\frac{H}{1.5 + \zeta_1 \frac{l}{D}}} \quad (73)$$

$$H = \frac{8}{\pi^2 g} \left(1.5 + \zeta_1 \frac{l}{D} \right) \frac{Q^2}{D^4} \quad (74)$$

$$\div 0.0826 \left(1 + \zeta_1 \frac{l}{D} \right) \frac{Q^2}{D^4} \quad (74a)$$

$$D^5 = \frac{8}{\pi^2 g} \left(1.5D + \zeta_1 l \right) \frac{Q^2}{H} \quad (75)$$

$$D \div 0.6075 \left[\left(1.5D + \zeta_1 l \right) \frac{Q^2}{H} \right]^{\frac{1}{5}} \quad (75a)$$

b) a. と同じ場合にして其の管路の延長が管徑の 1000 倍以上なるとき即ち延長管路なるとき. $\frac{l}{D} > 1000$ なる故 1.5 の項は殆ど關係なく、

従つて之れを無視して

$$V = \sqrt{\frac{2gH}{\zeta_1 \frac{l}{D}}} \quad (76)$$

$$\div 4.43 \sqrt{\frac{H \cdot D}{\zeta_1 l}} \quad (76a)$$

$$H = \zeta_1 \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (77)$$

$$H = \frac{8}{\pi^2 g} \zeta_1 \frac{l Q^2}{D^5} \quad (77a)$$

$$\div 0.826 \frac{\zeta_1 l Q^2}{D^5} \quad (77b)$$

$$Q = \frac{\pi}{4} \sqrt{\frac{2gH D^5}{\zeta_1 l}} \quad (78)$$

$$\div 3.48 \sqrt{\frac{H D^5}{\zeta_1 l}} \quad (78a)$$

$$D = \left(\frac{8}{\pi^2 g} \frac{\zeta_1 l Q^2}{H} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (79)$$

$$\div 0.607 \left(\frac{\zeta_1 l Q^2}{H} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (79a)$$

例題. 1. $l = 650$ [m]; $D = 50$ [m.m]; $H = 64.5$ [m] なるとき。圖 (27)

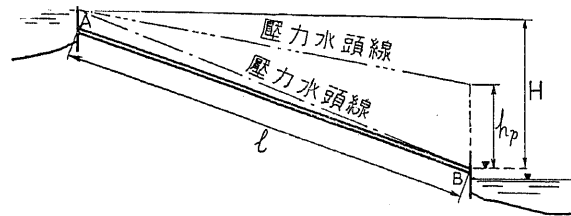


圖. 27.

§. 81 式 (13) により $\zeta_1 = \frac{8g}{c^2}$ である。簡單なるを以て Kutter の新公式を用ひ、 $m = 0.25$ とすると、

$$c = \frac{100\sqrt{D}}{2m + \sqrt{D}} = \frac{100\sqrt{0.050}}{0.50 + \sqrt{0.050}} = 31.1$$

$$\text{流速 } V \text{ は } V = \sqrt{\frac{2gH}{1.5 + \zeta_1 \frac{l}{D}}} = \sqrt{\frac{2 \times 9.81 \times 64.5}{1.5 + \frac{8 \times 9.81}{31.1^2}}} = 1.10 \left[\frac{m}{sec} \right]$$

$$Q = \frac{\pi}{4} D^2 \cdot V = \frac{\pi}{4} \cdot 0.050^2 \times 1.10 = 0.0022 \left[\frac{m^3}{sec} \right] = 2.2 \left[\frac{l}{sec} \right]$$

$$\text{損失水頭は } h_1 = \zeta_1 \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g} = \frac{8g}{31.1^2} \times \frac{650}{0.050} \frac{1.10^2}{2g} \div 64.56 \text{ [m]}$$

$$h_2 = \zeta_2 \frac{V^2}{2g} = 0.5 \times \frac{1.10^2}{2g} \div 0.032 \text{ [m]}$$

$$H_1 = h_1 + h_2 = 64.59 \text{ [m]}$$

$$\text{流速水頭は } h = \frac{V^2}{2g} = \frac{1.10^2}{2g} = 0.062 \text{ [m]}$$

$$H = h + h_1 + h_2 = 64.55 \text{ [m]}$$

此の計算によつても、摩擦に因る損失水頭が總水頭の大部分を占むるを知る事が出来る。

例題. 2. 例題 1. に於て B に於ける流出量を、活栓により $Q = 1.5 \left[\frac{l}{sec} \right]$ に制限した場合の壓力水頭線、及び B に於ける流出速度を求む。

管路内の流速は

$$V = \frac{Q}{\frac{\pi}{4} D^2} = \frac{0.0015}{0.00202} = 0.74 \left[\frac{m}{sec} \right]$$

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{0.74^2}{2 \times 9.81} = 0.028 \text{ [m]}$$

$$\text{損失水頭 } H_1 \text{ は } h_1 = \frac{8g}{c^2} \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g} = \frac{8 \cdot g}{31.1^2} \times \frac{650}{0.051} \times \frac{0.74^2}{2g} = 28.95 \text{ [m]}$$

$$h_2 = \zeta_2 \frac{V^2}{2g} = 0.5 \frac{0.74^2}{2g} = 0.014 \text{ [m]}$$

$$H_1 = h_1 + h_2 = 28.96 \text{ [m]}$$

而して B 迄に於ける有效水頭

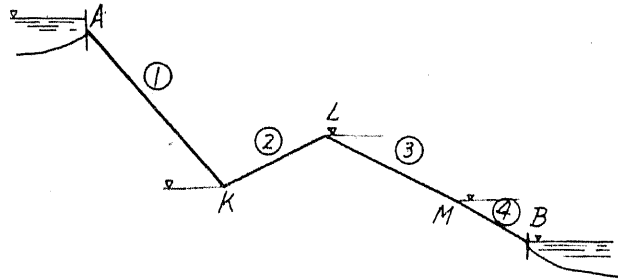
$$H_e = H - H_1 = 35.59 \text{ [m]}$$

又 B 迄に於ける壓力水頭は

$$h_p = H_e - \frac{V^2}{2g} = 35.56 \text{ [m]}$$

流出速度は活栓による損失水頭を無視すれば

$$V = \sqrt{2gH_e} = 26.5 \left[\frac{m}{sec} \right]$$



圖・29.

例題・3. 圖(29)の如き管路にて、 K に於て $4.4 \left[\frac{l}{sec} \right]$; M に於てに $1.0 \left[\frac{l}{sec} \right]$; B にて $2.6 \left[\frac{l}{sec} \right]$ を配水する。尙 K にて $30 [m]$; B にて $15 [m]$ の壓力水頭が必要である場合の管徑を求め。但し各區間の延長及流量は

區 間	1	2	3	4
$l [m]$	200	150	200	100
$Q \left[\frac{l}{sec} \right]$	8.0	3.6	3.6	2.6

區間(1)に於ては、 K に於て $30 [m]$ の壓力水頭ある故、水壓勾配は

$$I = \frac{\{480.2 - (431.8 + 30)\}}{200} = \frac{18.4}{200} = 0.092$$

式(79a)により

$$D_1 = 0.607 \left(\zeta_1 \frac{Q_1^2}{I} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$\zeta_1 = \frac{8g}{c^2}$$

今假に概算として $c = 0.51$ とすれば

$$D = 0.607 \left(\frac{8g}{0.51^2} \frac{0.008^2}{0.092} \right) = 0.07 [m]$$

此の D を用ひ、Kutter の新公式により c を求めれば

$$c = \frac{100\sqrt{0.07}}{0.50 + \sqrt{0.07}} = 34.6$$

式(79)に於て

$$D^5 = \frac{8}{\pi^2 g} \frac{3g}{c^2} \frac{Q^2}{I}$$

或は

$$D^5 c^2 = 6.48 \frac{Q^2}{I}$$

左邊は

$$D^5 c^2 = 0.07^5 \times 34.6^2 = 0.00202$$

右邊は

$$6.48 \frac{Q^2}{I} = 6.48 \times \frac{0.008^2}{0.092} = 0.0045$$

即 $D = 0.07 [m]$ には細すぎる事となる。

次に我國に於て使用する鐵管は、75 [m.m.] 及 100 [m.m.] の管徑なる故、表により、80 [m.m.] にても $Q = 8.1 \left[\frac{l}{sec} \right]$ なる故 75 [m.m.] には小さ過ぎる事明にして、100 [m.m.] には $Q \div 14.6 \left[\frac{l}{sec} \right]$ となりて大き過ぎる事を知る。

故に、この區間の或部分は 100 [m.m.] を用ひ、残りの區間に 75 [m.m.] を用ひるものとす。100 [m.m.] に對する必要な水頭勾配は、式(79)及卷末の表により

$$I_1 = 6.48 \frac{Q^2}{D^5 c^2} = 6.48 \times \frac{0.008^2}{0.1^5 \times 38.5^2} \div 0.028$$

又 75 [m.m.] に對しては

$$I_2 = 6.48 \frac{0.008^2}{0.075^5 \times 36.1^2} \div 0.13$$

管徑 100 [m.m.] を用ひる延長を $x [m]$ とすると、其の區間の損失水頭は $I_1 \times x [m.m.]$ 従つて 75 [m.m.] の區間の損失水頭は $I_2 (200 - x) [m]$; 故に

$$0.028 x + 0.13 \times (200 - x) = 18.4$$

$$x \div 93 [m]$$

即初め 93 [m] の區間は 100 [m.m.] を用ひ、残りの 107 [m] の區間は 75 [m.m.] のものを用ひればよし。

(2) の區間

若し L に於て壓力水頭の條件なくば、此の區間の水頭勾配は

$$I = \frac{461.8 - 446.3}{150} = 0.1$$

表により $D = 60 [m.m.]$ を得

(3) 及 (4) の區間. B に於て $15 [m]$ の壓力水頭を必要となす故、 B 點に於ける壓力水頭の高度は、430.65 [m] より下る事を得ず。(4) の區間に管徑 100 [m.m.] のものを用ひると、表により $I_4 = 0.00286$ を得。従つて損失水頭は

$$h_1 = I_1 \times l = 0.00286 \times 100 = 0.286 \text{ [m]};$$

故に M 點に於ける壓力水頭の高度は、 $430.65 + 0.286 = 430.92 \text{ [m]}$ を有す。(3) の區間は今假に 70 [m.m.] のものを用ひれば、水頭勾配 $I = 0.027$ なるを以て、損失水頭は $h_1'' = 0.027 \times 200 = 5.4 \text{ [m]}$ で大き過ぎる事が分るから、(1) の區間と同じく、 60 [m.m.] のものを一部用ひれば、其の水頭勾配は $I = 0.100$ なる故

$$0.027x + 0.100(200 - x) = 15.82$$

$$x = 57.4$$

即 75 [m.m.] のもの 58 [m] 用ひ、又 60 [m.m.] のもの 142 [m] 用ひれば宜しい。

c) 高度を異にする他の 2 つの貯水池に連絡する分岐管路。 圖 (30) に

示す様に、貯水池 A, B, C を管路 1, 2, 3 を以て連絡し、其の各々の長、管徑、流量並に平均流速を l, D, Q 及 V に夫々 1, 2, 3, の下附をして表はす事とする。

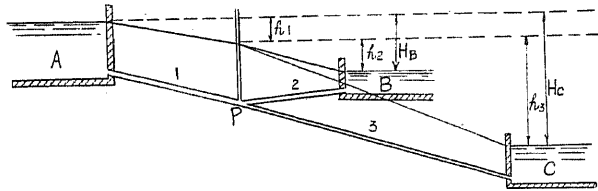


圖. 30.

圖に於て $h_1 < H_B$ のときには貯水池 A より B 並に C に給水

することを示し、 $h_1 > H_B$ のときには A 並に B より C に給水することになる。

この際次の様な色々な場合が起る。

[1] 各管路の長、管徑、並に各貯水池の水位を與へて、其の流量を求む。

是は試算を以て解くのが最も便宜で、先づ Q_1 を假定して h_1 を求める、 h_1 を用ひて $h_2 = H_B - h_1$ として Q_2 を求め、同様に h_3 及 Q_3 を求める。

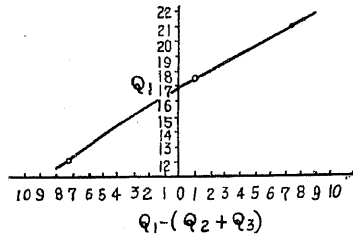


圖. 30.a

$Q_1 = Q_2 + Q_3$ なるべきであるから、眞値 Q_1 は $Q_2 + Q_3$ と Q_1 との間になければならぬ。故に $Q_1 = Q_2 + Q_3$ なる迄計算を繰返して行けばよく、それには縦軸に假定した Q_1 ; 横軸に $Q_1 - (Q_2 + Q_3)$ を取つた圖表 (30a) の如きものを作る、而して、假定した Q_1 の點を夫々圖表に落し其の點を結ぶ直線が座標軸と交つた點の示す Q_1 が、眞の値に近きものを示す事になる。

或は

$$\frac{h_1}{l_1} = \frac{16 \zeta_1}{2g\pi^2} \frac{Q_1^2}{D_1^5}$$

$$= k_1 \frac{Q_1^2}{D_1^5} \tag{80}$$

$$\frac{h_2}{l_2} = k_2 \frac{Q_2^2}{D_2^5} \tag{80a}$$

$$\frac{h_3}{l_3} = k_3 \frac{Q_3^2}{D_3^5} \tag{80b}$$

$$H_B = h_1 + h_2 = k_1 \frac{Q_1^2}{D_1^5} l_1 + k_2 \frac{Q_2^2}{D_2^5} l_2 \tag{81}$$

同様に

$$H_C = h_1 + h_3 = k_1 \frac{Q_1^2}{D_1^5} l_1 + k_3 \frac{Q_3^2}{D_3^5} l_3 \tag{82}$$

$$Q_1 = Q_2 + Q_3 \tag{83}$$

この 3 の聯立方程式を解けば Q_1, Q_2 並に Q_3 を求めることが出来る。

[2] 貯水池 A 及 B の水面の高さ、並に各管路の長及管徑と Q_1 が與へられて、貯水池 C の水面の高さを求む。

Q_1 を用ひ $h_1 = \frac{8 \zeta_1 l}{\pi^2 g} \frac{Q_1^2}{D_1^5}$ により h_1 を算出し、次に $h_2 = H_B - h_1$ を求めて、 Q_2 を算出する。 $Q_3 = Q_1 - Q_2$ の條件から管路 3 に於ける h_3 が求められる故、直ちに C の水面 $H_C = h_1 + h_3$ は算出出来る。

[3] の場合。 各管路の長、貯水池の水位、 Q_1 並に d_1 及 d_2 を與へて、 d_3 を求める。

(2) の場合と同様にして、 h_1, Q_2 、並に Q_3 を求め、 Q_3 と $h_3 = H_C - h_1$ を用ひて d_3 を算出する。

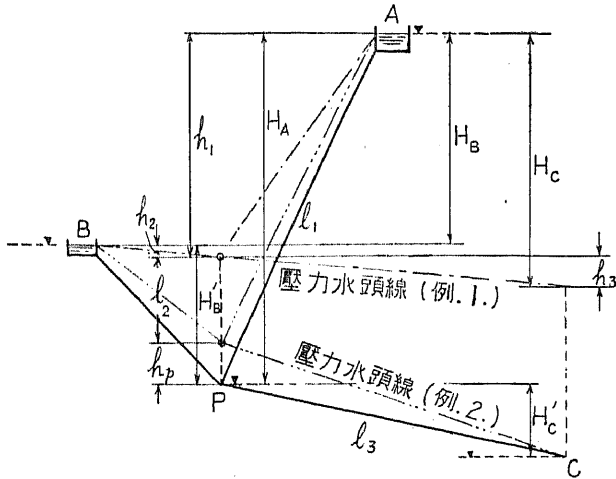


圖. 31.

例題. 1. 圖(31)に於て C は貯水池の代りに消火栓を有し其の壓力水頭は 30 [m] である、而して

$$H_B = 36.67 [m]; \quad H_C = 43.81 [m]$$

$$l_1 = 890 [m]; \quad l_2 = 660 [m]; \quad l_3 = 1770 [m]$$

にして A より 10.0 $\left[\frac{l}{sec}\right]$ B より 8 $\left[\frac{l}{sec}\right]$ を送るものとして各管徑を求む。

今(3)の部分に $D_3 = 200 [m.m]$ を用ゐれば、 $Q_3 = Q_1 + Q_2 = 18 \left[\frac{l}{sec}\right]$ なる故、其の水頭勾配は 0.00308 と 0.00286 の間にある。即 $I_3 = 0.00308 - 0.00022 \frac{0.3}{0.6} = 0.00297$ であるから損失水頭 h_3 は

$$h_3 = 0.00297 \times 1770 = 5.25 [m]$$

従つて $h_1 = H_C - h_3 = 73.81 - 5.25 = 38.56 [m]$

$$h_2 = h_1 - H_B = 38.56 - 36.67 = 1.89 [m]$$

従つて(1)及(2)の水頭勾配は

$$I_1 = \frac{h_1}{l_1} = \frac{38.56}{890} = 0.0433$$

$$I_2 = \frac{h_2}{l_2} = \frac{1.89}{660} = 0.00286$$

巻末の表により $D_1 = 100 [m.m]$; $D_2 = 150 [m.m]$

例題. 2. 例題1の場合何等かの故障の爲、C に於て空中に放流する場合其の流量を求む、今 P 點の A 水面との差を $H_A = 61.05 [m]$; B 水面との差を $H'_B = 24.38 [m]$; C との差を $H'_C = 12.76 [m]$ とすれば

$$H_A - h_1 = H'_B - h_2$$

$$h_3 = H'_B + H'_C - h_2 = 37.14 - h_2$$

$$h_1 = H_A + H'_C - h_1 = 73.81 - h_1$$

一般に

$$Q^3 = \frac{\pi}{8} C D^2 \sqrt{D} \cdot I \quad \frac{\pi}{8} C D^2 \sqrt{D} \frac{h}{l}$$

又 C は Kutter の新公式を用ひ $m = 0.25$ とすれば $C = \frac{100\sqrt{D}}{0.50 + \sqrt{D}}$ により

區 間	1	2	3
D [m.m]	100	150	200
C	38.7	43.7	47.2
$Q \left[\frac{m^3}{sec}\right]$	$0.00161\sqrt{h_1}$	$0.005821\sqrt{h_2}$	$0.00788\sqrt{h_3}$

次に $Q_3 = Q_1 + Q_2$ なるを以て

$$0.00788\sqrt{h_3} = 0.00582\sqrt{h_2} + 0.00161\sqrt{h_1}$$

或は $788(H'_B + H'_C - h_2)^{\frac{1}{2}} = 582\sqrt{h_2} + 161(H_A - H'_B + h_2)^{\frac{1}{2}}$

$$788(37.14 - h_2)^{\frac{1}{2}} = 582\sqrt{h_2} + 161(36.67)^{\frac{1}{2}}$$

即

$$h_2 = 16.90 [m]$$

A₂ 於ける壓力水頭は

$$h_p = H'_B - h_2 = 24.38 - 16.90 = 7.48 [m]$$

$$h_1 = H_A - H'_B + h_2 = 53.57 [m]$$

$$h_3 = 73.81 - 53.57 = 20.24 [m]$$

従つて流量は各々

區 間	1	2	3
$Q \left[\frac{l}{sec}\right]$	11.7	25.8	35.5

例題. 3. B の貯水池が空になつた爲、C 點に於て流量を調節し、A から $Q \left[\frac{l}{sec}\right]$ を B に送らんとする場合、其の調節を如何したら宜敷いか、但し B の満水のときの水深を 2 [m] とする。

此の場合 $Q_1 = Q_2 + Q_3$;

且 $Q_2 = 9 \left[\frac{l}{\text{sec}} \right]$

$D_2 = 150 \text{ [m.m]}$ なるを

以て、水頭勾配は $I_2 = 0.00364$ が必要である、従つて損失水頭は

$$h_2 = 0.00364 \times 660 = 2.4 \text{ [m]}$$

或は P に於ける壓力水頭は

$$h_p = (24.38 - 2) + 2.4 = 24.78 \text{ [m]}$$

従つて $h_1 = H_A - h_p = 61.05 - 24.78 = 36.27 \text{ [m]}$

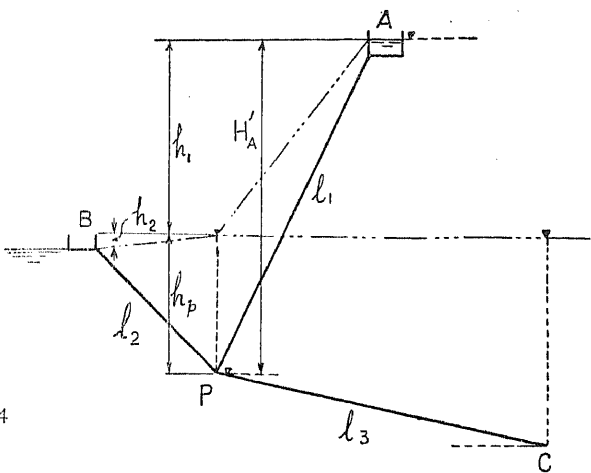


圖. 31. a

$$I_1 = \frac{36.27}{890} = 0.04075$$

表により $Q_1 = 9.6 + 0.00075 \cdot \frac{1.2}{0.01} = 9.7 \left[\frac{l}{\text{sec}} \right]$

故に C からは $Q_3 = 0.7 \left[\frac{l}{\text{sec}} \right]$ 流出する様調節すべきである、然るに $C_3 = 200$

$[m.m]$ であるから、流速は $V_3 = \frac{0.0007}{0.0314} = 0.022 \left[\frac{m}{\text{sec}} \right]$ 損失水頭は

$$h_3 = \frac{8g}{c^2} \cdot \frac{l}{D} \cdot \frac{V_3^3}{2g} = \frac{4}{47.2^2} \times \frac{1770}{0.20} \times 0.022^3 = 0.008$$

C に於ける壓力水頭は

$$h_p = 12.76 + 24.78 - 0.008 = 37.532 \text{ [m]}$$

d) 2 つ以上の管路上に分流して流れる場合. 圖(32)に示す様に貯水池A及Bを連絡するに、途中で管路

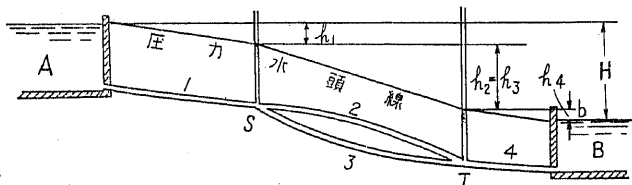


圖. 32.

が 2 及 3 に分れたときの一般解法を示す。

$$h_2 = h_3 \text{ なる故}$$

式(80)より

$$l_2 k_2 \frac{Q_2^2}{D_2^5} = l_3 k_3 \frac{Q_3^2}{D_3^5}$$

$$Q_3 = Q_2 \sqrt{\frac{l_2 k_2}{l_3 k_3} \left(\frac{D_3}{D_2} \right)^5}$$

普通 k_2 並に k_3 は、主として流速によつて變化し、管徑には關係少なき故、

V_2 と V_3 とが大差なきときは、 $k_2 = k_3$ と假定することが出来、従つて

$$Q_3 = Q_2 \sqrt{\frac{l_2}{l_3} \left(\frac{D_3}{D_2} \right)^5} \tag{84}$$

$$= K Q_2 \tag{85}$$

又

$$Q_2 + Q_3 = Q_1$$

故に

$$Q_2(1+K) = Q_1$$

$$Q_2 = \frac{Q_1}{1+K} \tag{85x}$$

従つて

$$Q_3 = Q - Q_2$$

總損失水頭は

$$H = h_1 + h_2 + h_4 = \frac{16Q_1^2}{2g\pi^2} \left(\zeta_1 \frac{l_1}{D_1^5} + \zeta_2 \frac{l_2}{(1+K)^2 D_2^5} + \zeta_4 \frac{l_4}{D_4^5} \right) \tag{86}$$

この際も次の様な場合が生ずる。

[1] 各管路の延長、管徑並に全損失水頭を與へ Q_1 を求む。式(85)により K を求む、 V_1, V_2, V_4 を假定して Q_1 の略値を式(86)により求める、此の略値を用ひて V_1, V_2, V_4 を算出し再び Q_1 を求むれば精度の高き近似値を得る事が出来る。

其の答の正否は Q_1 の値により h_1 及 h_4 を定め、管路 2 並に 3 の摩擦水頭として $H - (h_1 - h_4)$ を用ひ、 Q_2 及 Q_3 を計算し、その結果が $Q = Q_2 + Q_3$ であればよい。然し係數を定めるとき已に若干の誤差がある故普通のものでは Q と $Q_2 + Q_3$ が厳密に一致しなくても宜敷い。

[2] 流量、管徑及管路延長を與へて全損失水頭を求む、式(84)と式(86)。

とを用ひて H を求めることが出来る、而して Q_2 は式 (84) 及式 (85a) から Q_3 は式 (84) から求められる、此の流量を用ひて管路 2 及 3 の損失水頭を計算し両者が一致すればよい、若し一致せぬときは流量を修正して一致する様にする、これに管路 1 及 4 の損失水頭を加へると H になる。

c) 管径の異なる管路の連結

圖 (33) に於て總

損失水頭 H は式

(70)により

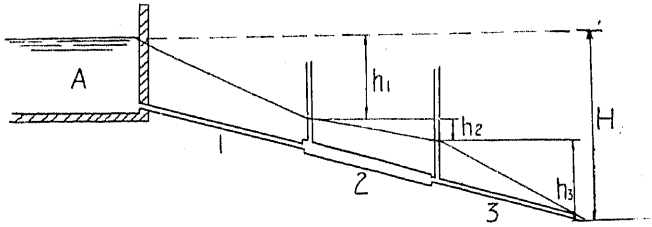


圖. 33.

$$H = \zeta'_1 \frac{l_1}{D_1} \frac{V_1^2}{2g} + \zeta''_2 \frac{l_2}{D_2} \frac{V_2^2}{2g} + \zeta'''_3 \frac{l_3}{D_3} \frac{V_3^2}{2g} \quad (87)$$

又 $Q = \frac{\pi D_1^2}{4} V_1 = \frac{\pi}{4} D_2^2 V_2 = \frac{\pi}{4} D_3^2 V_3 \quad (88)$

$$\therefore H = \frac{16 Q^2}{2g \pi^2} \left(\zeta'_1 \frac{l_1}{D_1^5} + \zeta''_2 \frac{l_2}{D_2^5} + \zeta'''_3 \frac{l_3}{D_3^5} \right) \quad (89)$$

例題. 兩貯水池の水位差は $H = 64.55$ [m], 其の管路延長は $l = 650$ [m] である。而して今管径 51 [m.m] のもの 200 [m]; 57 [m.m] のもの 250 [m]; 63 [m.m] のもの 200 [m] あつた揚各其の流量を求む。

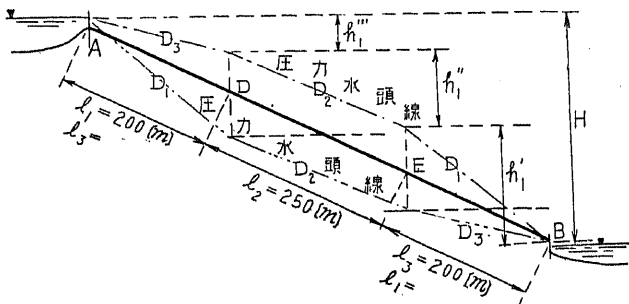


圖. 34.

式 (88) によつて

式 (87) は $H = \frac{V_3^2}{2g} \left\{ \zeta'_1 \frac{l_1}{D_1} \frac{D_3^4}{D_1^4} + \zeta''_2 \frac{l_2}{D_2} \frac{D_3^4}{D_2^4} + \zeta'''_3 \frac{l_3}{D_3} \right\}$

§. 81式 (13) によつて $\zeta_1 = \frac{8g}{C_1^2}$ であるから今簡單の爲に Kutter の新公式を用ひ且 $m = 0.25$ とすると

$$D_1 = 0.05 \text{ [m.m]} \text{ に對し} \quad C_1 = \frac{100\sqrt{0.051}}{0.50 + \sqrt{0.051}} = 31.2$$

$$D_2 = 0.057 \text{ [m.m]} \text{ に對し} \quad C_2 = \frac{100\sqrt{0.057}}{0.50 + \sqrt{0.057}} = 32.3$$

$$D_3 = 0.063 \text{ [m.m]} \text{ に對し} \quad C_3 = \frac{100\sqrt{0.063}}{0.50 + \sqrt{0.063}} = 33.4$$

これを上式に代入し

$$\begin{aligned} 64.55 &= \frac{V_3^2}{2g} \left\{ \frac{8g}{31.2^2} \cdot \frac{200}{0.051} \left(\frac{0.063}{0.051} \right)^4 + \frac{8g}{32.3^2} \cdot \frac{250}{0.057} \cdot \left(\frac{0.063}{0.057} \right)^4 + \frac{8g}{33.4} \cdot \frac{200}{0.063} \right\} \\ &= \frac{V_3^2}{2g} \cdot 316 \times 2.34 + 330 \times 1.50 + 223.3 \\ &= \frac{V_3^2}{2g} \times 1457.8 \end{aligned}$$

従つて

$$V_3 = 0.9325$$

$$\doteq 0.93 \left[\frac{m}{sec} \right]$$

$$V_1 = V_3 \frac{D_3^2}{D_1^2} = 1.43 \left[\frac{m}{sec} \right]$$

$$V_2 = V_3 \frac{D_3^2}{D_2^2} = 1.14 \left[\frac{m}{sec} \right]$$

故に流量 Q は

$$Q = \frac{\pi}{4} D_1^2 V_1 = 0.00204 \times 1.43 = 0.0029 \left[\frac{m^3}{sec} \right] = 2.9 \left[\frac{l}{sec} \right]$$

各區間に於ける損失水頭は

$$h'_1 = \frac{8g}{31.2^2} \frac{1.43^2}{2g} = 32.80 \text{ [m]}$$

$$h''_2 = \frac{8g}{32.3^2} \frac{1.14^2}{2g} = 21.87 \text{ [m]}$$

$$h'''_3 = \frac{8g}{33.4^2} \frac{0.93^2}{2g} = 9.88 \text{ [m]}$$

$$H = h'_1 + h''_2 + h'''_3 = 64.55 \text{ [m]}$$

此の場合管路敷設の方法に従つて其の壓力水頭線が異なるもので、管径の大なる順序

に従ひ上から $D_3 = 63$ [m.m.]; $D_2 = 57$ [m.m.]; 次に $D_1 = 51$ [m.m.] と敷設すれば、其の壓力水頭線は常に管路の上方に位するが、反對に管径の小なるものを上方にして敷設すると、其の壓力水頭線は常に管路の下に位し後に述べるサイホン管となる。

f) 配水幹線. 配水池より距離 l の所に給水區域があつて、其の延長を l_1 とする。配水幹線の終端に於ける壓力水頭 H_1 は、其の給水地の狀況即ち建築物の高さ等に従つて定められるもので、最小 15 [m.] 位である。

問題を簡單にする爲に、給水區域に於ては管路の單位長に對し、等量の給水を爲すものと假定して、其の幹線管路の管徑を求む。

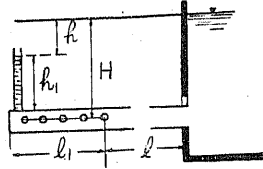


圖. 35.

終端から距離 l_1 に於ける平均流速を V 、 x に於ける流速を V_x 、終端に於ては 0 となるものとす。

即
$$V_x = \frac{x}{l_1} V$$

又 x に於ける微小延長 dx の損失水頭は

$$dl_1 = \zeta_1 \frac{V_x^2}{2g} \frac{dx}{D} = \zeta_1 \frac{V^2}{2gD} \frac{x^2}{l_1^2} dx \quad (90)$$

従つて全延長 l に付ては

$$h_1 = \zeta_1 \frac{l_1}{3D} \frac{V^2}{2g} \quad \text{但 } \zeta_2 \text{ を常數と假定す}$$

全損失水頭 h は

$$h = h_f + h_1 = \left(\zeta_2 \frac{l}{D} + \zeta_1 \frac{l_1}{3D} \right) \frac{V^2}{2g}$$

故に
$$\therefore D^5 = \left(l + \frac{1}{3} l_1 \right) \frac{16 \zeta_1 Q^2}{2g \pi^2 (H - h_1)}$$

$$D = 0.608 \left(l + \frac{1}{3} l_1 \right)^{\frac{1}{5}} \left(\frac{\zeta_1 Q^2}{H - h_1} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (91)$$

g) 送水馬力及能率. 流量 Q なる管路の終端に於ける總水頭を H とすれば、水流の全エネルギー E は

$$E = \gamma \cdot Q \cdot H \quad (92)$$

従つて、送水に要する動力の馬力數 N は、

$$N = \frac{\gamma Q H}{75} \quad \text{[馬力]} \quad (93)$$

又管路の終端に於ける有效水頭 H_e は、流出する水の流速を V とすれば

$$H_e = \frac{V^2}{2g}$$

故に能率 η は

$$\eta = \frac{H_e}{H} = \frac{V^2}{2gH} \quad (94)$$

或は損失水頭 H_1 は、 $H_1 = H - H_e$ なる故

$$\eta = \frac{H - H_1}{H} = 1 - \frac{H_1}{H} \quad (95)$$

故に

$$N = \frac{\gamma Q}{75} \frac{V^2}{2g\eta} \quad \text{[馬力]} \quad (96)$$

例題. 長 100 [m.], 管徑 16 [c.m.] の先端に直徑 5 [c.m.] のノズルを附して、20 $\left[\frac{m}{sec} \right]$ の速度にて射水させる場合の動力及其の能率を求め。但しノズルの損失水頭を無視するものとする。

$$\text{射出流の流量} \quad Q = \frac{\pi}{4} \cdot 0.05^2 \times 20 = 0.0393 \left[\frac{m^3}{sec} \right]$$

$$\text{管路内の流速} \quad V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4}{\pi \times 0.16^2} \times 0.0393 = 1.95 \left[\frac{m}{sec} \right]$$

$$\text{摩擦水頭} \quad h_1 = \frac{8g}{c^2} \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g}$$

Kutter の新公式を用ひ $m = 0.25$ とし $c = 44.4$

$$h_1 = \frac{4}{44.4^2} \times \frac{100}{.16} \times 1.95^2 = 5.0 \text{ [m.]}$$

$$\text{射出の流速水頭} \quad \frac{V^2}{2g} = \frac{20^2}{2 \times 9.81} = 20.39 \text{ [m.]}$$

総水頭

$$H = \frac{V^2}{2g} + h_1 = 25.4 \text{ [m]}$$

送水馬力

$$N = \frac{1000 \times 0.0393 \times 25.4}{75} \approx 13.1 \text{ [馬力]}$$

能率

$$\eta = \frac{20.39}{25.4} = 0.805$$

95. サイホン管. 高度の

異なる二つの貯水池を連ねる管路の位置が、其の壓力水頭線よりも高いときは、これをサイホン管と稱へる。

最も簡単なものは圖 (36) に示す様なもので Bernoulli の定理によると

A'B に於ては

$$\frac{p_{A'}}{\gamma} + z_{A'} = \frac{p_B}{\gamma} + z_B + \frac{V^2}{2g} + h_1 + h_2$$

$$\frac{p_{A'} - p_B}{\gamma} + z_{A'} - z_B = \left(1 + \frac{\zeta_1 l_{A'B}}{D} + \zeta_2\right) \frac{V^2}{2g}$$

但し h_1 = A'B 間の摩擦水頭

h_2 = 管の流入水頭

V = 管内の平均流速

BC' に於ては

$$\frac{p_B - p_{C'}}{\gamma} + z_B - z_{C'} = \zeta_1 \frac{l_{BC'}}{D} \frac{V^2}{2g}$$

故に

$$z_{A'} - z_{C'} = \frac{p_{C'} - p_{A'}}{\gamma} + \left(1 + \frac{\zeta_1 l}{D} + \zeta_2\right) \frac{V^2}{2g} \tag{97}$$

然るに

$$z_A = z_{A'} + \frac{p_{A'}}{\gamma}$$

$$z_C = z_{C'} + \frac{p_{C'}}{\gamma}$$

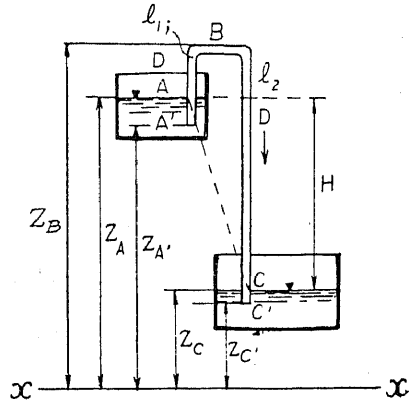


圖. 36.

故に

$$z_A - z_C = \left(1 + \zeta_1 \frac{l}{D} + \zeta_2\right) \frac{V^2}{2g} \tag{98}$$

而して此の場合、C' が大氣中にあつても同様な事が言へる。但し何れの場合でも BA の高 ($z_B - z_A$) は、大氣壓に相應する水柱高よりも、 $\left(1 + \zeta_1 \frac{l_{A'B}}{D} + \zeta_2\right) \frac{V^2}{2g}$ だけ小さくしなければならない。然らざれば、B 點の下に真空箇所が出来て、流れを阻止して仕舞ふ。理論的に言へば、 p_B の 0 になる時迄、流れは存在し得るので此の時は

$$10.3 + \frac{p_{A'}}{\gamma} - (z_B - z_{A'}) = \left(1 + \zeta_1 \frac{l_1}{D}\right) \frac{V_1^2}{2g} \tag{99}$$

V_1 = 極限の流速

l_1 = 極限の A'B の管長

$\zeta_2 = 0.5$ とすれば

$$10.3 - (z_B - z_A) = \left(1.5 + \zeta_1 \frac{l_1}{D}\right) \frac{V_1^2}{2g} \tag{100}$$

若し流れが V_1 よりも小さければ、 p_B は 0 よりも大になつて、水を下方 C' の方に流す壓力を有する事になる。下方に流す水流の最大流速 V_2 は

$$z_B - z_{C'} - 10.3 = \frac{\zeta_1 l_2 V_2^2}{2gD} \tag{101}$$

l_2 = 極限の BC' の管長

若しサイホン管が充滿して流れるときには、 $V_2 \geq V_1$ でなければならぬ。

即

$$\frac{2gD}{\zeta_1 l_2} \{z_B - z_{C'} - 10.3\} \geq \frac{2gD}{1.5D + \zeta_1 l_1} \{10.3 - (z_B - z_A)\} \tag{102}$$

或は

$$\frac{z_B - z_{C'} - 10.3}{10.3 - (z_B - z_A)} \geq \frac{\zeta_1 l_2}{1.5D + \zeta_1 l_1} \tag{103}$$

若しサイホンが延長管路のときは

$$\frac{z_B - z_{C'} - 10.3}{10.3 - (z_B - z_A)} \geq \frac{l_2}{l_1} \tag{104}$$

又は

$$\frac{z_A - z_C}{10.3 - (z_B - z_A)} \geq \frac{l_1 + l_2}{l_1}$$

$$l = l_1 + l_2$$

$$\therefore \frac{l_1}{l} \geq \frac{10.3 - (z_B - z_A)}{z_A - z_C} \quad (105)$$

若し圖 (37) に於て $z_A - z_C = 1.5 [m]$ $l = 300 [m]$ $z_B - z_A = 3 [m]$

とすれば

$$l_1 \geq \frac{300 \times 7.3}{1.5} = 146 [m]$$

であるから、BC の長が 146 [m] 以上なれば水は充滿して流れない。

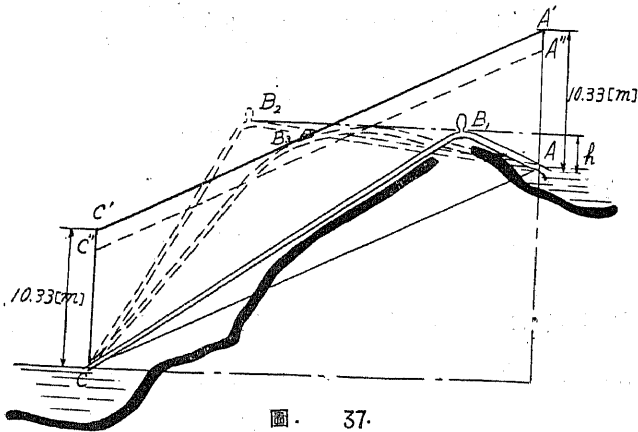


圖. 37.

吸上管路が流出管路より長いと、吸上げる水量は流出管路を充滿させて流すのに不十分な爲に、流出管路は充滿して流れないし、又吸上管路が長いと、短いときより吸上る速度が遅いから、従つて流量も少くなる。是に依つてサイホン管の頂點 B の位置が、流量に多大の影響を及ぼす事が分る。

サイホン管の直徑に付ては Brinkhaus が

$$D_h = \sqrt{\frac{Q^2 \cdot l \cdot 1.621 \cdot C}{h}}$$

h = 兩水面の水位差 [m]

l = 管の延長 [m]

C = 直徑に關係する係數

$D_h [m]$	C	D_h	C	D_h	C	D_h	C
80	0.00159	225	0.00141	450	0.00128	750	0.00118
	0.00310		0.00254		0.00205		0.00163
100	0.00156	250	0.00139	500	0.00126	800	0.00117
	0.00301		0.00246		0.00195		0.00158
125	0.00151	275	0.00137	550	0.00124	900	0.00115
	0.00287		0.00240		0.00187		0.00148
150	0.00148	300	0.00135	600	0.00122	1000	0.00112
	0.00277		0.00235		0.00181		0.00139
175	0.00146	350	0.00133	650	0.00121	1100	0.00111
	0.00269		0.00224		0.00175		0.00132
200	0.00143	400	0.00130	700	0.00119	1200	0.00108
	0.00260		0.00212		0.00168		0.00124

上の欄は新管に對するもの
下の欄は舊管に對するもの

サイホン管の頂部には、氣室を設備してサイホンが働いてをる間に空氣を漸次其處に貯へておき、時々これを抜く必要がある。然らざれば、頂部には空氣が溜つて、遂にはサイホンの働を中絶する様になる憂がある。

圖 (37) に於て、A-C を壓力水頭線とする、A-A' を 10.3 [m] として、A'-C' を A-C に平行に引くと、これは絶対壓力水頭線となる。3 つの管路とも、其の頂部は A より同一の高 h にあるが、 B_2 は此の線以上にある故眞空を生じサイホンの働をしないし、又 B_1 及 B_3 は絶対壓力水頭線以下にある故、眞空にはならないが、 B_3 は B_1 よりも高壓の空氣が蓄積し、従つてサイホンの働きが、 B_1 に屬する管路より不活潑である。

少しでも、空氣が頂部に蓄積すると、壓力が増加するから、A'-C' 線を押し下げる事になるから、氣室は管路内の最低壓力の箇所、即 A'-C' 線に最も近

き點に設けなければならぬ。

若し $A'A'' = C'C'' = \frac{V^2}{2g}$ として、 $A''-C''$ 線へ引くと、これは管の流入口に於てポテンシャル・エネルギーが運動のエネルギーに變ずる事を考慮に入れた水頭線になつて、管路内の眞の壓力は、管路と $A''-C''$ の鉛直高を示す事になるから、此の線に準據すると、吸上及流出の兩管路とも充滿して最大流量で流れる爲に、必要な $AB:BC$ の値を小さくする事が出来る。

96. 逆サイホン管. 圖(38)の様に管路が、兩方の貯水池の水面より低くなつてをるものを、普通逆サイホン管と稱へてをる。尙圖の様に流入口を A におくと A に於ける壓力は大氣壓だけであるから、制水瓣を急激に閉じた場合管路内に起る最大壓力を減少する利益がある。

サイホン管の場合と同じく、

$$z_A = z_C + \left(1 + \zeta_1 \frac{l}{D} + \zeta_2\right) \frac{V^2}{2g} \quad (106)$$

従つて $z_A - z_C = H$ とすれば

$$V = \sqrt{\frac{2gH}{\left(1 + \zeta_1 \frac{l}{D} + \zeta_2\right)}} \quad (107)$$

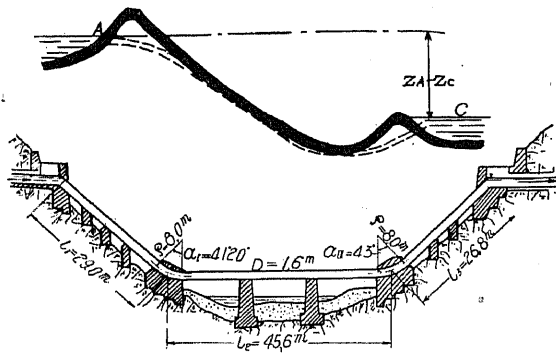


圖. 38.

例題. 圖(39)に於て $Q = 4 \left[\frac{m^3}{sec} \right]$ の水は、開水路中を $1 \left[\frac{m}{sec} \right]$ の流速で流れ來り、管徑 $1.6 [m]$ の管路内に入りて、 $2 \left[\frac{m}{sec} \right]$ に流速を高めるものとすれば、兩方の水位差を如何にしたら宜敷いか。

1. 開水路から管路に入る所で流速を高める爲に要する損失水頭は

$$h = \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} = \frac{1}{19.62} (2^2 - 1^2) = 0.153 [m]$$

2. 入口に於ける損失水頭は

$$h_2 = \zeta_2 \frac{V_2^2}{2g} = 0.08 \frac{2.0^2}{2g} = 0.016 [m]$$

3. 摩擦水頭は

$$h_1 = \zeta_1 \frac{l}{D} \frac{V_2^2}{2g}$$

に於て $l = l_1 + l_2 + l_3 = 29 + 45.6 + 26.8 = 101.4 [m]$

今 Bazin の公式 $C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$ を用ひ $\gamma = 0.16$ とすれば

$$C = \frac{87}{1 + \frac{0.16}{\sqrt{0.40}}} = 69.4$$

$$\zeta_1 = \frac{8g}{C^2} = \frac{88.5}{69.4^2}$$

故に $h_1 = \frac{8}{69.4^2} \times \frac{101.4}{1.6} \times 2^2 = 0.211 [m]$

4. 彎折水頭は、Weisbach の公式を用ひ

$$\begin{aligned} (a) \quad h_4 &= \left[0.131 + 1.847 \left(\frac{\gamma}{R} \right)^{\frac{7}{2}} \right] \frac{6^\circ}{180^\circ} \frac{V_2^2}{2g} \\ &= \left[0.131 + 1.847 \left(\frac{0.8}{8.0} \right)^{\frac{7}{2}} \right] \frac{41.330^\circ}{180^\circ} \frac{2^2}{2g} \\ &= 0.006 [m] \end{aligned}$$

$$(b) \quad = h_4 = 0.007 [m]$$

故に全損失水頭

$$H_1 = h + h_1 + h_2 + h_4 = 0.153 + 0.016 + 0.111 + 0.013 = 0.393 [m]$$

従つて水位差は $39.3 [cm]$ を必要とする。