

## 論 說 報 告

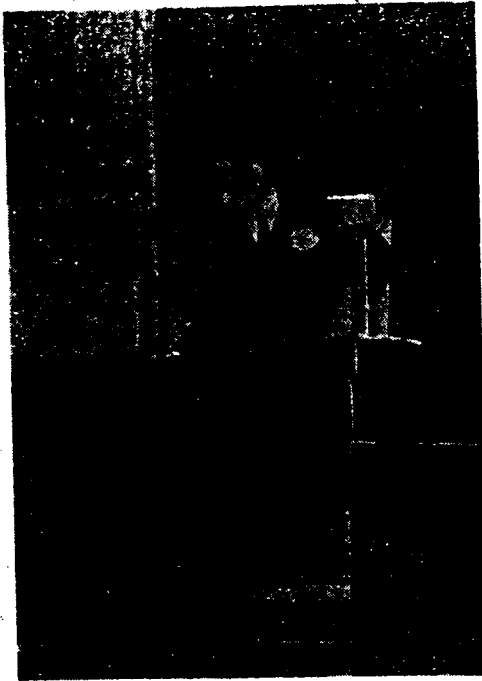
# 滿洲國河川に對する 平均流速公式(其の1)

(康德8年11月29日第1回學術講演會講演)

正會員 永井莊七郎\*

### 目 次

第1章 概 説
第1節 緒 言
第2節 實 験
第2章 渦流の抵抗法則
第1節 固定床水路に於ける渦流の抵抗法則
第2節 移動床水路に於ける渦流の抵抗法則
第3章 粗度係数の變化
第1節 遼河河床砂水路に於ける粗度係数の變化
第2節 松花江河床砂水路に於ける粗度係数の變化
化
第4章 移動床小水路に於ける新流速公式の確立
第1節 流速公式の形の選定
第2節 遼河河床砂水路に於ける流速式
第3節 松花江河床砂水路に於ける流速式
第4節 靉江氏砂水路に於ける流速式
第5節 移動床小水路に於ける新流速公式



## 第1章 概 説

### 第1節 緒 言

山榮水明なる日本から滿洲に行き、廣漠なる滿洲平野を褐色に渾濁して流下する滿洲の大河川を見て吾々は一

驚する。更に遼河水系或は松花江水系を實地踏査すれば、滿洲の河川が日本内地の河川と甚だしく異なることを知る。而して河川工學的に視て滿洲河川の最大の持長は、その流域に従つて河床及び河岸の大部分が微細なる砂

\* 工學士 京城帝國大學助教授

礫或は黄土から成つていて、此の砂礫或は黄土が流水の掃流力に因つて常に押し流され、又渦流によつて水中に巻上げられて、甚だしき流砂を生じてゐることである。之に反し日本内地の大部分の河川に於ては、その河床及び河岸は砂利、岩石或は岩盤より成つていて、平水時は河床は固定し、従つて河水は清澄である。即ち日本内地に於ける大部分の河川は固定床河川である。然るに滿洲の河川は殆んど凡てが甚だしき移動床河川である。

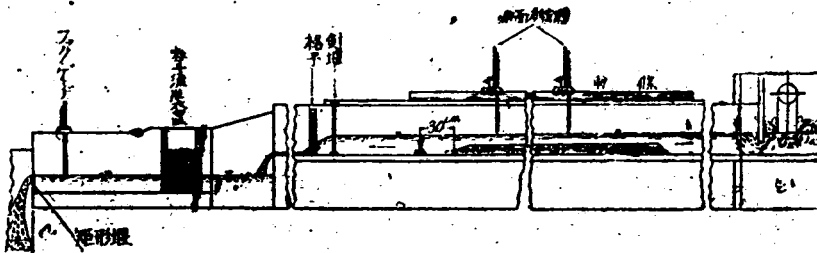
水流に關する従來の研究は固定床水路又は河川に於けるものが多く、移動床水路又は河川に於けるものは極めて稀にして、唯河床砂礫に關し掃流力及び流砂量に關するものが僅かに存するに過ぎぬ。而も流砂量に就いては未だ甚だ不完全なる儘に残されてゐる。(此の問題に就いては著者も研究中にして、近くその第1報を發表する

## 第2節 實 驗

### (1) 實驗設備

實驗設備は『遼河河床砂礫の移動に關する研究』(土木學會誌第27卷第1號26~27頁)に於て用ひたものと同一のものを使用した。即ち幅55cm、有効長10m、深さ50cmのプランキを上塗した鉤形板張水路の床面に、遼河及び松花江の河床砂礫を厚さ8~10cmに敷き並べ、之を鍍によつて種々の勾配に翻らして床面勾配を變じ、水深は水路上流端に設置したるスルース鑿により、流量を調節して種々に變じた。水面は水路兩側壁に敷設したる軌條上を自由に移動し得る水面測定器により測定し、水路下流端に設置したる格子及び針堰の開閉により水面勾配を床面勾配に平行せしめ、以て常に等速流を保つ如く

圖一1 水路縦断面圖



考へである)更に移動床水路に於ける流水に關しては今日迄殆んど研究されなかつたのである。

著者は此の移動床水路又は河川に於ける流水に就て研究する目的を以て、昭和14年(康徳8年)の夏以來實驗を行つたのである。

先づ移動床河川に於ける流水を調べる前に、移動床河川に於ける河床砂礫が如何なる状態で流動してゐるかを究明した。その結果河床砂礫は常に砂流を描き乍ら移動してゐることを知つた。(日本土木學會誌第27卷第1號參照)然る後に移動床水路に於ける流水に就て研究した。本論文は此の流水に關する研究結果を記述したものである。

努めた。圖一1は水路縦断面である。

### (2) 實驗結果

#### (a) 遼河河床砂水路

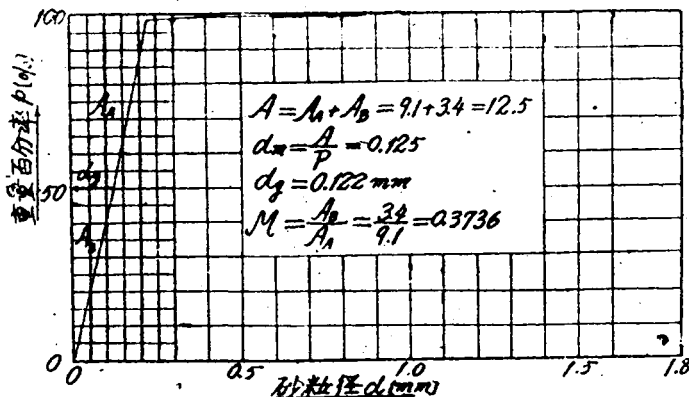
遼河右支川柳河筋の新民に於ける河床砂礫(平均粒徑 $dm=0.125mm$ )を實驗水路の長さ約8mの床面に大體8~10cmの厚さ並べ、水深を1.25~17.47cmに、水面勾配を0.002725~0.000100に變じ、113種の實驗を行つた。此の實驗は出来る限り範圍を廣くし且數多くの實驗値を得ることに努めた爲、昭和15年5月(康徳7年)より昭和16年5月(康徳8年)迄丁度一年を費した。(此の實驗値は日本土木學會誌第28卷參照)

實驗に使用した柳河筋新民に於ける河床砂礫の篩分結果は表一にして、その粒度曲線は圖の如くである。

表一 柳河砂礫に於ける河床砂礫の節分表

通過節	殘留節	通過節目 (耗)	殘留節目 (耗)	重量百分率(重量) (%) (瓦)
No. 8	No. 16	2.33	1.19	0.061 ( 0.25)
No. 16	No. 30	1.19	0.59	0.293 ( 1.22)
No. 30	No. 50	0.59	0.297	1.261 ( 5.16)
No. 50	No. 100	0.297	0.149	52.253 (213.83)
No. 100	No. 200	0.149	0.074	46.123 (188.72)
$d_m = 0.125$ 耗 比重 $\gamma = 2.65$				100.000 (409.18)

圖一 粒度曲線



(b) 松花江河床砂水路

遼河河床砂水路に於ける實驗の終了後、同一水路の床面に松花江河床砂礫(平均粒徑 $d_m = 0.318$ mm)を約10cmの厚さに敷き、並べ水深を2.09~14.07に、水面勾配を0.00216~0.000175に變じて42種の實驗を行った。(此の

實驗値は日本土木學會誌第38卷参照)

此の實驗に使用した松花江砂礫哈爾濱地先に於ける河床砂礫の節分結果は表一にして、その粒度曲線は圖の如くである。

圖一 松花江砂礫哈爾濱河床砂礫の粒度曲線

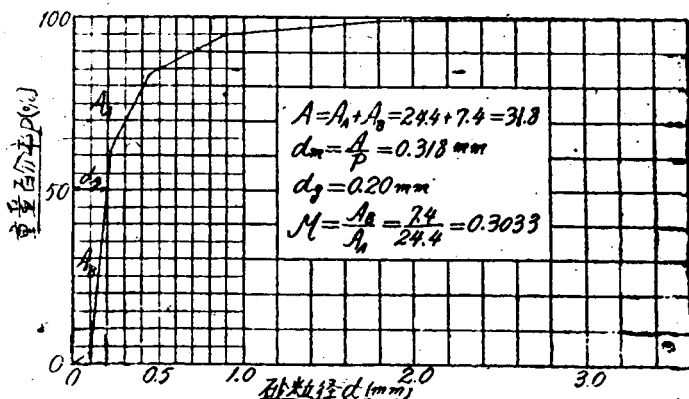


表-2 松花江勝哈爾濱河床砂礫の節分表

通過節	残留節	通過節目 (耗)	残留節目 (耗)	重量百分率(重量) (%) (瓦)
No. 4	No. 8	4.76	2.33	0.87 ( 6.08)
No. 8	No. 16	2.38	1.19	4.23 ( 29.54)
No. 16	No. 30	1.19	0.59	11.47 ( 80.21)
No. 30	No. 50	0.590	0.297	21.69 (151.63)
No. 50	No. 100	0.297	0.147	58.31 (407.62)
No. 100	No. 200	0.149	0.074	3.43 ( 24.02)
		dm = 0.318耗 比重 $\gamma = 2.61$		100.00 (699.10)

## 第2章 渦流の抵抗法則

### 第1節 固定床水路に於ける渦流の抵抗法則

#### (1) 2乗の抵抗法則

我々が水工學上にて普通取扱ふ開水路内の水流に於ては、周壁附近即ち限界層内に於て流速の變化が著しく大にして、従つて摩擦抵抗力をも極めて大である。その他の水流内部に於ける抵抗も又周壁の粗度に左右され、その大きさは周壁に於ける抵抗に比して遙かに小である。従つて断面に於て流動に伴ふ勢力消耗の大部分が限界層附近に於て生ずると考へられる。故に水流が速流状態を保つためには、水面勾配による加速力は周壁の摩擦抵抗に等しくなければならない。

今断面積Aなる單位長の水が dl なる距離を流れる爲に dh なる落差を要するとすれば、その間に失はれる位置の勢力は、渦流Sに於て作用する摩擦抵抗力に對して流水のなした仕事の量に等しくなければならない。

即ち

$$W_0 A dh = S \tau dl$$

$$\therefore \tau = W_0 \frac{A}{S} \frac{dh}{dl} = W_0 R l \dots \dots \dots (1)$$

然るに周壁面に於ける摩擦抵抗力Wは略々流水水頭に比例するから、dlなる區間に於ける摩擦抵抗力Wは

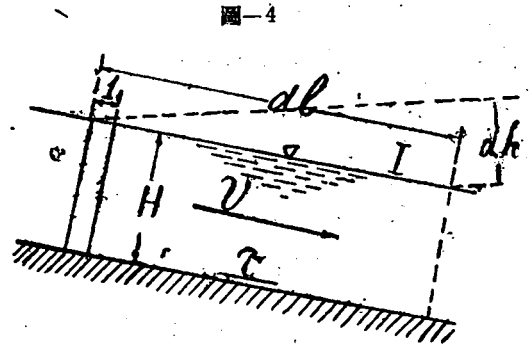


圖-4

$$W = \psi S d l W_0 \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (2)$$

茲にvは断面の平均流速にして、 $\psi$ は抵抗係數である。故に

$$\tau = \frac{W}{S d l} = \psi W_0 \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (3)$$

(1)及び(3)式より

$$l = \psi \frac{v^2}{2gR} \dots \dots \dots (4)$$

此の式は開水路及び管水路に於て、渦流に於ける2乗の抵抗法則と稱するものである。

(4) 式中の抵抗係數 $\psi$ は常數ではなくして、壁面の粗度、徑深 B Reynolds 數等により變る値である。

#### (2) 固定床小水路に於ける抵抗係數

水路幅が20~70cm、水深 2.5~12.5cm、勾配 1/300~1/10000 位の小なる固定床(水路水路周壁が木材、セメント、モルタル、鐵板等になつてゐるもの)に於ける平均流速公式は

$$v = \frac{1}{n} R^{0.75} I^{0.54} \text{ [m/sec]} \dots\dots\dots (5)$$

である。式中の  $n$  は粗度係數である。斯る小なる水路では最早 Manning 式、Focobheimer 式等は不適當である。(Ganguillet-Kutter 式は無論不適當である)

(5)式より抵抗係數を求めると

$$\psi = 2g \cdot n^2 R^{-0.50} I^{-0.08}$$

$2g \cdot n^2 = \zeta$  と置けば

$$\psi = \zeta \cdot R^{-0.50} I^{-0.08} \dots\dots\dots (6)$$

を得る。 $\zeta$  は水路壁の性質により異なる係數である。(6)式は Reynolds 數  $Re < 10^5$  の範圍の固定床小水路に於て成立する式である。

(3) 固定床大水路に於ける抵抗係數

Mises は粗なる壁を有する人工水路の流れが圓管内の流れに近い場合には、 $10^6 > Re > 10^5$  の附近で次式を與へてゐる。

$$\psi = 0.0024 + \sqrt{\frac{k'}{2R}} \dots\dots\dots (7)$$

又 Bazin の流速式より似た式を得る。即ち

$$\psi = 0.0026 \left( 1 + \sqrt{\frac{k''}{R}} \right) \dots\dots\dots (8)$$

Kopf. 及び Fromm は  $\psi$  が  $Re$  の極めて大なる範圍に於て次式を與へてゐる。

$$\psi = 10^{-2} \left( \frac{s''}{R} \right)^{0.314} \dots\dots\dots (9)$$

(7)、(8) 及び (9) 式に於ける  $k'$ 、 $k''$ 、及び  $s''$  は壁の性質に因り異なる係數にして、共に長さの單位を持つてゐる。

以上(6)及至(9)式により明かな如く、一般に固定床水路に於ける抵抗係數  $\psi$  は周壁の粗度を表はす係數と徑深  $R$  との函數である。而して又  $\psi$  は即ち流れの抵抗は徑深  $R$  の増大と共に急激に減少する。之は固定床水路の流水に於ける著しい持長である。

第2節 移床水路に於ける渦流の

抵抗法則

移動床水路に於ては、同一水路に於ても床面の粗度は砂礫の形状及び大小により變化し、勾配及び水深の増加と共に増大する。又砂礫の形成により激成された床面附

近の渦流のために多數の砂粒が水流中に巻上げられて洗動する。故、水流の勢力の一部が之に費される。故に移動床水路に於ては、流れの抵抗は固定床水路に於けるとは著しく相違すると考へられる。著者は遼河河床砂水路及び松花江河床砂水路の兩移動床水路に於て抵抗係數  $\psi$  と床面の粗度、勾配、Renolds 數、徑深等との關係を調べた。

(1) 遼河河床砂水路に於ける抵抗係數

徑深  $R = 7.5\text{cm}$ 、 $3.4\text{cm}$  及び  $2.0\text{cm}$  の時、勾配を夫々  $I = 0.0018 \sim 0.0001$ 、 $I = 0.0025 \sim 0.00018$  及び  $I = 0.0024 \sim 0.00020$  に變じて各場合の平均流速  $v$  を求め、各の抵抗係數  $\psi$  を計算した。(その計算結果は土木學會誌第 23 卷参照) その結果、抵抗係數  $\psi$  は Reynolds 數  $Re$  には無關係にして水面勾配  $I$  に依り變ることを知つた。故に  $\psi$  と  $I$  との關係を兩軸對數方眼紙上に圖示すれば圖-5 の如くである。

圖-5 抵抗係數  $\psi$  と勾配  $I$  との關係  
- (遼河河床砂水路)

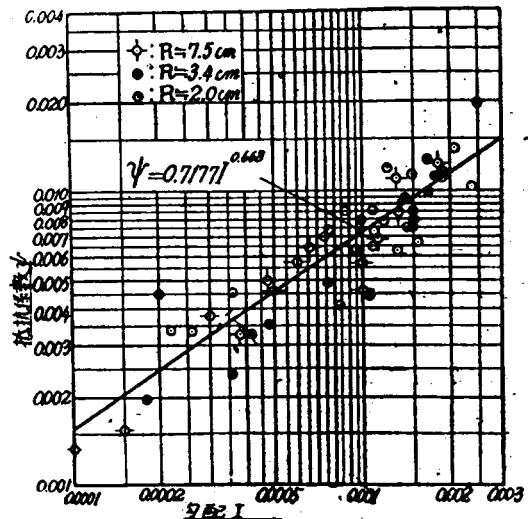


圖-5 より明かな如く抵抗係數  $\psi$  は水面勾配  $I$  の増大と共に比較的規則正しく直線的に増大するが、徑深  $R$  に依つては規則的變化を示さない。故に  $\psi$  は大體  $I$  のみの函數であると考へ、

$$\psi = \zeta I^a \dots\dots\dots (10)$$

と置き、51個の實驗値を用ひて最小二乗法に因り  $a$  及び

ζを求めた。即ち

$$\log \psi = \log \zeta + \alpha \log l \dots\dots\dots(11)$$

$\log \psi = y$ ,  $\log l = x$ 及び $\log \zeta = 16$ と置けば (11) 式は

$$y = b + \alpha x \dots\dots\dots(12)$$

となる。正等式は

$$\left. \begin{aligned} [xx]\alpha + [x]b &= [xy] \\ [x]\alpha + Nb &= [y] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(13)$$

之より  $\alpha$  及び  $b$  を求めると

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{N[xy] - [x][y]}{N[xx] - [x]^2} \\ b &= \frac{[xx][y] - [x][xy]}{N[xx] - [x]^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(14)$$

今  $N=51$

$$\left. \begin{aligned} [xy] &= [\log l, \log \psi] = 349.80635 \\ [x] &= [\log l] = -157.1650 \\ [y] &= [\log \psi] = -112.32619 \\ [xx] &= [\log l, \log l] = 439.66067 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(15)$$

であるから

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{51(349.80635) - (-157.1650)(-112.32619)}{51(439.66067) - (-157.1650)^2} \\ &= \frac{191.82602}{287.09960} = 0.663 \\ \alpha &= \frac{(439.66067)(-112.32619) - (-157.1650)(349.80635)}{51(439.66067) - (-157.1650)^2} \\ &= -\frac{41.36806}{287.09960} = -0.14409 \end{aligned}$$

$$\therefore \log \zeta = 1.85591 \quad \therefore \zeta = 0.7177$$

故に(10)式より

$$\psi = 0.7177 I^{0.668} \dots\dots\dots(16)$$

を得る。圖 5 中の直線は式を表はす。

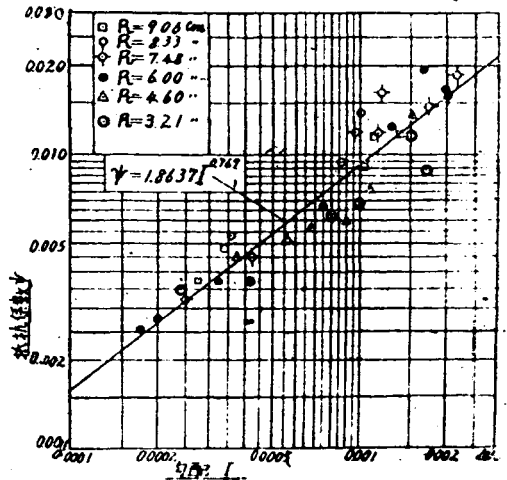
(2) 松花江河床砂水路に於ける抵抗係數

遼河河床砂水路に於けると同様に松花江河床砂水路に於て、徑深  $R=9.06, 8.33, 7.43, 6.00, 4.60$  及び  $3.21\text{cm}$ の時、勾配を夫々  $I=0.0014 \sim 0.00023, I=0.0010 \sim 0.00034, I=0.0022 \sim 0.00025, I=0.0020 \sim 0.00018, I=0.0015 \sim 0.00056$  及び  $I=0.0017 \sim 0.00024$  に變じ、各場合の平均流速を求め、各々の抵抗係數を算出した。(その結果は土木學會誌第23巻参照)

此の場合に於ても抵抗係數  $\psi$  は Reynolds 數  $Re$  及

び徑深  $R$  には無關係にして、主に水面勾配  $I$  のみに因り變化する。即ち  $\psi$  と  $I$  との關係を兩軸對數方眼紙上に圖示すれば圖-6 の如くである。

圖-6 抵抗係數と勾配  $I$  との關係 (松花江河床砂水路)



遼河河床砂水路に於けると同様に

$$\psi = \zeta I \alpha$$

と置き、37個の資料を用ひて最小二乘法により  $\alpha$  及び  $\psi$  を求めれば

$$\left. \begin{aligned} N &= 37 \\ [xy] &= [\log l, \log \psi] = 248.60220 \\ [x] &= [\log l] = -115.42926 \\ [y] &= [\log \psi] = -78.81001 \\ [xx] &= [\log l, \log l] = 363.66411 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(17)$$

となるを以て

$$\alpha = 0.769 \text{ 及び } b = 0.27087$$

$$\therefore \zeta = 1.8637$$

$$\therefore \psi = 1.8637 I^{0.769} \dots\dots\dots(18)$$

を得る。

(3) 移動床水路に於ける新抵抗法則

(16) 及び (18) 式より、水路床面の砂の性質及び混合状態が變化しても勾配  $I$  の冪  $\alpha$  には大した變化なく、凡ての種類の砂礫に對して大體  $\alpha=0.7$  と考へられる。故に兩式の  $\alpha$  の値を平均して  $\alpha=0.719 \approx 0.7$  と置けば、移動床水路に於ける抵抗係數は  $\psi$  一般に

$$\psi = \zeta \cdot I^{0.7} \dots \dots \dots (19)$$

にて表はしうる。式中の $\zeta$ は床面砂礫の種類により異なる値である。

(19)式は移動床水路に於ける抵抗係數 $\psi$ はReynolds數及び徑深には無關係にして、唯勾配及び床面砂粒の種類にのみ因ることを示すが、此のことは移動床水路に於ける著しい持長である。即ち移動床水路に於ける流水の抵抗は流水の大小には無關係であつて、床面砂礫の種類が同一ならば、小水路にても大河川に於ても餘り變化しないと云ふことになるのである。

(19)式を(4)式に入れる

$$I = \zeta \cdot I^{0.7} \frac{v^2}{2gR}$$

$$\therefore I^{0.3} = \zeta \frac{v^2}{2gR} \dots \dots \dots (20)$$

之が移動床小水路に於ける渦流の抵抗法則である。固定床水路に於ける抵抗法則(4)式と比較して勾配Iの冪が著しく小なる點に注意す可きである。之は移動床水路に於ける流れが、固定床水路に於ける流れと著しく相違することを示すものである。

### 第3章 粗度係數の變化

移動床水路に於ける抵抗法則(20)式より、移動床水路に於ける平均流速公式は固定床水路に於けるものと異

つて来る。特に勾配Iの冪が著しく變つて來ることが考へられる。

従つて移動床水路に於ては在來の固定床水路に於ける平均流速公式中の粗度係數は同一水路に於ても最早一定の値を與へない。著者は Manning 式中の粗度係數  $n_m$  が徑深及び勾配Iの變化に對して如何に變化するかを調べた。

#### 第1節 遼河河床砂水路に於ける

##### 粗度係數の變化

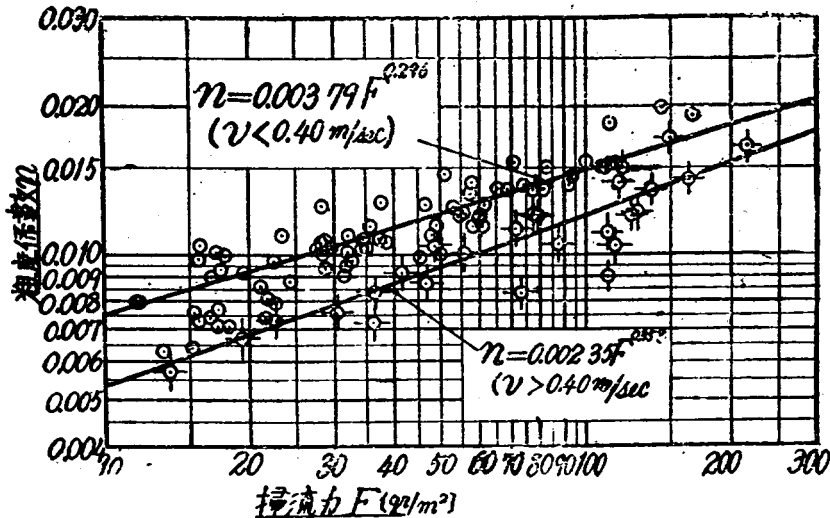
遼河河床砂水路に於て、水深  $R=1.25\sim 17.47\text{cm}$ 、勾配  $I=0.002725\sim 0.000100$  に變じて、各場合の Manning 式中の粗度係數  $n_m$  を算出した。

$$n_m = \frac{R^{2/3} I^{1/6}}{v} \dots \dots \dots (21)$$

その結果に依れば、 $I=1/500\sim 1/1000$ 附近に於ては  $n_m$  は徑深Rの増大と共に増すが、 $I < 1/1000$ の時には  $n_m$  はRと共に増加せず、従つてIの凡ての場合に於て  $n_m$  はとRとの間には一定の關係が存しないことを知つた。次に流水の掃流力Fと  $n_m$  との關係を求めたるに、兩者の間には比較的規則正しい關係が存することが判つた。但し掃流力Fは次式による計算した。

$$F = 10^6 HI \text{ [gr/m}^2\text{]} \dots \dots \dots (22)$$

圖一7  $n_m$  とFとの關係 (遼河河床砂水路)



而して平均流速  $u$  が略  $< 0.40 \text{ m/sec}$  より小なる時は、砂粒の大部分が砂運を描き  $F$  から移動するが、 $0.40 \text{ m/sec}$  位より大なる流速では流動砂粒の多くが浮遊して流下するから、 $u < 0.40 \text{ m/sec}$  の時と  $u > 0.40 \text{ m/sec}$  の時とでは  $nm$  と  $F$  との地係も稍異つて来た今  $n$   $M$  と  $F$  との關係を兩軸對數方眼紙上に圖示すれば圖-7 の如くである。

今  $nm = K \cdot F^\alpha$  .....(23)

と置き、最小自乗法に因り  $\alpha$  及び  $k$  の値を求めた。

$u < 0.40 \text{ m/sec}$  の場合には89種の實驗値より

$N = 89$

$[xy] = [\log G \cdot \log nm] = -254.96094$   
 $[x] = [\log F] = 129.78521$   
 $[y] = [\log nm] = -177.05248$   
 $[xx] = [\log F \cdot \log F] = 200.14698$  .....(24)

之等の値を (14) 式に入れると

$\alpha = \frac{89(-254.96094) - (129.78521)(-177.05248)}{89(200.14698) - (129.78521)^2}$   
 $= 0.296$

$b = \frac{(200.14698)(-177.05248) - (129.78521)(-254.96094)}{89(200.14698) - (129.78521)^2}$

$= -2.42172$

$\therefore K = 0.00379$

故に (23) 式より

$nm = 0.00379 F^{0.296}$  .....(25)

を得る。次に床表面の微細粒の1部が移動を始むるのは限界掃流力時より可なり前にして、數回の觀測結果より、

その時の掃流力  $f_0$  は平均して  $f_0 = 16.70 \text{ gr/m}^2$  であつた。故に  $F < f_0 = 16.7 \text{ gr/m}^2$  に於ては  $nm$  は一定値をとる可きであるから、今その値を  $f_0$  の時の  $nm = 0.0087$  にとる。然る時は (25) 式は

$nm = 0.0087 \left( \frac{F}{16.7} \right)^{0.296}$  .....(26)

となる。

同様にして  $u > 0.40 \text{ m/sec}$  の時は25種の實驗より

$N = 25$

$[x] = [\log F] = 46.26865$   
 $[y] = [\log n] = -49.39642$   
 $[xy] = [\log F \cdot \log n] = -90.68353$   
 $[xx] = [\log F \cdot \log F] = 87.71697$  .....(27)

之等の値を (14) 式に入れると

$\alpha = \frac{25(90.68353) - (46.26865)(-49.39642)}{25(87.71697) - (46.26865)^2} = 0.353$

$b = \frac{(87.71697)(-49.39642) - (46.26865)(-90.68353)}{25(87.71697) - (46.26865)^2}$   
 $= -2.62964$

$\therefore K = 0.00235$

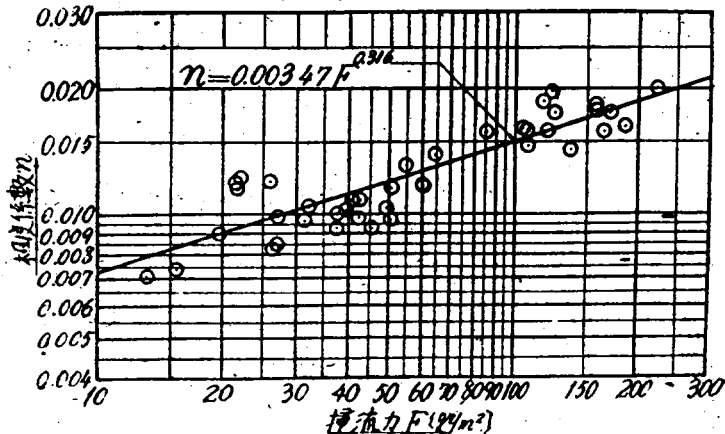
$\therefore nm = 0.00235 F^{0.353}$  .....(28)

を得る。平均流速が大體  $u \geq 0.40 \text{ m/sec}$  の時には限界掃流力附近で浮遊し始むる如くであるから、 $F = F_0 = 32.7 \text{ gr/m}^2$  を (28) 式の最低限界に定むれば、 $F_0 = 32.7 \text{ gr/m}^2$  の時の  $nm = 0.0080$  なるを以て (28) 式は

$nm = 0.0080 \left( \frac{F}{32.7} \right)^{0.353}$  .....(29)

となる。

圖-8  $nm$  と  $F$  との關係 (松花江河床砂水路)





### 第2節 松花江河床砂水路に於ける

#### 粗度係數の變化

此の水路に於ては水深  $H=2.09\sim 14.07\text{cm}$ 、勾配  $I=0.00216\sim 0.000175$  に變化して42種類の實驗を行ひ、掃流力  $F=10^6HI=9.10\sim 223.13\text{gr/m}^2$  の時の Manning 式の粗度係數  $nM$  を計算した。(此の結果は土木學會誌第28卷參照) 此の場合に於ても遼河河床砂水路に於ける同様、 $nM$  は徑深  $R$  によつては變化せず、掃流力  $F$  と共に可なり規則的に増大することが知られた。 $nM$  と  $F$  との關係は圖-8 の如くである。

此の場合には砂粒が遼河河床砂礫より大なるため、平均流速  $v>0.40\text{m/sec}$  の時でも砂粒の浮游は比較的少く、大部分が砂澁を形成し乍ら移動して、 $v>0.40\text{m/sec}$  の時と同じであつた。従つて  $F$  と  $nM$  との關係も  $v\sim 20\sim 46\text{cm/sec}$  の範圍内では唯一の式で表はし得る。前回と同様に

$$nM = K \cdot F^\alpha$$

と置き、42種の實驗値を用ひて最小二乘法により  $\alpha$  及び  $K$  を求めると

$$\left. \begin{aligned} N &= 42 \\ [xy] &= [\log F \cdot \log nM] = -137.53316 \\ [x] &= [\log F] = 72.69670 \\ [y] &= [\log nM] = -30.38437 \\ [xx] &= [\log F \cdot \log F] = 30130.88831 \end{aligned} \right\} \dots\dots(30)$$

之等の値を (14) 式に入れると

$$\alpha = \frac{42(-137.53316) - (72.69670)(-30.38437)}{42(130.88831) - (72.69670)^2} = 0.316$$

$$b = \frac{(130.88831)(-30.38437) - (-137.53316)(72.69670)}{42(130.88831) - (72.69670)^2} = -2.46027$$

$$\therefore K = 0.00347$$

$$\therefore nM = 0.00347F^{0.316} \dots\dots(31)$$

床面微細砂の轉動を始むるのは平均  $f_0 = 28.3\text{gr/m}^2$  であつたから、(31)式は

$$nM = 0.010 \left( \frac{F}{28.3} \right)^{0.316} \dots\dots(32)$$

となる。此の關係は (26) 式に非常に類似してゐる。故に水路床の砂粒の大部分が浮游せず、砂澁を描き乍ら移動する場合には  $nM$  と  $F$  との間には (26) 及主 (32) 式から一般的に次の關係が成立する。

$$nM = n_0 \left( \frac{F}{f_0} \right)^{0.316} \quad [m-gr \text{ 單位}] \dots\dots(33)$$

茲に  $f_0$  は床表面の微細砂が轉動を始むる時の掃流力  $[gr/m^2]$  にして、 $n_0$  は  $F < f_0$  にして床面砂が全く静止してゐる時の  $nM$  の値である。

又水路床の砂の多數が浮游して流動する時は (29) 式から、大體次の關係が存在するものと考えられる。

$$nM = n_0 \left( \frac{F}{F_0} \right)^{0.35} \dots\dots(34)$$

茲に  $F_0$  は床面砂礫の多數が浮游し始むる時の掃流力  $[gr/m^2]$  である。但し (33) 及び (34) 式の關係は小實驗水路に於けるものにして、直に自然の大河川には適用出来ないものである。

## 第4章 移動床小水路に於ける

### 新流速公式の確立

#### 第1節 流速公式の形の選定

新しく平均流速公式を作るに當り次の4條件を考慮してその式形を選定した。

- (a) 式形が氷理學上合理的であること
  - (b) 式形が簡單にして計算に容易であること
  - (c) 水路の種類により變る係數を少くすること
  - (d) 如何なる狀況の水路及び河川にも適用し得ること
- と抵抗法則 (4) 式より一般に平均流速  $v$  は

$$v = \sqrt{\frac{2g}{\psi}} \sqrt{RI} \dots\dots(35)$$

にて表はしうる。但し抵抗係數  $\psi$  の値は移動床と固定床とにより著しく異なるのみならず、水路壁の性質によつても異なる。

移動床水路に於ては  $\psi$  は (20) 式にて表はされるを以て平均流速  $v$  は

$$v = \sqrt{\frac{2g}{f}} \cdot R^{0.50} I^{0.15} \dots\dots(36)$$

に表はされる。

$$\text{今 } \sqrt{\frac{eg}{\xi}} = \gamma\psi \text{ と置けば}$$

$$v = \gamma\psi R^{0.50} l^{0.15} \dots\dots\dots (37)$$

となる。式中のは水路床の砂礫の種類により異なるの係數にして又單位のとりかたによつても異なる。(37)式より移動床水路に於ては平均流速公式は(37)式の如き指數公式の形をとる可きであることが考へられる。(37)式中 $\gamma\psi$ は水路壁の抵抗が大なる程小さく、抵抗が小なる程大きい値である。故に此の値を周壁に於ける抵抗の大きさに比例する如くするには $\gamma\psi = \frac{1}{nN}$ と置けばよい。故に一般に(37)式は次式の如くな。

$$v = \frac{1}{nN} R^\alpha l^\beta \dots\dots\dots (38)$$

即ち上記の4條件を満足する式形は(38)式の如き指數式であることになる。式中の係數 $nN$ は水路床を形成する砂礫の種類により變る値である。而して指數 $\alpha$ 及び $\beta$ 並びに係數 $nN$ は實驗に因り決定しなければならぬのである。

### 第2節 遼河河床砂水路に於ける流速式

遼河河床砂水路に於ける113個の實驗値を用ひて最小二乗法により(38)式中の指數 $\alpha$ 、 $\beta$ 及び係數 $nN$ を決定する。(38)式の兩邊の對數をとると

$$\log\left(\frac{1}{n}\right) + \alpha \log R + \beta \log l = \log v \dots\dots\dots (39)$$

$$\text{今 } \log\left(\frac{1}{n}\right) = \gamma, \log R = x, \log l = y \text{ 及び } \log v = Z$$

とをくと(39)式は

$$\alpha x + \beta y + \gamma = Z \dots\dots\dots (40)$$

此の正等方程式は

$$\left. \begin{aligned} [xx]\alpha + [xy]\beta + [x\gamma] &= [xZ] \\ [xy]\alpha + [yy]\beta + [y\gamma] &= [yZ] \\ [x\alpha] + [y\beta] + N\gamma &= [Z] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (41)$$

之を解くと

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{\{[xZ][y\gamma] - [yZ][x\gamma]\}}{\{[xx][y\gamma] - [xy][x\gamma]\}} \\ &\quad - \frac{[N(yZ) - [y][Z]][(xy)[y\gamma] - [yy][x\gamma]]}{[N(yZ) - [y][Z]][(xy)[y\gamma] - [yy][x\gamma]]} \\ \beta &= \frac{[N(yZ) - [y][Z]] - [N(xy) - [x][\gamma]]}{[N(y\gamma) - [y][\gamma]]} \alpha \\ \gamma &= \frac{[Z] - x[\alpha] - [y]\beta}{N} \end{aligned} \right\} (42)$$

を得る。今

$$N = 113,$$

$$[x] = [\log R] = -161.31682$$

$$[y] = [\log l] = -351.49442$$

$$[z] = [\log v] = -58.59076$$

$$[xx] = 236.02528$$

$$[xy] = 499.52395$$

$$[xZ] = 86.21497$$

$$[yy] = 1105.10700$$

$$[yZ] = 183.53550$$

} ..... (43)

であるから

$$\alpha = \frac{\{[86.21497] - [351.49442] - [183.53550]\}[-161.31682] - \{[236.02528] - [351.41442] - [499.52395]\}[-161.31682]}{\{[113.1105.10700] - [-351.49442]\} - \{[113.1105.10700] - [-351.49442]\} - \{[113.183.53550] - [-351.49442]\}[-58.59076] - \{[113.183.53550] - [-351.49442]\}[-161.31682]} \times \frac{[499.52395] - [-351.49442] - [1105.10700]}{2} \times \frac{[499.52395] - [-351.49442] - [1105.10700]}{2} \times \frac{[-161.31682]}{[-161.31682]} = 0.53225 \approx 0.532$$

$$\beta = \frac{\{[113.183.53550] - [-351.49442] - [-58.59076]\}}{113.1105.10700} - \frac{[-113.449.52395] - [-351.49442] - [-161.31682]}{[-351.49442]^2} \times 0.53225 = 0.21171 \approx 0.212$$

$$\gamma = \frac{[-58.59076] - [-161.31682] \times 0.53225 - [351.49442]}{113} = \frac{420.31171}{113} = 0.89987$$

$$\therefore \frac{1}{nN} = 7.941 \quad \therefore nN = 0.126$$

之等の値を(38)式に入れると

$$v = \frac{1}{10.126} R^{0.532} l^{0.212} \text{ [m/sec]} \dots\dots\dots (44)$$

之即ち遼河河床砂水路に於ける流通式である。

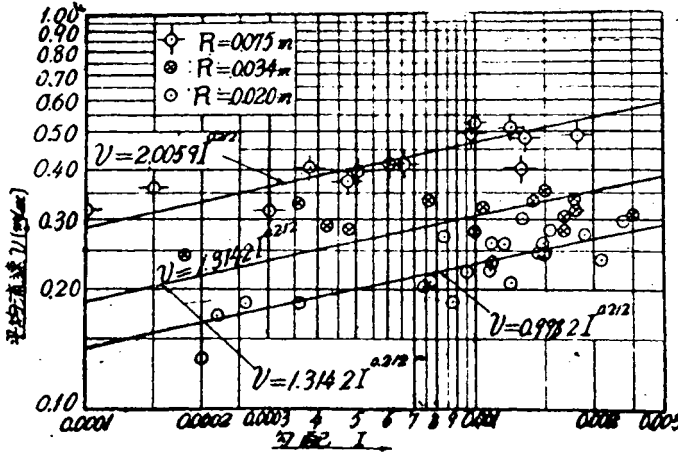
(I) 徑深 $R \approx 0.075\text{m}$ —一定にして勾配を $I = 0.00010$  0~0.001830に變化した場合、

(II) 徑深 $R \approx 0.034\text{m}$ —一定にして勾配 $I = 0.000180$  ~0.00250に變化した場合

(III) 徑深 $R \approx 0.020\text{m}$ —一定にして勾配 $I = 0.000200$  ~0.002355に變化した場合

に於ける平均流速 $v$ と勾配 $I$ との關係を圖示すれば圖—9の如くである。

圖-9 vとIとの關係 (遼河河床砂水路)



$$\beta = \frac{7.38607 - [-24.9568] 0.41785}{159.99836}$$

$$= 0.11121 \approx 0.111$$

$$\gamma = \frac{[-20.42179] - [-53.66721] 0.4}{43}$$

$$\frac{1735 - [-129.99827] 0.1121}{0.39191}$$

$$= 0.39191$$

$$\therefore \frac{1}{nN} = 2.4655 \quad \therefore nN = 0.406$$

之等の値を(38)式に入れると

$$v = \frac{1}{0.406} R^{0.418} I^{0.111} \text{ [m/sec]}$$

.....(46)

之松花江河床砂水路に於ける流速式

### 第3節 松花江河床砂水路に於ける

#### 流速式

(44)式をえたと同様にして、松花江河床砂水路に於ける42個の實驗値から最小二乗法により(33)式中の $\alpha$ 、 $\beta$ 及び $\gamma$ を決定する。(42)式に於て

$$N = 42$$

$$[x] = [\log R] = -53.66721$$

$$[y] = [\log I] = -129.99827$$

$$[z] = [\log v] = -20.42179$$

$$[xx] = [\log R \cdot \log R] = 70.35375$$

$$[xy] = [\log R \cdot \log I] = 165.51759$$

$$[xz] = [\log R \cdot \log v] = 26.77189$$

$$[yy] = [\log I \cdot \log I] = 406.17968$$

$$[yz] = [\log I \cdot \log v] = 63.35533$$

.....(45)

であるから

$$\alpha = \frac{\{ [26.77189] [-129.99827] - [ -63.35533] [ -70.35375] \} [-129.99827] - [ -165.51759] [ -53.66721] \}}{\{ [70.35375] [-129.99827] - [ -165.51759] [ -53.66721] \} \{ [42] [406.17968] - [ -129.99827] \} - [42] [165.51759] [ -53.66721] \}}$$

$$= \frac{-\{ [26.77189] [-129.99827] - [ -63.35533] [ -20.42179] \}}{-\{ [42] [165.51759] - [ 53.66721] [ -129.99827] \}}$$

$$\frac{\{ [165.51759] [-129.99827] - [406.17968] [ -53.66721] \}}{\{ [165.51759] [-129.99827] - [406.17968] [ -53.66721] \}} = 0.41785 \approx 0.418$$

$$\frac{3.66721}{3.66721} = 0.41785 \approx 0.418$$

である。

今 徑深  $R \approx 9.0\text{cm}$ ,  $R \approx 7.48\text{cm}$ ,  $R \approx 6.0\text{cm}$ ,  $R \approx 4.6\text{cm}$  及び  $R \approx 3.21\text{cm}$  の時に於ける平均流速  $v$  と勾配  $I$  との關係を圖示すれば圖-10の如くである。

又勾配  $I$ :  $0.00216 \geq I > 0.00130$ ,  $0.00130 \geq I > 0.00080$ ,  $0.00080 \geq I \geq 0.00030$  及び  $0.00030 > I \geq 0.000175$  に於ける平均流速  $v$  と徑深  $R$  との關係は圖-11の如くである。

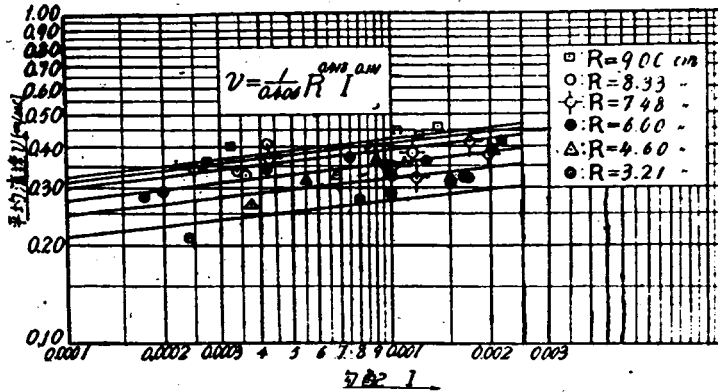
### 第4節 溝江氏の砂水路に於ける流速式

蓋江昇氏はドイツに於て、有效長 4m の梯形砂水路に於て、底幅を 10.20 及び 30cm、水深を 5~15cm、底面勾配  $1/400 \sim 1/500$  に變化して33個の實驗値を得てゐる。同氏は先づセメント水路に於ける30個の實驗値から  $v = MR^{0.7} I^{0.56}$  の式形を決定し、次に砂水路に於ける33個の實驗値を用ひて  $M = a \cdot d^n$  と置いて最小二乗法により  $a, b, n$  及び  $n$  を定め

$$v = (150 - 118401^{0.793}) R^{0.7} I^{0.56} \text{ [m/sec]} \dots (47)$$

なる式を得てゐる。此の式は僅か33個の實驗値からえたものにして、且水路周壁を形成する砂の種類により變化す可き係數を含まざるを以て、唯同氏の使用されし如き種類の砂水路にのみ適用し得る式にして、種類を異にする他の凡ての砂水路にも適用し得る普遍性のある流速式とは言へない。著者が遼河砂水路及び松花江河床砂水路に於ける實驗値により(47)式を検したるも、誤差は極

圖-10 vとIの關係 (松花江河床砂水路)



第5節 移動床小水路  
に於ける新流速公式

以上3種の移動床小水路に於ける流速式(44)、(46)及式(49)式を視るにR及びIの指數α及びβは略一定にして、水路床の砂の種類により著しく變化しないと考へられる。故に之等の指數の値を平均して

めて大であつた。

それ故、遼河及松花江河床砂水路に於けると同様、蔦江氏の33個の實驗値を用ひて、最小二乘法により(38)式のαβ及びαの値を求めた。

(42)式に於て

$N=33$

$[x]=\log R = -42.44088$

$[y]=\log I = -109.73574$

$[z]=\log v = -23.08532$

$[xx]=\log R \cdot \log R = 55.35017$

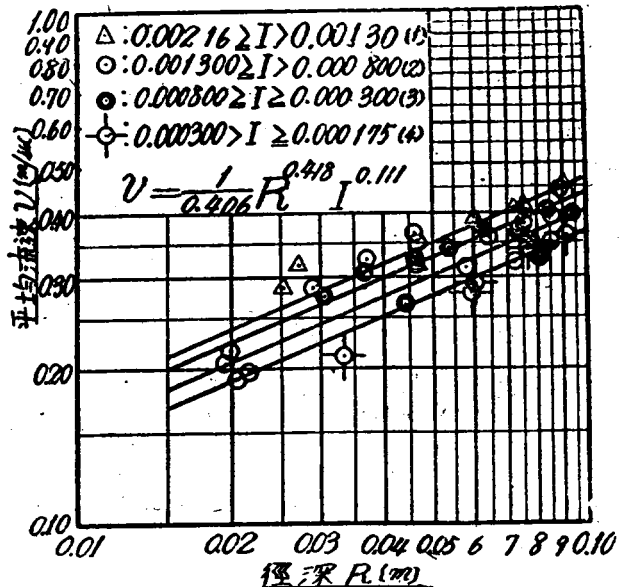
$[xy]=\log R \cdot \log I = 140.70060$  ... (48)

$[yy]=\log I \cdot \log I = 367.15929$

$[xz]=\log R \cdot \log v = 30.09093$

$[yz]=\log I \cdot \log v = 76.95255$

圖-11 vとRの關係 (松花江河床砂水路)



であるから

$\alpha = 0.637, \beta = 0.204$  及び  $nN = 0.159$

なる。故に(38)式より

$v = \frac{1}{0.159} R^{0.637} I^{0.204}$  [m/sec] ..... (49)

此の式の蔦江氏實驗値に對する誤差は同氏自身の作製せる(47)式の誤差に比して大差なく、極めて小にして良好なる結果を與へる。蔦江氏砂水路に於ける砂の粒徑は粒徑曲線を描き求めたるに 平均粒徑  $dm=0.293mm$  及び  $dg=0.24mm$  である。

$\alpha = 0.529 \approx 0.53$

$\beta = 0.176 \approx 0.18$

とする。然る時は流速公式は一般に

$v = \frac{1}{nN} R^{0.53} I^{0.18}$  [m/sec] ..... (50)

となる。(50)式は移動床小水路に於ける平均流速公式である。式中のnは砂速、渦流及び流砂量の大小には無關係にして、水路床(或は周壁)の砂礫の大きさ、形状、比重、混合状態等により異なる係数であるから、著者は之を砂礫係数と名附ける。Ganguillat-Kutter式、Manning式等に於ける粗度係数nとは全然別個のものである。(50)式を固定床小水路に於ける(5)式と比較すれば、

徑深R及び水面勾配Iの指數 $\alpha$ 及び $\beta$ の値が共に小さく、特に $\beta$ の値が著しく小なることは注意すべきである。移動床水路に於ける流れが固定床水路の流れと著しく異り、従つて、Manning式、Forchheimer式等の固定床水路に於ける流速公式が全く適用出来ないことが明かに考へられる。

遼河河床砂水路、松花江河床砂水路及び霧江氏の砂水路に於て(50)式中の砂礫係數nNを求めると夫々 $nN=0.161$ 、 $nN=0.180$ 及び $nN=0.271$ である。故に

(1) 平均粒徑 $dm=0.125mm$ 、 $dg=0.122mm$ 、均等係數 $M=0.3736$ 、比重 $v=2.65$ なる砂水路(床面のみ砂)に對しては

$$v = \frac{1}{0.161} R^{0.53} I^{0.18} \text{ [m/sec] } \dots\dots\dots (51)$$

(2) 平均粒徑 $dm=20.318mm$ 、 $dg=0.20mm$ 、 $M=0.3033$   $v=2.61$ なる砂水路(床面のみ砂)に對しては

$$v = \frac{1}{0.180} R^{0.53} I^{0.18} \text{ [m/sec] } \dots\dots\dots (52)$$

(3)  $dm=0.293mm$ 、 $dg=0.24mm$ 、 $M=0.2684$ なる砂水路(周邊全部が砂より成る水路)に對しては

$$v = \frac{1}{0.271} R^{0.53} I^{0.18} \text{ [m/sec] } \dots\dots\dots (53)$$

が最適の平均流速公式である。(51)、(52)及び(53)式の各實驗値に於ける平均誤差は夫々13%、10%、及び8%であった。

次に固定床水路と移動床水路とに於ける流れの相違を總括して記述する。

固定床水路の流れに於ては

(1) 流れの受ける抵抗の大部分が周壁面に於ける摩擦抵抗にして、流動に伴ふ勢力の消耗の大半が之に抗する爲に生ずる。

2) 周壁面の粗度は一つの水路に於ては常に一定であ

る。

(3) 従つて抵抗は徑深の増大と共に急激に減少する。故に流れが大きくなるにつれて水陸壁の凹凸の影響は少くなり、抵抗は減少する。(6)、(7)及び(8)式の如し。

然るに移動床水路の流れに於ては

1) 床面砂礫と水流との間摩擦(粘着力)により砂漣を形成し、砂礫を移動せしめ、そのために水流の勢力の一部が消耗される。

2) 砂漣の形成に因り床面の粗度が著しく増大する。即ち粗度は同一の水路に於ても、勾配及び水深の増大と共に増加して一定ではない。(26)、(29)及び(32)式の如し。

3) 床面に於ける凹凸の増大により、底面附近の渦流を増加し、渦流による勢力の消耗が増す。

4) その渦流により砂礫を巻上げて水流と共に流送する爲に水流勢力の一部を消費する。

主として以上4つの原因により、移動床水路の流れに於ては固定床水路の流れより遙かに大なる勢力の消耗を生ずる。

5) 而もその諸抵抗は勾配の増大と共に著しく増加し、徑深には殆んど無關係である。故に勾配が一定ならば、抵抗は流れが大きくなつても小さい時と殆んど同様にして減少しない。故に大河川の流れに於ても上記4種の抵抗が非常た小さくなるとは考へられないのである。

此の事は移動床水路に於ける流れの著しい持長である従つて此の種の流れに就いて考究する時には固定床水路の流れに對する從來の考へ方を全く放棄しなければならぬのである。