

第四章 河水の作用

第1節 運搬作用

河はたゞ水が流れるばかりではない。洪水の形容詞「濁水蕩々」といふ言葉からでもすぐに思ひつくやうに、河は流水と共に石礫土砂その他種々のものを運んで盛に運搬作用 (Transportation) を營むのである。河川研究者は河の水に次いでこの運搬物質の問題を攻究せねばならぬ。

1.1 運搬形式の三種 河水が異物質を運ぶ形式には三つある。

(1) 化學的運搬—溶流。目には見えぬが、河水には僅かながら必ず多少の礦物質を溶かして居る。かやうに岩石や土壤の可溶性物質を化學的に溶解して運搬することを溶流と稱へ、其の物質を溶解物質或は鹽分といふ。

(2) 機械的運搬。目に見える石礫土砂等を水流で押し流す作用を機械的運搬といひ、之を更に掃流と浮流とに分ける。

i) 掃流。比較的大きい重い砂礫岩塊は、河底をごろごろ轉がりながら流される。かやうな物質を掃流物質 (Tractional load 或は Bed load) と名づける。

ii) 浮流。水より軽い木材や軽石は勿論、水より重いものでも比較的小さい砂や泥は水中に浮いて流される。かやうな物質は即ち水の濁りとなるもので、之を懸濁物質 (Suspensions) といふのである。

以上三種の運搬に就いて、従來調べられた事項を順を追うて述べて見よう。

1.2 溶解物質 雨水が既に空中から溶かして來たものや、地面を流れて居る間に溶かしたもので、或は河水が河道を流下する間に岸壁河底から溶かしたものなどもあるにはあるが、然しそれ等は頗る僅少で、河水の溶解物質は大部分地下水から供給されたものである。即ち雨水が滲透分として地中を潜行する間に、先づ溶け易い炭酸や有機酸を溶かして其の溶解能を高め、以て岩石、土壤の無機物質をも一部溶解し、それが河中に出て來たのである。

溶解物の量は河によつて違ふが、濃度からいふと第54表の程度である。

第54表 河水の鹽分濃度

河名	テームス	ライン	ドナウ	アマゾン	ナイル	歐洲36川平均
溶解質量 (水1l中瓦數)	0.289	0.189	0.200	0.079	0.231	0.2033

通則として石灰岩や石灰分を澤山含んだ岩質の地方を流れる河水は割合溶解分が多い。又同じ川では濁水時の方が増水時よりも濃い。これは濁水時には、河水は殆んど地下水のみで涵養され、且つ蒸發が盛んだからである。

然し何れにしても河水の鹽分は甚だ稀薄で、世界の河の總平均は水1lに就いて溶解質僅かに0.17g程度と推定せられる。それでも河は晝夜を分たず流れるので、一年中に海に入る河水の總量は莫大なものとなり、従つて溶解物質の年量は中々大きくなる。ロート(ROTH)氏によれば歐米諸川の下流に於ける溶解質年量は第55表の如くである。

第55表 河川の溶流物質年量

河名	ミシシッピ	ダニエーブ	ナイル	ローヌ	ウルグエイ	ライン	テームス	ハドソン
溶解質年量 (千萬噸)	112.8	22.5	17.0	8.3	7.5	5.8	0.61	0.44

マーレイ(MURRAY)氏は、全世界總計で年額50億噸と推算した。英國では18,000年に全國平均1ft低下せしめる割合だといふ。

溶解物質の種類は流域の地質によつて違ふが、小河ほど地方的特色が強く、大河は何れも似よつて来る。そして一般に炭酸石灰分が最も多く、これに亞ぐは硫酸石灰と食鹽で、マグネシウムや硅酸等もある。ロート氏によるヨーロッパ36河川平均を見ると、鹽分量0.2033%の内炭酸石灰が0.096%で、約4割7分を占める。アメリカ合衆國諸川に就いてはクラーク(CLARKE)やパルマー(PALMER)等の調査がある。それ等を平均すると第56表の通りになる。

日本でも倉茂英次郎氏は50河川の水を滿1ヶ年毎月1回採取して得た500 samplesを分析した。其の内若干を掲載すれば第57表の通りで、pHは6.5~7.9

第56表 a. 河水及び湖水の平均成分(化學成分總量の%)

	CO ₂	SO ₄	Cl	NO ₃	Ca	Mg	Na	K	Fe ₂ O ₃ , Al ₂ O ₃	SiO ₂
北米	33.4	15.3	7.4	1.2	19.4	4.9	7.5	1.8	0.6	8.6
歐洲	40.0	12.0	3.4	0.9	23.2	2.4	4.3	2.8	2.4	8.7
アジア	36.6	13.0	5.3	1.0	21.2	3.4	6.0	2.0	2.0	9.5
全世界平均	35.2	12.1	5.7	0.9	20.4	3.4	5.8	2.1	2.8	11.7

第56表 b. 世界各地平均の河水成分百分率

地方	Si	N	Cl	Ca	S
1. 北米	11	0.4	21	54	14
2. 南米	30	0.3	13	50	6
3. 歐洲	11	0.4	10	66	12
4. アジア	13	0.3	15	60	12
5. アフリカ	23	0.2	16	53	8
6. 全世界	15	0.4	16	57	11
7. 日本	24	—	31	31	13

の間にあり、炭酸硬度は1.6~4.2である。又クラークの與へた世界河川の水質に比べると、本邦河川はCl及びSiが多く、Caが少ないことが特色の様である。

第57表 我國河川の化學成分分析例(mg/l)(一年平均)

河川名	pH	炭酸硬度	Si	P	NH ₃ 性N	Cl	Ca	Fe	S	採水所
球磨川	6.7	2.7	6.0	0.0012	0.206	8.3	6.2	0.46	2.68	八代
白川	7.1	3.4	14.5	0.0113	0.117	13.5	12.1	1.05	11.80	熊本
黒川	7.2	3.2	11.7	0.0047	0.051	5.6	7.2	0.52	2.10	阿蘇
吉野川	6.7	2.2	4.2	0.0032	0.436	4.2	5.8	0.45	4.23	徳島
太田川	6.5	1.7	4.9	0.0021	0.131	8.3	4.3	0.27	2.37	廣島
天龍川	7.5	2.9	4.7	0.0093	0.105	4.4	11.3	0.70	3.43	中野
鬼怒川	6.7	2.3	8.2	0.0034	0.073	5.2	5.7	0.46	2.82	宇都宮
信濃川	6.9	3.1	7.9	0.0140	1.043	—	10.2	0.61	5.80	新潟
北上川	6.8	2.2	7.9	0.0060	0.215	16.9	6.5	0.72	3.16	石巻

其他我國での調査として断片的には、朝比奈博士等の信濃川に於けるpH、アルカリ度、クロール量等の測定、上野博士の兒野澤、大宮川、其他諸溪流に於けるpH、溶在酸素、アルカリ度、硬度、Cl、SO₄等の測定、武田繁後氏の根尾川に於けるpHの測定、今野義信氏の酢川に於けるpH、Fe、Mn、SO₄、Cl等の測定

などがある。特に最後の酢川は酸性の高い温泉と一支流が流入して、河流の大部分は pH=3~4 で酸性極めて強く、魚類も棲息出来ず灌漑にも使へぬ厄介なものであるといふ。尙、吉村、進士兩氏は南伊豆白濱の諸溪水の pH, Ca, Cl 等を測り、川野、村瀬兩氏は富士川、狩野川の硅酸や磷酸などを調べた。

溶解物質の量は又同一河川でも季節によつて違ふ。例へばケース (CASE) 氏の米國 Red 河水鹽素量測定結果は次の通りである。

第 58 表 レッド河鹽素の年變化 (mg/l)

月	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Cl	1.696	2.565	2.355	2.100	1.820	0.728	0.796	—	0.428	1.695	2.559	2.887

1.3 掃流物質 少し速い河流の底を注意して見ると、砂や礫がざらざらと動いて居るし、稀には大きな岩塊までごろごろ轉つて居る處もある。之は主として後方から石礫に突き當る水流の流壓によるのであるが、急勾配の河底では重力の援助も少くない。又水中では陸上よりは甚だ動き易い。それは石の平均比重 2.6 の中を 1 だけ水中では浮力のために軽くされるからである。掃流のことを轉流といふこともあるが、底質は必ずしも轉ぶものばかりではなく、帯ではかれる様な具合だから、本書では掃流といふことにした。

今或一定の流速で運び得る岩塊の大きさを考へて見よう。岩塊の轉び易さは、勿論、河床の傾斜、岩塊の比重及び形狀に關係し、河床が急傾斜なほど、又丸みのある滑つこい石は角ばつたものよりも、又比重の軽いものは重いものよりも轉動し易い。然し同質同形の石だと、川の動かし得る石礫の大きさ(體積)は、流速の六乗に比例する筈である。それは水中の物體が受ける流水の壓力は、水力學上速度の二乗に比例し、物體の横斷面積に比例することから導かれる當然の歸結である。

[證明] 流速を v 、石の横斷面積を S 、水の密度を ρ_0 とすると、

$$\text{流壓} = f\rho_0 v^2 S$$

であつて、 f は石の形狀及び面の粗滑に關する定數である。

然るに一方、石の移動を止めようとする河底の摩擦抵抗は、石の體積を B 、比重を ρ 、摩擦係數を μ 、重力加速度を g 、河底の傾斜角を α とすれば、

$$\text{河底の摩擦} = \mu(\rho - \rho_0) B g \cos \alpha$$

流壓が此の摩擦に打勝てば重力の助けがなくとも石は動き出すのであるから、轉流し得る石の最大なものに就いては、

$$f \rho_0 v^2 S = \mu(\rho - \rho_0) B g \cos \alpha \quad \text{即ち} \quad v = \frac{\mu(\rho - \rho_0) g \cos \alpha}{f \rho_0} \frac{B}{S} \quad (1.1)$$

然るに、 $\frac{B}{S}$ は明かに石の直徑 d に比例すべき量である。故に河川工學者は此の式から直徑 d なる石礫を動かし得る限界流速 (Critical velocity) として

$$v = \sqrt{\frac{\mu(\rho - \rho_0) d \cos \alpha}{0.076 \rho_0}} \text{ m/sec} \quad (1.2)$$

の形にして使用する。故に此の結果から次の法則が得られる。

流水にて動かし得る石の直徑は流速の二乗に比例し、従つて其の體積は流速の六乗に比例する。

通常之を「流水の運搬力は流速の六乗に比例する」ともいふが、少し語弊がある。運搬力といふ語は少し違つた意味に使ひたい。

此の法則は、實驗上に於ても大體肯定されて居る。例へば、サンヨン (SAIN-YON) 氏の實測結果を示せば次表の如くで、此の間の消息がよく分る。尙ほ諸家の研究によれば、之より遙かに小粒の細砂は毎秒 20 cm 程度、粘土や細泥は毎秒 8 乃至 15 cm の流水で動き出す。何れにしても吾々が河床に見る最大石礫は洪水時の流速に對應するものである。

第 59 表 石礫の大きさと之を動かし得る流速

石礫の直徑 (cm)	0.25 (粗砂)	1.0 (小礫)	4.0 (礫)	10.0 (石)	17.0	37.0
底流速 (m/sec)	25	50	100	150	200	300

尙 (1.1) 或は (1.2) 式は河川工事上にも極めて實用價值を有するもので、例へば同一の石では、長軸を流れに一致させた方が横に置いた時よりも横斷面積 S が小で、従つて流され難い。故に河床に敷石などをするとき、其の長軸を流水方向に平行に敷くべきである。また丸石は同じ重さなら B/S も d も最小であるから、最も動き易きわけで、従つて敷石などには不適當である。止むを得ず使用するときはセメントなどにて膠結して置かねばならない。更に

石の種類が違ふ場合、例へば花崗岩と石灰岩とは比重が大體 $\rho_1=2.8$ と $\rho_2=2.4$ とであるとすれば、同一水流にて流され得る石の重さは形状が同じならば次の如くなる。

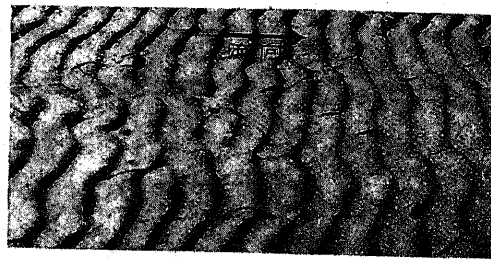
重量比 $G_1:G_2=0.55$, 體積比 $B_1:B_2=0.47$

故に捨石工事に石灰石を使用する代りに花崗岩ならば體積は4割7分、重量は5割5分のもので足りる。

然らば、粒の大きさが此の限度以下でさへあれば、如何ほど多量でも運び得るかといふに、勿論さうではない。或る流水で運び得る掃流物質は量にも夫々一定の限度がある。運搬力といふ語は寧ろ此の量を指すべきであらう。ファルグ (FARGUE) やエンゲルス、ギルバート、クラマー、或はショクリッチなどは人工の管や溝に砂を散き、それに水を流して實驗研究し、次の如き掃流法則を得た。

- (1) 掃流砂量は他の事情が同じならば速度の3.2乃至4乗に比例する。
 - (2) 水路の勾配を増せば、掃流砂量は一般に比例以上に激増する。これ勾配が大ならば流速亦大なる上、重力の助勢も著しくなるからである。
 - (3) 勾配を一定にして水量を増せば、掃流砂量は略、比例的に増加する。
- 實際の川で洪水時の運搬力が甚大なる一因である。
- (4) 水量及び勾配が一定ならば、水路は幅と深さの比が0.04乃至0.50の間のもものが運搬力最大である。それより餘りに狭く深いのも、餘りに淺くて廣いのも、砂粒の掃流量が少い。

(5) 粒の揃つた砂よりも幾らか大小混合した砂の方が轉流し易い。揃つ



第80圖 河底の流紋

た粒のものでは小粒の方が大粒のものより掃流量が多い。

(6) 砂粒個々の運動狀況を観察すると、極く少數のものは滑つて行き、稍々多數のもの、特に徑の大きいものは轉動し、大多數のものは寧ろ跳躍して進む。

(7) 水底全體としての流下狀況を観ると、全部一様ではなく寧ろ細砂は往々流紋 (Current mark) と稱する見事な波状凹凸を作り (第80圖)、また粗粒の砂礫でも所々に砂丘のやうな砂堆を作り、其の塊が砂丘の如くに漸移する場合が少くない。しかし流速が一定限以上になると砂紋などはなくなる。これを射流 (Shooting flow) といふ。

以上は實驗室内の模型試験の結果であるが、實際の川でも亦然りである。尙ほこゝに次の一項を付け加へて置くのは至當であらう。

(8) 河底の石礫は下流になるほど小さく且つ圓く滑つてく、上流には角立つた大塊が多い。之は(a)石礫が掃流する間にお互同子衝突したり、河岸や河底を摩擦するので或は破碎し或は磨耗し、且つ(b)流水の運び得る粒の大きさは流速によつてきまつて居るのに、河は一般に上流ほど速く下流は緩かだからである。尙詳細な理論的考察は後節で再論する。

我國でも中山秀三郎博士は GILBERT と殆ど同時に模型實驗を開始した。其の結果によれば砂礫の始動に要する水流の断面平均速度 V_0 は水深 H と關係があつて、 $V_0=mH^n$ の形になる。今 V_0 を尺/秒、 H を尺で測れば m, n の値は次の如くであつた。

第60表 中山氏の砂礫始動速度常數

砂の種類	細砂	中砂	粗砂	混砂 (以上3種を混す)
m	2.14	1.875	2.51	2.467
n	0.662	0.500	0.265	0.474

而して V_0 より大なる平均流速 V 、水面勾配 I で水量を Q 、流砂量を Q_s とすれば、實驗上次式の成り立つことを認めた。

$$Q_s = Q(V^2 - V_0^2)(\alpha + \beta I), \quad \alpha, \beta = \text{定數}$$

なほ氏は、我國の河川では1年中の流砂量の殆んど大部分が僅か一二回の洪水時に運ばれるといふ特徴にかんがみ、洪水の増水時と減水時とを比較して、同水位でも水面勾配従つて流量は増水時が著しく大なる故、流砂量亦増水時の方が減水時よりも多量なることを示した。

尙河川に分流あるとき掃流砂礫の分配率如何といふに、トーマ (H. THOMA)

氏等の模型実験によると、河流の直線部に於ける分流では水量を50%引水し
ても掃流砂量は大部分支流に來り、第61表の如く、分岐角如何には太した關

第 61 表 直線河流の分岐 (30%) と掃流砂量の分配

分岐角	30°	60°	90°	120°	150°
支流への掃流砂量	97.3%	96.2%	90.5%	87.5%	92.0%

係がない。此の事實はミシシッピー河委員會やビュール (H. BULLE) 氏の實驗
によつても略々肯定せられ、たゞ分流の掃流砂量が上表程ではなく80%強程度
となつた差があるだけである。之に反し河の彎曲部外側凹岸に切線的に分
流をつけて50%の水を引けば、掃流砂量は極めて僅かしか這つて來ぬ事が
ハーバース (F. HABERMANN) 氏によつて實驗證明された。要するに河底の
砂礫は出来るだけ直進せず横に逃げようとする性質があることが分る。
之は灌漑用又は工業用の引水を計劃する上に重要な參考資料を供するもの
である。

1.4 掃流力と掃流砂量 前項の説明は主として、傾斜河床上に單一の
砂礫粒を考へ、之に作用する水流の効果を論じたので、かゝる運搬様式を各
個運搬 (Einzeltransport) ともいふが、然し實際の河底では無数の粒子があつ
て、水流の作用は實は前項 (1.1) 式を導いた様な具合に働くことは出来ない
筈である。のみならず、模型實驗によると掃流砂量は河水の流速が同じでも
水深や勾配若くは河水流量によつて違ふことが分つて居る。それで今少し
實際的且つ合理的な底質掃流の理論を組立てるには、何とか底質全體に押し
均らした作用力を考察し、掃流物質の多寡も其の作用力の單獨函數として表
はし得る様にしたいものである。

(1) 掃流力 かやうな目的の研究はデュボア (Du Boys) を以て創まる。氏
は先づ水流によつて河床の單位面積に働く滑り摩擦力を特に掃流力 (Tractive
force) と名づけ、其の計算式を水流のシェージ=法則誘導法に準じて決定し
た。今定常等流をなせる川の河底勾配を I 、横斷面積を A 、潤周を P とすれ
ば、河床の長さ L の間に含まるゝ水體 (比重 ρ) に流下方向へ働く力は、重力
の分力と河床面の摩擦との二つで、それが互に釣り合ひ定常狀態を保つて居

るわけであるから

$$AL \cdot g\rho I = PL \times (\text{單位面積當りの河床摩擦})$$

然るに河床が單位面積毎に水體に及ぼす摩擦は逆に水體が河床の同面積に
及ぼす摩擦即ち掃流力に等しいことを俟たぬ。依つて掃流力を T で表は
すと

$$\text{掃流力 } T = \frac{AL}{PL} g\rho I = wRI \quad (1.3)$$

これがデュボアの掃流力公式で、茲に $w = g\rho$ は河水の單位體積の重量、また
 $R = A/P$ は徑深であるが普通の川では水深と見て差支ない。即ち掃流力は水
深、河底勾配及び河水の密度 (濁水ほど大) に比例して増大し、従つてまた河の
流速や流量及び濁度に大關係あることが分る。尤も以上の證明法は等流で
河底と水面が平行せる場合に限る。一層嚴密なる證明をやつて見ると、一
般には I はエネルギー勾配とせねばならぬことを知るのであるが、それは
後に譲る。

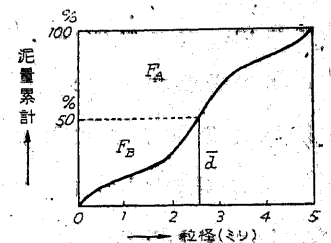
兎に角河には常にかやうな掃流力が働いて底質を動かさうとするのであ
るが、然し其の大きさが或一定値以上でないでないと底質の實動は起らぬ。底質を實
際に掃流し得る最小掃流力を限界掃流力 (Critical tracting force) といひ、之を T_c
で表せば、 T_c は底質の比重 ρ_1 、粒徑 d 、空隙率 e によつて違ひ、一般にそれ
等の或函數

$$\text{限界掃流力 } T_c = \phi(d, e, \rho_1 - \rho) \quad (1.4)$$

である。この函數形を理論上から導く途はないが、クラマー (KRAMER) 氏は
種々實驗の結果

$$T_c = \frac{100}{6} (\rho_1 - \rho) \frac{\bar{d}}{M} \quad (1.4)$$

としてよいといふ。茲に T_c は平方米當り瓦で測
り、 $\rho_1 \rho$ は立方 cm 當り瓦で測つた底質及び河水の
密度、 \bar{d} は mm 單位の平均粒徑、 M は粒の均一度
(Uniformity) と稱するもので、 \bar{d} と M を定めるに
は底質を篩分けして、第81圖の如く粒徑を横軸
に、各粒徑以下の砂泥量累計を全量の % で表は



第 81 圖
クラマー氏の粒徑分布圖

したものを縦軸にして粒徑分布圖を畫く。さすれば縦軸の50%に對する横軸の粒徑を d , 又圖の F_A, F_B なる面積を測つて

$$M = F_B / F_A$$

としたもので、全部同一徑の砂では M は1となるのである。又 $\rho_1 - \rho$ は大體1.65と見て大過はない。

尙ほクレー (KREY) 氏によると均一粒徑の砂では實驗上

$$T_c = (4.6 \sim 7.2)d, \quad [T_c \text{ は lbs/ft}^2, d \text{ は ft 單位}]$$

となつたが、オブリエン氏等 (M. P. O'BRIEN & B. D. RINDLAUB) は在來の諸學者が行つた多くの實驗結果を集め T_c と d との關係を一括圖示するに第82圖の様になるから、寧ろ

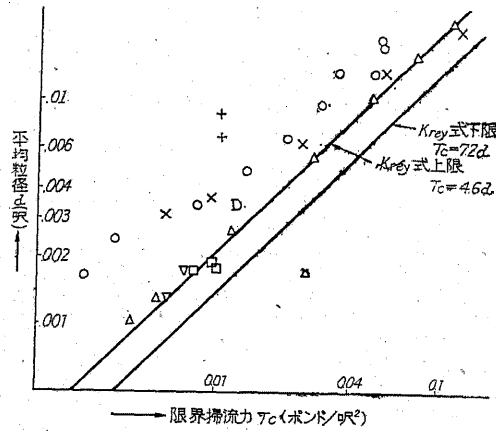
$$T_c = 3.5d \quad (1.4'')$$

$$[T_c = \text{lbs/ft}^2, d = \text{ft}]$$

とするがよいといふ。又シヨクリッチ (SCHOKLITSCH) 氏は T_c を kg/m^2 , $\rho_1 - \rho$ は kg/m^3 , 粒徑 d は m 單位にすると

$$T_c = \sqrt{0.201 \rho_1 (\rho_1 - \rho) \lambda d^3} \quad (1.4''')$$

だといふ。但し λ は砂粒の形狀に關する常數で、1.15~1.35, 平均1.25である。



第82圖 T_c と d との關係

(2) 掃流砂量と掃流力との關係 掃流力が限界値 T_c 以上になれば底質の實動が行はれ、而も掃流力大なるに従つて掃流物質の量も増大するは言を俟たない。然らば如何なる法則によつて増大するであらうか。此の問題もチュポア氏が始めて考究した所である。

掃流力 T によつて單位河幅を單位時間に掃流される流砂量を G とすれば、一般に G は T の或函數 $G=f(T)$ であるに違ひない。この函數形を定めるために、チュポア氏は次の如く考へた。水の掃流力 T は直接には河底上面に及ぶのであるが、其の影響は底面より下の土層内に傳はり一種の剪斷力

(Shearing force) を起す。而して其の力は土層内の深さに比例して減少し或る深さ z_0 に至れば T_c に等しくなり、それ以下の土層は動かぬ。河底から下 z_0 までの土層は流動するのであるが、其の流下速度は河面で最大で、下になるほど直線的に減少し z_0 で零となると見てよからう。さすれば單位河幅を單位時間に掃流される土砂の總重量 G は

$$G = \rho_1 \bar{u} \cdot z_0, \quad \text{但し } \rho_1 = \text{底質の比重}, \bar{u} = \text{土層の平均流下速度}$$

然るに \bar{u} は厚さ z_0 の土層が上面に T , 下面に $-T_c$ なる力を受けて生ずる剪斷流動速度であるから $T - T_c$ に比例すべく、又 z_0 は上面に働く掃流力 T に比例すと假定すれば

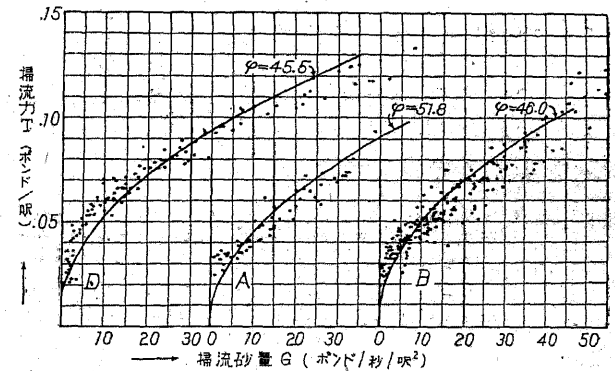
$$G = \psi \cdot T(T - T_c) \quad \psi = \text{比例常數} \quad (1.5)$$

之がチュポアの掃流砂量公式で、常數 ψ は底質により違ふから實驗により定めねばならぬ。ギルバートの模型實驗結果により G と T との相關圖を作れば第83圖の様になり、大體 (1.5) 式が當嵌まる。尙、シヨクリッチによれば均一粒徑の砂では ψ の値は

$$\psi = 8.67 \rho / (\rho_1 - \rho), \quad (1.6)$$

$\rho, \rho_1 = \text{河水及底質の比重}$

であるといふ。



第83圖 G, T の關係

然し其の後の多數の實驗によれば (1.5) 式の ψ は

種々の値になり常數としては散開が餘りに大きく、且つチュポア氏の (1.5) 式誘導法は随分勝手な假定が含まれて居るので、オブリエン氏は之に多少の改良を企てた。勿論未だ完全とは言へないが茲に紹介して置かう。

河底に働く掃流力は下層に傳はる間に、土層間の摩擦のため減少する。其の減量を河底下 z まで τ とすれば、そこには $(T - \tau)$ なる剪斷力が働いて土層のずれを起す。今河底下に於ける土層の滑動速度を u とすれば、剪斷至 du/dz と剪斷力 $T - \tau$ との間の關係は、チュポア氏の假定と違つて、實は

$$du/dz = -M(T-\tau), \quad M = \text{或係数} \quad (1.7)$$

とせねばならない。

然るに τ は其上にある土砂の重量に比例する普通の滑り摩擦であると考へ、且つ其の値は掃流されつゝある土層では勿論 T_0 よりは大きいから

$$\tau = T_0 + N z^\alpha, \quad \text{但し } N, \alpha = \text{土層の性質に関する常数} \quad (1.8)$$

と置いてよからう

次に掃流土層は或る深さ z_0 まででそれ以深は動かぬから、この深さでは

$$\left. \frac{du}{dz} \right|_{z=z_0} = 0, \quad \therefore (1.7) \text{ と } (1.8) \text{ より } z_0 = \left(\frac{T-T_0}{N} \right)^{\frac{1}{\alpha}} \quad (1.9)$$

又一方 (1.8) を (1.7) に入れて

$$\frac{du}{dz} = -M(T - T_0 - N z^\alpha)$$

$$\therefore u = -M(T - T_0)z + \frac{MN}{\alpha + 1} z^{\alpha+1} + \text{積分常数}$$

之に z_0 では $u=0$ なる条件を入れると

$$u = M(T - T_0)(z_0 - z) + \frac{MN}{\alpha + 1} (z_0^{\alpha+1} - z_0^{\alpha+1})$$

従つて掃流物質の質量は

$$\begin{aligned} G &= \rho_1 \int_0^{z_0} u dz = \rho_1 \left[M(T - T_0) \left(z_0 z - \frac{z^2}{2} \right) + \frac{MN}{\alpha + 1} \left(\frac{z^{\alpha+2}}{\alpha + 2} - z_0^{\alpha+2} z \right) \right]_0^{z_0} \\ &= \rho_1 \left[M(T - T_0) \frac{z_0^2}{2} - \frac{MN}{\alpha + 2} z_0^{\alpha+2} \right] \end{aligned}$$

z_0 を (1.9) によつて書き換へれば

$$G = \rho_1 \frac{\alpha M}{(2\alpha + 4)N^\alpha} (T - T_0)^{\frac{\alpha+2}{\alpha}} \quad (1.10)$$

故に結局之は

$$G = K(T - T_0)^b \quad (1.11)$$

の形に書ける。こゝに K 及び b は土質に関する常数で、実験から定めることにする。例へばキルバートの実験資料を以てオブリエン氏が計算したところ第62表の様な値である。但し G は lbs/sec/ft, T は lbs/ft² 単位とした。

以上は大體均一砂粒の場合であるが、底質が種々の粒徑のものの混合砂な

る場合には、各種の砂だけを單獨に掃流力 T で流がす量を $f_1(T), f_2(T) \dots f_n(T)$ とし、又砂の混合比率を $p_1:p_2:p_3:\dots:p_n$ とすれば、オブリエン氏は、混合砂の掃流量は

$$G = p_1 f_1(T) + p_2 f_2(T) + \dots + p_n f_n(T) \quad (1.12)$$

で計算し得るといふ。例へば氏の實驗數例を示すと第63表の通りである。

(3) 流砂量と河水流速又は流量との關係

以上で流砂量と掃流力との關係が定まり、而も掃流力が徑深 R と勾配 I によつて表はされることが分つた。然るに一方河水の平均流速従つて流量は亦 R 及び I によつて定まるから、結局河水の流速乃至流量と之による流砂量との關係を知ることも出来る。尤

も河水の平均流速の公式にはシェーger・バサン式ありクッター式あり、マンニング公式あり、其の選び方によつて、流速乃至流量と流砂量の關係式も其の形が違つて来る。又掃流力を媒介とせず直接に流速と流砂量とを實測して其の關係を實驗式に纏めた人もあつて、河水の流量又は流速と流砂量の關係式は益々種類が多くなつて居る。既述の中山秀三郎氏の式も其の一であるが、その他の主なるものを掲げんに、 Q, Q_s を河幅全部の、又 q, G を單位河幅につきての流水量及び流砂量とし、 V を水流速とすると

$$\text{シヨクリッチ式} \quad Q_s = (86.7/\sqrt{d}) I^{1.5} (Q - B \cdot q_c)$$

但し單位は $Q_s = \text{lbs/sec}$, 粒徑 $d = \text{in}$, 流量 $Q = \text{ft}^3/\text{sec}$, 河幅 $B = \text{ft}$

又 q_c は河幅 1ft 毎の限界流量 (ft^3/sec) で

$$q_c = 0.00582 d/I^{\frac{4}{3}}$$

$$\text{スワイズ工學試驗所式} \quad q^{\frac{2}{3}} I/d = 17 + 0.4(G^{\frac{2}{3}}/d)$$

但し $q = \text{kg/sec/m}$, $d = \text{m}$, $G = \text{kg/sec/in}$,

$$\text{ストラウプ式} \quad G = \psi [I^{1.4}/C^{1.2}] q^{\frac{3}{5}} [q^{\frac{3}{5}} - q_c^{\frac{3}{5}}]$$

第62表 掃流諸常数

砂種	平均粒徑 (ft)	K	b	$\alpha = \frac{2}{b-1}$
A	0.0010	0.116	1.3	6.7
B	0.0017	0.105	1.4	5.0

第63表 混合砂流量

混合比		流砂量 G (lbs/sec/ft)	
C砂	E砂	實測	計算
48%	52%	0.6248	0.6448
31	69	0.2827	0.2696
19	81	0.5695	0.4739

但し ψ は底質に関する常數、 C は流速公式を $V=CR^{\frac{2}{3}}I^{\frac{1}{2}}$ としたる場合の C である。ストラウブ氏は之を流速 V 、限界流速 V_0 、限界勾配 I_0 等を以て變形し

$$G=\psi \cdot [I^{\frac{1}{2}}/C^3] V^{\frac{5}{2}} [V^{\frac{5}{2}}-V_0^{\frac{5}{2}}], \quad G=\psi \cdot q^{1.2} C^{-1.2} I^{0.7} [I^{0.7}-I_0^{0.7}]$$

$$G=\psi \cdot q^{-\frac{2}{3}} C^{-4} V^{\frac{7}{3}} [V^{\frac{7}{3}}-V_0^{\frac{7}{3}}], \quad G=\psi \cdot C^{-4} d^{-\frac{2}{3}} V^2 [V^2-V_0^2]$$

等の諸形を提出した。

マックドウガル (C. H. MACDOUGALL) 氏は模型実験により

$$G=\psi \cdot I^b (Iq-Iq_0) \quad \text{但し } \psi, b=\text{常數}$$

又 O'BRIEN 氏がコロンビア河に就て実験した結果は、 G と $VR^{\frac{1}{2}}$ と一定の関係を認め得るばかりで、前諸式に入れても殆んど纏らないといふ。

何れにしても、斯様に多數の公式が提出されるといふことは、何れも略近値を興ふるにすぎずして、萬人の容認を得るほど精確なものでない證據であつて、今日のところ掃流量問題は充分完成して居ないと言はざるを得ぬ。切に將來の研究を俟つ次第である。

1.5 浮流物質 粒の極く小さい泥や砂が水より重いにも拘らず河中に浮くのは、河流が渦動や昇降流をも含んだ亂流だからである。されば亂流状態が甚だしい程、多量の浮泥を運び得るのは云ふまでもない。而して其の亂流状態は流速が大なるほど烈しくなるものである。それで一旦水中に浮んだものでも、比較的粗粒の土砂は、水流が緩かになると河底に沈んで暫く止まり、次の出水で水勢が急になればまた浮流し、川の上流から海に入るまでには何回となく浮いては沈み沈みでは浮きして下つて行くものである。

浮いた細粒が獨りてに靜水中を沈降する速さ (w) は後に詳論するが、粒径 0.15 mm 以下のものでは、ストークス氏の法則に依り

$$w=\frac{2}{9} \frac{\rho-\rho_0}{\mu} g \cdot r^2$$

で與へられる。茲に ρ 及び r は粒の密度と半径、 ρ_0 と μ は水の比重及び粘性係數で、 g は重力加速度である。例へば比重 2、直径千分の 1 cm なる石粉は、沈下速度毎秒 0.019 cm となるから、10 m の深さに沈むに 14 時間餘でよいが、直径を一萬分の 1 cm にもすると、59.5 日を要する計算になる。更に小

さい膠狀質粘土で濁つた濁水などは、6 年間も薄い濁りがとれない例などをフリーワー氏が實驗報告して居る。かような微細粒になると、一度浮んだ以上其のまゝ一氣に海まで来てしまふ。それでも海に來ると、流れもやむし、鹽水の沈澱促進作用もあるので遂には沈澱させられる。



第 84 圖 氷で運ばれる大石塊

大きな石礫でも、川によると氷の助けを藉りて浮流することがある。即ち嚴冬結氷する川では、岸崩れなどで氷の中に張り込められた石礫が、春季の氷面の破壊と共に氷塊に送られて餘程下流まで行き、氷の融ける處で沈下する。第 84 圖はアラスカのユーコン河に於けるかやうな氷と石の大堆積の實景である。只の流速のみでは到底運び得ない大石塊がこの方法では易々と運び去られる。尙ほ河によると、錨氷 (Anchor Ice) といつて河岸や底のとび出た石塊にはその蔭の比較的靜かな水が凍りついて浮力を増し、石塊が持ち上げられ、或は轉流し甚だしきは浮流するに至ることもあるといふ。

扱て然らば水より軽い粒が非常に小さくさへあれば、如何程多量でも河水が浮かして運び得るかといふに、決してさうではない。河水の浮泥運搬力にも矢張り夫々其の流速、水量等によつて一定の限度がある。それ以上はどんな細泥でも持ち切れない。實際の川では、浮流物質の量は、河水の流勢及び水量の外、流域の地質、水原の事情等々によつて左右されるから、川により又同じ川でも洪水時と渇水時とで著しい懸隔がある。花崗岩などの逆發岩地方の川は砂礫が多く懸濁物質は比較的少い。之に反して片狀岩などの地方は砂礫が少く細泥が多くて濁る。特に長い間黄土や粘土層を流れて來た川は非常な濁りである。アメリカ合衆國のミズリヤミシシッピー下流も四時濁つて居るが、支那の黄河や白河は古往今來常に泥土で混和し、黄

褐色にまでなつて居る。揚子江は稍よ之に劣るも尙ほ黄濁して居る。昔から黄河には、「水一石に泥八斗」などと言つて居るが、近時の精密な測定によつても洪水時には實に驚くべき浮泥量で、民國18年(1929)の大洪水では河水1l中50gにも達した。然し平時に在つては勿論それほど大量ではなく、著者が昭和五年四月採水して測つて見ると、水1l中に

黄河………2.69g 揚子江………2.05g

の泥量であつた。之でも随分多量の泥砂である。例へば世界中の濁りの強い川に就いてバップ(G. BABB)氏が掲げた例をとると、水1l中の泥量が1年平均で次表の通りであつて、黄河、揚子江の濁り方が想像される。

第64表 歐米諸川の濁度

川名	リオ・グランド	ボ -	ミシシッピ	ローヌ	ナイル	ダニエニエ	ドナウ
浮泥量 水1立中互敷	3.44	1.11	0.667	0.564	0.499	0.347	0.330

又、水源に就いても湖水から出る川例へばセントローレンス河や宇治川、セネバ湖から出たてのローヌ河などは濁りが甚だしい。之に反して氷河から出る川は大抵常に濁流である。これ氷河が山間を降る間にとり込んだ多量の土砂石礫を融解と共に放出するからである。

尙ほ泥量は同じ川では水量、従つて季節によつて違ふ。下にペンク氏の擧げた例を抜萃して置く。但し黄河の分は華北水利委員会による。

第65表 浮泥量年変化(水1l中のg数)

月	河	ミシシッピ	エルベ	セ - ヌ	ローヌ (リオン附近)	ドナウ	ナイル	黄河(陝縣)
I		0.576	0.022	0.018	0.025	0.015	0.167	3.5
II		.625	.005	.010	.081	.110	.126	5.3
III		.681	.038	.027	.055	.301	.053	11.6
IV		.382	.035	.007	.052	.100	.066	10.3
V		.309	.030	.008	.073	.099	.047	8.6
VI		.975	.042	.008	.097	.236	.069	20.3
VII		.860	.042	.005	.135	.256	.178	29.3
VIII		1.059	.040	.004	.122	.151	1.492	76.6
IX		0.666	.033	.006	.052	.050	0.543	30.8
X		.241	.020	.004	.123	.038	.378	25.1
XI		.230	.014	.046	.062	-	.244	13.9
XII		.385	.052	.049	.018	.021	.289	7.5

かういふ様に一方で水と浮泥との割合を一年間通じて測り、他方に其の水量を知れば河が一年に運ぶ浮泥全量をも算出し得る。次表は下流でかやうな測定の出來た數例である。

第66表 世界諸川の浮泥年量

河	黄河	ミシシッピ	揚子江	ボ -	ラブラダ	ナイル	ドナウ	ローヌ	ガンヂス	ウグエイ
浮泥年量 (億噸)	6.72	3.04	2.58	0.67	0.63	0.52	0.50	0.36	0.26	0.15

我國の學者の浮泥量調査には先づ岡崎文吉氏の論文がある。滿洲遼河(Liao River)の濁水を1925 IV月より1926-III月まで根氣よく採水乾燥して水量に對するSiltの%を調べた。試料數6238に及んだ。其の結果の一二を略述すると、Tang-chiawopuの上での泥量月別變化は第67表の如くで、一般に下層程浮泥量も多くなる傾向がある。此の外7ヶ所で同様の調査をしたが、其の結果下流點 Sanchia-hoでは餘程浮泥量が減るので、其の間に泥土が漸次沈澱しつつある事を明かにし、改修工事に極めて重視すべきことを述べて居る。尙ほ濁度が一日中の時刻によつて第85圖の如く潮位と共に變化し、満潮のとき小で干潮のときに多い傾向が見える。

第67表 遼河浮泥の年變化

月	1925 IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	1925 I	II	III	平均	
泥量 %	表層	.499	.352	.558	.637	.606	.232	.165	.088	.034	.021	.005	.006	.267
	中層	.472	.366	.585	.681	.629	.234	.168	.090	.030	.019	.005	.010	.274
	底層	.465	.353	.622	.669	.680	.237	.159	.102	.017	.009	.003	.018	.273
	全層	.466	.359	.599	.674	.639	.234	.164	.093	.027	.016	.004	.001	.274

又、村上政嗣氏は木津川の懸濁物質及び溶解物質の測定を行ひ、懸濁物質は雨量及び其の強度に比例し、溶解物質は蒸發量に比例し夏季最大なること、低水位のときは懸濁物質と溶解物質が逆比の関係あること等を示した。後更に淀川に就いても類似の研究をして居る。

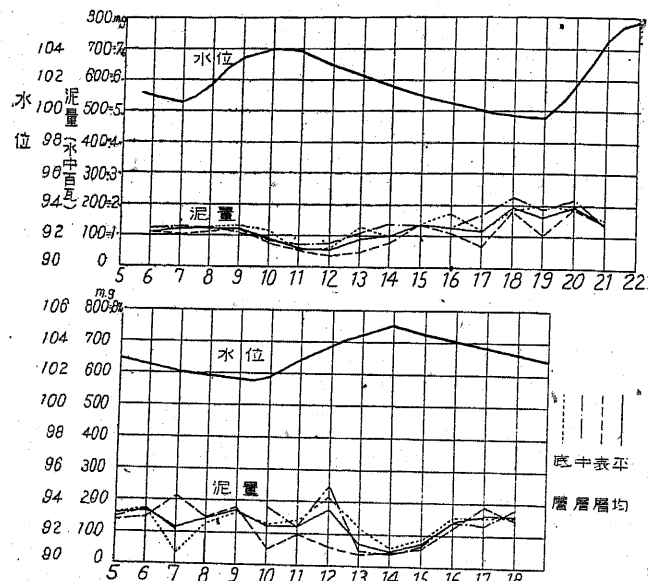
浮泥は海に入ると、流速の減少による爲めもあるがそれよりも鹽分の作用によつて一層速かに沈澱する。此の事實は随分古くより知られ、サイデル

(SIDELL)氏は既に1837年に、ミシシッピー河の濁水を酌んで其のまま放置すれば完全に沈澱が終るのに數日を要するに拘らず、夫れに少量の鹽分を加へると數時間内に清澄となることを知つた。然し其の定量的精細な研究はこれまで餘り行はれて居なかつたので、野滿、

竹上藤七郎兩名は濁水の海鹽による沈澱促進實驗を行ひ、海鹽中の各イオン、其の濃度及び最初の泥量によつて如何に沈澱速度が變るかを研究し、鹽分の濃度は100-200分の1 Normalを界として沈澱速度が急變をすること、最初の濁度が濃厚なほど却つて清澄となる迄の時間が短いことなど興味ある事實を認めた。又海鹽が細泥の沈澱を促進するのは、淡水中に於ける細泥は負の電氣を帯びて居るから衝突しても互に反撥して一所に凝固しないが、海水に入ると其の陰電氣がNa⁺, Mg⁺⁺, Ca⁺⁺, K⁺等の陽イオンによつて中和され、衝突さへすれば互に凝固集團して大粒子となり容易に沈澱すること、並に其の沈澱促進効果はNa⁺, Mg⁺⁺, Ca⁺⁺が略ぼ同一でK⁺は稍々弱いこと等も明かになつた。最初の濁りがひどいものほど海鹽に遭遇すれば迅速に沈澱し終るのも、畢竟濁りの少い場合よりも細粒子が衝突して遙かに大きな團粒になり易いからである。

1.6 浮流物質の垂直分布と其の理論 先づ實際の垂直分布を述べて然る後、其の理由を説明しよう。

(1) 垂直分布の實際 河川に於ける浮流物質の垂直分布に就ては、前記岡



第85圖 遼河の浮泥の日變化

崎文吉氏の論文にも多少の調査はあるが、未だ其の法則を云々するに足る程の材料はなかつた。然るに米國のストラウブ(L. G. STRAUB)氏のミズリー河に於ける1930年1月8日の調査は第86圖に示す如くで、頗る示唆に富むものがある。各深度の浮流物質を採つて篩分けし粗砂より細泥までの各種別につき垂直分布を圖示してあるが、粗粒の砂は表層には極めて少く主として底層に集まつて居るのに、粒が小さくなるにつれ表層と底層との濃度の差が減じ、粒徑1/16 耗以下の浮泥 (Silt) 或は粘土とも云ふべき細粒は上下殆んど均一分布に近くなるのである。而して全水深に亙る浮流物質全體の平均濃度 s は、表面から水深 h の2/10と8/10の處の濃度を $s_{0.2h}$, $s_{0.8h}$ にて表はせば、ミズリー河では大體

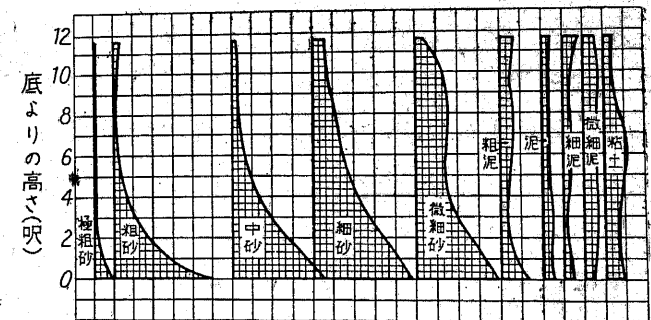
$$s = \frac{5}{8} s_{0.2h} + \frac{3}{8} s_{0.8h}$$

なる關係があり、従つて河水の流量 Q によつて單位時間に運ばれる全浮流物質質量 S は

$$S = sQ = \left(\frac{5}{8} s_{0.2h} + \frac{3}{8} s_{0.8h} \right) Q$$

にて表はされることを見出した。

尙、 s は勿論亂流の程度従つて流速延いては流量の増加に伴ひ増大すべき性質のものであるから、 S は Q の一次に比例するよりは一層高次の關係を持つわけである。



第86圖 ミズリー河泥砂の垂直分布

故にストラウブ氏はミズリー河の永年觀測資料を利用し、 S (噸/秒) と Q (呎³/秒)との關係を求め、次の實驗式を得た。

$$S = 30.4 \times 10^{-11} Q^{2.16}$$

速水頌一郎博士も揚子江で昭和8年5月と6月に二回浮流物質の垂直分布

を測定し第68表の結果を得た。揚子江の浮流物は殆んど皆粒径0.05 cm以下であるから別に篩分けはしていないが、下層ほど浮泥が多い。

第68表 揚子江浮泥の垂直分布

深度 (m)	浮泥量(g/m ³)		深度 (m)	浮泥量(g/m ³)		深度 (m)	浮泥量(g/m ³)		深度 (m)	浮泥量(g/m ³)	
	1933 V月	VI月		1933 V月	VI月		1933 V月	VI月		1933 V月	VI月
1	168	236	6	763	367	11	862	428	16	1094	
2	647	217	7	742	—	12	917	470	17	1060	
3	576	261	8	801	430	13	878	446	18	1014	
4	681	349	9	872	438	14	989		19	1139	
5	682	341	10	—	—	15	1039		20	1091	

著者も學生、輕部末藏、川口武雄兩君と共に阿蘇黒川の浮泥砂分布を實測し、第86圖類似の垂直分布を得、更に横断面全體に亙る分布をも明かにした。

(2) 砂泥の静水中に於ける沈降速度 以上の様な浮流物質の垂直分布をなすのは然るべき理由があるのであるが、其の理論を立てるには豫め静水中ならば如何なる速度で沈降すべきものなるかを知つて置く必要がある。

普通の速度では流體の抵抗が速度の二乗に比例するから、流體內の落體の終局速度は、同形同質の物體なら、粒径の $\frac{1}{2}$ 乗に比例することになる。これをニュートンの落體法則といふ。然るに速度が極めて小なる場合の流體の抵抗は全くその粘性に左右せられ、従つて微細粒子の沈降速度は粒径の二乗に比例し、既述のストークス法則が成立つのである。

然らば其の間はどうかといふに、アレン (H. S. ALLEN) 氏によると、或限界直径 $d_c (=0.017 \text{ cm})$ 以下ではストークス法則に従ふが、其以上の粒径 d では實驗上沈降速度 w_0 は c.g.s. 単位を用ふれば

$$w_0 = \frac{1}{4} \left(\frac{\rho_1 - \rho}{\rho} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{1}{\nu} \right)^{\frac{1}{3}} \left(d - \frac{2}{5} d_c \right)$$

の如く、粒径に比例して増加するといふ。然しそれがニュートン法則に移る限界に就いては論及して居ない。

粒径の大小如何によつて沈降速度が斯様に其の法則を變化するのは、要す

るに流體の抵抗法則が粒の大小従つて其の沈降のための擾亂度に依つて變るからである。そこで鶴見一之博士はウィーゼルスベルゲル (C. WIESELSBERGER) 氏の豊富なる流體抵抗實驗結果を基として、微細なる粒子より粗粒の砂礫に至るまでの沈降速度公式を誘導し、且つ自分でも多數の實驗を行つて檢證した。其の方法は次の通りである。

體積 B 、密度 ρ_1 なる粒子が密度 ρ の静水中を速度 w にて沈降するときの運動方程式は抵抗を W とすると

$$B\rho_1 \frac{dw}{dt} = B(\rho_1 - \rho)g - W$$

ところで、砂泥の様な微粒子は殆んど瞬間的(百分の一秒程度)にて所謂終局速度に達し以後は一定の速さで沈降するから、實用上は其の終局速度を知ればよい。而して終局速度に達した場合には $\frac{dw}{dt} = 0$ であるから前式は

$$B(\rho_1 - \rho)g = W \quad (1.14)$$

然るに流體の抵抗 W は一般に

$$W = k\rho Fw^2 \quad (1.15)$$

の形に表はされる。茲に F は粒子の抵抗を受くる平面積、 k は粒径 d 、速度 w 、動粘性係数 ν 等に関する係数である。流體抵抗の研究は畢竟この k を定むるにあるが、之は所謂レーノルド數 $R \equiv \frac{wd}{\nu}$ の或る函數と見られ、

$$k = cf(R), \quad \text{但し} \quad R \equiv \frac{wd}{\nu} \quad (1.16)$$

と置き函數形 f を實驗にて定めることとする。其の決定は後廻はしとして、兎も角 $f(R)$ が分つたとすると、球狀粒子ならば

$$B = \frac{\pi}{6} d^3, \quad F = \frac{\pi}{4} d^2$$

であるから、終局沈降速度 w_0 は (1.15) (1.16) を (1.14) 式に代入して

$$w_0 = \left[\frac{2}{3c} \frac{\rho_1 - \rho}{\rho} g \right]^{\frac{1}{2}} \left(\frac{1}{f(R)} \right)^{\frac{1}{2}} d^{\frac{3}{2}} \quad (1.17)$$

ストークスやアレン及びニュートンの沈降速度式を此の式と對照すれば

$$k = cf(R) = cR^n \quad (1.16')$$

と置いて、 n を夫々 $-1, -0.5, 0$ とした場合に相當する。又カルマン (TH. V. KÁRMÁN) 氏が平板につき實驗した結果は $n = -0.2$ を得たから、若し同様の關係が球狀粒子にも成立するとせば、沈降速度は $w_0 \propto d^{0.667}$ となる筈である。要するに (1.16') の指數 n は粒の大きさによつて次の四つの場合があるらしい。

研究者	Stokes	Allen	Kármán	Newton
n	-1	-0.5	-0.2	0

尙ほウィゼルスベルゲル (C. WIESELSBERGER) は非常に廣汎圍に互る粒徑につき實驗して、 k と R との關係圖を作り函數 $f(R)$ を圖示して居る。それを利用して鶴見博士は前記四つの場合が夫れぞれ R の或る範圍毎に成立することを明かにし、其の各區に對する (1.16') 式の常數 c と n を定めて、(1.17) に代入し次の結果を得た。

$$\left. \begin{aligned}
 R < 4.5 & \quad w_0 = \left(\frac{2}{3 \times 10} \frac{\rho_1 - \rho}{\rho} g \right)^{1.0} \nu^{-1.0} d^2 & \text{ストークス法則} \\
 R = 4.5 \sim 300 & \quad w_0 = \left(\frac{2}{3 \times 5} \frac{\rho_1 - \rho}{\rho} g \right)^{0.667} \nu^{-0.555} d & \text{アレン法則} \\
 R = 300 \sim 3200 & \quad w_0 = \left(\frac{2}{3 \times 1} \frac{\rho_1 - \rho}{\rho} g \right)^{0.555} \nu^{-0.111} d^{0.667} & \text{カルマン法則} \\
 3200 < R < 10000 & \quad w_0 = \left(\frac{2}{3 \times 0.2} \frac{\rho_1 - \rho}{\rho} g \right)^{0.5} d^{0.5} & \text{ニュートン法則}
 \end{aligned} \right\} (1.18)$$

尙ほ速水博士は c.g.s. 單位にて $\rho_1 = 2.64, \rho = 1, g = 980, \nu = 0.00897$ (25°C の動粘性係數) とし、上式を下の如く實用に便利な形に變形した。

$$\left. \begin{aligned}
 w_0 (\text{cm/s}) &= 11940 d^2 & d < 0.015 \text{ cm} \\
 &= 171.5 d & 0.015 \text{ cm} < d < 0.11 \text{ cm} \\
 &= 81.4 d^{0.667} & 0.11 \text{ cm} < d < 0.58 \text{ cm} \\
 &= 78.2 d^{0.5} & d > 0.58 \text{ cm}
 \end{aligned} \right\} (1.18')$$

但し水溫が變れば多少變化する。例へば四區の限界粒徑は 5°C の水中では次表の通りになる。

以上砂泥の沈降速度が分つたから、之にアウスタウシの作用を關聯せしめて、浮游物質の垂直分布を論ずることが出来る。

水 温	第一限界徑	第二限界徑	第三限界徑
5°C	0.021 cm	0.14 cm	1.10 cm

(3) 濁りが深さのみに關する場合の砂泥垂直分布 流水中に於ても浮游砂泥は其の粒徑に應じ絶えず前記の沈降速度で沈下せんとし、従つて漸次上層は濁りが減じ下層は上層よりも濃厚となる傾向がある。而して水流が所謂層流状態にあるならば砂泥は厭くまでも靜水中と同様に沈降を續くべきであるが、實際の河流は亂流であるから、其の交換作用によつて砂泥を濃度の大なる所から小なる所に移さんとする傾向をも生ずるのである。故に現實の砂泥移動は一方では重力による沈降と他方では亂流による交換作用とが逆に働き其の差によつて左右される。

先づ河の浮游物質が深さでは變つて居るが河の流向と横の方向には殆んど差のない場合から始めるとして、河底より任意の高さ z の處に厚さ δz 、端面積 1 なる薄層を考へ、この中の砂泥出入を考へよう。高さ z に於ける砂泥の濃度即ち單位體積毎の砂泥質量を m とし、 z と時間 t のみの函數とする。同一徑の砂泥に就ては、其の固有な沈降速度 w_0 によつて單位時間に此の薄層に入り來る砂泥量は下面より $-w_0 m$ 、上面より $w_0 \left(m + \frac{\partial m}{\partial z} \delta z \right)$ 、差引き $w_0 \frac{\partial m}{\partial z} \delta z$ である。又亂流の交換作用によつては、交換係數を η とすれば、下面より $-\eta \frac{\partial m}{\partial z}$ 、上面より $\eta \frac{\partial m}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left(\eta \frac{\partial m}{\partial z} \right) \delta z$ 、差引き $\frac{\partial}{\partial z} \left(\eta \frac{\partial m}{\partial z} \right) \delta z$ が入つて來る。

以上の兩作用によつて δz 内に入り來る總量は結局單位時間に其の中の砂泥が増した量 $\frac{\partial m}{\partial t} \delta z$ となる筈であるから

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial m}{\partial t} \delta z &= \frac{\partial}{\partial z} \left(\eta \frac{\partial m}{\partial z} \right) \delta z + w_0 \frac{\partial m}{\partial z} \delta z \\
 \therefore \frac{\partial m}{\partial t} &= \frac{\partial}{\partial z} \left(\eta \frac{\partial m}{\partial z} \right) + w_0 \frac{\partial m}{\partial z} \quad (1.19)
 \end{aligned}$$

となる。之が砂泥濃度分布問題の基本方程式である。

特に定常状態となつて砂泥濃度が時間的には變らない場合には $\frac{\partial m}{\partial t} = 0$

であるから

$$\frac{d}{dz} \left(\eta \frac{dm}{dz} \right) = -w_0 \frac{dm}{dz} \tag{1.20}$$

此の式はオブリエン氏が初て導いた定常状態の砂泥分布基本式である。

(1.20) 式は一回積分すると

$$w_0 m = -\eta \frac{dm}{dz} + \text{Const.} \tag{1.21}$$

オブリエン氏は「 $m=0$ の所は $\frac{dm}{dz}=0$ なり」との假定を置いて、積分常数を 0 とし

$$w_0 m = -\eta \frac{dm}{dz} \tag{1.21'}$$

とした。クリスチャンゼン (J. E. CHRISTIANSEN) 氏は η が深さによつて變り z のみの函数なる場合に (1.21') 式を解き

$$m = m_0 e^{-\int_0^z \frac{w_0}{\eta} dz} \tag{1.22}$$

とし、特に η が常數なる場合には

$$m = m_0 e^{-\frac{w_0}{\eta} z} \tag{1.23}$$

とした。 m_0 は $z=0$ での m の値である。何れも w_0 従つて粒徑の大なるほど e の指數が大で従つて濁り m は河底から上になれば急減し、反對に粒徑の微小なるものは上下濃度の差が少く均一分布に近くなることを示す。

(1.23) 式はハースト (H. E. HURST) 氏が圓筒内に濁水を入れ上下一様に攪拌して細砂の分布を實驗した結果と一致し、又其の場合の理論をガス分子飛動説に準じ、細砂による壓力を其の擾亂速度の自乗平均 \bar{w}^2 に比例すとして作つた式

$$m = m_0 e^{-\frac{3g(\rho_1 - \rho)z}{\rho w^2}}, \quad \rho, \rho_1 = \text{水と砂の密度}$$

と同形である。尚ほリチャードソン (E. G. RICHARDSON) 氏が河の模型實驗で得た泥砂の分布も略ぼ z の指數函数となり、(1.23) の檢證とすることが出来る。

然し (1.23) 式の誘導に當つて「 $m=0$ のとき $\frac{dm}{dz}=0$ 」なる假定を用ゐたことは私から見ると單なる憶斷に過ぎない。幸にしてそれが當つたまでで

ある。なぜなら、川が無限に深いときは成る程 $m=0$ の點もあるか知れぬが、實際の有限深度では濁りがある以上 $m=0$ の點はないからである。串見によれば之は寧ろ「河面では泥の上昇は出来ない」といふ絶対に合理的な條件

$$\text{河面 } (z=h) \quad \text{では} \quad -\eta \frac{dm}{dz} - w_0 m = 0 \tag{1.24}$$

を用ふべきである。此の條件で (1.21) 式の積分常數は 0 となり、(1.23) 或は (1.22) を得るのである。

序ながら膠狀粒子の様な微粒子は静水中でもブラウン運動をして居るから、矢張り (1.23) 式同様の分布をするわけで、既にアインシュタイン (Einstein) が分布式を作りペリン (Perrin) が其れを實驗で確め、又ナッチング (Nutting) は一層簡単な方法で類似の式を導いて居る。

η が一定でない場合に就て、速水博士はクレイの粘性係數分布式

$$\eta = \alpha(z+\beta)(h-z), \quad \text{及び表面條件 } z=h \text{ で } m=0$$

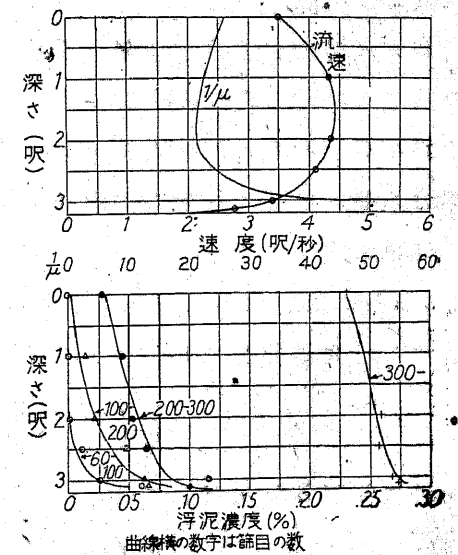
が成立つとの假定の下に (1.20) を解いて

$$m = m_0 \left\{ \frac{\beta(h-z)}{h(z+\beta)} \right\}^{\frac{w_0}{\alpha(h+\beta)}} \tag{1.25}$$

を得て居るが、之も實は表面條件として (1.24) を用ふべきである。かゝる η なら必然的に (1.25) が得られ、 $|m|_{z=h}=0$ は其の當然な歸結である。然しそれでは如何なる粒の泥でも河面は常に澄んで居ねばならぬことになり事實に反するから、クレイの η 分布式は表面附近ではよくないことが分る。

でも表面から 3 m 以下の處ではストラウブのミズリ河に於ける中砂と細砂分布も速水博士の揚子江泥量分布も、(1.23) 同様 (1.25) 式によく適合することを示した。

尚かゝる特殊の η を假定しても一



第 87 圖 流速分布より μ 及び浮泥の推定

般の川には適用出来ぬから、クリスチャンゼンは寧ろ實測の流速分布から既述の方法により $\mu = \rho\eta$ の垂直分布を決定し、それによつて $\int_0^z \frac{\rho w_0}{\mu} dz$ を積算し、(1.22)に代入して m の分布を定めた。最も實際的な良法である。第87圖は氏が此の方法を或運河に於けるバックレ氏の流速分布と泥量分布實測値に適用して計算と實測との對照を試みたものである。よく一致して居るといはねばならぬ。又コロラド河やナイルでも同様にして理論と實測との一致を示して居る。

又逆に或川の浮泥分布を實測し (m, z) 圖を得たらば、それより各深度の $\frac{dm}{dz}$ を求め m と共に (1.21') 式に代入し

$$\eta = \frac{w_0 m}{dm/dz} \quad (1.21'')$$

で η の分布を定めるに利用することも出来る。かくして浮泥分布から得た η と流速分布から得た μ とが果して一致するや否やを試みるのも交換作用の檢證として學問上興味あることといはねばならぬ。

(4) 浮泥量が水平方向にも變る場合の理論 次に浮游物質の濃度 m が z のみならず河流の方向 x 、側方 y によつても變つて居る場合の分布法則を考へよう。

m が x 方向にも變つて居る場合の基本微分方程式は速水博士が初めて之を論じた。尤も氏の誘導法には極めて僅かながら不備の點があるので、茲には多少説明を變へ、且つ更に河流に y 方向の側流、 z 方向に上下流の存在する點にも使へる最も一般な基本式を作ることとする。

河中の或一點 (x, y, z) に於て河流の平均速度を u 、側流を v 、上昇流を w とし、 $\delta x \delta y \delta z$ なる微小六面體の固定空間を考へ、此の中に流入する泥砂量を計算する。先づ前後の $\delta y \delta z$ 面より出入する泥砂量の差は

$$\left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\mu_1}{\rho} \frac{\partial m}{\partial x} \right) \delta x - \frac{\partial (um)}{\partial x} \delta x \right\} \delta y \delta z$$

同様に側面 $\delta z \delta x$ に對しては

$$\left\{ \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\mu_2}{\rho} \frac{\partial m}{\partial y} \right) \delta y - \frac{\partial (vm)}{\partial y} \delta y \right\} \delta z \delta x$$

又上下 $\delta x \delta y$ よりは

$$\left\{ \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\mu_3}{\rho} \frac{\partial m}{\partial z} \right) \delta z - \frac{\partial (wm)}{\partial z} \delta z + w_0 \frac{\partial m}{\partial z} \delta z \right\} \delta x \delta y$$

これ等の合計は其の中の泥量増加

$$\frac{\partial m}{\partial t} \delta x \delta y \delta z$$

に等しい譯であるから、

$$\frac{\partial m}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\mu_1}{\rho} \frac{\partial m}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\mu_2}{\rho} \frac{\partial m}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\mu_3}{\rho} \frac{\partial m}{\partial z} \right) - \frac{\partial (um)}{\partial x} - \frac{\partial (vm)}{\partial y} - \frac{\partial (wm)}{\partial z} + w_0 \frac{\partial m}{\partial z} \quad (1.26)$$

之が求むる所の基本式である。茲に三軸方向の交換係数が同じでなく夫々 μ_1, μ_2, μ_3 であるとした。此の式を簡単に表示するため、今若し

$$M_x = \frac{\mu_1}{\rho} \frac{\partial m}{\partial x}, \quad M_y = \frac{\mu_2}{\rho} \frac{\partial m}{\partial y}, \quad M_z = \frac{\mu_3}{\rho} \frac{\partial m}{\partial z}$$

なる分素を有するベクトル M 及び μ_1, μ_2, μ_3 を分素とするベクトル μ を考へ、且つ合成流速をベクトル v で表はせば、(1.26) 式は

$$\frac{\partial m}{\partial t} = \text{div } M - \text{div}(mv) + w_0 \frac{\partial m}{\partial z}$$

但し

$$M = [\eta \cdot \text{grad } m] = [\eta] |\text{grad } m| \cos(\eta, \text{grad } m), \quad (1.26')$$

$$\eta = \frac{\mu}{\rho}$$

とも書ける。

此の式を一般的に解くことは到底出来ぬが、其の若干項を残した特別の場合でも實用上乃至學術上重要なことが少くない。前項に述べた場合も其の一つであるが、速水氏が取扱つた「河流は河道方向のみに一定速度 u で流れ、濁度 m は側方には變化なく、且つ定常状態の場合」も其の例である。かかる場合には (1.26) 式は次の様に略し得る。

$$u \frac{\partial m}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\eta \frac{\partial m}{\partial z} \right) + w_0 \frac{\partial m}{\partial z} \quad (1.26'')$$

こゝに $\frac{\partial m}{\partial x}$ は $\frac{\partial m}{\partial z}$ に比すれば一般に甚だ小さいから、 $\frac{\partial}{\partial z} \left(\eta \frac{\partial m}{\partial z} \right)$ はすてた。然し u は一般に w_0 に比しては遙かに大きいから $u \left(\frac{\partial m}{\partial x} \right)$ は省略出来ない。

速水博士は限界條件として

$$[m]_{z=0}=0, [m]_{z=0}=m_1, [m]_{z=\infty}=0 \quad (1.27)$$

と置き無限に深い川を考えた。従つて水面条件は幸にも(1.24)と調和するが實用價值は大に減ずる。蓋し普通の川は濁りが間も無く水面まで到達する程に浅いからである。依て氏の解を紹介することは略し、浅い河での解を後節洗掘理論の場合に改めて論ずることとする。

1.7 浮流物質運搬量の理論 或河が如何程の浮流砂泥を流して居る

かを計算する方法として、今のところ次の二方法がある。

(1) 含砂率と流量とによる法 河川の或る断面Aに於て精密な含砂率測定を實行するか、若くは實測は適當な若干數に止めそれに前項の砂泥分布理論を適用して、全断面に亙る含砂率mの分布を知り、之に各部の流速を乗じて積算し、單位時間毎の浮流砂泥量Sを定める。即ち

$$S = \int_A m v dA$$

之は最も精確な方法に違ひないが、流速の分布は分つて居ずに水位などから全流量Qだけが知れる場合が多い。斯かる場合には止むを得ず全断面に亙る含砂率mの平均値 \bar{m} を先きに求め、之に流量Qを乗じ

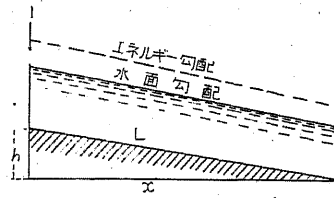
$$S = \bar{m} \cdot Q$$

を以て略近値とする。

序ながら含砂量mは水量Qと何か直接の關係なきかを調べた人もあるが、同じ川で同じQでも日により季節によりmが大いに違ふこともあり、mは到底Qだけの函數では表はし得ない様である。

(2) 濁流水のエネルギーを基礎とする法 流砂量の問題は又一方ではエネルギー法則によつて解決せんとする機運が最近頃に盛んとなつて來た。而して河水エネルギーの本源は勿論位置のエネルギーにあつて、質量mの河水が高距hを流下する際にはmghなる位置のエネルギーを費し、それが運動エネルギーともなるし、浸蝕のエネルギーをも供給するのである。

i). ルベイ氏理論 米國のルベイ (W. W. RUBBY) 氏は第88圖の如く水面勾配Iなる等流河川で長さLを距つる二断面を考へる。單位時間に上流断面を通過した水が下流断面を通過する迄に於て



第88圖 水面勾配とエネルギー勾配

- E=位置のエネルギー減少
- K=運動エネルギー減少
- F=河底摩擦によるエネルギー消耗
- D=其の間砂泥の浮游を保持するに要するエネルギー消耗

とすれば、エネルギー不減則より當然

$$E+K=F+D \quad (1.28)$$

であるから、それ等の各項を計算するのである。

先づ位置のエネルギー減少Eを求むる爲

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_w, \rho_s, \rho_f = \text{水, 浮泥, 及び兩者を含めた濁水の比重} \\ A_w, A_s, A_f = \text{同上垂直断面積} \quad \therefore A_f = A_w + A_s \\ v = \text{流速(厳密に云へば浮泥と水との速度は違ふ瞬間もあるが、實用上は同速度と見てよい)} \end{array} \right.$$

なる記號を用ふれば、單位時間に運ばれる水、浮泥、濁水全體の質量は、

$$W = \rho_w A_w v = \text{流水だけの質量}$$

$$S = \rho_s A_s v = \text{砂泥だけの質量}$$

$$\rho_f Q = \rho_f A_f v = \text{濁水全體の質量, 但し } Q = A_f v = \text{河水流量}$$

之が上流點から下流點まで距離L高距hだけ流下するのであるから、

$$E = \rho_f Q g h = g \rho_f A_f v L I$$

次に濁流水の運動エネルギー減少は

$$K = \frac{1}{2} \rho_f Q v^2 - \frac{1}{2} \rho_f' Q' v'^2 \quad (\text{但しダッシュは下流點の値})$$

であるが、均一断面の河川では水量は勿論流速も不變であり且つ平衡状態にある浮泥も増減(堆積も洗掘もないから)がないから ρ_f も不變である。故に

$$K=0$$

次に摩擦損耗Fは、河の潤周をP、其の摩擦係数をkとし單位面積の摩擦力を例によつて $k \rho_f v^2$ とすれば、單位時間に流下する濁水の潤面積はPvであるからそれがLだけ動く間に

$$F = P v \cdot k \rho_f v^2 \cdot L = P L \cdot k \rho_f v^3$$

最後に浮游砂泥を保持するに要する仕事Dは、砂泥がLの距離浮流する

時間 L/v の間に沈降速度 w_0 で落下すべき高さ w_0L/v だけを亂流によつて再び持ち上げ、元の位置に戻す仕事と見てよい。尤も水中で砂泥を持ち上げるに要する力は砂泥の重さから水の浮力を引いた差でよいから

$$D = S \frac{(\rho_s - \rho_f)g}{\rho_s} \times w_0 \frac{L}{v} = A_s (\rho_s - \rho_f) g w_0 L$$

以上の各値を (1.28) に代入すれば

$$g \rho_f A_f v L I + 0 = PL \cdot k \rho_f v^3 + A_s (\rho_s - \rho_f) g w_0 L$$

$$\therefore A_f g I = P \cdot k v^2 + \frac{A_s (\rho_s - \rho_f) g w_0}{\rho_f v} \quad (1.29)$$

特に浮游砂泥全くなく $A_s = 0$ なる場合には、(1.29) 式は普通のシェージー式を導いたときの式と全く同じくなり、従つて當然

$$v = \left(\frac{g}{k} \frac{A_f I}{P} \right)^{\frac{1}{2}} = C_0 \sqrt{RI} \quad \text{但し } C_0 = \sqrt{g/k}, \quad R = A_f/P = \text{径深} \quad (1.29')$$

となり、シェージー法則を得る。

次に砂泥のある濁流でも、係数 C_0 の數値が多少變るだけでシェージー法則が成立ち

$$v^2 = C^2 R I \quad (1.30)$$

と置けるものとすれば、(1.29) 式は

$$\frac{(\rho_s - \rho_f) A_s w_0}{\rho_f A_f v I} = 1 - k C^2 / g = 1 - C^2 / C_0^2 \quad (1.31)$$

となる。右邊は水の濁り具合には關するが、川の形狀大小深度勾配等には無關係な常數である。更に (1.31) 式の v にシェージー法則 (1.30) を代入すれば

$$\frac{S}{\rho_f Q} \frac{w_0 (\rho_s - \rho_f)}{\rho_s C (1 - k C^2 / g)} = R^{\frac{1}{2}} I^{\frac{2}{3}} \quad (1.32)$$

但し S = 単位時間の浮流砂泥量 = $\rho_s A_s v$, R = 河の径深
 Q = 流量(體積) = $A_f v$, I = 水面勾配

然るに S/Q は浮泥の平均濃度であり、又 $S/\rho_f Q$ は濁水の平均含泥率(重量比)である。故に此の式は「浮泥の平均濃度が水深の $\frac{1}{2}$ 乘に又勾配の $\frac{2}{3}$ 乘に比例す」といふ重要な法則を與ふるものである。尙ほ砂泥浮流量 S は $Q \cdot R^{\frac{1}{2}} I^{\frac{2}{3}}$ に比例することとなる。

ii) **クック氏の理論** 第二章第3節 (3.26) 式の示す如く、砂泥のない河川では單位質量の水が單位距離の間に消費するエネルギーは所謂エネルギー勾配 I_e であるから、全流量 Q については單位時間のエネルギー消費を P とすれば(重力單位)

$$P = \rho Q I_e, \quad \rho = \text{比重} \quad (1.33)$$

で、特に等流河川では水面勾配 I が I_e に等しく

$$P = \rho Q I, \quad I = \text{水面勾配}$$

となるのである。而してかゝるエネルギー消費が實際の川では掃流或は浮流砂泥の運搬にも使はれる筈であるから、兩者の間には密接な關係の存すべきことが想像せられる。依つてギルバート氏は

$$\frac{\text{砂泥運搬量}}{QI} = \text{運搬能率 (Efficiency of stream)}$$

と置いて運搬能率の研究を試みたことがあり、又掃流問題のときに述べたマクドーガル氏の掃流砂量を QI と I とに關聯せしめた實驗式も恐らく同様の趣旨に基づいたものと思はれる。然し實際河川のエネルギー消費には (1.33) 式を導いた際考へたものゝ外に更に多數の原因があるので、 QI だけを考へて居たのでは伸々満足な結果は得られない。

クック (H. L. Cook) 氏はそれで、出来るだけ色々のエネルギー消費の原因を考へて見たが

- 粘性に對する消費 其の内分子粘性は實際河川に於ては渦動粘性に比し無視して可なるも模型實驗では必ずしも然らず。
- 砂泥運搬の爲の消費 この内に浮流及び掃流がある。
- 河道の斷面を變ずる爲の消費 即ち洗掘に要するもので、之は (b) の單なる運搬とは違ふ。
- 水面に波を生ずる爲の消費 之は實際の河川では他の消費に比し無視し得るも、模型實驗などでは必ずしも然らず。
- 水底に砂紋を作る爲の消費

以上各種のエネルギーが單位時間單位距離の流下中に消費される率、換言す

れば各種のエネルギー勾配を夫々 I_v (分子粘性), I_t (擾亂), I_s (浮流), I_g (掃流), I_c (洗掘), I_w (水波), I_r (砂紋) にて表はせば, (1.33) 式の I_e は其の實

$$I_e = I_v + I_t + I_s + I_g + I_c + I_w + I_r \quad (1.34)$$

と書くべきものであり, 従つて河川の流量 Q に対するエネルギー消費は (1.33) 式に (1.34) 式を入れて

$$P = \rho Q (I_v + I_t + I_s + I_g + I_c + I_w + I_r) \quad (1.35)$$

とすべきである。

而してかかるエネルギー消費は如何なる力が如何様に働いて生ずるか, 其の真相を握ることは仲々困難である。然し兎も角河水が流速 v にて河道方向に動く間になされるので, 之に對する或る**相當力** (Equivalent force) F , F_v , F_t ……等を考へ, それが單位時間になす仕事 Fv , F_tv , F_tv ……に當ると見れば

$$F = \frac{P}{v} = \frac{\rho Q I_e}{v} = \rho A I_e$$

或は $F = \rho A (I_v + I_t + I_s + I_g + I_c + I_w + I_r) = F_v + F_t + F_s + F_g + F_c + F_w + F_r \quad (1.36)$

ここに A は河の斷面積を表はす。

特に等流で各斷面の狀況が同一ならば, 各種エネルギー損失は到る處同じで其の勾配は 0 となるから

$$F = \rho A I, \quad I = \text{水面勾配} \quad (1.36')$$

單位河幅では, 上式の兩邊を河幅 B で割り

$$T = \rho D I, \quad \text{但し } T = F/B, \quad D = A/B = \text{水深} \quad (1.36'')$$

で, 既出の掃流力公式となる。之を以て見ればジュボアの掃流力式は河川が等流なる場合に應ずるもので, 一般の (1.36) 式に相當するものではない。

故に砂泥運搬問題の如きは, 掃流力といふやうな力に關係つけ (1.36) 式を使ふよりも, 寧ろエネルギー消費率 P と關聯して (1.35) 式を使ふ方がよいとクック氏は考へる。例へば浮泥も水波も砂紋もなく單に掃流物質だけある等流河川では

$$I_e = I = I_c + I_g \quad \therefore I_g = I - I_c$$

従つて掃流エネルギー消費率を P_g とすれば

$$P_g = \rho Q (I - I_c) \quad (1.37)$$

かかる場合の I_c はクッター式やマンニング公式の勾配に當るから, 徑深 R と流速 v で I_c は分り, 従つて P_g も判る。それと同時に掃流砂量 G を實測して P_g と G との關係を定むれば, 掃流法則が得られる。

其の他の場合も, 類似の方法で研究した方がよいとクック氏はいふ。一種の思ひ附ではあるが然し實行は中々困難で, 茲には單に參考までに紹介したに止まる。

1.8 各種運搬物質の比率 以上縷々として溶流, 浮流, 掃流の各種運搬問題を説き來つたが, 然らば實際の川ではその内の何れが最も重要であるか, 各種運搬物質の比率を知り度いものである。溶解物質と懸濁物質とを測るのは, 河水を汲んで來て, 其の中の水と物質との割合をきめさへすればよいから比較的簡單であるが, 轉流物質の測定は頗る困難で, 特に大河に於て然りであつて, 特別の場合を除く外多くは掃流力理論によつて間接に推定する外は無い。ところが幸にも轉流物は測り易い浮流物質に較べると其の比率が遙かに少く, 特に大河の而も下流ほど甚だ僅少で, 其の重要度を減ずる。例へばスイスの如き山國の川で, 轉流物の最も多かるべき急流でさへも次表の通りである。

第 69 表 瑞西諸川の轉流物と浮流物の比率

川名	リンス	ロ ー ヌ (セネバ湖入口)	アーヴ	ヴェルダン
轉流物 浮流物	1:3.5	1:6.9	1:4.1	1:3

沉んや之が悠々たる緩流の大河になると轉流物質の率は當然著しく減つて, 浮流物質の十分の一乃至五十分の一しかない様になる。特にアマゾン, ミシシッピー, 揚子江, 黄河等の大々河程然りで, 是等の川が海に運ぶ物質としては, 浮泥が器械的運搬物質の殆んど全部と見ても大差はない。蓋し砂泥の運搬は洪水時に最も多いが, 洪水時には水深は深く, 含砂率も仲々大きい。而も浮流砂泥は其の全水深に互り水と同じ速さで運搬される。之に反し, 掃流砂礫は轉下速度が流水速度に比し非常に遅く, 而も掃流される土層の厚さ

は水深に比して比較にならぬほど薄い。かくて掃流砂量が浮流砂量に對し僅少なるとは自明といはねばならぬ。

次は浮流物質と溶解物質との比率であるが、曩に掲げた諸川の例から計算すると第70表の通りになる。茲に轉流物質は僅少であるから、浮流物質と溶解物質との和を運搬物質全量と見て、其の中の百分比を示した。河によつて可なりの違ひはあるが、之を平均すれば、運搬物質全體の約70%強は器械的に流され、残り30%弱が溶けて流されることとなる。この割合は地表の岩石の性質から考へても眞と尤もな値である。何故なら、地表にある種々の岩石をとつて風化の實驗をして見ると、岩石の種類によつて多少の差はあるが、平均は矢張り化學的に溶解し得べきものと化學的には溶けないで機械的に崩れるものとの割合が、全體の3割と7割位になるのである。

第70表 浮流と溶流との比率

河の名	ミシシッピー	ナイル	ローヌ(下流)	ウルグエイ
浮流物	71%	71%	81%	67%
溶流質	29%	29%	19%	33%

兎も角此の比率は極めて重要な事柄で、懸濁物質の量だけが分つて居る大河の海に運ぶ運搬物質全量を大略でも知りたいときは、其の懸濁物質量を0.7で割ればよい。

第2節 浸蝕作用

河水が種々の異物質を或は化學的に或は器械的に運搬しつゝあるのを知つた吾等は、次に河水の浸蝕作用を説かねばならぬ。蓋し是等の運搬物質は水自身が浸蝕作用によつて得たものに外ならぬからである。

2.1 溶蝕と洗掘 流水が是等の物質を得る方法にも化學的と器械的との二つがある。前者を溶蝕、後者を洗掘といふ。

i) **溶蝕 (Corrosion)** 河水が石灰岩などの溶け易い物質を溶解して行く作用であるが、河道其のものに於ける溶解は頗る遅々たるものである。河水が

現に持つて居る溶解分は主として地下水の供給に俟つもので、流水が河道内で直接溶解したものは極めて小部分にすぎぬ。

ii) **洗掘 (Corrasion)** 流水が兩岸や河底に突き當つたり洗ひ流したりして、器械的に削り崩す作用をいふ。風化した軟い土壤等は水のみでも盛に洗掘されるが、岩盤に對しては、水そのものゝ直接作用は微弱である。堅い岩盤の場合は、我々が研磨紙や鋸で磨り減すが如く、河水が運搬して居る砂礫を道具にして削磨するのが效力最も大きい。水のみが如何に速く岩面を流れても中々岩には溝を掘り得るものではなく、實際澄み切つた川はたとへ急流でも其の洗掘は極めて緩慢で、苔や水草が岸底に附着生長し得る程であるが、濁流の川では同じ流速でも洗掘作用は甚だ迅速となり、特に河底を轉がり下る石礫岩塊が多い場合は一層甚だしい。

2.2 浸蝕 河水が化學的或は器械的に岸底を溶かしたり削り崩したりした上、其の奪ひ取つた物質を下流に運搬し去り、漸次河谷の幅と深さとを増して行く現象を浸蝕 (Erosion) といひ、深さを増す方を**垂直浸蝕 (Vertical Erosion)**、河幅を廣くする方を**側方浸蝕 (Lateral erosion)**と呼ぶ。

即ち河の浸蝕とは、洗掘と溶蝕と運搬作用とを引くるめて考へた綜合作用に外ならぬ。

雨水が地上に落ちてから實際の川に入る前にも、右同様の浸蝕が行はれる。

第89圖 數度の暴雨で出來た著しい雨壑



即ち雨が降れば、直接に地面を叩いて削磨する許りでなく、地上を流れて浸蝕する。若し地面が滑らかな平板であれば、雨は甚だ薄い層になつて一面に廣く流れるから、勾配の割には流速は甚だ遅く、浸蝕は比較的微弱である。之を雨の**層狀浸蝕 (Sheet erosion)**といふ。然し實際の地面にはどこかはなしに多少窪い處や軟い處があるので、間もなく數

多の小さい水筋を作り、雨水は主に其處を流れ、其處を削り擴げ又深める。かうして山の斜面には數多の雨壑(Gully)を形成する。雨壑といふのは雨のときだけ水が流れ、平素は水の無い谷のことである。是等の現象は、通俗の意味ではまだ川の作用といふ譯に行かないので、特に雨蝕(Rain sculpture)といふこともあるが、然し學術的には之を廣義に解して、其の川の河谷浸蝕の一部と見做してよい。そして出水時の河水の懸濁物質は、此の雨蝕によるものが最も多い。實際の河床に這入つてからの洗掘作用によるものは、到底之に及ばないのである。

尙ほ河の浸蝕作用に著しく援助を與ふるものは、風化と重力と岩石そのもの、節理とである。河岸は固より河底でも湧水時に水面上に露出して居る部分が、平素風化してグズグズに崩れて居たり、或は節理が著しく發達して居ると出水時の洗掘は最も容易になるし、また高い岸壁や岩などが縦横の龜裂や脚部の洗掘で弛んで居ると、自身の重りにも堪え得ぬ様になり、ちよつとの出水でも崖崩れや顛覆などが起り易い。

2.3 浸蝕の速さ 浸蝕は(a)水量多く、(b)流速大に、従つて勾配急に、(c)流水の含む砂礫が多く、(d)河谷地質の軟弱なほど迅速に行はれる。されば是等の事情が異なるにつれ、川により又同じ川でも處により時により著しく浸蝕の度を異にする。普通の川では、平日は浸蝕頗る緩慢で、洪水時に激増する。平日の一年分の仕事がつた一二回の洪水の仕事にも及ばぬのが通例で、實に河道の地形變遷は殆んど洪水のみで左右される川が多い。

それは兎も角として、一年間にどの位の割合で浸蝕されるものであるか。早い例を挙げると、横山博士によれば、延暦18年(西暦799年)に流れ出たと稱せられる富士山の熔岩は山梨縣の猿橋まで達して居るが、此處で桂川の急流のため今は30m餘も掘られて居るから、1年に約2.7cmの浸蝕となる。又西暦1603年にエトナ火山から出た熔岩も今は30m餘掘れて、一年に9cm餘の割合となる。濠洲のWerribee河では100年に玄武岩質の部分が1cm、花崗岩河床の部分が2cmの割合で低下するといふ。勿論是等の急速な浸蝕はいつまでも永年一定に續くとはいへない。浸蝕が進めば自然に勾配が減じ流速も亦減

ずるからである。

以上は浸蝕が速くて歴史的に適當な目印を得られたから、比較的簡単に推算し得たのであるが、然し一般にはそんなに速くなく、且つ場所々々によつて大いに其の度を異にするから、是等を一々定めることは到底困難である。然し或川の流域全體に互つての浸蝕の平均速度は、割合に推定が容易である。

流域全體の平均浸蝕を出すには、其の川の下流で一年間に運搬して居る物質の全重量を、前節に説いた様にして出し、之を流域面積で割る。すると流域の單位面積毎に奪ひ去られる物質の平均重量が分る。之から流域内の地表岩石の平均比重(凡そ2.6内外)を用ひて、一年間に流域全體が浸蝕される平均の厚さを出すことは容易である。第71表は千年間に流域の低下すべき厚さ(cm)を示したものである。地球陸面全體では、千年に5.6cm程度だらうといはれる。

第71表 諸川流域の浸蝕速度

河名	黄河	ボロ	ローマ	揚子江	ミシシッピ	ドナウ	ナイル	ガンヂス
浸蝕厚 (千年にcm)	42.2	2.89	21.5	7.8	7.3	3.3	1.1	1.4

2.4 雨蝕 一般に河川の運ぶ砂泥は河床そのものよりも主として河に入る前の地面の雨蝕によることは既述の通りである。従つて雨蝕問題は河川學上重要なるは勿論、之を實用上より見ても山腹や耕地の削剝荒廢等極めて重大な利害關係を有する。それにも拘らず之が議論は從來殆んど定性的常識論を出でず、其の定量的眞研究は等閑に附せられて居た觀があつたが、最近漸く各國で熱心なる研究が開始せられるに至つた。

雨蝕が雨の地面流出の速さ従つて雨の強さと地面勾配、地質、地被狀態等に関係あるべきことは想像に難くない。而して是等の關係を試験地に於て調査研究せんとするのが近年の一流行である。例へばベンネット(H. H. BENNETT)氏はミズリーの一試験地(幅76ft)で耕作物の種類により雨蝕が如何に變るかを調査し、玉蜀黍畑からは1年1エーカー當り60噸、紫馬肥やし(Alfalfa)の密生した畑では0.2噸、大あはがへり(Timothy)の密生せる草地では0.3噸で、密生の草は疎生の玉蜀黍より二三百倍の土壤保護力があること

を示した。其他各種の作物による相違をも調査してあるが略する。

次に地面勾配の影響を見るために、勾配だけ違ふ二つの同様試験地で4~14年も研究して、次の様な結果を得て得る。

第72表 雨蝕と地面勾配

試験地	土質	傾斜	1年1エーカー當り浸蝕土量	
			玉蜀黍畑	草地
A	ローム	8.0%	61噸	0.3噸
B	同上	3.7	20	0.3

即ち勾配が約2倍になると、玉蜀黍畑の浸蝕は3倍にも増大するのに、密生草地は殆ど變りがなく其の土壤保護力が如何に偉大なるかを窺ふに足る。尙ほ氏は森林と密生草地とを多數比較して居るが、兩者の土壤保護作用には殆んど甲乙なく、共に實用上は浸蝕がないと見てよい位である。

之に反して裸地は最も浸蝕され易く、特に草地でも一旦表土が除かれて新たに裸地となつたものゝ浸蝕は一層酷くなり、雨壑なども多くその機會に發生する。

ローダーミルク (W. C. LOWDERMILK) 氏等も地被状態の影響を研究する爲、カ州の山地で三つの試験地を作り、第一は天然樹林地、第二は同じ樹林を焼き拂つた裸地、第三は焼いた後三年程経た若木林とし、浸蝕土砂量を測つて次の結果を得た。裸地にすれば如何に森林下よりも浸蝕が増大するか驚くばかりである。

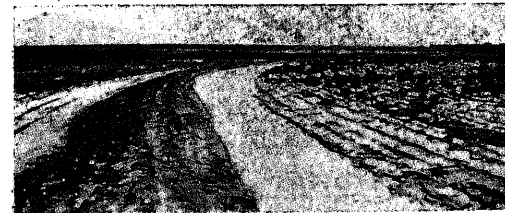
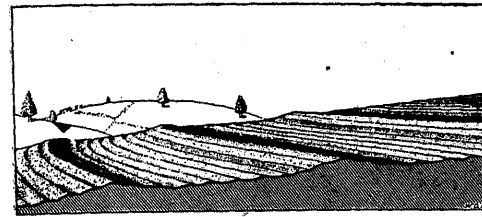
第73表 樹林と裸地の浸蝕對比

期間	浸蝕 (1エーカー當り立方呎)		
	第一試験地	第二	第三
1929—30	0.28	66.8	—
1930—31	0.13	6.24	63.08
1931—32	0.10	2.2	8.12
1932—33	0	1.9	0.17
1933—34	0	100.0	0.1

マスグレーブ氏が同一面積の傾斜地に於ける雨水の地面流出と流砂量に及ぼす傾斜の長さの影響を研究したことは既に述べた所である。傾斜方向

に長いほど浸蝕大で、特に強雨に對し然りであつた(第29—30表参照)。

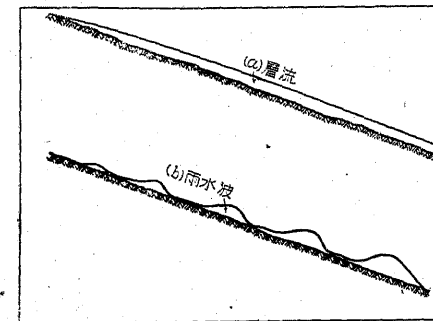
山地の砂防工事に、第90圖の如く山腹を横に幾段にも區切つて段々を作り、其の縁に樹木を植ゑ中間は草原にするのは傾斜を緩にして流速の減少を計る上に、この利益がある爲めである。勿論横に集流した水は、第91圖の様に堅固な放流渠を設けて流下させねばならぬ。



第90圖 浸蝕を軽減する段々



第91圖 山腹の流下渠



第92圖 雨水流下の二態

をなすことである。特に強雨の時に多い。ホールトン氏によれば其の波間は3乃至6ft程度が多い。かゝる波狀の雨水は停滯してはドーツと流れ

り、其の縁に樹木を植ゑ中間は草原にするのは傾斜を緩にして流速の減少を計る上に、この利益がある爲めである。勿論横に集流した水は、第91圖の様に堅固な放流渠を設けて流下させねばならぬ。

雨の強さと浸蝕との関係もマスグレーブ氏の研究中に述べたことがあるから、それを参照するに止め、茲には再説しない。

土質が浸蝕に大關係あることも當然で、一般に多少の勾配ある地面では細砂地が最も浸蝕され易く粘土質は浸蝕が少い。ロームは其の中間に位する。但し全くの平坦地では寧ろ砂は其の重みの爲に浸蝕少く、ロームが崩れ易い上に微粒の粘土分をも含むがためそれを洗ひ去られて浸蝕が最も多くなる。

最後に一言注意して置きたいことは、急勾配の地面を流るゝ雨水は往々第92圖(b)の様に波狀

るから、雨蝕の作用を一層甚だしからしめ、浸蝕問題には看過出来ないのである。かく雨水波 (Rain wave) の発生するのは、貯溜量 δ の小なる間は準定常的に静に流れるけれども、相当大なる δ になれば流速も擾亂波状になるものと考へられる。而してそれが斜面の上端近くから始まるのは勾配が頗る大なる場合に限り、勾配が左程でない斜面では其の流程が充分長い下端にしか起り得ないことをホールトンは推論して居る。

2.5 河底浸蝕の理論 既に掃流砂量 G 、浮流砂泥量 S を知れば二断面に於けるそれ等の差 $d(S+G)$ 、或は単位河長につきての $d(S+G)/dx$ を計算して、それが正ならば洗掘が行はれ、負ならば堆積しつゝあることを知るのである。尤も掃流量は一般浮流物質に比して少なく、特に下流平坦部の堆積區域に於ては G を S に比して省略しても大差ないから、左様な場合には S のみの増減によつて河底が漸次堆積と洗掘の何れを受けつゝありやを推定してよいであらう。

次に洗掘問題の一例として、川が湖より發源したり或は岩盤地區を流下し來つて、或地點(そこを $x=0$ とする)までは全くの清流であるものが、それより沖積地を流れて漸次河底を洗掘し濁流となる場合に對する著者の解を掲げよう。川は一定速度 v を以て等流をなして居るとし、浮泥の濃度を m 、沈降速度を w_0 、擾亂交換係数を η (一定と假定する)、河の方向を x 、河底よりの高さを z にて表はせば、浮泥の定常状態に於ける基本微分方程式は既述の如く

$$v \frac{\partial m}{\partial x} = \eta \frac{\partial^2 m}{\partial z^2} + w_0 \frac{\partial m}{\partial z} \quad (2.1)$$

而して限界條件は

$$\text{水面條件} \quad z=h \text{ にて } \eta \frac{\partial m}{\partial z} + w_0 m = 0 \quad (2.2)$$

$$\text{河底條件} \quad z=0 \text{ にて } m = m_0 \quad (2.3)$$

$$\text{起點條件} \quad x=0 \text{ にて } m = 0 \quad (2.4)$$

茲に m_0 は河底物質の如何によつて定まる定數である。

之を解くには m を二部分に分ち、一は z のみの函数で x には無關係な m_1 と、他は x 及び z の函数 m_2 とし

$$m = m_1(x) - m_2(x, z) \quad (2.5)$$

と置き且つ m_1 は

$$\text{基本式} \quad 0 = \eta \frac{\partial^2 m_1}{\partial z^2} + w_0 \frac{\partial m_1}{\partial z} \quad (2.1a)$$

$$\text{水面條件} \quad \left| \eta \frac{\partial m_1}{\partial z} + w_0 m_1 \right|_{z=h} = 0 \quad (2.2a)$$

$$\text{河底條件} \quad |m_1|_{z=0} = m_0 \quad (2.3a)$$

の如きものであり、又 m_2 は

$$\text{基本式} \quad v \frac{\partial m_2}{\partial x} = \eta \frac{\partial^2 m_2}{\partial z^2} + w_0 \frac{\partial m_2}{\partial z} \quad (2.1b)$$

$$\text{水面條件} \quad \left| \eta \frac{\partial m_2}{\partial z} + w_0 m_2 \right|_{z=h} = 0 \quad (2.2b)$$

$$\text{河底條件} \quad |m_2|_{z=0} = 0 \quad (2.3b)$$

$$\text{起點條件} \quad |m_2|_{x=0} = m_1 \quad (2.4b)$$

の如きものとすれば、(2.5) 式の $m = m_1 - m_2$ が (2.1) (2.2) (2.3) (2.4) の總てを満足する所要の解なることが分る。

然るに m_1 は第1節で解いた浮泥の垂直分布問題と全く同じで

$$m_1 = m_0 e^{-\frac{w_0 z}{\eta}} \quad (2.6)$$

なること明かである。

次に m_2 を求むるため、(2.1b) を見ると x で微分しても z で一回乃至二回微分しても同じ形になるべきであるから

$$m_2 = A e^{-\alpha z + \gamma x} \quad (2.7)$$

の様に假定し、 α と γ との關係を見れば

$$\eta \gamma^2 + w_0 \gamma + \alpha v = 0$$

$$\therefore \gamma = \frac{-w_0}{2\eta} \pm \frac{1}{2\eta} \sqrt{w_0^2 - 4\eta \alpha v}$$

の如きものでなくてはならぬ。依て今 α は實數で而も、 $\sqrt{w_0^2 - 4\eta \alpha v}$ が虚數になる様なものを採用することにし、従つて

$$\gamma = -\frac{w_0}{2\eta} \pm i\beta \quad (2.8)$$

$$\text{但し} \quad \beta^2 = \frac{\alpha v}{\eta} - \frac{w_0^2}{4\eta^2} > 0$$

$$\therefore \alpha = \frac{\eta}{v} \left(\beta^2 + \frac{w_0^2}{4\eta^2} \right) \quad (2.9)$$

の様な β, α を使へば (2.7) (2.8) (2.9) より

$$m_2 = e^{-\frac{\alpha z}{v}} e^{-\frac{w_0 z}{2\eta}} (A \sin \beta z + B \cos \beta z) \quad (2.10)$$

が (2.1b) を満足することは明である。

然るに河底条件 (2.3b) を満足せしむるため, $B=0$

$$\therefore m_2 = A e^{-\frac{\alpha z}{v}} e^{-\frac{w_0 z}{2\eta}} \sin \beta z \quad (2.11)$$

次に水面条件 (2.2b) を満足する爲には

$$\eta \left[-\frac{w_0}{2\eta} \sin \beta h + \beta \cos \beta h \right] + w_0 \sin \beta h = 0$$

$$\text{或は} \quad \frac{w_0}{2} \sin \beta h + \eta \beta \cos \beta h = 0$$

$$\therefore \tan \beta h = -2\eta \beta / w_0 \quad (2.12)$$

なる如き β でなくてはならぬ。然るに (2.12) を満足する β は無数にあつて $(n - \frac{1}{2}) \frac{\pi}{h}$ と $n \frac{\pi}{h}$ の間に存在する。こゝに $n=1, 2, 3, \dots$

それ等を $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n, \dots$ にて表はせば, (2.9) の α 式を参考し

$$m_2 = e^{-\frac{w_0 z}{4\eta v}} e^{-\frac{w_0 z}{2\eta}} \sum_{n=1}^{\infty} A_n e^{-\frac{\eta}{v} \beta_n^2 z} \sin \beta_n z \quad (2.13)$$

でも (2.1b) (2.2b) (2.3b) を満足する。

次に起點条件 (2.4b) を満足せしむるには

$$\{m_2\}_{z=0} = e^{-\frac{w_0 z}{2\eta}} \sum A_n \sin \beta_n z = m_1 = m_0 e^{-\frac{w_0 z}{\eta}}$$

即ち

$$\sum A_n \sin \beta_n z = m_0 e^{-\frac{w_0 z}{2\eta}} \quad (2.14)$$

之は β が (2.12) の如きものであるためフーリエ正弦級数と全く同一ではないが, 然し類似の方法で (2.14) に適する A_n を求め得る。即ち (2.12) を満足する β_m, β_n では

$$\begin{aligned} \int_0^h \sin \beta_m z \sin \beta_n z dz &= \frac{1}{2} \left[\frac{\sin(\beta_m - \beta_n)z}{\beta_m - \beta_n} - \frac{\sin(\beta_m + \beta_n)z}{\beta_m + \beta_n} \right]_0^h \\ &= \frac{\cos \beta_m h \cos \beta_n h}{2} \left[\frac{\tan \beta_m h - \tan \beta_n h}{\beta_m - \beta_n} - \frac{\tan \beta_m h + \tan \beta_n h}{\beta_m + \beta_n} \right] \\ &= \frac{\cos \beta_m h \cos \beta_n h}{2} \times \frac{2\eta}{w_0} \left[\frac{-\beta_m + \beta_n}{\beta_m - \beta_n} - \frac{-\beta_m - \beta_n}{\beta_m + \beta_n} \right] = 0 \end{aligned}$$

又

$$\begin{aligned} \int_0^h \sin^2 \beta_n z dz &= \frac{1}{2} \left[z - \frac{\sin 2\beta_n z}{2\beta_n} \right]_0^h = \frac{h}{2} - \frac{\sin 2\beta_n h}{4\beta_n} \\ &= \frac{h}{2} - \frac{\sin \beta_n h \cos \beta_n h}{2\beta_n} = \frac{h}{2} + \frac{\eta w_0}{\sqrt{w_0^2 + 4\eta^2 \beta_n^2}} \end{aligned}$$

なる性質がある。故に (2.14) を満足する A_n を定むるには, 両邊に $\sin \beta_n z$ をかけて $z=0$ より $z=h$ まで積分すればよい。さすれば右邊は

$$\begin{aligned} m_0 \int_0^h e^{-\frac{w_0 z}{2\eta}} \sin \beta_n z dz &= m_0 \left[\frac{e^{-\frac{w_0 z}{2\eta}} \left(-\frac{w_0}{2\eta} \sin \beta_n z - \beta_n \cos \beta_n z \right)}{(w_0/\eta)^2 + \beta_n^2} \right]_0^h \\ &= \frac{m_0}{(w_0/\eta)^2 + \beta_n^2} \left[-e^{-\frac{w_0 h}{2\eta}} \cos \beta_n h \left(\beta_n + \frac{w_0}{2\eta} \tan \beta_n h \right) + \beta_n \right] \\ &= \frac{m_0 \beta_n}{(w_0/\eta)^2 + \beta_n^2} = A_n \int_0^h \sin^2 \beta_n z dz \\ \therefore A_n &= m_0 \frac{2\beta_n \sqrt{(w_0/\eta)^2 + 4\beta_n^2}}{[hV(w_0/\eta)^2 + 4\beta_n^2 + 2w_0] [(w_0/\eta)^2 + \beta_n^2]} = m_0 A_n' \quad (2.15) \end{aligned}$$

之を (2.13) 式に代入し

$$m_2 = m_0 e^{-\frac{w_0 z}{4\eta v}} e^{-\frac{w_0 z}{2\eta}} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2\beta_n \sqrt{(w_0/\eta)^2 + 4\beta_n^2}}{[2w_0 + hV(w_0/\eta)^2 + 4\beta_n^2] [\beta_n^2 + (w_0/\eta)^2]} e^{-\frac{\eta}{v} \beta_n^2 z} \sin \beta_n z \quad (2.16)$$

故に m は

$$m = m_1 - m_2 = m_0 e^{-\frac{w_0 z}{2\eta}} \left\{ e^{-\frac{w_0 z}{2\eta}} - e^{-\frac{w_0 z}{4\eta v}} \sum_{n=1}^{\infty} A_n' e^{-\frac{\eta}{v} \beta_n^2 z} \sin \beta_n z \right\} \quad (2.17)$$

既に m が分れば某断面を浮流する砂泥量は単位時間単位幅につき

$$S = v \int_0^h m dz = v \int_0^h m_1 dz - v \int_0^h m_2 dz = S_1 - S_2 \quad (2.18)$$

但し

$$S_1 = v \int_0^h m_1 dz = v m_0 \int_0^h e^{-\frac{w_0 z}{\eta}} dz = v m_0 \frac{\eta}{w_0} \left(1 - e^{-\frac{w_0}{\eta} h} \right) \quad (2.19)$$

$$\begin{aligned}
 S_2 &= v \int_0^h m_2 dz = v m_0 \sum \frac{A_n' e^{-\alpha z}}{(w_0/\eta)^2 + \beta_n^2} \left| e^{-\frac{w_0}{2\eta} z} \left(\frac{w_0}{2\eta} \sin \beta_n z + \beta_n \cos \beta_n z \right) \right|_h^0 \\
 &= v m_0 \sum \frac{A_n' e^{-\alpha z}}{(w_0/\eta)^2 + \beta_n^2} \left\{ \beta_n e^{-\frac{w_0}{2\eta} h} \left(\frac{w_0}{2\eta} \sin \beta_n h + \beta_n \cos \beta_n h \right) \right\} \\
 &= v m_0 \sum A_n' e^{-\alpha z} \frac{\beta_n}{(w_0/\eta)^2 + \beta_n^2} \quad (2.20)
 \end{aligned}$$

また河底単位面積より単位時間に洗掘される量は

$$\frac{\partial S}{\partial x} = - \left| \eta \frac{\partial m}{\partial z} + w_0 m \right|_{z=0}$$

の何れを計算してもよい。即ち

$$\text{河底単位面積當り洗掘速度} = m_0 \eta e^{-\frac{w_0}{2\eta} z} \sum A_n' \beta_n e^{-\frac{\eta}{v} \beta_n^2 z} \quad (2.21)$$

之を以て之を見れば、洗掘量は河の流速が大で底質が細粒 (w_0 小) なるほど多く、また河が浅く (β 大)、流速 v が小で底質が粗粒 (w_0 大) なるほど近距離に於て洗掘は激減し m_2 も微小となり、間もなく m は m_1 なる値を取るやうになることが分る。

以上は河の底質が到る處同一で m_0 を一定とした議論であるが、若し然らずして m_0 が x の函数 $m_0(x)$ なる場合でも、「デュハメル・野満」定理を應用すれば (2.17) 式より直ちに所要の解を求め得る。即ち (2.14) を参考にして (2.17) 式を書き直すと、 $m_0 = \text{Const.}$ の場合は

$$m = m_0 e^{-\frac{w_0}{2\eta} z} \sum \alpha A_n' \sin \beta_n z \int_0^x e^{-\alpha \xi} d\xi \quad (2.17')$$

而して、 m と m_0 は式 (2.1) (2.2) (2.3) (2.4) によれば著者の所謂 additive な量であるから、 $m_0 = m_0(x)$ なる場合の m は

$$m = e^{-\frac{w_0}{2\eta} z} \sum \alpha^2 A_n' \sin \beta_n z \int_x^0 m_0(\xi) e^{-\alpha(x-\xi)} d\xi \quad (2.17'')$$

にて與へられるのである。

2.6 浸蝕の基準面 河の浸蝕 (雨蝕をも含めて) が如何に進んでも海面より低くすることは出来ない。此の意味に於て海を浸蝕作用の**基準面** (Base level) といふ。湖に入る川では湖面を、支流にとつては其の流入點に於ける本流の水面を、一時的の基準面と考へてもよいが、然し湖はやがては消滅す

べき運命であり、本流の河底も遂には大いに變化するので、窮極の基準面はやはり海面である。河底が基準面に近くなるほど、浸蝕力は減退することいふまでもない。支川の浸蝕基準面は一時的にせよ本川水面であるから、本川の浸蝕が迅速なればなるほど支川の浸蝕も速い。

第3節 堆積作用

3.1 堆積 河流が運搬し得る石礫砂泥は、夫々流速によつて粒の大きさがきまつて居る許りでなく、其の量にも限度のあることは既述の通りである。それで流れの遅い處に來れば、今まで運んで來たものでも、其の大きさに於て或は其の分量に於て持ちきれない部分が出る。其の持ちきれないものは當然沈澱堆積 (Deposition) する外はない。又流速は不變でも、蒸發や地下滲漏の爲に水量が減少すれば、運搬土砂の一部を放棄沈澱せざるを得ない。

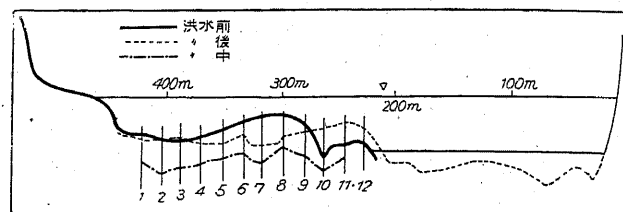
かくて『流速或は水量の減ずる處、それに應じて多少の沈澱を見る』は堆積の大原則である。例へば山地から俄に平野に出る處、中流以下の河道彎曲部の凸岸、悠々たる下流の河底、其の沿岸地、河口の海中等には常に堆積が行はれ、特殊の景觀を呈する。

一般に川の上流は、浸蝕によつて作られる運搬物の量よりも遙かに運搬力が大きく餘裕綽々であるから、堆積は起らないで浸蝕による地形のみが現れる。之に反し下流では、大抵運搬能力以上に砂泥を有し、所謂**負荷過大** (Overburden) になり易い。其の過剰の分は早晚沈澱すべき運命のもので、又事實沈澱しつつあるのである。其の中間の某所では、運搬力と運搬物質の量とが釣合つて過不足なく、爲に垂直には浸蝕も堆積も進まない。此の状態を河の**平衡状態** (Graded condition) といひ、其の勾配を**平衡勾配** (Grade) といふ。中流部は之に近い。平衡状態に達した部分は垂直洗掘は止まつて深くはならぬが兩岸の側方洗掘のため河幅は廣くなり得る。

又洪水中は水量及び流速の激増によつて運搬力亦激増し洗掘が盛んに行はれるけれども、其の減水期に於て再び堆積により埋戻され、洪水終了後に

まで残る河底の洗掘量は比較的僅少となる。此の點に關し伊藤剛氏の利根川に於ける研究は頗る興味深いものがある。氏は數年間に亙る河床の變化を圖示して居るが其の内一洪水前後と洪水最中との河床變化だけを第98圖に轉載する。洪水

前後の河床は普通の方法で直ちに測量が出来るが、洪水最中の河底位置を定めるには、横斷線上多數の地點に豫め充



第 98 圖

分深く竹柱を打込み之に徑 10 cm 程の鐵輪をはめ置く。洪水後竹柱の根を掘り鐵輪を掘出し其の位置を以て洪水時の河底と見做すのである。第98圖によると洪水最中には著しく河底が掘下げられるけれども、減水期に至り再び大部分は砂礫沈澱して略々舊態に復するものであることが明確に分かる。その他、氏は洪水時の浮遊砂泥量をも測定して流量の増減に伴ひ變化する模様を示し、又橋脚前後に於ける水位が洪水時は著しく異なる模様をも數量的に示して居る。

3.2 平衡河川 河の上下流二地點に於て掃流及び浮流物質の量が違つて居れば、其の間に土砂が堆積若くは洗掘されて居なければならぬ。若し上流地點の方が下流地點よりも流砂量が多いならば、兩地點間の河底には漸次土砂の堆積があつて河底は高まりつゝあるし、反對に下流の方が多ければ、河底は洗掘を受けて次第に深くなりつゝあることを示す。而して河底が淺くも深くもならぬ所謂平衡状態といふのは、何も絶對的に洗掘も堆積も起らぬのではなく、只其の兩作用が釣合つて運搬土砂其のものは交代しても結局運搬土砂量に於ては上下流とも相等しきことに外ならぬ。

かゝる河の平衡を規定する要素は、一方で水量従つて水深と流速或は勾配他方で流砂の量と粒の大きさが主要なもので、それ等の間に一定の關係を保持すべきは想像に難くない。即ち平衡河川は土砂の粒徑と量に應じて適當な水深と勾配を形成するであらう。

先づ實地觀察の結果より述べんに、從來地質學者の間には「平衡河川の勾配は其の運ぶべき土砂量に比例し、平均粒徑に比例し、水量に反比例す」と云はれて居る。勿論茲に比例または反比例といつても地質學者の言葉であり直觀的觀察に基づくものであるから、眞に數學上の比例または反比例といふわけではなく、一方が増大すれば他方も増大するのを比例と稱し、一方の増大が他方の減少となるのを反比例と稱したにすぎない定性的の意味に解すべきである。

それを數量的に實地調査した最初の人にはケンネデー (KENNEDY) 氏で、印度の多數の運河につき研究した結果、河底土砂の平均粒徑 d と平衡流速 v との間には

$$v = Kd^{0.64}$$

なる關係の存することを示した。之にシェーger法則を使つて流速を出し前式に代入すれば勾配 I は

$$I = K' \frac{d^{1.28}}{R}, \quad R = \text{均深}$$

となる筈である。

次に然らば理論的に考へると平衡河川の條件は如何になるべきか。從來本問題を理論的に取扱つたものに二種類ある。一派は掃流物質の方面より之を論じ、他は浮流物質に重點を置いて立論する。

(1) 掃流物質による平衡條件 上流地域特に急勾配の山間溪流では、掃流物質が最も重要であるから、それに重點を置いて平衡を論じても餘り無理ではあるまい。従つて溪流工學者などは殆んど此の派に屬する。

此の種の最も簡単な理論式は溪流工學に採用されて居るもので、第1節第三項の各個運搬の(1.2)式に水の比重を1とした

$$v^2 = \frac{\mu(\rho_s - 1)d}{0.076}, \quad v = \text{流速}$$

と、シェーger法則

$$v = C\sqrt{RI}$$

とを組合はせ、係数を適當に整理して

$$I = \frac{(\rho_s - 1)d}{0.1C^2R} \quad (3.1)$$

を得る。之によつて溪床物質の粒徑 d に應じ溪床勾配 I を定め、溪流工事を施行するのである。尙ほ伊太利のヴァレンチーニ (C. VALENTINI) 氏によると (3.1) 式の d/R に乗すべき係数は或地方では大體一定で、伊太利74の山岳川では平均

$$I = 0.093 \frac{d}{R} \quad (3.1')$$

だといふ。之では v は粒徑 d の平方根に比例する譯である。

尤も洪水時の平衡勾配は平水時のそれより幾分大なるべきにより、特に洪水勾配 (Ueberflutungsgefälle) と稱し、溪流工事には前式に多少の安全率を附するのが例である。

以上は砂礫が個々別々に流壓を受ける様に考へた所謂各個運搬の法則を使用せる舊式理論で、實際の底質移動はそういふものでなく、寧ろ掃流力によつて連帶的に一所になつて掃流されるのである。故にストラウブ氏は各個運搬の代りに掃流理論を利用して新平衡論を組立てた。

第1節第四項末尾の掃流砂量公式に於て、限界流速 v_c は微少であるから實際の流速 v に比し切捨て

$$v = \left(\frac{GC^4}{\psi Q} \right)^{\frac{1}{3}} d^{\frac{5}{3}}$$

平衡状態にありては $\frac{G}{Q}$ は上下流とも一定でなければならぬから、上式は結局

$$v = Kd^{0.56} \quad \text{但し} \quad K = \left(\frac{G}{Q\psi} \right)^{\frac{1}{3}} C^{\frac{4}{3}} \quad (3.2)$$

常數 K は河により多少異なるも、 v を ft/sec, d を ft で測れば、實際の河川に徴するに $K=0.7 \sim 1.2$ 程度のものであるといふ。(3.1), (3.2) 式ともにケネデー氏の實驗式と多少異なるけれど、大體に於てその理論づけになつて居るといつてよい。其の内でも (3.2) の方が (3.1) よりも一層實驗式に近い。

【2】浮流物質による平衡條件 河川の下流其他揚子江、黄河の如く河底物質が微粒の場合には、何としても浮流物質に重點を置かねばならぬ。

ルベイ氏は第1節第7項に述べた如くエネルギー不減則によつて浮流砂

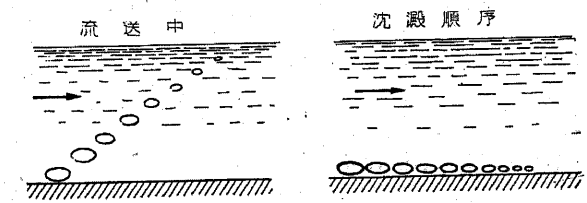
量の式 (流水の比重を1とし)

$$R^{\frac{1}{2}} I^{\frac{2}{3}} = \frac{(\rho_s - 1)/\rho_s}{C(1 - kC^2/g)} \frac{G}{Q} w_s \quad (3.3)$$

を得た。而も之は水量も濁度も上下流不變として導いたのであるから、結局平衡條件を與ふるものである。之によると、浮流砂量 G が多い程、また沈降速度 w_s 従つて粒徑が大なるほど河の平衡勾配は大なるを要し、水量 Q 及び水深 R が小なるほど平衡勾配は小なるべきことを示し、前掲地質學者の所見を裏書する。

3-3 水篩作用 流れの速さに應じて其の運び得る粒の大きさが決るので、河の石礫砂泥は、其の大きさと重さによつて、恰度篩にでもかけられた様に、略ぼ同じもの同士が別々に選り分けられ、泥は泥、砂は砂、礫は礫といふ様に別れ別れに堆積する傾きがある。之を水篩作用 (Selective action) といふ。

流送中
粒は河床を最も徐々に流され、稍々重いものは床上稍々高きところまでも浮きて速く運ばれ、最も細微なる土泥は表面までも浮き上り且つ



第94圖 水篩作用

最も速く流される。而して流速減じ沈澱する際には、重く大なるものより始め、漸次輕小なるものが下流に至つて後に沈積する。従つてこの關係を概念的に圖示すれば第94圖の様になるのは誰でも知つて居るが、實際に粒の大きさを測つて上流から下流へ行くに従ひ砂礫の大きさが漸減する模様を見た實例を二つばかり掲げよう。ステルンベルグ (STERNBERG) がライン河のパーゼル以下で調査した結果は第74表の通りである。

第74表 ライン河の流程と礫の大き

位置 (パーゼルより距離, km)	0.7	29	56	91	140	180	262
最大礫の重さ (kg)	5.9	4.8	2.9	2.3	1.5	1.0	0.10

又ホーヘンブルグ (HOCHENBURGER) が Mur 河で調べたのは

第 75 表 ムール河の流程と礫の大きさ

位置 (Graz より距離, km)	0	10	26	43	56	71	83	101	112	120
粒の平均體積 (立方 cm)	224	184	132	117	81	60	50	33	37	21

而して粒徑のかゝる遞減に關しステルンベルグ氏は一の理論を提出した。氏は「粒の重さの減小は流下距離内に河底の摩擦によつて成される仕事に比例す」と假定し、 P を粒の重さ、 φ を固體面の摩擦係數、 x を流程、 c を比例常數として微分方程式

$$-dP=c(\varphi P dx) \quad (3.4)$$

を作り、之を積分して

$$P=P_0 e^{-c\varphi x} = P_0 e^{-ax} \quad (3.5)$$

従つて粒徑は

$$d=d_0 e^{-\frac{1}{3}ax} \quad (3.6)$$

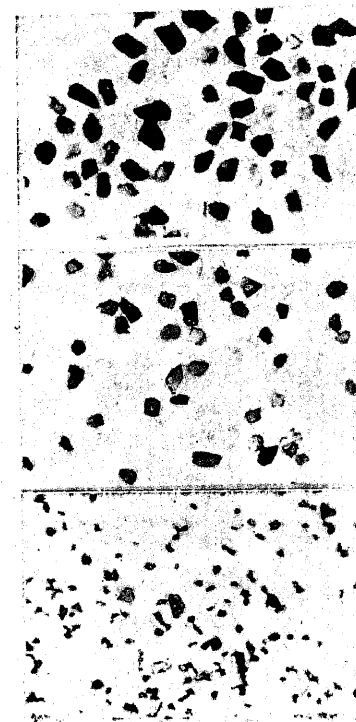
を得た。茲に P_0, d_0 は起點に於ける粒の重さと直徑で、 $a=c\varphi$ は川石の磨耗係數 (Coefficient of abrasion) と名づけられる。

(3.5) 式はステルンベルグ法則と稱せられ、川石の重さは流下距離の指數函数的に遞減することになる。而してショックリッチ (SCHOCKLITSCH) 氏はこの式の成立することを多數の川につき實證し、且つ磨耗係數 a の値を種々の岩種につき算定して居る。それによると、 a は勿論岩石の種類のみならず粒の形状によつても變るし、又同一形状同一岩種でも常に一定ではなく粒の流下速度の $\frac{1}{4}$ 乘に比例し且つ下數になる河底物質の粒徑に比例するといふ。

但し茲に注意して置かねばならぬことが近時發見された。即ち砂礫の粒の小さくなるのは上の様に極々僅かづゝ磨り耗らされる許りでなく往々にして破碎する。特に相當小さくなつて浮き易い程度になつた粒は其のまま浮流されて互に磨り合ふことは少く、寧ろ破碎する機會の方が多い。而も其の碎け方は如何なる大きさにでも連續的に割れるものではなく、約そきまつた種々の階段的に違ふ大きさに碎ける傾向があるのである。例へば石灰岩の碎け方は相當の大きさの礫と非常に細かい泥とになる傾向が著しい。故にス

テルンベルグの川石磨耗法則は大體の狀況を示すにすぎず、其の間に不連續な階段的差異を示す場合が往々にして存在し得ることを念頭に置かねばならぬ。

普通の人には粒の小さいものほど滑かな眞丸い球狀に近づくと考えられるが、實は仲々さうではなく川のシルトを顯微鏡で見れば案外にも圓みのあるものよりは角張つた粒が多い。例へば第 95 圖は速水博士がとつた揚子江淤泥の顯微鏡寫眞である。黄河のシルトや阿蘇黒川の浮泥、小刀を研いだ砥石の磨り粉等を顯微鏡で窺いて見ても大同小異である。之を見ると流水や火山爆發、砥石等の器械的作用による細粒子は磨耗よりは破碎によつて生ずることが明瞭である。



第 95 圖

兎も角粒の大きさはかやうに上流から下流へ縦の方向に違ふばかりでなく、また横の方にも變化がある。河の中央には泥は少いが、水の殆んど流れない水際や入り込みには泥が溜るといつた具合である。また砂金や砂鐵が河床や海岸の砂の中で、多く一個所に集まつて居るのも水篩作用の現れである。

3.4 水面勾配の階段性と粒の大きさ 嘗て述べた如く、水面勾配が下流部でも尙且つ往々階段的に變る理由は、茲で説明するのが便利である。

此の現象は、一方で水篩作用の原則たる『一定の流速は河底に沈定すべき砂礫の一定の大きさに對應する』といふこと、他方『岩石の碎け方は如何なる大きさにでも連續的に割れるものではなく、凡そきまつた種々の階段的に違ふ大きさに碎ける傾向がある』といふ事實、此の二つに因由するのである。即ち、碎粒が不連續な場合には、川の流速従つて水面勾配がそれに應じて階段的に違つた區域に別れる。ローヌ河のリヨン以下では石灰質の粗礫に應ず

る水面勾配 (1/3846) の部分と、細泥に應ずる勾配 (1/4300) の部分との二區に分れ、中間區はない。

3.5 堆積の速さ 後に述べる様に三角洲の進出速度などの知られて居る川もあるにはあるが、然し各地で一々さういふ堆積の速さを測ることは容易でない。故に茲では、土砂が海底で沈澱して水成岩を作る速さが、全世界を平均すればどれ程になるものかを述べるに止めよう。

陸面全體の侵蝕の速さが平均千年に 5.6 cm の割であることは既に述べた。これに應ずる物質が絶えず海に流出して居る譯である。そして、其の一部分は海水の鹽分となつて水中に溶けたまゝ残り、或はプランクトンなどに攝取された後、屍殻となつて球形蟲軟泥や硅藻軟泥等の深海沈澱物になるものなどもあるにはあるが、然しそれ等は極めて微量で、陸から運ばれる物質總量の 8% にも及ばぬものと推定される。残りの大部分 92% ほどは、水深 200 m. 内外以下の所謂大陸棚區域に沈澱して、水成岩の基を作るのである。然るに大陸棚の面積は陸面の約五分の一であるから、其の上に一様に前記の運搬物質が散布するとすれば、

$$5.6 \times 0.92 \times 5 = 25.8 \text{ cm}$$

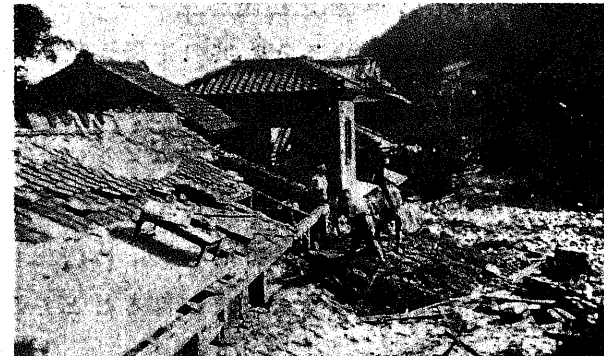
で、水成岩の出来つゝある速さは、大陸棚全體を平均すれば千年に 26 cm 程の割合になる譯である。

第 4 節 土 石 流

以上述べた運搬乃至堆積の作用は普通の河流に就いて論じたのであつて運搬される土砂は多いといつても其の水量に較べると一般に極めて僅かなものである。従つてそれ等の土砂は自分で動くのではなく流水の作用を受けて押し流されるので、其の運搬及び堆積の法則は前述の通りになるのであるが、然し極めて稀には土石の方が却つて水量よりも多い場合もあつて、其の運搬や堆積は前記の法則に従はぬのである。故に本節で此の様な特別例外の場合をも説明し置くの必要を感じるのである。

4.1 土石流 水量よりも土石の量が多く、水が土石を流すのではなくて寧ろ、水を含んだ粥狀の土砂が自分で移動するといふべきものを土石流 (Murgang) と名づける。我國で俗に山潮といふのは先づ之に屬する。また火山の泥流 (Mud flow) も此の類のものが少くない。

急勾配の山岳地に強雨や融雪による急激な出水があつたり又は山崩れや地亡り等の非常事が起つたりして、多量の土砂石礫が一時に溪床に達する場



第 96 圖 昭和 13 年 7 月 5 日神戸地方豪雨山崩れによる土石流の跡
(上) 布引口の埋没家屋 (下) 阪神住吉に流れ出た大岩石

合等にも、水は之を流送するを得ず、只それ等の土砂が次第に水を含んで重く且つ軟かになり自ら動き出すか、或は其の上流に蓄積停滯した水量の重壓で崩動し始め、土石流となることがある。

我國に於ける土石流で近代の著例は、諸戸博士によると明治 40 年 8 月下旬に起つた山梨縣下のそれである。8 月 23 日から 25 日に亙る暴

雨で殆んど縣下全般に大被害を見たが、各河川の上流地方で實に 8000 箇所以上の崩壊地を生じ崩壊面積約 1000 町歩に及び、それから生じた土砂石礫で諸方に土石流が起つた。土石の押出した區域 6000 町歩にも達し濁流の氾濫した面積は 12000 町歩に及んだ。

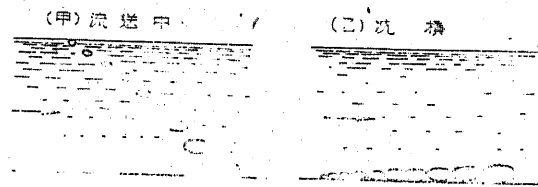
又昭和 13 年 7 月 5 日豪雨のため六甲山脈附近に甚だしい山崩れを生じ、土石流となつて神戸及び阪神間に大惨害を生じたことは讀者の記憶に新たなことと思ふ。住吉芦屋あたりには徑數米もある大石塊が押し出して來た。

(第96圖参照)

今一つ外國のことであるが、多量の土石が其の上流に蓄積した水量のために壓されて崩動した著例を掲げると、1891年8月チロール州のガンデル溪(Ganderbach)に起つた土石流である。8月17日強雨のため50萬立方メートル以上の土石が18mの高さに堆積したのであるが、それが上流に蓄積する水量のため遂に崩流して鐵道線路600mを破壊し死者48名破壊家屋16軒を生じた。

土石流の現象は地表上に起るばかりでなく、亦地下にも起ることがある。即ち河床の勾配が急で且つ水が地中深く浸入し得るとき、其の下層が粘着力少き軟弱なものであると、その部分のみが往々地中で移動する。ペスタロッヂ(PESTALOZZI, K.)氏の掲げた例によると、瑞西のバーゼル市附近ビルシヒ(Birsig)谷に於て橋架けの足場が洪水で破壊され全く砂利中に埋没してしまつた。その主要部が一二年の後300mほど下流の地點で地下3mの深處から掘出されたといふ。即ち、之は土石流が河床の下でも行はれ得ることを示すのである。

4.2 土石流に於ける運搬及び堆積の法則 水量よりも土石の量が多く寧ろ水を含んだ土石が流れ行く所謂土石流では、水の流勢によつて土石が運ばれるのではなくて、土石自身が重力によつて動き行くものであることは既述の通りである。此の場合の水は只土石の重量を増し各粒間の粘着力や摩擦を減ずる補助作用を營むに過ぎない。土砂石礫は直接互に錯雜接觸して前方へ徐々に進行し、其の進行の途に當るものは總て之を



第 97 圖

取去つて行く。此の運動は最初は土砂石礫の大小に拘らず平等に始まるけれども、暫くすると大石礫はその甚大なる重量と大なる慣性の爲めに、他のものよりも溪床に最も近く又最も前方へ進み、小粒の土砂は後方に残り且つ上面にある様になり、土石の分類が行はるるのである。此の際或障害のため急に運動が止まると、第97圖(乙)の様に沈積し、普通の河流に於ける沈積とは

反對に大礫は下流に小礫は上流にあることとなる。

かやうな土石流に於ける石礫流送を集合運搬(Massentransport)と稱する。蓋し土石流では土砂は全部接觸連續して集團的に移動するからである。

土石流が前述の方法で土石の沈積をなし水量が土石の量よりも多くなれば、其の後は勿論普通の河川運搬の法則に従ふ様になる。又前項第三例に掲げたビルシヒ谷の場合の如きは、地上では普通の運搬が行はれて居ると同時に、地中深くには目撃することは出来ぬが集合運搬が起つて居たのである。

土石流の運搬堆積に関する理論は未だ何も出来て居ないが、クナップ(R. T. KNAPP)氏の考へは茲に紹介して置く價值があると思ふ。氏は普通の河川が如何なる場合に泥流にまで發達し得べきかを砂泥と水との間のエネルギー交換によつて説明しようとする。

先づ砂泥から水に與へらるゝエネルギーを考へる。河の流速を v 、勾配を I 、濁水の比重を ρ_r 、砂泥のみの比重を ρ_s 、其の濃度を m とすると、單位時間に流下する距離は v 、其の垂直落差は vI である。然るに濁水單位體積内の泥量 m が水中で受ける見懸け上の重さは $mg(\rho_s - \rho_r)/\rho_s$ であるから、それが單位時間に費す位置のエネルギーは

$$E_1 = vImg \frac{(\rho_s - \rho_r)}{\rho_s} \quad (4.1)$$

で、之は砂泥から水に與へられるとしてよい。運動エネルギーは既述のルベイ理論に於けると同様、等流河川では變化がないと見られる。

次に水から砂泥が受けるエネルギーは砂泥粒子の沈降を防ぎ懸垂状態に保持するための仕事に等しく、靜水中の沈降速度を w_0 とすれば、單位時間に單位體積内の泥砂に就き

$$E_2 = \frac{w_0 mg(\rho_s - \rho_r)}{\rho_s} \quad (4.2)$$

依て粒子の流水へ供與するエネルギーは差引き

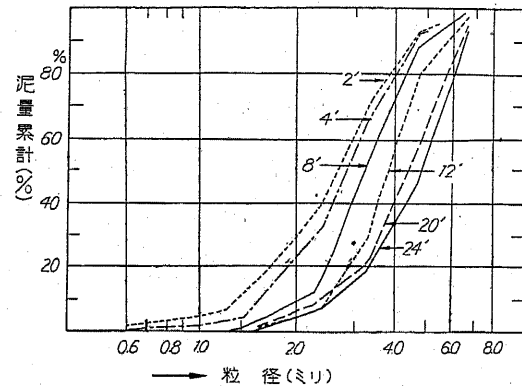
$$E_1 - E_2 = \frac{(vI - w_0) mg(\rho_s - \rho_r)}{\rho_s} \quad (4.3)$$

然して、之が負號($vI < w_0$)ならば含砂のために流水のエネルギーは減少するから、流水の含み得る土砂量には限度があり一定濁度以上にはなり得ない。

之に反し $E_1 - E_2$ が正號即ち $vI > w_0$ ならば流水は砂泥を含むがために益々エネルギーを増加する故、流水の含砂能力を向上し、取入るべき砂泥がある限りいくらかでも含砂濃度を増大し所謂土石流にまでも發展し得るわけである。而して之は河の勾配が大でそれに比し底質が細粒 (w_0 小) なるほど起り易い。土石流或は泥流が風化土の厚く發達し且つ急勾配の山腹から起り易いのは其の爲で、昭和13年の神戸地方土石流も本源の山崩れは主として 40° 程度の勾配地で、花崗岩風化土の厚きところにあつた。

尙、此の問題に關聯し附記して置きたいのはストラウプ氏の掃流模型實驗である。氏は幅 1ft 長さ 30ft の樋に僅か 2.1% の勾配を與へて水を流し、上

流より大小種々の粒の混ざつた混合砂を供給し、下流諸點まで運搬されて來る砂の粒徑分布を測つた。豫定では無論粗粒は上流に多く下流では細粒になると期待したのであるが、實測結果は反對になつた。即ち上流より種々の距離に來た砂粒を分析した結果は、半對



第98圖 ストラウプ實驗結果

數方眼紙に描けば第98圖の様になつたのである。故に氏は「流水による砂礫の配列は一般には粗より細になるけれども、時には逆に上流が細粒で下流に粗粒が來ることもある。如何なる條件下にその何れとなるかは多數の實驗を行はねば判定出來ない」といつて居る。然し之も結局土石流の集合運搬法則が成立する限度問題に外ならぬから、前記クナップ氏の見解は一つの參考資料になると思はれる。即ち浮流物質でそれが沈澱するとき上流に細粒が下流に粗粒が配列する様になるかならぬかは、 vI が w_0 より大なるか小なるかによるのではあるまいか、記して將來の實驗に俟つ。尤もストラウプ氏の實驗に於ける如き掃流物質に就いては、クナップ氏の理論その儘では適用出來ないから更に研究を要することは勿論である。

4.3 土石流成立の難易 土石流の成立には、第一に其の材料となるべき多量の土砂石礫の生成を準備條件とし、第二にその集合運搬を可能ならしむべき要素の具備を必要條件とする。従つて土石流成立の難易は次の諸項に關係する。

a) 地質 風化し易く崩壊し易く侵蝕され易い岩質の處は然らざる岩質の處よりも當然土石流が起り易く、例へば花崗岩や結晶片岩の處は石灰岩地よりも土石流が多い。又特に輕鬆な土地 (例へば厚き土砂層或は火山灰の山腹)、山崩れ多き土地は最も土石流が多い。

b) 地勢 勾配の急な山岳地方ほど多い。勾配が水を含んだ土砂の自然休止角以下では、土砂流は起り兼ねる。

c) 氣候 暴雨のある處、霖雨續くときなどには山崩れなどで土石流となることが多い。

d) 地被狀態 森林地は禿山よりも勿論土石流が少ない。特に根を深く眞直に入れるもの或は太く遠方に延ばす潤葉樹種は土石流を豫防する力も、土石流に襲はれた際の抵抗力も強いが、根の細い浅い性質の樹種は豫防力も弱く、又一度土石流の襲來を受けて之に抵抗する力も弱い。

第5節 河水の溫度と結氷

5.1 河川内の水温分布 河川の水溫が上流地と下流地で異なるのは勿論で、各地の氣溫と密接なる關係あることは次項に述べる通りであるが、同一地點に於ては、特に湧水若くは他の支流が這入つて來る場合の外は、上層も下層も又岸に近い處も河の中央も餘り變りがない。上下均一なる事は既にヤスマンドが注意した所で、氏は「流水の溫度は湖沼の如き靜水と異なり上層も下層も到る處殆んど同溫度である。最大の差でも攝氏 0.5 くらみにすぎない」といつて居る。速水博士が揚子江の南京附近で測つた實例は次表の如くで、ヤスマンドの言を肯定する。

之は當然の話で、河川は湖沼などと違つて、深いものでも $20 \sim 30$ m を出でず

第76表 揚子江の水温垂直分布

深度 (m)	温度 (攝氏)		深度 (m)	温度 (攝氏)		深度 (m)	温度 (攝氏)	
	年月日 1933-6-5	1933-5-29		1933-6-5	1933-5-29		1933-6-5	1933-5-29
1	24.2	24.3	9	24.0	22.8	17		22.9
2	24.0	23.0	10	23.9	22.8	18		22.8
3	23.8	22.8	11	24.0	23.0	19		22.8
4	23.3	22.8	12	23.9	22.9	20		22.9
5	23.3	22.8	13		22.9			
6	24.0	22.8	14		22.9			
7	23.8	22.7	15		22.8	平均	23.8	22.9
8	23.9	22.6	16		22.8			

普通は數米以下の浅いものである上に、著しい亂流状態にあつて盛んにアウスタウン作用が行はれ、攪亂混合して居るから殆んど一樣な温度になるので、數理的にいへば溶流物質又は沈降速度の零なる細泥の垂直分布と同じわけである。

尙ほ水温が横の方にも殆んど違はぬことは、吾々が阿蘇黒川で測つた次の結果から納得せられる。之は表面水温を制約するものが気温であり、気温は河幅くらの間どこも同一であるからであらう。

第77表 黒川の水温観測 (昭和16年7月20日)(内ノ牧)

左岸より距離 底より高(m)	0.2	2	4	6	8	10 (右岸より0.1)
10	—	23.0	23.0	23.0	22.8	23.2
40	—	23.0	23.0	23.0	23.0	23.2
70	—	23.0	23.2	23.0	—	—
表面	23.2	23.0	23.0	23.0	23.0	23.2

5.2 河水温の時間的變化 河水の温度は年變化をするし、又多少の日變化を示すのが一般である。外國では相當古くから夫れ等も研究されて居るようであるが、我國で年中毎日系統的に水温調査をした最初のもは大正12年岡菴氏の大山川上流に試みたものである。毎日7時と14時の2回観測してあるが、年變化では1月にMin.、8月にMax.を示し、又一日中の變化は大

抵5°以内で其の主原因は気温、日照時の相違にあり、次に風速とも關係あることを示した。其の後各地方測候所で河水温の測定を行ふ様になつたが、個人的にも三澤勝衛氏の千曲川に於ける、朝比奈貞一博士等の信濃川下流に於ける、關和男、久保時夫兩氏の淀川に於ける、上野益三博士の九州南部の諸溪流に於ける、今野義信氏の酢川に於ける、亙理信一氏の宗谷川に於ける、吉田重助氏の角館溪水に於ける、武田繁後氏の根尾川に於ける観測等がある。何れも気温との對照を忘れた人はないが、特に最後の武田氏は河水温を気温の外、地温、井水温等とも對比して、河水温は主として気温、亞で深さ1~2mの地温に左右されること多く、大體に於て位相は気温に隨伴するに反し、井水温は深さ3m以下の地温に左右され、位相は気温よりも數ヶ月遅れることを示した。

稍々総合的な河水温研究としては、須田皖次博士等の研究から述ぶべきであらう。氏は先づ充分の精度をもち而も極めて簡易なる河水温測定法としてガーゼ15枚を重ねて水銀球を包圍したる棒状寒暖計を10分以上水中に浸して讀めば±0.1の範圍で観測出来る事を示し、次で各地測候所の測得した10河川の水温を整理し気温との關係から年變化の狀況により河川の水温型を上流型、中流型、下流型に分つことを提唱した。實例としては中流型と下流型の2型を掲げて居るが、下流型の特色は(i)水温が気温の最高月8月を中心とする3、4ヶ月を除く外は年中常に気温よりも高く、(ii)其兩温度の差は冬に大で2月に最大となる。之に反し中流型の特色は(i)冬期4-5ヶ月を除く外常に水温は気温よりも低く(ii)兩温度の差は夏と冬とでは共に同程度であるが下流型よりも約倍の大きさである。之は河水が下流になるほど多く気温の影響を受くるからと解した。

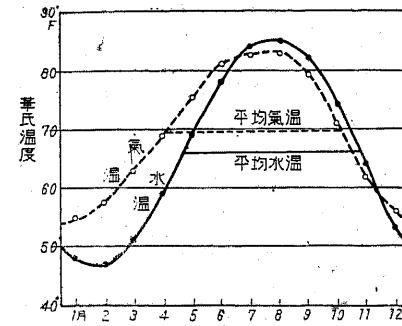
倉茂英次郎氏も其の後の測候所の観測になる12河川の水温年變化につき上、中、下流の3型に分類し、且つ上流型は(i)中流型よりも一層水温が気温よりも低い月が多く殆んど年中然りといつてよく、(ii)兩温度の差も亦中流型より大となることを認めた。次に氏の掲げた12河川水温年變化と平均気温との差を表示して置く。何れも各地測候所の測定に係るものである。

第78表 河水水温年変化 (昭和7年)

河川名	観測測候所名	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	年平均
川 棚 川	長 崎	7.9	5.1	7.8	13.1	17.2	21.0	25.3	25.0	21.7	17.6	14.1	13.0	15.7
大 淀 川	宮 崎	10.0	9.9	10.7	14.6	17.3	20.0	23.0	22.7	22.7	17.5	14.4	10.8	16.1
旭 川	岡 山	5.8	5.4	8.2	12.3	18.7	21.2	25.0	27.3	22.3	17.5	12.3	7.8	15.3
廣 瀬 川	前 橋	4.7	4.7	6.7	8.8	11.3	15.4	19.2	21.2	17.5	13.3	9.1	5.5	11.5
荒 川	熊 谷	5.4	—	8.6	12.7	17.2	20.2	24.8	24.6	21.5	16.8	11.5	6.2	15.4
荒 川	秩 父	4.0	4.2	6.6	10.3	16.4	16.6	20.6	23.6	18.4	14.0	9.9	4.7	12.5
鬼 怒 川	宇 都 宮	7.0	6.2	7.2	9.8	13.6	16.4	19.5	21.0	17.4	14.6	10.7	7.3	12.6
〃	〃	9.9	9.6	13.3	13.8	18.6	18.9	22.7	23.8	19.7	17.1	13.3	9.9	15.9
裾 花 川	長 野	1.0	0.4	1.7	4.5	9.6	15.8	18.2	21.1	16.8	11.4	6.2	1.4	9.0
千 曲 川	〃	2.9	3.5	4.8	7.4	12.5	17.4	19.8	23.0	18.5	12.6	7.9	5.2	11.3
犀 川	〃	5.3	6.1	6.2	8.3	13.8	17.9	19.1	20.9	16.4	12.8	—	5.7	12.0
北 上 川	〃	4.1	4.2	6.4	10.3	15.7	18.8	23.5	23.6	18.8	—	10.6	5.1	12.8
最 上 川	〃	2.9	2.5	4.1	6.9	10.5	16.4	20.8	24.1	19.7	13.5	8.5	4.3	11.2

第79表 水温-平均気温 (+は水が温く感じ、-は冷たく感ずる)

月	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
川 棚 川	+0.4	-0.1	-0.1	+0.3	-0.6	0	-0.7	-1.5	+1.3	+1.3	+2.6	+4.3
大 淀 川	+1.6	+2.7	+0.7	0	-1.7	-2.4	-4.4	-3.6	-0.8	+0.8	+1.1	+1.1
旭 川	+1.8	+2.0	+1.9	+1.0	+1.0	-0.2	-1.9	+0.4	+0.1	+2.1	+1.8	+1.8
廣 瀬 川	0	+1.9	+1.0	-2.0	-5.6	-3.8	-6.0	-4.2	-3.2	-1.5	-0.6	+0.5
荒 川 (秩父)	+1.1	—	+2.9	+1.6	+0.3	+0.7	-0.7	-1.0	+0.4	+1.5	+1.9	+1.4
鬼 怒 川	+4.0	+4.3	+2.4	-0.1	-3.0	-2.7	-5.4	-4.2	-3.1	-0.1	+2.1	+4.0
裾 花 川	-0.4	+0.9	-0.4	-3.6	-5.9	-3.4	-5.3	-3.8	-2.9	-1.0	-0.8	-0.4
千 曲 川	+1.5	+4.0	+2.7	-0.7	-3.0	-1.8	-3.7	-1.9	-1.5	+2.0	+0.9	+3.4
犀 川	+1.9	+6.6	+4.1	+0.2	-1.7	-1.3	-4.4	-4.0	-2.3	+0.4	—	+3.9
北 上 川	+1.6	+3.5	+3.4	+2.0	+2.0	+2.3	+1.6	+0.3	-0.8	—	+1.8	+1.8
最 上 川	+1.9	+3.1	+1.9	-1.5	-5.1	-2.2	-2.6	-0.5	+0.3	+0.9	+0.1	+2.4



第99圖 ミシシッピー河水水温年変化

尙外國の例としてヒルシ (A. A. Hirsch) 氏の調査に係るミシシッピー水温年変化は次表及び第96圖の如くで、冬期の最低水温は最低気温より一二月も遅れるが、夏季の最高水温は最高気温より僅々数日遅れるにすぎない。そして暖期5ヶ月ほどは水温が気温よりも高くなつてゐる。

第80表 ミシシッピー (New Orleansで) 1915~1938年まで24ヶ年平均年変化

月	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	年平均
水温華氏	48°	47	51	59	69	78	84	85	82	74	64	63	66

5.3 河水 河水は酷暑に遭へば往々にして凍るが、然し気温が0°Cになつたからとて必ずしも凍るのではない。否、冬期結氷が始まるのは必ず気温が0°C以下になつた後である。又春季に解氷するのは必ず気温が0°C以上になつた後に限る。でも河水の凍結融解を支配する第一の原因は気温従つて地域の緯度と高度であることに相違ない。が其の外にも流量、流速及び地形の影響も決して少くない。

侯德封氏の黄河志によると、支那事變前の黄河が結氷封河する期日と融解開河する期日とは大體第81表の様なものであつた。

第81表 黄河各地點の凍結状況

地 點 (緯度)	蘭 州 (36°03')	二十四頃地 (40°36')	龍 門 (36°12')	洛 口 (36°50')	利 津 (38°)
封河期日	XII 月中旬	XI 月下旬	XII 月中旬	XII 月下旬	XII 月中旬
開河期日	III 月上旬	III 月下旬	III 月上旬	II 月上旬	II 月中旬
凍結期間	2ヶ月半	3ヶ月半	2ヶ月半	1ヶ月半	2ヶ月

また北支諸川の凍結状況は1918~1931年の間約10冬の平均として華北水利委員会の擧げたものは第82表の通りで、緯度1°北するに従ひ結氷日数が13日宛長くなる割合となる。

第82表 北支諸川凍結状況 (1918~1931年)

河川名	地 點	緯 度	平均封河期 月 日	平均開河期 月 日	最早封河期 月 日	最遲開河期 月 日	平均凍結日數	氷 厚 cm
永定河	三家店	39° 58'	XII 7	III 9	XI 25	III 18	92	32
北運河	通 縣	39° 55'	XII 4	III 2	XI 22	III 9	89	31
大清河	雄 縣	38° 59'	XII 6	II 21	XI 28	III 1	71	27
子牙河	獻 縣	38° 12'	XII 11	II 29	XI 28	III 4	74	19
南運河	臨 濟	36° 51'	XII 24	II 13	XII 8	III 21	52	18

尙ほ、支那事變前の下黄河の如く、低緯度より高緯度に向つて流るゝ河では春先の解氷期が下流ほど遅れるので、下流はまだ凍結して居るのに上流は最早や融解する。かくて上流から融けた水と流水とが盛んに流下して來るが、下流の結氷に堰かれるから、當然水位は著しく増高し洪水の氾濫を惹起する。此の種の氾濫を支那では凌汛といつて居る。山東省が此の災厄を受くこと最も著しい。侯德封氏によれば民國22年(西曆1933年)は其の著例で、濟南附近洛口では黄河が2月10日に解氷を始め、凌汛が陽穀では2月9日、濟河洛口では2月10日に起つた。其の他の年でも殆んど毎年同様の現象を見るが、凌汛の最高となる日は第83表の如くで、平均は矢張り2月9日となつて居る。

第83表 洛口の凌汛最高期日

年	民國 9	10	11	13	14	15	16	17	18	平均
月 日	II. 29	I. 25	II. 10	II. 2	II. 1	II. 1	II. 12	II. 9	II. 18	II. 9

吉村信吉博士は北支軍多田部隊で蒐集した北支蒙疆各地の多數河川に於ける結氷状況報告を整理して、河岸のみ結氷する期日、流心部だけを残り大部分結氷する期日、全河川の結氷する期日に細分し、其等の分布を明かにし、又最大氷厚の分布圖を作つた。それによると北支平野では氷厚40cmを超えないが、京包線以北の蒙疆河川では氷厚100~130cm、山西省北部80cm、山西省中南部50~60cmになつて居る。

シヨスタコウィッチ (SCHOSTAKOWITSCH) 氏によると、酷寒地の河水の厚さは他の條件が同じなら、結氷初期の降雪量に影響され、積雪の薄い時には氷が厚く成長し、降雪が多いと河水の生長は妨げられる。従つてシベリアの内でも雪の少ないトランス・バイカル地方は極北地方と同様に河水の厚さは190~220cmに達するのに、深雪地方の河水は遙に薄く、100cm以下だといふ。蒙疆地方はそれよりずつと低緯度なるに拘らず氷厚100~130cmにもなるのは矢張り雪の少ない爲だと吉村博士は解釋してゐる。

次に村上政嗣氏は松花江のハルビン附近に於ける凍結現象を一層精細に調査研究した。氏によると、毎年11月頃に同地方の氣温が0°Cを通過して下降すれば間もなく水温も0°Cに達し、河水には針狀の微小な氷片が浮ぶ様になるが、未だ河面の凍結までには至らない。只河岸の處々に薄氷が見られる程度である。それ等の河岸や河底に生じた氷が時々破碎して流水が見られる。かゝる際に氣温が更に急降し吹雪を伴ふ様な日が來ると、流水や雪粉を核として河面全體が一時に結氷するに至る。結氷の初めの厚さは大抵10~15cmである。靜穩な状態で凍結する場合には透明な氷となるが、雪粉などを核として生じた場合には白濁色のアイスクリーム狀氷塊となり、而も表面には結氷時の風速に應じて波高及び波長を異にする波紋凸凹を示すことが屢々ある。

かくて日を経るに従ひ氷厚は漸次増加するが、流量従つて水位が低下する爲に、それに伴つて氷盤も中央部に向つて沈下するから、河岸近くには岸に平行な龜裂が生ずる。又橋脚や河中の建造物等に凍結した部分は沈下を妨げられるから、その爲に不規則な龜裂も出来る。龜裂の發生は其の外、氣温

の日々の變化による收縮膨脹の作用や、氷上を交通路として通過する貨物自動車による振動でも惹起される。

春先 3 月にもなれば氣温が上昇して、河岸に沿ふ氷は融け始め、河中の氷面も部分的に融けて表面に凹凸が甚だしくなり、融解氷の供給によつて水位は急激に上昇する。河底氷として河底に固定して居た氷が融けて支へが無くなると、河を横斷する方向の龜裂に沿ひ氷盤が分裂し、部分的に移動し始める。かくて解氷の後數日間は流氷が續き、終に完全な開河となるのである。

流氷は、結氷前のものは小規模であるけれども、解氷後のそれは時に壯觀を呈し、幅 130 m 長さ 600 m もの大氷盤が悠々と流れることもある。此等の氷塊は互に衝突して或は廻轉しつゝ流下し或は他の氷片に乗せ上げたりする。又其の縁邊を削り取られて圓くなり、縁には氷の切屑が堆積して蓮葉狀となるものもある。

最近 3 冬の經驗によれば、結氷前流氷開始は 11 月 8~12 日、結氷は 11 月 20 日~12 月 2 日、解氷は 4 月 1~13 日、解氷後流氷の終了は 4 月 5~19 日であつた。村上學士は更に結氷時毎日の氷厚を河中 7 點で觀測し、1 日に張る氷の厚さを測定したが、初日に 10~15 cm の氷殻が出来た後は、日々の増厚は區々で、多い日は 3 cm も増し少い日には殆んど増厚しない。然し大體から云へば其の日の最低氣温に比例して生長する。又流速の大なる處は小なる處よりも増厚率が小である。

尙ほ氏は春季解氷開河期日を氣温の上昇率と水位の上昇狀況から判定豫測する方法を講じた。

現著者野滿は齋藤泰一氏と共に河海結氷の理論式を作つて、上記の侯徳封、吉村、村上諸氏の結果が甘く説明されることを示した。