

(8) (1) 項にも述べた様に護岸、水制即ち河川に對し、嘗つては相當計畫的な維持修繕が行はれてゐたと云ふことは十分注意すべきことである。常に變移を見てゐる河川に對しては假令如何様な材料を用ひるとしても之が處置に就ては常時其の變化に注意してゐなければならない。計畫的な河川維持に就ての怠らざる準備を要求したい。

(9) 護岸、水制と河相との關係は極めて密接である。既往の實例から此の關聯性は十分見出すことが出来る。河狀の安定、不安定に對し無理を強ひぬ様計畫されなければならない。Manuals of Engineering Practice, No. 12—A. S. C. E. に河岸固定法として次の様なことが記述されてゐる。「河岸の固定せしめるには凹岸は護岸、凸岸は水制に依る方法がよい。尙此の他河岸缺所に於ける砂礫の性質、水路の斷面、形狀又は工事施行河川の型式に依つて適當な工法を撰定すべきである」之は此の事實を指してゐるものと解すべきである。

## 〔 6 〕 河川工事に關する 2, 3 の基本問題

### 〔6.1〕 河川水理學の基礎的概念

河川を構成してゐるところのものは流水と流水を限つてゐるところの土地とであり、此の間に勢力の均衡が保たれて、河川が成立つてゐる。夫れ故に河川の本質を把握するには流水と土地とを別々に考へては到底其の目的を達し得ぬのであつて、之れ等の問題を綜合一貫せしめることに依り、初めて河川を知ることが出来る。

著者は曩に可動河床模型實驗の基本條件を求めると當つて、流れの限界掃流力は底質の構成に關聯することを認め、實際河川に就て検討した結果、或る1個の流れに於て掃流力と河床抵抗力との間に一聯の關係ある場合には其の間に特異の變動を見ることの尠いのを知つた。而も河川は其の流れると云ふことに

依つて自己の流況に相應するところの安定した状態へと自分自身を形造つて行くことを知つたのである。

吾々は河川を1個の有機體である河川として見なければならぬ。而も河川は極めて複雑な環境條件の下に不斷に變化して已まないものである。不動と考へるのは其の瞬間の形相であり、變化すると云ふことが其の本質である。流水にしる、河床にしる、瞬時も休みなく變化すると共に夫々は又相關的に變化する。

常に變化しつゝある状態を其の本質と考へると、其の本質を把握するのに微分方程式に依ることは至難である。何んとなれば微分方程式は其の變化しつゝ在るものを其の瞬間の状態に於て示すものであり、結局物の影像をとらへるにしか過ぎないのである。斯く考へると直觀に依りてのみ、其の本質を把握し得るであらう。直觀に依る把握は經驗の集積に依るものであり、吾々は直接經驗することに依つて、物の本質を知ることが出来るのである。

經驗すると云ふことは觀察する、觀測すると云ふことに依つて行爲せられる。然し乍ら觀察すると云ふことは複雑な環境條件の下に成り立つてゐる現象を其の特異性の面に於て捕へるものであるから、其處に普遍性が認められない。經驗の集積は往々にして其の現象を組立てゝゐる因子の把握をおろそかにすることがあり、思想の飛躍を見る處がある。吾々は此の陥穽に陥いつてはならない。此の場合之れに科學性を與へるものが數學である。吾々は數學的に解結することに依つて此の結果に普遍性を與へ得るであらう。普遍性を與へることに依つて、其の經驗するところに發展性を與へることになり、斯くすることに依り其の眞の姿を知る。然し乍ら數學的解結はあくまで經驗するところのものを助成する役割を持つべきものでなくてはならない。

吾々は物の成育しつゝあると云ふ其の儘の状態で見なければならぬ。之れを單に1個の物理的現象として見ることは形式的思惟に陥る處がある。吾々は之れを生命を持つ、有機的世界に於て見るべきである。數學的世界は具體的、

生活的經驗から離れた純粹思惟のもたらす1個の人爲的構成物であり、數學的形相は自然界の模寫であり、影であつて、自然界其のもの、自然の實質の形相ではないのである。

吾々に要求されてゐるのは河川其のものに就ての經驗である。

吾々は先づ有機體としての河川を綜合的に見ると共に、之れを組立てゝゐる因子を探究し、再び之れを組立てゝ、之れを全的に把握しなければならぬ。著者は〔1〕の總論で河川を知るために模型實驗の重要なことを述べたのであるが、確かに模型實驗は夫々の條件の下に於ける状況を推論せしめ得るところの必要な資料を提供するものではあるが、然し乍ら模型實驗は特定の環境下に於ける1個の現象であつて、矢張り自然界其のものではない。環境條件を變化せしめることに依り、分析的に物を見るのに好都合ではあるが、あくまで直接經驗するところを實證する1個の手段であると思ふべきである。

河川水理學の目標は河川を知ることにある。常に成育する河川は純粹思惟に依つては其の本然の姿を其のまゝに把握することは出来ない。具體的に生活的に經驗することに依つてのみ知り得られるのである。然し乍ら複雑なる環境は往々にして經驗するところを混亂せしめ、誤つた方向に導く虞がないとは云へない。之れを實證する手段の要求せられる所以である。

今1個の河川に就て考へる。自重に依つて流れる水は其の勢力を水路周邊の摩擦抵抗と内部摩擦抵抗とに消費して定速となつて流下する。若し水路の斷面形狀が不規則であるとする位置の勢力は一部運動の勢力となり、遂には又其の逆を行つて流速に變動を生ぜしめる。水路周邊の摩擦は底質に關係する。若し底質の抵抗が水の限界掃流力より大なる限りは河床は概ね平穩な狀況を呈するが、此の限度を超へると底質は全的に移動を始める。土砂が浮游する。移動する土砂には河床を轉動するものと浮游して流下するものがある。水位の變動に依つて之れ等の間の相關關係は又變化する。而も河川に於ては之れ等の關

係は唯々1個の物理的現象として見られるのみではなくして、此の行爲は河川をして夫れ自身に最も適應したところの形態へと導くものであり、終局の安定した世界へと絶ゆまざる歩みを続けるものなのである。之れ等の行爲を組立てる因子は個別に作用するものではない。河川は之れ等のものが互に關聯を持つて而も成育的に作用するところの有機體であることを深く認識する要がある。

[6.2] 堆積と洗掘

内務技師鷲尾整龍氏は著者の論文「河相論」に對し次の如き討議を寄せられた。其の一部に、

其の後手取川や常願寺川の工事に携はる様になつてからは、荒用に於ては到底河狀の整正を期するやうな長大な水制は決して企つべきものでもなく、施工しても維持し得るものでないことを確認するに至つた、と考ふる直ぐ後から、之れ等の河川に於ける夥しい流下土石に基く河狀の悪化の實に想像に餘りある實狀を眺めて、荒川の水制が果して只河岸、堤防の決潰を防止するのみを目的として安心して好いものであらうか、此の河狀の悪化の止まるところを知らない荒川の河狀を救済して、改修工事の目的を達するには適當な水制の作用を俟つ外ない様に思はるゝが、との疑問が湧き上つて來るのをとめんとしてもとめ得ないのであります。

此の根強い疑問の原因となり河狀の悪化の基をなす土石の流下量は一體どの位あらうか、話は稍々岐路に互る嫌はあるが、荒川の改修又は維持に對する大切な問題であり、又之れに類似した河川の参考ともなり又斯る數量的の調査の發表せられたものに接しないから参考迄に手取川及び常願寺川に於ける實測を下に述べて見ることにします。

手取川に於ける調査は他の目的から行つた材料を利用するものであるから、

註(1) 鷲尾整龍氏、河相論(其の四)に對する討議、土木學會誌第28卷10號、942頁

表39. 手取川河積増減調 (+埋設量, -洗掘量)

區 域	斷 面 0.0~1.5	1.5~2.9	2.9~4.3	4.3~5.9	5.9~7.3	7.3~8.9	8.9~10.7	10.7~12.6	12.6~14.3	14.3~16.0	計
昭和 4~9	109,200	163,600	169,400	125,000	61,800	200,400	51,800	3,439	65,600	29,200	931,200
9~10	—	40,400	18,300	168,000	148,100	—	15,200	—	86,600	29,200	147,000
10~11	800	74,400	35,400	156,800	16,100	56,400	14,500	83,600	46,700	—	672,500
11~14	191,000	154,400	11,400	—	70,300	4,200	—	203,100	—	—	109,400
14~15	1,800	92,200	55,600	77,000	76,700	49,800	24,500	115,000	—	17,000	198,000
15~16	74,800	4,000	48,000	60,400	4,000	72,000	14,800	55,700	—	6,000	91,700
面 積	655,000	536,000	613,000	669,000	644,000	604,000	705,000	645,000	483,000	417,000	6,061,000
昭和 4~9	0.167	0.257	0.260	0.190	0.096	0.331	0.073	—	—	0.070	0.156
9~10	—	0.064	0.030	0.259	0.230	—	0.022	—	—	0	0.024
10~11	0.001	0.117	0.058	0.238	0.025	0.083	0.021	0.130	0.097	—	0.061
11~14	0.292	0.243	0.019	0.049	0.109	0.007	0.060	0.308	0.123	0.080	0.018
14~15	0.003	0.145	0.091	0.117	0.119	0.082	0.036	0.178	0.056	0.040	0.033
15~16	0.114	0.006	0.080	0.092	0.606	—	0.021	0.088	—	0.014	—

多少の不利と誤測と認めらるゝ点もあるが、昭和10, 12, 14, 15, 16年の5回に互つて全川を約200m 毎に行つた横断測量に依り、之れに土木局に於て昭和4年、同9年に行はれたものを加へて表-39 の様な結果となつたのであります。

今表-39 を説明するに

(1) 河積とは200m 毎に行つた各断面に於て計畫洪水位と河床間の流積の平均に断面間距離を乗じて得たものであつて、單位は立方メートルである。區域が1.5~5.9km と云ふ様な半端となつたのは他の事情から來たものであつて、此の調査には意味はない。又面積とは河床全面積を云ふ。

(2) 昭和4~9年は昭和4年土木局の第一次調査後、昭和9年7月に稀有の大洪水があつた爲、同年9月第二次調査が行はれた其の間の變化を示すものではあるが、大體昭和4~8年間には移動なく、殆んど全部が昭和9年の大洪水の結果と見て宜しからう。のみならず同洪水の際上流に約600萬立方メートルと推定さるゝ山崩があつて、異常な土石の流下を見たが、有堤部16km の内僅か3km ばかりの間に相對峙して300~600m の大破堤を5箇所も生じて、之れから河床の土石を堤内に亂入せしめたものであつて、表記の堆積土量は93萬立方メートルに過ぎないが、若し破堤がなかつたならば大凡200萬立方メートル位は堆積する筈であつたらうと推定される。

(3) 本表の真相を知つて頂くには尙説明すべき點は多々あるが、冗長となるから省略し、只此の昭和9~16年の間に200萬立方メートル餘の掘鑿をして河床を局部的に低下したから、普通河狀に於て埋没する場合は大變異の數値を示すものであることだけを承知して見て頂き度い。

そして其の一端を示すために年度別に區域を省略して、全川としての掘鑿土量と埋没土量との關係だけを摘記表示して参考とすると(表-40)。

之れに依つて、昭和9年の大洪水に於ては、改修區域迄には1000萬立方メートル

表-40. 手取川に於ける掘鑿土量及埋没量對照表

		昭和4~9	9~10	10~11	11~14	14~15	15~16
A. 河積の増減		-931,200 <sup>m<sup>3</sup></sup>	134,400	336,400	909,800	-141,900	171,600
B. 掘鑿土量		0	281,400	708,900	1,019,200	56,900	79,900
C. 埋没量		+931,200	147,700	372,500	109,400	198,700	-91,700
平均深	A	-0.154 <sup>m</sup>	0.022	0.056	0.150	-0.023	0.028
	B	0	0.046	0.117	0.168	0.009	0.013
	C	0.154	0.024	0.061	0.619	0.033	-0.015

位に近い土石が流下し(其の大部分は海に迄運び出され)破堤がなかつたならば、200萬立方メートル位堆積すべきであつたと推測されるが、實際は93萬立方メートルに止まつたのであります。

其の後上流に600萬立方メートルに達する崩壊土石が停滯して居り、有堤部では改修工事で多量の土砂を掘鑿しつゝある甚だ不利な條件の下ではあるが、年々約10萬立方メートルの土砂が堆積を續けてゐる。此の土量は河床全面積606萬平方メートルに平均すれば1.65cmに過ぎないが、堆積の甚しい區域では、此の平均値の6~10倍に達しやうから、年々10~15cmの上昇を免かれない部分があらう、と考へられるのであります。不幸にして大洪水に200萬立方メートルも堆積する場合を考ふると平均33cm、河床不利な點では2mを下らないと推測されます。

又常願寺川の本宮堰堤は高さ22m(有效高18m)、貯砂豫定量400萬<sup>m<sup>3</sup></sup>の大堰堤であつて、河口から27km、改修工事前上流端から9km、上流水源からは20km下つた常願寺川本流に設けられたものであるが、昭和10年夏から貯砂を始めて昨年迄は略々300萬<sup>m<sup>3</sup></sup>に達し、年々の内譯は表-41の通りであります。

之れに依つて流下土石の殆んど全部を貯留した當初には、年60萬立方メートル、其

表-41.

	昭和10~13	13~14	14~15	15~16
本宮堰堤貯砂量	1,860,000 <sup>m<sup>3</sup></sup>	370,000	480,000	150,000
同 累 計		2,230,000	2,710,000	2,860,000

の一部が堰堤を越へて流下する。近年になつて 15~50 萬立方メートルである事から見て、平年に於ては 60 萬立方メートル、10 年に 1 回程度の中洪水では 100 萬立方メートルを下らないで、大洪水には 1,000 萬立方メートルにさへ達するものと推定されます。従つて是より下流 9 km の有堤部に達する迄には相當遞減するものとしても平年に在つて 30 萬、中洪水で 50 萬、大洪水では 200~300 萬、時には 500 萬立方メートル程度の土石が流下することを覚悟しなければならないのであります。河床面積は稍々手取川より廣いが、それでも 840 萬平方メートルに過ぎないから、河床の上昇度は手取川の 2 倍以上に達する事は疑ひない所でありませう。

斯る河川に於て改修工事を行ひ、或ひは護岸、水制の維持を行ふものとして、水制は堤防の決潰を防止すれば宜しいとのみ考へて宜いものであらうか。そして若し河床の上昇に對する方策は砂防工事に譲るべきものであつて、水制として考慮する必要はないと考ふるならば之れは眞に甚しい誤解でありませう。

其の理由の 1 は砂防工事として手取川や常願寺川に於て 300 萬乃至 500 萬圓の工費を費やしても、土石の流下を根絶する事は愚か著減することも不可能な甚しい荒廢状態であります。常願寺川に於て 500 萬圓の巨費を費しても期し得る所は僅かに流出土石を調節して、下流有堤部に及ぼす悪影響を軽減して改修工事の遂行を容易にし、水制の作用を有利にし得るに過ぎず、年々 20~30 萬立方メートルの土砂の流下は避けられないものと考へられます。而も斯る巨額の貯砂堰堤工事の實現は容易でないでありませう。

理由の 2 は幸ひにして前項の砂防工事が遂行されるに至つたとしても、之れ

を完成するに要する期間は 20~50 年に亘らうから、此の間は河狀の整正は主として下流の水制工事に頼る外はありません。此の必要に適應した水制が特に望まれるのであります。

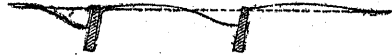
理由の 3 は貯砂堰堤の作用の第一期は滯筋のみの著しい低下として下流に表はるゝから、局部的には護岸根固の危険と河狀の悪化さへ伴ふものと思はれます。斯る不利を避け、堰堤の作用を有效ならしめんがためには、根固の低下追設に依つて焦眉の急に應ずるのみならず、掘鑿を施して河狀の整正に努むると共に、之れと協力し得る様な水制を案出施工して之れが保持に努むべきであつて、之に依つて滯筋の局部的低下を廣めて河床の全面的の低下に轉じ、更に其の作用の下流への進行を促進せしむべきものと考へます。

鷲尾技師は斯く述べられて更に、斯る目的を有する水制は當然河岸堤防の決潰を防止せんとする水制とは異つた性質を必要とするものであり、而も之れに對しては之れならばと思はれる工法の容易に案出することの困難なる旨を指摘して居られる。

この土砂の堆積、洗掘と云ふことは河川工事を實施する場合に極めて大きな問題を提供する。之れは河川の性格を決定する最も大きな要素の 1 である。土砂流下の著しい河川に於ける土砂抑止堰堤の效果に就ては鷲尾技師の述べられた通りであつて、著者は寧ろ理由の 3 として述べられておるところを強調したい。常願寺川、手取川の如きは稀に見る荒廢した河川であつて、斯の如き現象は何れの河川に於ても見られると云ふものではなく、異例に屬するではあらうが、然し乍ら此の現象は大なり小なり、何れの場合にも見られるものであり、一度河川を横切つて堰堤を築造すると其の上下流に亘つて河床は急激な變化を來す。先づ上流側に堆積する。土石流下に對して貯水池の容量の十分大きな場合には普通には貯水池の上流端近くに堆積を始め、此の堆積土砂は段丘の様なものを形造つて前進し、遂には貯水池を埋没せしめることとなる。此の現象は

水力發電用の貯水池に屢々見受けられる。下流側は如何になるかと云ふと、此の場合は先づ堰堤直下に於て著しい洗掘を來し、此の洗掘せられた土砂は其の下流側に又堆積する。洗掘量が多ければ多い程、下流側の堆積は増大するであらう。逐次の洪水に依つて此の堆積土砂は漸時流下せしめられるのではあるが、普通の場合には全般に流下せしめるよりも滞筋の低下となつて現はれることが多く、斯くなると、寄洲は却つて増高せしめられることが多い。若しも堰堤を階段式に設けるとすると、これは砂防工事で屢々みられる方法であるが、上流側の堰堤下の洗掘された土砂は下流堰堤の上流側に堆積し、圖-123の如き形を採ることがある。著者は

圖-123.



上流堰堤下流の洗掘深が下流堰堤の  
天端以下になつたことのあるのを經

験してゐる。圖-73 には富士川支川大柳川の例を示してゐるが、これ等の大體の傾向を知ることが出来る。大柳川の下流堰堤の下流は著しく河床低下しる段に床固工事を實施するの餘儀なきに至つたのであるが、圖にも示す通り、600 m 位下流からは殆んど變化を見てゐない。これは此の部分から下流は富士川本川の水位の影響を受けて土砂の流下が普通の場合著しく制限されるのである。

相當量の土砂の流下を見てゐる河川に堰堤を築造した場合、一應上流よりの流下土砂は扞止されるであらうが、下流側の土砂のみでも移動する。特に堰堤直下流では著しく洗掘せられ、局部的に大移動を見るのが普通であるから、此の土砂を廣く下流迄流導することの困難な場合が多い。此の場合更に上流より土砂が追加されるすると或る部分での堆積は後方より甚しくなることが考へられる。斯る場合の處置の如何に困難であるかは常願寺川がよい例を示してゐる。

此の事實は捷水路を設ける場合と何等變りがない。捷水路の効果のところを詳論したところを参照せられたい。河川の狀態を變化せしめると云ふことは、其の將來に就て十分考慮の上處置せらるべきものと信んずる。河川が自分の流

れに依つて掃流し得る量には限度があり、而も夫れに應ずる断面形狀が形造られるのである。

明の播季馴は黄河の河道を維持するに當つて、縹堤を常水路に沿ふて設け水流を以て土砂を拂ひ、遙るかに遙堤を引いて洪水の氾濫を防ぎ、又洪澤湖の東側に大堤を築いて清水を貯へて黄河を洗つた。遙堤の設けられぬところでは溢流堤を設けて大洪水に備へてゐる。東水刷沙と云ふ言葉は之れから出てゐるが、之は黄河の性質を十分了解してゐると云ひ得られる。河相と河川工法との重大なる關聯を此處に見出すであらう。

### 〔6.3〕 水制と出水期間の長短

鷲尾技師は更に次の如く述べて居られる。

昨年最上川の上流の工事を見學した際に玉井技師から、信濃川や最上川に於ては低い水制は殆んど失敗に歸して居つて、床固的の水制でも相當の高さを保たすべきである事を實例に就て教へられ、大變参考になることゝ喜んだものがあります。これは裏日本の河川は表日本の河川に比して河の大きさの割合に、水位を高く保つ期間が著しく長いことが原因でないかと考へて居ります。大體3月下旬から5月の半まで春期の融雪期で水量が多く、連日水位が高まり、次いで灌漑期を中に置いて梅雨期に入り、谷底に雪崩で推し固められた雪の融解を伴つて、又水位が高く、引續いて夏期の洪水に入り、更に晩秋から初冬にかけて霖雨となり、降雪期迄又水位が高い。従つて表日本で適當な高さと思はるゝ程度、或ひは渴水位から 80 cm、平均低水位から 50 cm 高とか云ふ風に定められた高さでは、30 日以上も續いて年數同に互つて、水制頭部を溢流する状態を呈するために水制の上流先端が洗掘したり、根固粗梁沈床が傾覆、流亡したりして遂には水制本體が變形、沈下し、或ひは流亡するもの様であります。之れに對しては水制の高さの撰定を誤り、或ひは根固沈床の強度に無理があつ

たと云はれては夫れ迄ではあるが、低設水制の特に云はれてゐる時に、斯る事情は十分注意すべき要があると考へます。

又常願寺川では計畫高水位以下 1.0~0.5 m 位の高さの不透過性の枠出しが好んで用ひられて居ります。富山縣の経験者は多年の経験と実績から、此の構造の優秀にして此の高さの必要なことを確信して居りますが、私は水制は流水を攪亂するが如き構造は避くべきものと信じ、將來は之れを除却して護岸の根固木床より更に低め、計畫高水位以下 5.0 m 程度となして根固木床の安全を期し、ひいて護岸堤防の安完を期すべきものと考へて居ります。従つて相當の洪水に遭遇すれば次々と破損流亡するものと見て居りましたが、本川改修の現場擔當者も矢張り常願寺川の特質から見て、斯る水制の有効にして必要なことを述べ、假令へ低設の根固水制が完全であつても、激流の衝擊する處如何なる護岸も萬全は期せられず、少くとも計畫高水位以下 1.0~1.5 m 位の高さの不透過水制（透過性水制は維持不能なれば）が必要なりとして居ります。然し此の意見の適否は疑問とするも、煉石張の護岸でさへも萬全を期し難いと云ふ程の河川のあることと、之れ等の水制が昭和 15 年の中洪水に際して必ずしも私の豫想して居つた様に絶對不利では無かつた事を知つて頂き度い。そして後者の理由は私の判断が誤りでないとしたならば洪水の持續時間が意外に短かつた事に存するものと認められるのであります。

常願寺川は流域面積 368 km<sup>2</sup>、流路延長 56 km の小河川であるが、現在考へてゐるところは河床勾配 1/70、流量毎秒 3100 m<sup>3</sup> 程度の異常の河状でありまして、昭和 15 年の洪水は中洪水程度で、割合に期間が長い出水であつたに拘らず、最高水位から 1.5 m 下りまでの間の水位持續時間は 4 時間に過ぎず、従つて此の水制に激突して渦動する水流に依つて水制の先端が洗掘され、溢流に依つて下流が相當洗掘された事は必然であらうが、水制が轉倒、破損するに至らぬ内に減水が著しくして安全であつたものと考へる。斯様な洪水の持續時

間の長短と工作物の強度との關係は、昭和 11 年手取川に於ける工作物の流亡に顯著な差異を示した 3 回の同一水位に迄達した中洪水の経験以來特に注意しておつた所であつて、之れに依つて再び確認するを得たものであります。

鷲尾技師は此處に 2 つの實例を擧げて出水持續時間と工作物の構造との關係を述べて居られるが、極めて妥當な御意見である。年間水位の配分状況、出水の頻度、出水の持續時間は又其の河川の性格を決定するところの重大なる要素の 1 であることは確かであつて、夫れに應じ得る様な工作物を目論まねばならない。殊に常願寺川、手取川等に於ける實例は之れ等の地域に特有な形式を採用のものであり、著者は現地に於て容易に得られる材料で、其の河狀に應ずる様組立てられたものとして、夫れ等の材料を使用する限りに於ては、極めて妙を得てゐるものと考へる。

護岸、水制に最も悪い影響を與へるものは中洪水の連続であることは屢々見受けるところであり、著者も昭和 13 年に富士川で、1 出水期節に 4 回の中洪水を受け、非常に河岸をいためられたことを経験した。信濃川や最上川で何の様な低設水制を目論まれたかをまだ見る機會のないのが残念ではあるが、杭出しとか合掌枠とかの水制では丁度其の頭部を多少越す程度の出水を長期間に受けるとは其の維持は困難であらうことが想像せられる。水制の構造は其の目的に依り、河相に依り、極めて弾力性のある考へ方に依つて計畫されねばならない。若し河岸、堤脚の洗掘のみを防ぐことを目標とするならば、これは出来るだけ低く、可能なれば現状の河床高程度に止むべきであらう。河狀に應じて水制の列數を増して行けばよいのであつて、之れが極端に數多くなつたとすれば、1 個のマツトとなるのである。

河岸、堤脚の洗掘を防止するには一面にマツトを張つた護岸工法を作ることの有利なことは著者は既に指摘したところである。然し乍ら斯く低く水制を設置すると云ふことは水位高の比較的長く續くところでは施工困難である。工

法は又施工し得る期間に制限される場合が多い。施工期間の水深と云ふことも考へねばならぬ大きな問題である。8m乃至10mと云ふ長大な丸太を打込む杭出水制は又斯るところでは効果のあるものである。法面をも合せて防ぐことを目標とする時は水制は相當の高さを必要とすることも亦確かである。著者は法面をも合せて防ぐことを考へたところでは、圖-101に示す様なものを釜無川に設けてゐるのが其の1例である。水制の頭部は計畫高水位から1.0~1.5m程度下りとしてゐる。普通の場合には水深の中端程度は必要であらうと考へてゐる。

然し乍ら水制は原則としては、堤脚の洗掘を防止することから考へれば、別に高さの高いものを要せず、繊細な合掌杵の如きものでも、之れを低く設置し、流水が強いからとて堅牢なものとはせず、寧ろ成木等は尠く、低く設置し、諸石も流水の支障とならぬ様に考へるのが効果的であり、流勢が強い時には其の列数を増せば好い、と云ふ風に考へるべきであり、計畫に當つては其の河川の特殊性に依り、其の目的に依り、使用材料の如何、施工方法の如何に依つて、良い意味に於て原則にとらはれず、自己の河相に對する深い觀察と工法に對する豊かな經驗とに依つて判斷すべきものであると考へる。

[6.4] 轉動と浮游

河川を流下する砂礫には河床を轉動するものと浮游して流れ去るものがあることは既に述べたところであるが、日本内地に於ける河川に於ては河床を轉動するものが主であつて、河川の安定度を決定し、改修工事實施の上に影響を與へるものは殆んど之れに屬するものであり、著者が前各章に述べて來たところは流水と轉動砂礫との關聯を基本として考へたものである。吾々は更に此の流下する土砂の組成に就て検討する要がある。

理學博士速水頌一郎<sup>(1)</sup>氏は流動せる河水中に見られる泥砂の浮游は主として擾

亂運動に依るものであり、擾亂運動の効果は擾亂テンソルとして表現されるから此の問題は分子の擴散運動、熱の傳導等と同様の考へ方に依つて取扱ひ得ると考へ、G. I. Taylorの稍々便宜的なる方法に依つて流水の作用による泥砂の浮游傳播の一般方程式を導いた。之れに依ると

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \sum_i \frac{\partial}{\partial i} \left( \sum_j \eta_{ij} \frac{\partial \theta}{\partial j} \right) - \sum_i u_i \frac{\partial \theta}{\partial i} + \omega_0 \frac{\partial \theta}{\partial z} \dots \dots \dots (82)$$

$i, j = x, y, z$

茲に  $\theta$  は單位體積内の泥砂の重量、 $t$  は時間、 $i, j$  は座標を表はし座標軸は原點を底面に、 $z$  軸を上方に、 $x$  軸は流れの方向に、 $y$  軸は之れ等と直角に取る。 $u_i$  は流水の平均流速、 $\omega_0$  は泥砂粒子の水中に於ける沈降速度を表はす。(82)式の特別の場合を1933年にO'Brienが發表してゐるが、速水博士は之れとは別に導かれたのであつて、河川に關する2,3の問題に就て(82)式の解を求めて居られるが、此の内定常状態に於ける懸濁物質の垂直分布に就て述べて居られるところをあげると、次の如くである。

速水博士はH. Gebeleinに従つて、亂流係数はテンソルの性質を持ち分子粘性係數と異つて物質固有の性質ではなく境界面の性質と流體の運動とによつて決定されると考へ、彎曲の少ない廣い河川の流れは自由表面を持ち横に無限に擴つた流體が一平面上を流れる場合に就きて、擾亂テンソルを求めると近似的に

$$Y = \begin{pmatrix} \eta_{xx} & \eta_{xy} & \eta_{xz} \\ \eta_{yx} & \eta_{yy} & \eta_{yz} \\ \eta_{zx} & \eta_{zy} & \eta_{zz} \end{pmatrix} = c^2 \text{rot } u \frac{(h^2 - z^2)^2}{2(h^2 + z^2)} \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1/2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \dots \dots \dots (83)$$

茲に  $Y$  は擾亂テンソルを表はし 座標軸は原點を自由表面に、 $x$  軸を流れ

註(1) S Hayami, Hydrological Studies on the Yangtze River, Captnia IV, 圖, J. Shanghai Sci. Institute, Section I Vol. 1. 1939, 1941.



の方向に、 $z$  軸を垂直下方に、 $y$  軸を之れ等に直角にとる。 $u$  は平均流速のベクトルを表はし、 $c$  は常數である。又  $h$  は底面の深さを示し、 $\eta_{xx}$ 、 $\eta_{yy}$  等は座標軸に關聯した擾亂テンソルの分素である。

河川の勾配が緩であり、表面と底面とが平行であると假定すれば、彎曲の少ない廣い河川の流れは適當な省略を施せば定常状態に於て次式に依つて表はされる。

$$u \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ (\nu + \eta_{xx}) \frac{\partial u}{\partial z} \right\} + gI \quad \dots\dots\dots(84)$$

茲に  $u$  は適當な時間にとつた平均流速を、 $\nu$  は動粘性係數を、 $I$  は表面の勾配を  $g$  は重力の加速度を表はす。 $\nu$  は底面に極めて近い部分を除けば亂流係數  $\eta_{xx}$  に對して無視出来る。河幅一定の場合、 $\nu$  を無視し、且つ  $\eta_{xx}$  に (83) 式の値を入れると (84) 式は

$$\frac{\partial}{\partial z} \left\{ \frac{c^2(h^2 - z^2)^2}{2(h^2 + z^2)} \left| \frac{\partial u}{\partial z} \right| \frac{\partial u}{\partial z} \right\} = -gI \quad \dots\dots\dots(85)$$

となる。自由表面の條件を入れて (85) 式を解くと、平均流速  $u$  の垂直分布式として

$$u = u_0 - \frac{\sqrt{2} \sqrt{gIh}}{c} \phi(\zeta) \quad \dots\dots\dots(86)$$

が得られる。茲に  $u_0$  は表面流速、 $\zeta$  は  $\frac{z}{h}$  を表はし  $\phi$  は

$$\phi(\zeta) = \int_0^\zeta \frac{\sqrt{\zeta(1+\zeta^2)}}{(1-\zeta)^2} d\zeta \quad \dots\dots\dots(87)$$

を表はす。 $\phi$  は  $\zeta$  のみの函数であるから凡ての河川に共通であり、之れが流速の垂直分布様式を決定する。又 (86) 式を使ふと  $\eta_{xx}$  の形が定る。即ち上述の條件の下に於て

$$\eta_{xx} = \frac{ch\sqrt{gIh}}{\sqrt{2}} \phi(\zeta) \quad \dots\dots\dots(88)$$

が成立する。茲に  $\phi(\zeta)$  は

$$\phi(\zeta) = \frac{(1-\zeta^2)\sqrt{\zeta}}{\sqrt{1+\zeta^2}} \quad \dots\dots\dots(89)$$

によつて表はされる。 $\phi(\zeta)$  は  $\zeta$  のみの函数であるから、又凡ての河川に同一である。

扱て前にもどつて彎曲の少ない廣い河川に於ける泥砂の浮游は (88) 式に依る亂流係數  $\eta_{xx}$  の値を用ひると、定常状態に於て近似的に次式によつて與へられる。

$$\frac{\partial}{\partial \zeta} \left\{ \frac{c\sqrt{Ihg}}{\sqrt{2}} \phi(\zeta) \frac{\partial \theta}{\partial \zeta} \right\} = \omega_0 \frac{\partial \theta}{\partial \zeta} \quad \dots\dots\dots(90)$$

茲に記號は凡て以前に定めたものと同じ意味を表はす。(90)式を積分すると

$$\frac{c\sqrt{Ihg}}{\sqrt{2}} \phi(\zeta) \frac{\partial \theta}{\partial \zeta} = \omega_0 \theta + A$$

茲に  $A$  は積分常數である。外部より物質の授受がない場合には  $A$  は消失する。更に  $\zeta=1$  に於て  $\theta=\theta_0$  とすれば解は

$$\lg \frac{\theta}{\theta_0} = -\frac{\sqrt{2} \omega_0}{c\sqrt{Ihg}} \int_\zeta^1 \frac{1}{\phi(\zeta)} d\zeta \quad \dots\dots\dots(91)$$

によつて與へられる。但し此の積分は實際の流れに於ては  $\zeta=1$  まで積分することは出来ない。亂れた流れの研究によると境界面の極めて附近に於ては薄い層流層があり、此の層に於て流速は零より有限の値に飛躍する。此の層の中では流速の傾差が大きいため分子粘性の作用が強く働き、運動量の移動とか、砂粒子の浮游等は此の作用によつて行はれる。

速水博士は揚子江下流に就て上の事實を検討せられた。此の層の厚さは揚子江下流に於ては其の深さ、勾配等より推定して細砂の直径程度と考へ、水深が通常 10 m 乃至 20 m であることから (91) 式の積分に於て上限を  $\zeta=0.9999$  とし、此の高さに於ける  $\theta$  の値を更めて  $\theta_0$  と置く

$$\lg \frac{\theta}{\theta_0} = -\frac{\sqrt{2} \omega_0}{c\sqrt{Ihg}} \Omega(\zeta) \quad \dots\dots\dots(92)$$

茲に 
$$\Omega(\zeta) = \int_{\zeta}^{0.9999} \frac{1}{\psi(\zeta)} d\zeta \dots\dots\dots (93)$$

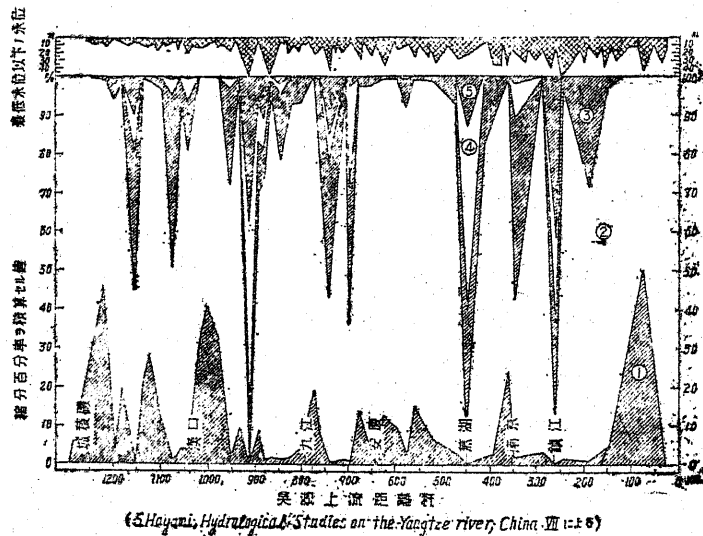
$\Omega(\zeta)$  は  $\zeta$  のみの函数であるから凡ての河川に同一であつて、粒子の垂直分布様式を與へる。 $\Omega(\zeta)$  の概算値は次の通りである。

表-42. 函数  $\Omega(\zeta)$  の表

$\zeta$	$\Omega(\zeta)$	$\zeta$	$\Omega(\zeta)$	$\zeta$	$\Omega(\zeta)$
表面	7.789	0.4	6.477	0.8	5.459
0.1	7.173	0.5	6.272	0.9	4.928
0.2	6.902	0.6	6.050	0.99	3.259
0.3	6.682	0.7	5.793	0.999	1.628

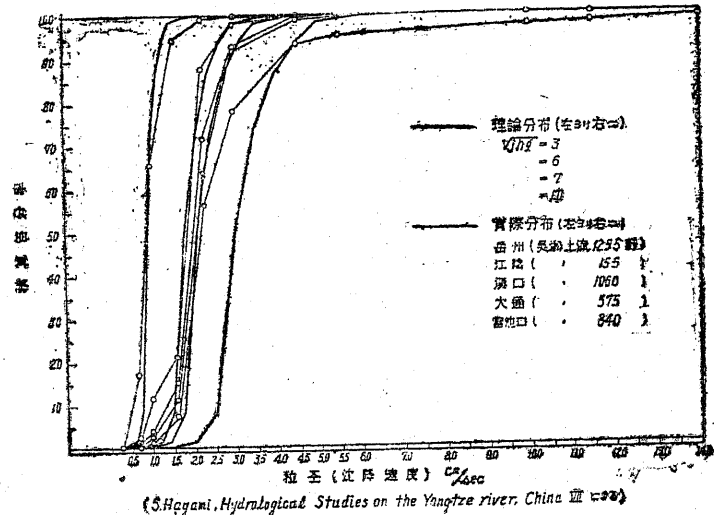
速水博士は揚子江下流部 1300 km の區間から 193ヶ所に互つて底質を採取し、其の粒子組成を明に記したが、此の結果を概観すると圖-124 の如くであつた。此の組成は大部分 (92) 式から誘導した理論的組成に近似してゐる。

圖-124 (1).



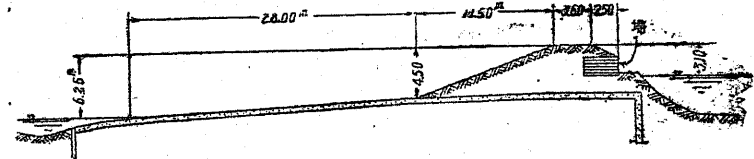
(S. Hayami, Hydrological Studies on the Yangtze river, China Ⅶ : 1-5)

圖-124 (2).



(S. Hayami, Hydrological Studies on the Yangtze river, China Ⅶ : 2)

圖-125.



五里堤断面

圖-124 に此の間の關係を示す。大きな粒子を含むものでは大きな粒子の側に於て理論曲線から偏つてゐるが、之れは局地的の理由に基くものであり、一般に小さい粒子の側に於ても多少の偏倚を見るのであるが、之れは理論曲線が浮游物質は凡て底面の近くを流れると云ふ假定の下に導かれたものであつて、表面迄浮游物質のある場合には小さい粒子の側に多少の偏倚のあるのは當然である。此の小さい粒子の側の偏倚の量を見ると、直径 0.1~0.77 mm 程度のもの

では、最大 20%、普通は 10% 以下である。直径 0.07~0.05 mm の粒子では數%、直径 0.05 mm 以下の粒子では數%以下である。此の程度の底質が平衡を保つ懸濁物質の量を推算するために (92) 式によつて  $\theta/\theta_0$  の平均値を  $\zeta=0.0\sim 0.8$  の間に對して求めると次表の様になる。

表-43.  $\theta/\theta_0$  の 平均 値

$\omega_0/\sqrt{Ihg}$	0.2	0.15	0.1	0.05	0.01
$\theta/\theta_0$ の平均値	$1.5\times 10^{-4}$	$1.3\times 10^{-3}$	$1.1\times 10^{-2}$	$1.0\times 10^{-1}$	$7.7\times 10^{-1}$

今偏倚を 3% と假定すれば  $\theta_0=3\times 10^8 \text{ g/m}^3$  の程度となり、表-43 から表-44 の値を得る。

表-44.  $\theta$  の 平均 値

$\omega_0/\sqrt{Ihg}$	0.2	0.15	0.1	0.05	0.01
$\theta$ の平均値	$4.5\times 10^{-1}$	3.9	$3.3\times 10$	$3.0\times 10^2$	$2.3\times 10^8$

實際揚子江に浮游する懸濁物質の量は  $100\sim 1000 \text{ g/m}^3$  の間に在るから、表-44 から見て其の粒子の大きさは  $\omega_0=0.05\sqrt{Ihg}$  以下でなければならない。 $\sqrt{Ihg}=6$  とすれば  $\omega_0=0.3 \text{ cm/sec}$  となり、これは  $20^\circ\text{C}$  の温度に於ては平均直径 0.05 mm に相當する。揚子江の懸濁物質を分析すると平均直径 0.01 mm 以上の粒子が約 30~40% を占め、残りは之れ以下である。平均直径 0.01 mm 以上の部分には平均直径 0.05 mm 以上の粒子は殆んどなく、大部分は 0.05~0.01 mm の間に在る。従つて此の程度の粒子が懸濁物質中に占める量は 30~300  $\text{g/m}^3$  の程度となるべく、之れと平衡を保つ底質の量は平均直径 0.03 mm と假定すれば 0.3~0.03% の程度であらう。これは大體事實と一致する。直径 0.01 mm 以下の粒子は (92) 式によれば底から表面迄一様に分布され、水温、溶解物質等の如き流體に屬する量と同様な性質を持つ、従つて夫れは底質と無關係と見られる。之れ底質にかゝる粒子が存在しない理由であり、此の

ために底質と懸濁物質との間には粒径に著しい不連続が現はれる。

理學博士野滿隆治氏は阿蘇黒川の研究で、<sup>(1)</sup> 浮游泥砂の分布を測定して居られるが、之れによると観測地點牧内に於ける状態は次の如くであつた。水路の彎曲せる個所と直線の個所の 2 個で測定したのであるが、其の一部をあげると、

表-45. 黒川の浮游砂泥量

寶泉橋上流 40 米の地點 (昭和 16 年 7 月 28 日採水、數日來降雨なし)

採水點の位置		水 1 立中の浮游物量		全 水 深 (cm)
右岸より (m)	底面より (cm)	火 山 砂 (cgr)	火 山 泥 (mg)	
2	10	4.59	13.0	25
	20	6.30	13.8	
	30	3.29	12.0	
3	10	21.84	13.5	30
	20	7.78	12.9	
	30	3.12	10.0	
4	10	27.15	13.2	30
	20	19.84	13.7	
	30	10.26	11.8	
6	10	24.29	12.5	25
	20	11.82	12.4	
	25	6.99	12.2	
8	10	21.16	12.4	30
	20	14.80	12.2	
	30	7.04	15.3	
10	10	39.16	13.0	30
	20	24.10	15.1	
	30	4.98	13.7	

註 (1) 野滿隆治、輕部未藏、川口武雄—河川の横斷面に於ける鹽分並びに浮游砂泥の分布と横流、地球物理、第 6 卷第 1 號

12	10	67.95	16.5	40
	20	62.46	12.7	
	30	44.61	14.4	
	40	12.39	10.5	
14	10	160.58	15.9	35
	20	25.37	12.2	
	30	15.69	16.5	
	35	9.02	12.9	
16	10	83.11	12.4	40
	20	37.62	13.0	
	30	33.21	11.0	
	40	23.62	12.1	
18	10	61.55	14.0	55
	20	61.73	12.7	
	30	47.90	13.7	
	40	33.66	15.8	
	50	22.48	11.9	
19	10	89.10	14.5	50
	20	23.52	12.0	
	30	22.71	16.0	
	40	16.75	14.4	
	50	7.87	13.0	
20	10	74.70	17.5	65
	20	40.35	14.5	
	30	36.45	15.3	
	40	22.20	14.8	
	50	14.32	12.8	
	60	8.46	13.7	
21	10	49.86	17.8	60
	20	29.46	18.5	
	30	19.97	14.3	
	40	11.23	16.2	
	50	10.73	15.9	
	60	3.55	14.1	
22	10	11.28	15.7	60
	20	5.85	14.7	
	30	6.29	17.4	
	40	4.15	15.5	
	50	4.29	12.6	
	60	3.29	15.3	

数に火山砂と云ふのは径 0.1~0.5 mm の粒子よりなり、特に 0.15 mm 程

度のものが大部分を占め、其の質は純然たる火山灰で而も殆んど變質してゐない。形も角張りたるもの多く、肉眼で見ても明らかに砂質である。河底の轉流砂とも亦全く同質同大である。火山泥は肉眼では只一樣に赤褐色を呈するのみで個々の粒子を分別することは出来ないが、檢鏡すると粒徑 0.0025~0.050 mm の圓味を帯びた粒子から成り、中にも径 0.005~0.02 mm のものが最多數を占めてゐる。これは火山灰の腐蝕變化したものであらう。

之れに依れば黒川の濁りをなす浮游物質は粒徑の全く違つた 2 種類よりなり、径 0.15 mm 程度の黒色火山砂と 0.005~0.02 mm 程度の赤色火山泥とであり、而も其の大部分は火山砂よりなる。

火山泥の分布状態を見ると、これは殆んど上下均一である。多少不規則なのは横流に原因するものであらう。又水平的にも泥の差の微少であるのは、底質が略々一定に制約されるためと思はれる。

火山砂の垂直分布は明らかに表層に少く、底層に著しく多い。其の垂直分布は大體に於て指數曲線で表はし得られ、(92)式を實證してゐる。尙此の場合にも横流の影響は見受けられる。

浮游砂泥に關する報告は極めて尠い。而も之れを全断面に亘つて其の分布状況を調べたものは尠いであらう。此の砂泥の浮游の機構は極めて複雑であると共に其の測定は又技術的に相當困難である。揚子江の場合には浮游してゐる粒子は殆んど全部平均直径 0.05 mm 以下であり、平均直径 0.01 mm 以上のものは全量の 30~40% を占め、残りは夫れ以下のものである。而も底質を占めるものは一般に直径 0.05 mm 以上及び 1 mm 以下のものであつて、其の最大含率の砂粒群は大部分 0.15~0.21 mm のものに屬して居り、浮游してゐるものと底質との間にはかなり明瞭に差異が見受けられる。浮游砂泥の垂直分布に就ては知る資料を持たないが、恐らく其の過半は一樣に分布されて居り、0.1 mm 程度ものは河床附近に限られてゐるものと思はれる。之れを黒川に

就て見ると、直徑 0.005~0.02 mm のものは殆んど一樣に分布されてゐるが、平均直徑 0.168 mm のものは對數曲線をなして河床に近い程急激に増加して居り、而も後者は河床を構成してゐる砂と殆んど同大であり、量的に之れを見ると黒川筋内の牧町寶泉橋上流では流量毎秒  $4.79 \text{ m}^3$  の時に火山砂  $1.246 \text{ gr/sec}$ 、火山泥  $69 \text{ gr/sec}$  となつてゐたから、泥の量は砂の夫れの約  $1/18$  と云ふことになる。此の場合底質の組成に就ては明らかにされてゐないので、浮游粒子との關係を知り得ないが、唯、浮游砂と同質同大と云はれてゐるところを見ると、底質が捲き上げられてゐるものと考へられる。揚子江と黒川では此の浮游砂泥と底質との間に斯の様な差異が見られるのである。

河床を構成してゐる砂礫は流水の力に依つて其の限界掃流力を超へると漸次移動を始めるが、先づ小さな粒子から浮游し始め、次第に大粒迄動くやうになり、遂には落葉の風に吹きまかれるが如くに流下すると云ふことは既に詳述したところである。吹き上げられた粒子は流れの亂れの程度に従つて浮游し流下するであらう。此の事實は揚子江、黒川の例から窺ひ知ることが出来る。揚子江の場合は底質の大部分と浮游粒子とは不連続に變化してゐることを見ると、此處では流水に吹き上げられる粒子は極めて僅であり、河川は平衡の域に近いものであることが想像せられる。(64) 式に於て平均粒徑を  $0.2 \text{ mm}$  とすれば、粒子混合狀況から判斷して限界掃流力は  $0.02 \text{ kg/m}^2$  となるから、揚子江では水深  $4 \text{ m}$  で限界掃流力は河床抵抗の約 2 倍となり、若し水深  $2 \text{ m}$  とすれば全く砂礫の移動を見ないことになる。底質の移動の甚しくないことは之れからも推定することが出来るのであつて、現に河道幅員の廣大なる地點(船舶の航行に支障を來すのは凡そ斯の様な場所であり、斯る地點では水深は減水期には  $3 \text{ m}$  臺になることは珍らしくない)では減水に際し、多少の障礙により容易に寄洲の位置を變動せしめ、滞筋を變化せしめてゐることは、又之れに依つても説明することが出来るのである。之れに反し黒川では底質が吹き上げら

れてゐることが想像せられる。全體として移動してゐるであらう。河川は安定してゐないと云へる。

此の浮游、轉動の問題は河川の安定度を推察せしめる大きな要素であり、河相を決定する重要な因子である。河川工法も亦此の問題から出發する。

吾々の同僚は今、黄河で分水工事を計畫してゐるが、これには技術的に相當の困難が豫想せられる。支那では以前から、決すれば游し、游すれば又決す、と云ふことが言はれて居り、これは堤防が破堤すれば、河が分れて土砂が沈澱して淺くなり、之れが又決潰の原因となつて破堤すると云ふことで、永い歴史は之れを繰り返してゐた。含砂量は概ね流量に従つて其の含有率が變化し、流量が増せば含有率は増大するものと考へられるから、流量が急激に減少するとすれば含有土砂は沈澱、堆積する筈である。

黄河の含砂量の測定としては 州水文站に於けるものがあるが、之れに依ると 7, 8 月の増水期には流量毎秒  $500 \text{ m}^3$  で平均含砂量  $1.5\%$ 、 $1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$  で  $18\%$ 、 $5,000 \text{ m}^3/\text{sec}$  で  $30\%$ 、減水期の 5 ヶ月は  $4\%$ 、乃至  $7\%$  となつて居り、8 月に於ける含砂量の配分は上水  $3.10\%$ 、中水  $4.41\%$ 、下水  $5.73\%$  平均  $4.42\%$  と云ふことが報告されてゐる。此の測定は十分科學的であると云ひ得ぬが、流量に依つて土砂の含有率の異なることと、浮游土砂は 1 垂直線上殆んど同一化されてゐることが考へられる。又黄河の常水路の底質は概ね砂と認められるものであり、浮游土砂や高水敷に堆積するものとは明らかに其の間に差異が認められる。此の様な場合に分水の容易でないことは確かなことであつて、吾々は其の本質を探究すると共に之れに従つて萬全の處置を講ずる要がある。Mississippi 河では 100 年近くも不可能視されてゐた捷水路を可能ならしめてゐる。吾々に出来ないことはない。

#### 〔6.5〕 平均流速公式中の粗度係數

表-46. 黄河濠口に於ける粗度係数

年月日	水位 (m)	平均流速 (m/sec)	断面積 (m <sup>2</sup> )	流量 (m <sup>3</sup> /sec)	水面幅 (m)	平均深 (m)	粗度係数
9-3-7	24.36	1.000	485.3	485.23	145	3.35	0.0236
4-5	25.29	1.310	800.8	1,050.68	200	4.00	0.0191
4-26	24.71	1.270	555.0	704.05	175	3.17	0.0178
5-18	25.12	1.772	884.0	1,566.86	230	3.84	0.0145
5-26	25.78	2.115	1,555.1	3,288.41	240	6.46	0.0172
6-10	25.60	2.063	1,279.1	2,641.03	230	5.58	0.0124
7-7	25.20	1.552	953.9	1,479.09	230	4.15	0.0174
7-18	25.57	1.836	1,200.1	2,202.71	230	5.23	0.0172
7-28	26.18	2.110	1,506.6	3,179.00	240	6.28	0.0169
8-10	26.83	2.405	2,025.4	4,871.14	270	7.53	0.0166
8-22	25.71	1.828	1,262.4	2,307.79	250	5.03	0.0168
9-9	25.55	1.604	1,089.0	1,747.03	215	5.03	0.0193
9-23	27.52	2.601	1,871.1	4,866.85	290	6.48	0.0141
10-2	27.39	2.437	1,867.8	4,550.77	290	6.46	0.0122
10-12	27.88	2.450	2,185.8	5,560.56	300	7.30	0.0129
11-13	26.09	1.497	1,144.5	1,713.27	240	4.76	0.0192
11-27	25.89	1.177	1,136.8	1,338.27	240	4.76	0.0253
12-16	25.54	0.907	832.7	244.66	190	4.90	0.0344
12-21	24.65	0.542	662.4	358.35	170	3.89	0.0478
10-4-7	25.65	1.310	971.0	1,268.20	255	3.80	0.0196
5-6	25.40	1.350	583.3	786.87	240	2.40	0.0140
6-24	26.07	1.885	1,002.8	1,890.37	325	3.08	0.0118
6-29	26.69	2.634	1,335.8	3,518.50	340	3.92	0.0099

(1) 張含英は黄河の濠口で測定された流量から、Manningの平均流速公式中の粗度係数  $n$  を推算してゐるが、之れに就ては面白い結果が得られてゐる。測定値は48個あるが、之れを示すと表-46の通りであつて、詳細に見ると  $n$  の値は 0.0584 から 0.0099 に及び之れが流速の速いもの程小さく、遅いもの程大きくなつてゐる。

註(1) 張含英、黄河に於ける粗度係数に就て、華北水利日刊、第6巻3,4期合刊

年月日	水位 (m)	平均流速 (m/sec)	断面積 (m <sup>2</sup> )	流量 (m <sup>3</sup> /sec)	水面幅 (m)	平均深 (m)	粗度係数
10-7-11	26.79	2.434	1,235.7	3,007.70	340	3.63	0.0102
7-15	27.95	2.685	1,886.2	5,083.30	350	5.38	0.0119
7-17	28.69	2.718	2,289.6	6,223.10	365	6.27	0.0131
8-15	29.05	2.219	3,195.4	7,090.60	428	7.45	0.0180
8-17	28.47	2.349	2,629.6	6,176.90	365	7.20	0.0121
18-7-19	25.48	1.60	508.9	815.4	290	1.75	0.0095
7-24	27.75	2.36	1,238.3	2,919	390	3.18	0.0096
8-6	27.60	2.39	1,432.8	3,424	370	3.91	0.0109
8-10	28.49	2.63	1,542.9	4,614	380	4.60	0.0110
8-16	28.27	2.37	1,673.0	3,965	360	4.64	0.0123
8-17	28.34	2.58	1,698.8	4,384	370	4.59	0.0112
8-22	26.70	2.17	981.5	2,126	360	2.72	0.0094
9-4	26.71	2.44	1,121.2	2,737	360	3.12	0.0092
9-9	26.15	1.87	795.6	1,489	320	2.49	0.0103
9-22	25.95	1.63	747.8	1,221	315	2.37	0.0114
10-9	26.36	2.12	911.6	1,927	335	2.72	0.0097
10-21	26.13	1.96	800.2	1,565	315	2.54	0.0100
10-31	25.98	1.11	728.7	810	300	2.43	0.0171
11-5	26.10	1.57	786.2	1,232	295	2.67	0.0128
11-22	26.14	1.33	834.4	1,113	315	2.65	0.0150
11-29	25.80	0.98	715.5	704	260	2.75	0.0210
12-4	25.03	0.70	499.9	3,818	245	2.04	0.0214
12-12	25.05	0.79	528.5	416.9	205	2.58	0.0250
12-20	23.72	0.28	263.0	73.7	135	1.95	0.0584
12-25	24.54	0.44	343.0	150.0	140	2.45	0.0433

備考 水面勾配は 0.00011 とす。

此の場合流量の最大なるものから6個をとつて見ると、流速は 2.45~2.718 m/sec となり、 $n$  の値は 0.0099~0.0131 であつて、其の平均は 0.0117 となり、 $n > 0.03$  のものは4個に過ぎなく、其の  $n$  の値の平均は 0.0458 となつてゐた。而も其の總平均値は 0.0175 である。之れ等  $n$  の値が流速に關し比較的整然として變化してゐるところから見ると、此の變化には相當の理由のあるこ

とが認められる。

張含英は之れ等の結論として低水時の粗度係数には多少の疑問があるがとして、黄河の粗度係数は

流量毎秒 1,000 m<sup>3</sup> 以上の場合には粗度係数  $n=0.0135$

“ ” 以下の場合には “ ”  $n=0.0230$

$n$  の總平均値は  $n=0.0175$

とした。張含英は更に此の推算に甚しい誤謬のないことを立證するために次の例を擧げてゐる。

Franzius が Freemann の姜溝及び魏家山に於て民國8年5月より8月の間に行つた測量の結果(姜溝7回, 魏家山6回であつて, 最小流量毎秒 376 m<sup>3</sup>, 最大流量毎秒 7,644 m<sup>3</sup> である) から水面勾配を 0.000126 として, Forchheimer 公式に従つて推算した結果は次の如くである。

粗度係数  $n$  の總平均値は  $n=0.0195$

高水位の時 (4,000 m<sup>3</sup>/sec 以上) の粗度係数  $n=0.0210$

中水位の時 (1,000 m<sup>3</sup>/sec 以上) の “ ”  $n=0.0165$

低水位の時 (1,000 m<sup>3</sup>/sec 以下) の “ ”  $n=0.0193$

Freemann は其の淮河報告中に黄河の粗度係数を  $n=0.015$  としてゐる。

張含英は水面勾配を 0.00011 としたので粗度係数の總平均値は Franziaus と多少異なるが、之れと同様な値をとるとすると  $n=0.0182$  となり、殆んど類似すると云ひ、此の場合高水位の時の粗度係数には相當の相違があるが、之れは濠口と魏家山では横断面に大差はないが、濠口の上流は姜溝に比して稍々狭く、河底が稍々廣くなつてゐるとなし、Franzius は測定回数が少ないので、何か特殊事情の影響を受けることが自然多かつたものであらうとなしてゐる。

張含英は其の推算した  $n$  の値に非常に差異のあることに就ては別に説明してはゐないが、之れをよく見ると自ら其の内には上述の如く或る配列があるので

あつて、 $n>0.03$  以上のものは流量、流速共に小さいものであり、流量が小さく其流速の多少大きな場合には  $n$  は小さくなり 0.02 程度となる。又流量の大きな場合に流速 2.5 m/sec 以上になると  $n=0.01$  程度であつた。 $n=0.01$  と云へば殆んどモルタル張の水路の粗度係数であり、 $n=0.04\sim 0.05$  のものは自然水路としては最も流れにくい程度のものである。普通の河川に於ては此の様なことは一寸考へられない。張含英の資料が如何にして得られたかに就ては詳らかにし得ぬのであるが、其の資料が規則正しく配列されてゐることに就て見ると、何か理由があるのではないかと云ふことを思はせる。問題は粗度係数の本質に在るのである。

黄河の粗度係数は一般に甚だ小さい。普通なれば整成された人工水路に見る値である。張含英は黄河は河岸が砂壤であり、彎曲はしてゐても比較的整然として居り、河床は砂であつて、極めて平滑であるから、粗度係数は斯の様に小さいのであらうとなし、Franzius は黄土を含む水は其の性状油に類似してゐるから、摩擦係数は清水の場合よりも小さいに違ひないとしてゐる。低水位の場合に粗度係数の非常に大きいことに就ては單に資料が不足だと云ふのみで、之れを解析してはゐない。

著者は平均流速公式の構造に關しては〔2.2.3〕で述べてゐるが、其の基本形である  $I=\zeta\frac{V^2}{2gR}$  に就て見ると、 $\zeta$  は Reynolds 數  $R=\frac{uR}{\nu}$  と  $\frac{\varepsilon}{R}$  との函数であり、河床並びに流水の状況の如何に依つて此の因子の働く程度が異つて來る。普通吾々の使用してゐる平均流速公式は實測に依る資料によつて公式の係数を求めてゐるのであるから、其の範圍内に於ては導き出した實測の程度に迄は其の成果をあげることが出来る理であるが、状況の異なる場合には係数の内容を考へると類似の値を得ることは困難である。濁水の内部抵抗に依る勢力の損失、河床の不規則に依る摩擦抵抗の影響は此の場合大きな因子となつて現はれるに違ひない。粗度係数は寧ろ底質の粒徑に依つて表はし得るとさへ云

ふてゐる人もある。

著者の実験の結果に依ると砂礫構成の最大粒徑を等しくし、其の間に粒子の細いものを増加せるものとせざるもの2種類に就て見るに、Manning 公式の  $C$  の値を求め、 $n$  を計算すると、前者にあつては砂礫粒の全移動を見る迄は 0.011~0.012 であるが、漸次移動を始めて砂漣を形成するやうになると、 $n$  は急激に増加し 0.019~0.021 となり、又流速が速くなつてくると砂漣は消滅するが此の場合には  $n$  は 0.013 程度になつてゐた。後者の場合は砂漣は發生しなかつたのであるが、此の時の  $n$  の値は 0.013~0.014 であつたのである。平均粒徑 0.22 mm で、殆んど均一に混合されてゐるものに就て見ると、砂礫の移動開始前にあつては流速毎秒 0.09~0.18 m で、 $n=0.012$  であるが、移動を開始すると流速は 0.18 m/sec 程度で砂漣を生じ、 $n=0.02$  内外となり、砂漣の發達が終了すると  $n=0.023$  内外となり、其の後平均流速を 0.233 m/sec 迄あげたのであるが  $n$  には殆んど變化を見なかつた。此の實驗では種々に勾配を代へて觀測したのであるが、砂漣の生じてゐる場合は3種のものとも餘り大差はなく  $n=0.02\sim 0.025$  であつて、細い砂の場合程大きくなつてゐた。砂漣の出来る前後、或ひは砂漣を生ぜず直ちに全移動を始める場合には同様其の前後には  $n$  の値には殆んど變化を見てゐない。 $n=0.01\sim 0.014$  で、砂礫の平均粒徑の大きい程大きな値をとる。砂漣發生中の觀測最大流速は 0.492 m/sec であつた。

恐らく黄河に於ける實狀も之れ等のものが原因してゐるのではないかと思はれる。黄河の底質は粒徑 0.15~0.2 mm 程度のものが過半を占めてゐるのである。斯の如く河床の狀態が又流況に著しい影響を與へることを知るであらう。之れ等の問題の究明も亦吾々河川工事に従事するものに與へられた大きな課題である。

—(完)—

註(1) 本文〔2.32〕参照