

## 【報 告】

# 河 道 の 設 計 に つ い て

—流砂量の観点からみた—

佐 藤 清 一\*

**要 旨** 河川の土砂運搬の形態について考察し、浮游流砂量、掃流砂量、全流砂量の算定法について述べ、河床変動を生ぜしめない河道の設計法を論じた。

### 1. 緒 言

河道とは河水を流す土砂の水路である。従つて河水は、この水路の河床材料を運搬しては洗掘を、また上流から土砂を運搬してきては堆積を起し、かくして河床の変動を生ぜしめる。そのために河積の減少、護岸の根の洗掘等を生じて治水上の不安をもたらし、また水位の変動によつて利水上の害を生ずるに至る。従つてわれわれは、洪水に対して常に十分な断面を維持するはもちろん河床に対して自然変動を起させないような安定した河道を設計する必要にせまられる。そのために断面の形が吟味され、また水制その他の構造物がしばしば用いられるのである。そこで安定した河道はいかにして設計可能であるかを土砂流送の面からここに述べてみたい。

すなわち改修せんとする河川区域の上流端において、年間を通じての流入土砂量が改修の前後において変わらないものとしてよい場合、また上流地区における砂防工事によつて上流端で流入する土砂量が推定または計画される場合に、改修区域内の河道をして将来とも上昇も低下もさせないような設計法の可能性について述べ、今後の河道設計法への示唆を与えたいたと考へるのである。

しかし自然における現象は、ここに述べるものよりもはるかに複雑であり、洪水の不定流性に基く移動波的堆積、またこれの到達しない下流区域における河床の低下、また河道の長さの方向における土砂粒径の流水による自然ふるい分けの現象、さらにまた水源地域からの土砂生産量の推定など、今後の究明をまつて始めて完全な河道の設計がつくり出されるであろう。

### 2. 河川の土砂運搬の形態

流れによる土砂運搬の形態は、一般に浮遊運搬と掃流運搬の二つに考えられている。しかし厳密にはこの区別はつけがたく、土砂が河床上またはその近傍において運搬される場合を掃流運搬、河床上から十分離れて運搬されている場合を浮遊運搬と称して、便宜上の区別をしているにすぎない。

例えば、Shaank と Slotboom<sup>1)</sup> は掃流物質とは河床に沿つて移動する流送土砂の中で比較的粗い部分であり、浮遊物質とは断面全体にわたつて分布している細かい部分であつて、両者は実験的測定方法の差異にすぎないといつている。

さらに H.A. Einstein, A.G. Anderson, T.W. Johnson<sup>2)</sup> 等は 1939 年 Enoree River で実測し浮遊および掃流による全流砂をふるい分けした結果、ある粒径（この場合には 0.35 mm）より大きいものと小さいものとでは、それぞれ流量に対する運搬量の関係が異なり、しかもこの分界点にあたる粒径は河床材料の粒度曲線の折点（粒径の小さい方）になつていることを知り、浮遊物質の粒径範囲はほとんど河床ではなく、河床砂はほとんど掃流として運搬され、河床物質の間隙を満たしているにすぎないとしている。

さらに H.A. Einstein<sup>3)</sup> は、掃流物質とは河床層中を移動する物質であり、河床層とは河床上約 2 粒径の厚さの層であると定義している。この定義に従うと、河床粒子より細かいすべての粒子は掃流物質から除外され、Einstein は実際目的に対しては河床物質の最も細かい 10%（重量パーセント）を除外してもさしつかないとしている。

この考え方は流れの一定の土砂流送能力により土砂を流送しているときのみに着目したものであり、小さな掃流力により掃流運搬されつつある河床粒子も、掃流力大なる水流にあれば浮遊運搬されるに至るであろうこと、また河川の水流は出水時には時々刻々変化し、これにともなつて掃流力も変化するのであるから、浮遊の状態で運搬してきた粒子も流送力の減衰とともに河床に沈没するに至るであろうことからして、河床材料の程度の大きさに一義的な関係をもたせて、浮遊運搬と掃流運搬を区別することはかなり無理があるようと思われる。従つてここでは、河床にわづかな厚さの層に特に集中して運搬されるものを掃流運搬土砂、この層以外の断面内に広く分布して運搬されるものを浮遊運搬土砂としておく。われわれが近年継続実施中の実験によると、掃流運搬とされるものは粒子の滑動、転動、ときには小跳躍をするものをさすのが適當と考えられ、粒径約 1~5 mm の粒子では一跳躍に数 cm~数 10 cm 移動する場合があり、これらをも掃流運搬の形態として分類してよいと考えられ

\* 正員 工博 建設省土木研究所、河川第一研究室長兼海岸研究室長

る。H.A. Einstein は粒径の 100 倍程度を仮定している。

このような考え方のもとに、粒子のほとんどが浮遊の状態で運搬される河川を浮遊流砂河川、掃流の状態で運搬されるものを掃流流砂河川と、便宜的な分類をしておく。

### 3. 浮遊流砂河川

#### (1) 浮遊流砂量

実測した結果によると浮遊流砂量は次の実験式で表わすことができる。

$$Q_S = \alpha Q^n \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに

$Q_S$  : 河の全断面についての単位時間の浮遊土砂運動量

$Q$  : 流量

であり、 $\alpha$ は主として河床材料、 $n$ はほぼ一定の数値であると考えられる。

Straub<sup>1)</sup> の Missouri 河 (Kansas City) での実測によれば  $\alpha = 30.4 \times 10^{-11}$ ,  $n = 2.16$ , Campbell および Bauder<sup>5)</sup> の Red River における実測によると  $\alpha = 9.5 \times 10^{-9}$ ,  $n = 2.036$ , われわれが利根川、斐伊川、肝属川等で実測した結果<sup>6)</sup>では  $n = 2.0$ , とくに斐伊川においては  $\alpha = 0.011$ ,  $n = 1.92$  (kg, m, sec 単位), 信濃川旧川での実測<sup>7)</sup>によると  $\alpha = 0.007$ ,  $n = 1.92$  である。

このように浮遊流砂量  $Q_S$  は河川流量  $Q$  のほぼ自乗に比例するものとみることができる。この根拠について吉川博士<sup>8)</sup>が理論的に検討した結果によると

$$q_S \propto H^2 I e^{-\frac{c^2}{g H I}} \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここに  $q_S$  : 河川単位幅あたりの浮遊流砂量,  $H$  : 水深,  $I$  : 水面勾配,  $g$  : 重力の加速度,  $c$  : 砂粒子の沈降速度である。

沈降速度  $c$  は一般には非常に小さく実際には 0 としてよい場合が多い。このような場合 (2) 式は

$$q_S \propto H^2 I \dots \dots \dots (3)$$

となり、一方単位幅当たりの流量  $q$  が  $Hv/\bar{H}I$  に比例することから (3) 式は

$$q_S \propto \frac{1}{H} q^2 \quad \dots \dots \dots (4)$$

または

$$Q_S \propto \frac{1}{A} Q^2, \quad A : \text{河積} \quad \dots \dots \dots (5)$$

となり、河川の一定地点における浮遊流砂量は流量の自乗にはほぼ比例するものであることがわかる。

#### (2) 洪水時の浮遊流砂量の変化

上述の流砂量は定常流またはこれに近い流れによるものであるが、洪水の水位上昇期（増水時）には浮遊流砂が非常に多くなり、水位下降期（減衰時）には急速に流砂量が減少するものと一般に考えられている。

幅 78 cm, 長さ 120 m, 底勾配 1/1000 の水路においてわれわれが行つた人工洪水の実験について、人工洪水の一期間中における  $H$ ,  $I$ ,  $H^2 I (\propto q_S)$ ,  $H^3 I (\propto q^2)$  の

時間的变化を調べると

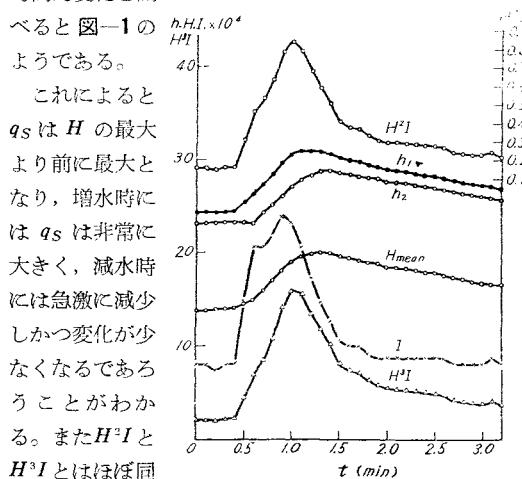
図-1 の  $\frac{H \cdot H^2 I \times 10^4}{H^3 I}$

ようである。

これによると

$q_S$  は  $H$  の最大より前に最大となり、増水時には  $q_S$  は非常に大きく、減水時には急激に減少しがちである。また  $H^2 I$  と  $H^3 I$  とはほぼ同

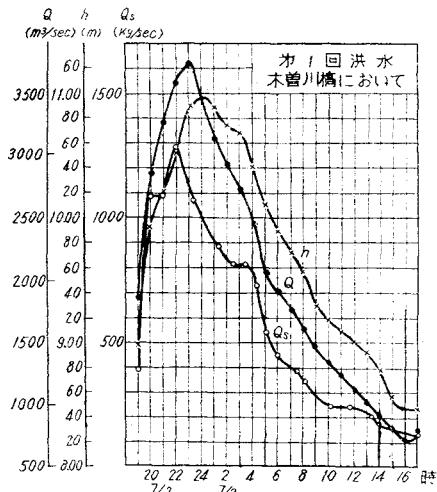
図-1



じ变化をしており、ほぼ  $q_S \propto q^2$  の関係が成立するであろうこともわかる。さらにまた増水時には河床セン断力すなわち  $HI$  が大きいから河床の洗掘力が大きく、最高水位をすぎれば急速に河床は埋め戻されてゆくであろうことも想像される。

そこでわれわれは実際河川の状態を知るために、木曾川において浮遊流砂量の時間的変化を測定した<sup>9)</sup>。その一例を図-2 に示す。これによると、浮遊流砂量の最大は水位の最大付近、または少し以前に生じ、流砂量時間曲線は水位曲線および流量曲線とよく似た形であることがわかる。人工洪水の実験の場合には実際の洪水に比し  $H$  または  $Q$  の変化を急にすぎたために図-1 に示す変化が図-2 にくらべてはなはだしそうのであると解される。

図-2



さらに同じく木曾川の観測について  $H^2 I$  と  $q_S$  との関係を調べたところ、図-3 に誇張模型化して示すような関係があることがわかつた。すなわち洪水波の到着と同

時に  $q_s$  は定常流の  $q_s$  を下まわる値となり、水位上昇とともに  $q_s$  は下まわりつつもその値は大きくなつて洪水のほぼピークに至る。減水時にはこれと反対に、実際の  $q_s$  は定常流の  $q_s$  を上まわる値をとりつつ減少して洪水波の過ぎると同時に定常流の  $q_s$  にもどる。すなわち洪水時の浮游流砂量は定常流の場合とは異なり、ループを画き時間的おくれを生ずるものである。

このような性質があるために、(3) 式を洪水時に対し応用することは厳密には不適当である。しかし一般に浮游流砂を土砂流送の主体とする緩流河川では非定常の度合の小さいこと、および図-3における洪水時のループと定常流時の法則との差が小さいのが普通であるから、(3) 式を洪水時に適用してもそれほどの誤差を与えるものではないと考えられる。

### (3) 河川断面改修の効果

浮游土砂が土砂流送の主体を占めるような河川部分における断面改修、すなわちしづんせつ、水制等の工事を行つた場合の効果について、吉川博士<sup>10)</sup>は次のように大ざっぱな検討を行つてゐる。ただし河川断面は幅  $B$  の矩形とし、流量および河床材料は断面改修の前後を通じて変わらないものとする。

a) 河幅を変化させないで水深を少し増した場合：改修前の流量

$$Q = CBH^{3/2}I^{1/2}$$

は、改修後には

$$Q = CB(H + \Delta H)^{3/2}(I - \Delta I)^{1/2}$$

で表わされる。従つて次の関係が近似的に成り立つ。

$$\frac{3\Delta H}{H} = \frac{\Delta I}{I}$$

従つて改修前の流砂量  $q_s \propto H^2I$  は、改修後には

$$q'_s = q_s \left(1 - \frac{\Delta H}{H}\right) \quad (6)$$

となる。従つて断面改修により水深を 10% 増したとすれば ( $\Delta H/H = 0.1$ ) 浮游流砂量は 10% 減少することなり、せつかくしづんせつしてもやがて埋め戻されてゆくことが予想される。

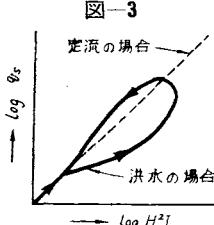
b) 水面勾配を変えないようにして河幅をせばめた場合：この場合には改修後の流量は

$$Q = CB'H'^{3/2}I^{1/2}$$

で表わされる。従つて改修により  $B' = \beta B$  にせばめたとすれば改修後の水深  $H'$  は

$$H' = \left(\frac{1}{\beta}\right)^{2/3} H$$

となり、全断面の流砂量  $Q_s'$  は次のとくなる。



$$Q_s' = B'q_s' = \frac{H'^2I}{H^2I} B'q_s = \left(\frac{H'}{H}\right)^2 \left(\frac{B'}{B}\right) Q_s \\ = \left(\frac{1}{\beta}\right)^{2/3} Q_s \quad (7)$$

従つて河幅を 10% せばめれば ( $\beta = 0.9$ )、 $Q_s' = 1.036 Q_s$ 、すなわち浮游流砂量は改修前に比して 3.6% の増加となり、浮游流砂の多い河川ではこの改修方法が有効と考えられる。

### (4) 安定河道の設計

河道の設計に当つてはまず所定の流量を安全に流しうる断面を考えなければならないが、それと同時にその河道が安定したものでなければならない。安定した河道とは流砂の点から見て河床が平衡状態にあるものをいう。流水によつて河床が全く動かないために洗掘も堆積も起らぬ河道といふものは、通常の河川には存在しない。従つてわれわれは動的平衡状態にある河道をもつて安定河道としなければならない。

動的平衡状態にある河道とは、 $\Delta x$  だけ上下流に離れた二断面において、上流断面からこの  $\Delta x$  区間に流入してくる流砂量が、下流断面を通り  $\Delta x$  区間から出てゆく流砂量に等しいような河道でなければならない。

従つて浮游流砂が支配的である河川では、任意の断面における流砂量  $Q_s$

$$Q_s = \int_0^B q_s dB = \int_0^B \eta H^2 I dB, \quad \eta : \text{係数} \quad (8)$$

について

$$\frac{dQ_s}{dx} = 0 \quad (9)$$

であれば河床は安定である。

この考え方による安定河道の設計法を、われわれの試みた斐伊川の場合<sup>11)</sup>を例にとつて説明しよう。

斐伊川は流域面積 1 000 km<sup>2</sup>、流路延長 85 km で宍道湖に流入する。その勾配は上流部では約 1/100、下流部の改修区域（河口より 15.2 km）では約 1/1 000、渦水流量は約 18 m<sup>3</sup>/sec、計画高水流量は 3 600 m<sup>3</sup>/sec である。また改修区域の河幅は 300~570 m、河口から約 8 km の区間には洲が発生し、低水路は乱れがちであるが全体として単断面である。

流出土砂量としてははなはだしく多い方で、改修区域の河床は年々上昇を続け、現在では低水路において堤内田面より平均約 2 m 高く、洲の部分では約 3 m 高くなつてゐる。このために河積の減少をきたしたと同時に、砂質土による築堤が最高約 8.5 m に達して堤体からのろう水が多く、洪水時の危険性をはらむに至つてゐる。

そこで、昭和 6 年から昭和 25 年に至る 20 年間の水位記録から、伊賀（河口から 25.620 km）、出西（15.466 km）、大津（12.437 km）、国富（6.300 km）、灘分（1.200 km）、河口の 6 地点の平均低水位を調べ、次のような河床変動概況を知ることができた。

a) 上流伊賀地では1年当り約4.5cmの割合で河床は年々低下している。

b) 出西地点では昭和20年以前は大体安定していたが、それ以後は河床は上昇の傾向をとつている。

c) 灘分地点では少くとも昭和17年以後において1年当り約7.5cm程度の河床上昇を示しており、河口での平均低水位には変化がほとんど認められない。

これを要するに、改修区域内の河床は昭和10~15年頃までは低下の傾向をもつていて、それ以後は上昇の傾向となり、しかもこれは下流ほど上昇率が大きいことがわかつた。

一方、河口から26kmの間における河床土砂の平均粒径は上流ほど少しづつ大きくなる傾向はあるが1.3~2.0mmの範囲を出す、ほぼ一様粒径と解してよい程度である。そこでこの粒径に対応する限界掃流力に対し、最多水位時、計画高水時の掃流力を調べてみると、前者の場合で約10倍、後者の場合には30倍以上にも達し、この河の土砂運搬は浮遊運搬がかなり大きな役割をなしていると想像される。

そこで浮遊運搬に対する河道安定の立場から(9)式を用い、以下に述べるような方針で複断面形式の河道設計を試みた<sup>12)</sup>。

まず設計に当つての基本条件を次のようにした。

1) 計画洪水流量3600m<sup>3</sup>/secを疎通しうる断面とすること。この場合は粗度係数はManning公式で0.03とする。

2) 浮遊流砂能力は流量によって異なるから、流量の年間頻度において考える必要がある。しかし頻度の全体について年間の運搬能力の総合を考えることは非常に面倒であるから、この場合には、計画洪水流量3600m<sup>3</sup>/sec、年に2、3回程度起り河床に相当の常時影響をもつと思われる小洪水(おもに融雪洪水)流量300m<sup>3</sup>/sec、およびこれから計画する低水路河床に対して相当の常時影響をもつと思われる最大流量50m<sup>3</sup>/secの

3種の流量について流砂能力が各断面等しくなるようにすること。

3) 計画高水位は従来のものよりもできるだけ上らないようにすること。

4) 現在の河幅を拡大することは困難であるから河幅はなるべく変えないこと。また全般的にいつて現況をいちじるしく変えないことが安定に対して有利である。

そこで設計の手順を次のとくにした。

1) 上記3種の流量について現河道の各断面における流砂量を(8)式で計算する。

2) この結果を参照して計画流砂量を定める。それは河床変動のほとんどない地点の流砂量、あるいは上流部における最大流砂量を参照するのが便利である。

3) この計画流砂量を基準として各断面を修正仮定し、継断方向に洗掘、堆積を生ぜしめないようにする。

4) 仮定された断面について上記3種流量に対しそれぞれ不等流計算を行う。

5) それぞれの流量に対して各断面の流砂量を(8)式を用いて計算する。

6) このようにして流砂量が各流量に対して各断面ほぼ等しくなるまで、いままでの順序をくりかえす。

斐伊川の場合現河道に対し、3600m<sup>3</sup>/sec、300m<sup>3</sup>/secの流量について計算された各断面の流砂量は図-4に示すごとく継断方向にいちじるしい変動がある(式(8)の係数はこの場合には一定としても實際上なんらさしつかえなかつた)。この図を参考し、上記の方針に従つて計画浮遊流砂量を、3600m<sup>3</sup>/secに対して400kg/sec程度、300m<sup>3</sup>/secに対して20kg/sec程度、50m<sup>3</sup>/secに

図-4

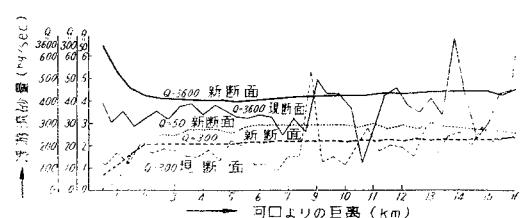


図-5

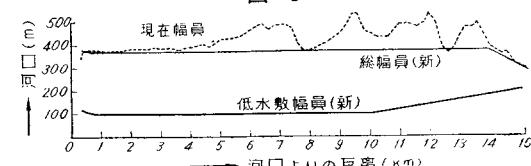
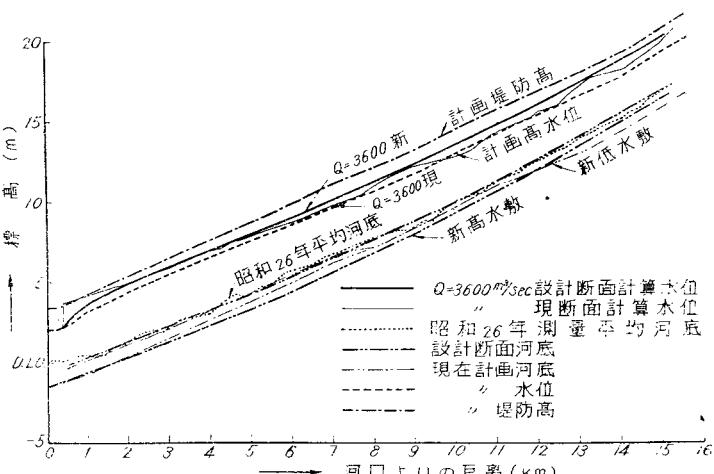


図-6





のである。(12), (13), (14) 式は、その後継続して行つた  $d_m=10\sim40\text{ mm}$  および混合粒径に関するわれわれの実験、および利根川におけるわれわれの観測によつても成立することが確かめられた。

実際河川では多くの場合  $\tau/\tau_c > 5$  であるから、表-1 からわかるように、実際的には  $F=1$  としてさしつかえない。すなわち

$$q_B = \varphi \frac{\tau_s}{\tau_s - \tau} \tau u_* \dots \quad (15)$$

さらにまた、たいていの場合  $n \geq 0.025$  であるから、 $\tau_s = 0.26$ ,  $\tau = 1$  なる一般値を用いれば、次のものをもつて実用式としてよいであろう。

$$q_B = \tau u_* \dots \quad (16)$$

または

$$q_B = w \sqrt{g} (HI)^{3/2} \dots \quad (17)$$

これによれば河幅全体に対する掃流砂量  $Q_B$  は

$$Q_B = w \sqrt{g} I^{3/2} \int_0^H H^{3/2} dB \dots \quad (18)$$

で表わされ、河幅  $B$  の大きい矩形断面では

$$Q_B = w \sqrt{g} B (HI)^{3/2} \dots \quad (19)$$

となる。さらに Manning の式  $v = (1/n) H^{2/3} I^{1/2}$  と組合わせ、 $Q_B$  を流量  $Q$  で表わすことができる。

$$Q_B = \frac{w \sqrt{g} n^3}{B^2 H^{7/2}} Q^3 \dots \quad (20)$$

または

$$Q_B = w \sqrt{g} n^{9/10} B^{1/10} I^{21/20} Q^{9/10} \dots \quad (21)$$

一地点で掃流砂量を測定する場合には、 $B = \text{const.}$ ,  $n = \text{const.}$  であり、洪水のピークを過ぎてから観測するのが普通であるから、そのような場合には  $I = \text{const.}$  であり、従つて (21) 式は

$$Q_B \propto Q^{0.9} \dots \quad (22)$$

となる。すなわち一地点で測つた掃流砂量はほぼ流量に比例する。

### (3) 河川断面改修の効果

断面改修後も流量 ( $Q$ ) および粗度係数 ( $n$ ) は変らず、流れは等流であるとして大略の検討を行つてみよう。

a) 河幅  $B$  を変えずに水深  $H$  を少し増減した場合：この場合には改修後の掃流砂量  $Q_B'$  は (20) 式により

$$Q_B' = \left(1 \mp \frac{7}{2} \frac{A H}{H}\right) Q_B$$

となり、掘さくにより水深を 10% だけ増してやつても ( $A H / H = 0.1$ ) 掫流砂量はもとの 3.5% 減となり、上流からの掃流砂量が減らないかぎり河床は間もなく埋めもどされてゆくであろう。

b) 勾配を変えずに河幅  $B$  を少しせばめた場合：せばめた河幅を  $B'$  とすれば、 $B' = \beta B$  とし、改修後の流砂量  $Q_B'$  は (21) 式により

$$Q_B' = \beta^{1/10} Q_B$$

となる。従つて河幅を 10% せばめても ( $\beta = 0.9$ )  $Q_B' =$

0.99  $Q_B$  であるから、上流からの掃流砂量に変化がないかぎり河床は徐々に上昇してゆくであろう。

c) 水深を変えずに河幅をせばめた場合：この場合には (21) 式により改修後の掃流砂量  $Q_B'$  は

$$Q_B' = \frac{0.21 - 0.79 \beta}{\beta^{9/10}} Q_B$$

となるから、かりに河幅を 10% 狹ばめれば  $Q_B' = 1.01 \times Q_B$  となり、上流からの掃流砂量が変わらないかぎり河床は徐々に下がつてゆくものと期待される。

## 5. 安定河道の設計

河川の長さを  $x$  とすれば、河幅  $B$ , 水深  $H$ , 勾配  $I$ , および粗度係数  $n$  はそれぞれ  $x$  の函数となるから掃流砂量  $Q_B$  は (18) 式により  $x$  の函数となる。従つて掃流砂河川の場合にも

$$\frac{dQ_B(x)}{dx} = 0 \dots \quad (23)$$

であればこの河道は縦断的に動的安定の状態にあるといえる。すなわち、前述の浮遊流砂河川の場合と同様の手法により、 $Q_B$  の値が各断面等しくなるように設計すればよいわけである。

## 6. 一般流砂河川

### (1) 全流砂量

一般的の河川は、量の大小の差こそあれ、土砂を浮遊運搬すると同時に掃流運搬をする。その合計流砂量を  $Q_T$  とすれば (8) 式および (18) 式により

$$Q_T = Q_B + Q_S$$

$$= w \sqrt{g} I^{3/2} \int_0^B H^{3/2} dB + \int_0^B \eta H^2 I dB \dots \quad (24)$$

で表わされる。また河川断面を幅の広い矩形断面とすることができる場合には

$$Q_T = w \sqrt{g} B (HI)^{3/2} + \eta B H^2 I \dots \quad (25)$$

で表わされる。

さらにまた、一地点で全流砂量を測定する場合には、河幅、勾配、粗度係数は流量のいかんにかかわらずほぼ一定であるから (22) 式により  $Q_B \propto Q^{0.9}$ , (5) 式により  $Q_S \propto Q^3 / H$  とすることができます。従つて  $a, b$  をもつて比例係数とすれば全流砂量は

$$Q_T = a Q^{0.9} + \frac{b}{H} Q^3 \dots \quad (26)$$

で表わすことができる。すなわち、一地点で測つた全流砂量は、流量の少ない間は流量には直線比例して増加しその大部分は掃流砂量であるが、それより流量の増加するに従つてほぼ流量の自乗に比例して増加し、その大部分は浮遊運搬によるものとなる。このことはわれわれが通常経験するところと一致している。

### (2) 安定河道の設計

河の縦断方向に軸をとり、流量が河の縦断のいたると

ところで一定であるとすれば河幅  $B$ , 水深  $H$ , 水面勾配  $I$  はそれぞれ  $x$  の函数となり, また河床粒子の函数と考えられる係数  $\eta$  も  $x$  の函数であるから全流砂量  $Q_T$  は  $x$  の函数となる。従つて動的安定の状態にある河道, いいかえれば, 全流砂量が縦断方向に連続であるような河道においては

$$\frac{dQ_T(x)}{dx} = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (27)$$

が成立たねばならない。すなわち安定な河道を設計するには, 各断面において  $Q_T$  が等しくなるようにすればよい。

幅が十分広くて矩形断面を考えてもさしつかえないような場合には (25) 式により

$$w\sqrt{gB(HI)^{3/2}} + \eta BH^2 I = \text{const.} \equiv K \quad \dots \dots \dots \quad (28)$$

なる条件式を満足するように断面を定めればよい。

これは数式的には

$$I = i - \frac{dH}{dx} \quad (i: \text{河床勾配})$$

$$I = \frac{d}{dx} \left( \frac{v^2}{2g} \right) + \frac{n^2 v^2}{H^{4/3}} \quad (n: \text{Manning の粗度})$$

$$Q = Av = BHv$$

なる 3 つの式と (28) 式とを連立に解くことに相当する。しかるに未知数の数は  $B, H, v, i, I$  の 5 つであるから未知数は式の数より 1 つ多く, このままでは河の形は定まらない。従つてこの 5 つのうちのいずれか 1 つを仮定してやる必要がある。多くの場合, 実際河川では河床勾配はやたらに変えることは困難であり, 地形その他の条件によつてほぼ定まつたものとなる。従つてたいでいの場合河床勾配を与えるのがよい。

また  $K$  の値は, 現況河川について不等流の背水計算によつて求められた  $B, H, I$  と, 観測によつて求められ

た  $\eta$  の値とを用いて (28) 式により各断面の現況の  $K$  を求め, 流量の統計, 断面の形(単か複か), 従来の河床変動, 流身の乱流整流, 上流の砂防工事等を考察して基準値を定めるのがよい。

### 参考文献

- 1) E.M.H. Sbaank and G. Slotboom: Enkele Mededeelingen Betreffende de Zand Beveeging op den Neder-Rijn, De Ingenieur NO. 51, 1937. (Trans. A.G.U., 1940, "A distinction between bed-load and suspended load in natural streams" 中に H.A. Einstein 等により紹介されている)
- 2) H.A. Einstein, A.G. Anderson and T.W. Johnson: A distinction between bed-load and suspended load in natural streams. Trans. A.G.U., 1940
- 3) E.A. Einstein: The bed-load function for sediment transportation in open channel flow. U.S. Dept. of Agri. Techn. Bull. 1026, 1950.
- 4) L.G. Straub: United States War Department, 73rd Congress, House Document No. 238, Missouri River U.S. Government Print Office, 1935.
- 5) F.B. Campbell and H.A. Bander: A rating-curve method for determining silt discharge of stream. Trans. A.G.U., 1940.
- 6) 吉川秀夫: 浮遊流砂量に関する二、三の考察, 建設省土木研究所報告(以下、建土研報と略記) 83 号, 昭. 27. 3.
- 7) 新潟港技術調査委員会報告: 新潟港の改良について, 昭. 29. 8.
- 8) 文献 6)
- 9) 吉川秀夫: 洪水時の河川浮遊流砂量の変化について, 建土研報, 87 号, 昭. 29. 1.
- 10) 文献 6)
- 11) 吉川秀夫・曾根義治: 沖積河川の河道設計法—斐伊川改修計畫樹立のための基本問題についての調査報告—建土研報, 85 号, 昭. 28. 4.
- 12) 文献 11)
- 13) 安芸咬一・佐藤清一: 砂粒河床模型実験の基本に関する実験並びに限界捕流力に関する研究建土研報, 48 号, 昭. 14. 2.
- 14) 佐藤清一・吉川秀夫・芦田和男: 河川の掃流流砂に関する研究(1) 建土研報, 近刊の予定
- 15) A. Shields: Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau. Heft. 26, 1936
- 16) 文献 14)
- 17) G.K. Gilbert: The transportation of debris by running water U.S. Geophysical Survey Professional Paper 86, 1914

### コンクリート施工法についての英国学会 (The British Council) 講習会

英国学会において 1957 年 7 月 15 日より 27 日までの間 Stoke Poges (ロンドン付近) で “コンクリート施工法” について講習会が開催されます。

参加を希望される方は学会までお問合せ下さい。

### 土木出身の商学博士



石田商学博士

国有鉄道本社調査役石田武雄氏(東京大学土木科 昭和 7 年卒)は, かねて学位論文「経営組織の実証的研究について」を提出中であつたが, このほど商学博士の学位を得た。商学博士は, 博士号のうちでもきわめて少ないのであるが, この商学博士を土木出身の石田氏が得られたのは前例のないことである。同氏の研究成果により国鉄の運営も, 今後より能率化されることであろう。

土木学会監修  
土木工学叢書

鋼  
橋

B5 判 620 ページ

橋  
III

上製函入 定価 1800 円 (税 80 円)

東大名誉教授 田中 豊  
東大教授 平井 敦 著

◆土木学会の会員にかぎり 5 % の特別割引があります。部数僅少ですから至急学会まで申込んで下さい◆

紙を螺旋状に巻きエンボスパイプとした我国最初の新製品です。

(特許申請中)

## フジチューブ

内径(Φmm)	50	100	150	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
内厚(Φmm)	2.5	3.5	3.5	5.0	6.0	8.0	10.0	10.0	10.0	11.0	11.0	12.0

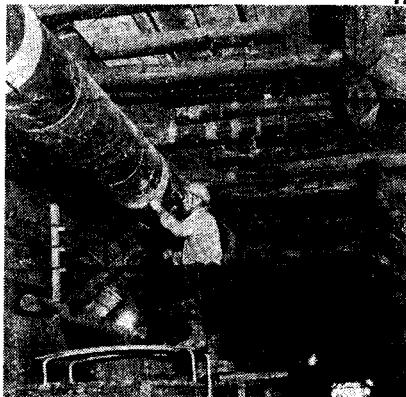
建築・土木の円柱建造に最適のものです。フジチューブを立てその中にコンクリートを流し込むだけで正確な円柱が簡単に建造することが出来ます。

## フジボイド

スラブの軽量化に使用されます。スラブ又は壁体のコンクリート打ちの際、フジボイドをせき板とせき板の中間に排列し、その周囲にコンクリートを流し込み、いわば継目なしのコンクリートブロックを現場にて作成出来る耐期的な製品です。

## フジエアーダクト

従来より隧道用の空気調整用パイプは、鉄板製のものが用いられていますが、非常に重く且つ直径に多大の手間を要しますが、フジエアーダクトを使用すれば軽量で取扱い易く、而も価格が極めて低廉あります。



隧道用エヤーダクト施工の実況  
(福島県只見町・涌沢隧道工事)  
鹿島建設施工

# 藤森建材株式会社

東京・東京都中央区日本橋通1の5(中内ビル) TEL (28) 6271-2

大阪・大阪市西区土佐堀通1の1(大同ビル) TEL (44) 0225・7569

(カタログ・見本進呈)