

# 支配流量の一計算法

岐阜大学工学部 河村 三郎

緒言 支配流量 (Dominant Discharge) という用語は C.C. Inglis<sup>1)</sup> により提案された。支配流量とはある変動幅をもって変化している河川流量をある一定の流量で代表させ、その流量により河川の平衡状態が達成されるものと考えた流量であって Regime Theory はこの支配流量にもとづいた河川幅、潤辺、水路勾配等の関係式を与えている。F.M. Henderson<sup>2)</sup> は Bank-Full Discharge を支配流量として定義しているが、支配流量と Bank-Full Discharge のそれぞれの概念や決定法が異なっているので区別して考えるべきであろう。しかしながら人工の手を加えていない自然河川の Bank-Full Discharge はほぼ支配流量に近いと考えられる。Bank-Full Discharge とは図-1 に示した Bank-Full Stage のときの流量であって洪水初期に低水路が満流状態となり、人工のものでなく、自然に形成された Flood Plain (高水敷) へ丁度水があふれだしたときの水位を Bank-Full Stage とよび、そのときの流量を Bank-Full Discharge とよんでいる。したがって人工的に築造された河川堤防内の人工の高水敷にはこの方法を適用して Bank-Full Discharge を決定できない。C.C. Inglis<sup>1)</sup> はインドの諸河川について検討し、過去の最大洪水の約 60 % の流量を支配流量とすることを提案した。しかしながら実際には河川により 50 % 流量、多いところでは 100 % 近い流量が支配流量として適合していることが指摘されている。支配流量を統計的に研究したのは M.G. Wolman と L.B. Leopold<sup>3)</sup> そして M. Nixon<sup>4)</sup> が最初である。M.G. Wolman と L.B. Leopold は各年最大洪水流量を考えて約 1.4 年の洪水流量が支配流量として適合していることを見出した。M. Nixon は全洪水について考えて 6 か月の流量が支配流量として適合していることを見出した。この両者の結果を直接には比較できないので W.B. Langbein と V.T. Chow<sup>5) 6)</sup> による図-2 を使用して比較すると M. Nixon の 6 か月流量は年最大洪水の 1.3 年の確率洪水に相当している。アメリカの Wabash 河等の 19 か所で測定された Bank-Full Discharge は 1.07 年から 4.0 年の確率洪水に相当している。<sup>7)</sup> この 19 個の資料のうちの 15 個は 1.07 年から 1.9 年であり、平均値は 1.5 年洪水に相当している。我国では杉尾<sup>8)</sup> らにより吉野川、仁淀川、重信川の静的平衡河床形状の計算結果が現在の河床形状に最も適合するような流量を試行により求めて、これらの流量を支配流量とした。これらの支配流量の年最大洪水流量に対する超過確率を求めている。その結果によると 80~90 % の超過確率、すなわち約 1.02~1.25 年洪水であった。さらに流域面積  $F$  (km<sup>2</sup>) と年最大洪水流量に関する支配流量の超過確率 (%) との関係を次式で示した。

$$W = 0.576 F^{0.0628} \dots\dots\dots (1)$$

$F$  の範囲は  $200 \text{ km}^2 < F < 3652 \text{ km}^2$  である。この流域面積の制約があることと日本の 3 河川のみの資料から (1) 式が得られたことから適用しうる河川が限定される。前述のように 2, 3 の推定方法があるけれどもどの河川にも適用できるような一般性を有する方法は未だ発表されていない現状である。著者は流砂の観点から支配流量を考察して支配流量の一計算法を提案した。

支配流量の計算式 河床変動に影響するのは流量の変動にもとづく流砂量の増減であり、支配流量のときの水深を考えると、この水深以上の流量で計算に使用しようとしている期間における全流砂量の

半分が流出する。長年月について考えると河床の洗堀も堆積もこの水深でバランスして平衡な河床状態になると考えられる。このような概念から支配流量は図-3のようなヒストグラムの全流砂量を2等分するときの流量であると考えられる。流砂量を計算する場合の流量のとり方としては各洪水のピーク流量が最も河床に影響すると考えられるので月最大流量を使用する。したがって支配流量  $Q_d$  は(2)式により計算される。

$$Q_d = \frac{\sum_{j=1}^k n_j Q_{Tj} Q_j}{\sum_{j=1}^k n_j Q_{Tj}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに  $Q_d$  = 支配流量 ( $m^3/sec$ ) ,  $Q_j$  = 区分  $j$  における月最大流量 ( $m^3/sec$ ) ,  $Q_{Tj}$  =  $Q_j$  に対応する浮遊流砂量を含む全流砂量 ( $m^3/sec$ )  $n_j$  =  $Q_j$  の生ずる頻度,  $k$  = 全流量区分数。  
R. H. Walker と R. R. Marlette<sup>9)</sup> は  $Q_j$  として月平均流量 ( $ft^3/sec$ ) ,  $Q_{Tj}$  として掃流流砂量のみを考えて(2)式と同様な式を使用してアメリカの Platte 河と Missouri 河の合流点における支配流量を推定している。(2)式による計算は月最大流量を大きさの順に配列し、ある流量範囲で区分し、さらにその流量区分での発生頻度を計算しなければならないので多大の時間を要する。この欠点を除くためと、後述することく、流砂量を流量のみで表現し計算を簡単化するために(2)式を次式のごとくにかきかえる。

$$Q_d = \frac{\sum_{i=1}^N Q_{Ti} Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_{Ti}} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに  $i$  = 各月最大流量の番号,  $N$  = 月最大流量の全資料数,  $Q_{Ti} = Q_i$  に対応する全流砂量,  $Q_T$  は実測値または計算値を使用する。浮遊流砂量を  $Q_s$  , 掃流流砂量を  $Q_B$  で表示するときの全流砂量  $Q_T$  は,  $Q_T = Q_s + Q_B$  .....(4)  
河床変動に影響すると考えられる流量, たとえば平均流量以上の流量については、一般に全流砂量は(5)式で与える。

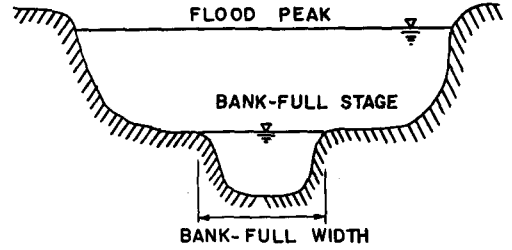


図-1. Bank-Full Stage の定義図

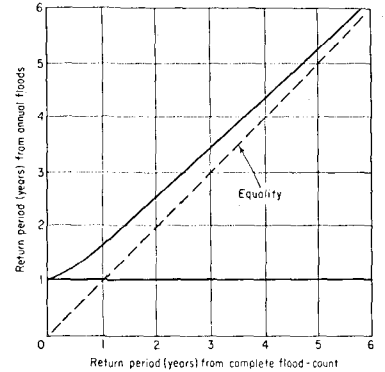


図-2. 年最大洪水と全洪水とから求めた確率洪水年の関係

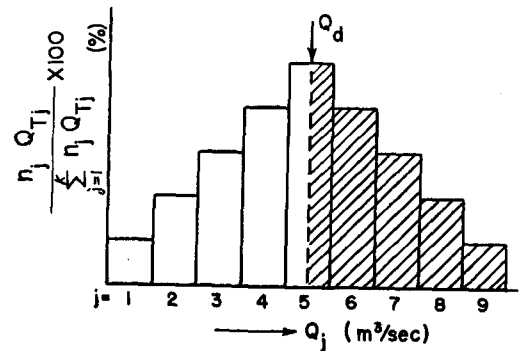


図-3. 支配流量の定義図

$$Q_{Ti} = \alpha Q_i^\beta \quad \dots\dots\dots (5)$$

(5)式を(3)式に代入して

$$Q_d = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i^{1+\beta}}{\sum_{i=1}^N Q_i^\beta} \quad \dots\dots\dots (6)$$

(6)式から知られるように、支配流量の計算

の際には  $\alpha$  の値に無関係となり、 $Q_{Ti}$  と  $Q_i$  を両対数紙上にプロットした場合の勾配  $\beta$  のみが関係してくる。

$\beta$  の値の推定 浮遊流砂量、掃流流砂量および全流砂量に関する  $\beta$  の値を流砂量公式と実測値から推定する。

A) 浮遊流砂量に関する  $\beta$  の値。—  $Q_s \propto Q^\beta$  の関係を求める際に、摩擦速度 ( $u_*$ ) と  $Q$  との関係が必要となるから最初にこの関係を求めておく。水路断面を矩形と仮定し Manning の流速公式を使用すると

$$Q \propto h^{5/3} S^{1/2} \quad (7)$$

ここに  $h$  = 水深、 $S$  = エネルギー勾配、同様に Chezy の流速公式から

$$Q \propto h^{3/2} S^{1/2} \quad (8)$$

一方、 $u_*^2 = g h S$  であるから  $u_*^2 \propto h S$  (9)

Manning 公式を使用した場合(9)式は

$$u_* \propto Q^{3/10} S^{7/20} \quad (10)$$

同様に Chezy 公式を使用した場合は

$$u_* \propto Q^{3/8} S^{1/8} \quad (11)$$

図-4 のごとく  $Z = a$  の点における濃度を  $C_a$  とすると Lane-Kalinske の浮遊流砂量は次式で与えられる。<sup>10)</sup>

$$q_s = q C_a P_* \exp \left( -\frac{15a \omega_o}{h u_*} \right) \quad (12)$$

ここに  $q_s$  = 単位幅単位時間当りの浮遊流砂量、 $q$  = 単位幅単位時間当りの流量、 $\omega_o$  = 土砂粒子の沈降速度、 $P_*$  は図-5 に示したような  $\omega_o/u_*$  と  $n/h^{1/6}$  とのある関数である。 $n$  は Manning の粗度係数である。一方、底面附近の濃度  $C_B$  と沈降速度  $\omega_o$  なる土砂粒子の底質中における含有率  $\Delta F(\omega_o)$  % との比は

$$\frac{C_B}{\Delta F(\omega_o)} = C_1 \left( \frac{u_*}{2\omega_o} \exp \left\{ -\left( \frac{\omega_o}{u_*} \right)^2 \right\} \right)^\epsilon \quad (13)$$

E. W. Lane と A. A. Kalinske<sup>11)</sup> は  $C_1 = 5.55$ 、 $\epsilon = 1.61$  を得ている。また吉川<sup>12)</sup> は斐伊川について  $C_1 = 0.0143$ 、 $\epsilon = 2.36$  を得ている。図-6 に (13) 式の Lane-Kalinske の関係と  $C_B/\Delta F(\omega_o) \propto (u_*/\omega_o)^2$  が記入されている。(12) 式において  $a = 0$  とすると、 $C_a = C_B$ 、 $\exp(15a \omega_o/hu_*) \div 1.0$  であるから

$$q_s = q C_B P_* \quad (14)$$

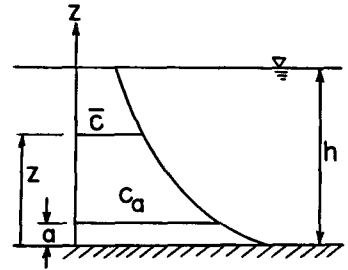


図-4. 濃度分布の定義図

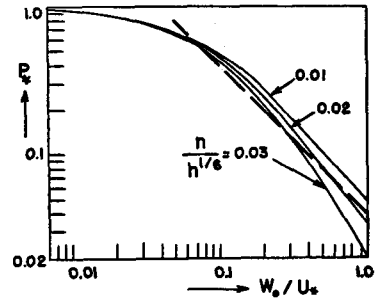


図-5.  $P_*$  と  $\omega_o/u_*$  との関係

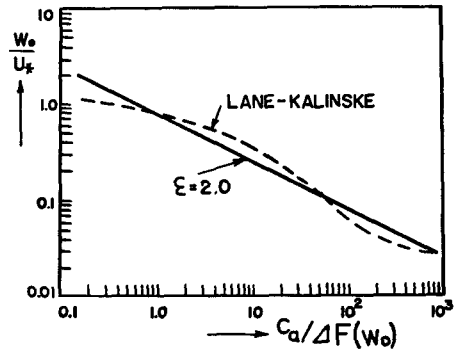


図-6.  $\omega_o/u_*$  と  $C_B/\Delta F(\omega_o)$  との関係

(13) 式において  $\exp \{ -(\omega_o/u_*)^2 \} = 1.0$  とお

きうるから 
$$\frac{C_B}{\Delta F(\omega_o)} \propto \left( \frac{u_*}{\omega_o} \right)^\epsilon \quad (15)$$

図-5 から知られるように、 $\omega_o/u_* > 0.05$  の範囲における  $P_*$  は近似的に次式で表現できる。

$$P_* \propto \left( \frac{u_*}{\omega_o} \right)^\zeta \quad (16)$$

(15)、(16) 式を (14) 式に代入すると  $q_s$  は

$$q_s \propto \Delta F(\omega_o) q \left( \frac{u_*}{\omega_o} \right)^{(\varepsilon+\zeta)} \dots\dots\dots (17)$$

斐伊川の実測値や図-6を参照して $\varepsilon = 2.0$ とし、さらに $\omega_o/u_* > 0.05$ の範囲では近似的に $\zeta = 1.0$ としてよいから

$$q_s \propto \Delta F(\omega_o) q \left( u_* / \omega_o \right)^3 \dots\dots\dots (18)$$

図-7は $q_s/q \Delta F(\omega_o)$ と $(\omega_o/u_*)$ との関係を示したものであり図中には芦田<sup>13)</sup>らの実験値が記入されている。この図からも $(\varepsilon+\zeta) = 3.0$ としてよいことが知られる。

(18)式に Manning 公式から得られた(10)式を代入して

$$Q_s \propto Q^{1.9} S^{1.05} \dots\dots\dots (19)$$

同様に chezy 式から得られた(11)式を使用すると

$$Q_s \propto Q^2 S \dots\dots\dots (20)$$

支配流量の計算には各洪水のピーク流量における流砂量を問題としているので各洪水のピーク時の勾配 $S$ は一定とみなしうるから浮遊流砂量は流量の自乗に比例しているといえる。

Einstein<sup>14)</sup>の浮遊流砂の公式を使用して浮遊流砂量が流量の自乗に比例することを示す。流砂量公式は

$$i_s q_s = 11.6 u_* C_a a (PI_1 + I_2) \dots\dots\dots (21)$$

$$P = 2.30 \log_{10} \left( \frac{30.2 \chi_s h}{D_{65}} \right) \dots\dots\dots (22)$$

ここに $i_s$ =与えられた粒径または粒径範囲の土砂が浮遊土砂量において占める割合、 $D_{65} = 65\%$  粒径、 $\chi_s$ は $D_{65} u_* / \nu$ によって変化する値であるがこの場合 $\chi_s = 1.0$ としてよい。 $\nu$ =動粘性係数、 $I_1$ と $I_2$ は $a/h$ と $\omega_o / \kappa u_*$ の関数である。H. A. Einsteinは $C_a$ の値として $a = 2D$ の点の値をとることになっている。(21)式に(18)式を代入して

$$q_s = 11.6 \eta \Delta F(\omega_o) \left( \frac{u_*}{2\omega_o} \exp \left\{ - \left( \frac{\omega_o}{u_*} \right)^2 \right\} \right)^\varepsilon 2 u_* D (PI_1 + I_2) \dots\dots\dots (23)$$

$(PI_1 + I_2)$ はつぎのような変数から成り立っていると考えられる。

$$(PI_1 + I_2) = f \left( \frac{h}{D_{65}}, \frac{D}{h}, \frac{\omega_o}{u_*} \right) \dots\dots\dots (24)$$

ある地点について考えるときは $(u_* / \omega_o)$ のみの関数とみなしてよいから

$$(PI_1 + I_2) \propto (u_* / \omega_o)^\delta \dots\dots\dots (25)$$

図-8に(25)式の関係を示した。図中には芦田らの実験値も記入されている。(25)式と $\varepsilon = 2.0$ を

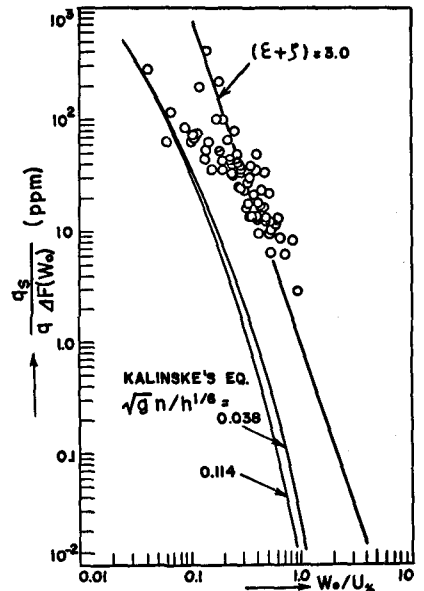


図-7.  $\omega_o/u_*$ と $q_s/q \Delta F(\omega_o)$ との関係

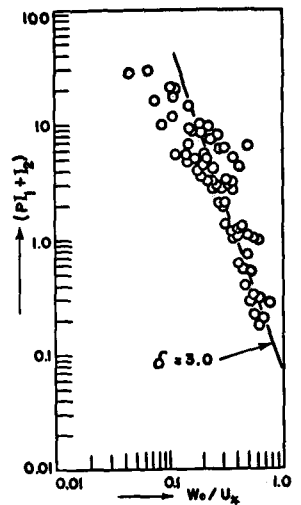


図-8.  $(PI_1 + I_2)$ と $\omega_o/u_*$ との関係

(28) 式に代入して,  $q_s \propto u_*^{(8+\delta)}$  ..... (26)

図-8によれば  $\delta = 3.0$  としてよいから,  $q_s \propto u_*^6$  となる。(11)式を使用すると

$Q_s \propto Q^2 S^2$  ..... (27)

したがって浮遊流砂に関する  $\beta$  は 2.0 としてよい。このことは実際河川の実測からも確かめられている。

B) 掃流流砂量に関する  $\beta$  の値—流量の広範囲にわたる実測値がないので各種の掃流流砂量公式から  $\beta$  の値を推定する。単位幅単位時間当りの掃流流砂量を  $q_B$  として各種の公式を表-1に示すと共に  $\beta$  の値を表に示した。表-1から掃流流砂量に関する  $\beta$  の値は 1.0 としてよいことが知られる。

表-1 掃流流砂量に関する  $\beta$  の値

| 公 式 名          | 掃 流 流 砂 量 の 計 算 式                                                         | $\beta$ の 値      |                |
|----------------|---------------------------------------------------------------------------|------------------|----------------|
|                |                                                                           | Manning<br>公式の使用 | Chezy<br>公式の使用 |
| DuBoys         | $q_B = C_1 u_*^2 (u_*^2 - u_{*c}^2)$                                      | 6/5              | 4/3            |
| Schocklitsch   | $q_B = C_2 D^{-1/2} S^{1/2} (q - q_c)$                                    | 1.0              | 1.0            |
| Meyer-Peter    | $q_B = [C_3 q^{3/2} S - C_4 D]^{2/3}$                                     | 1.0              | 1.0            |
| W. E. S.       | $q_B = C_5 n^{-1} (u_*^2 - u_{*c}^2)^m$                                   | 3m/5=1.0         | 2m/3= 1.0      |
| Shields        | $q_B = C_6 D^{-1} q S (u_*^2 - u_{*c}^2)$                                 | 8/5              | 5/3            |
| Brown-Einstein | $q_B = C_7 D^{-3/2} u_*^6$                                                | 9/5              | 2.0            |
| Inglis         | $q_B = C_8 W^{-1} (V^4 q/h)$                                              | 7/5              | 13/9           |
| 佐藤-吉川-芦田       | $q_B = C_9 u_*^3 F(u_{*c}/u_*)$                                           | 9/10             | 1.0            |
| Yalin          | $q_B = C_{10} D u_* (u_*^2 - u_{*c}^2 - 1) [1 - (ar)^{-1} \log_e (1+ar)]$ | 9/10             | 1.0            |

$C$  = ある常数,  $q_c$  = 限界流量,  $m = 7/5 \sim 9/5$ ,  $a = C_{11} u_{*c} / \sqrt{D}$ ,  $r = (u_*^2 - u_{*c}^2) / u_{*c}^2$ .

$F(u_{*c}/u_*) \div 1.0$ ,  $(\log_e (1+ar))/ar \ll 1$  と仮定した。

C) 全流砂量に関する  $\beta$  の値—浮遊流砂量も含められている表-2の3公式より  $\beta$  の値を推定した結果は  $\beta = 3/2$  である。図-9に Mountain Creek (アメリカ)における全流砂量と流量の実測値を示した。<sup>15)</sup>

表-2 全流砂量に関する  $\beta$  の値

| 公 式 名          | 全 流 砂 量 の 計 算 式                                                                                                                                             | $\beta$ の 値      |                |
|----------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|----------------|
|                |                                                                                                                                                             | Manning<br>公式の使用 | Chezy<br>公式の使用 |
| Brown-Kalinske | $\frac{q_T}{u_* D} = 10 \left\{ \frac{u_*^2}{[(\sigma/\rho) - 1] g D} \right\}^2$                                                                           | 3/2              | 5/3            |
| 椿              | $q_{B*} = 25 \tau_*^{0.8} (\tau_* - 0.8 \tau_{*c}) (k_s/D)^{-0.435}$                                                                                        | 6.9/5            | 4.6/3          |
| Laursen        | $\bar{C} = 265 \frac{q_T}{q} = \sum P_r \left( \frac{k_s}{h} \right)^{7/6} \left( \frac{\tau_o'}{\tau_c} - 1 \right) f \left( \frac{u_*}{\omega_o} \right)$ | 3/2              | 4/3            |

$q_{B*} = q_T / u_* D$ ,  $\tau_* = u_*^2 / \{ (\sigma/\rho) - 1 \} g D$ ,  $k_s$  = 相当粗度,  $\tau_o' = V^2 D^{1/3} / 30 h^{1/3}$ ,  $P_r$  = 河床土砂の粒径別の割合,  $\bar{C}$  = 流砂の濃度。

全流砂量に関する  $\beta$  は  $3/2$  であるから支配流量の計算式は (6) 式より

$$Q_d = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i^{5/2}}{\sum_{i=1}^N Q_i^{3/2}} \quad \dots\dots\dots (28)$$

計算例 長良川忠節地点における支配流量を 108 個の月最大流量の資料から推定した。流砂量に関する実測値がないため  $\beta = 3/2$  とし (28) 式から求めた。その結果  $Q_d = 3000 \text{ m}^3/\text{sec}$  が得られた。参考のために  $\beta = 1.0, 1.5, 2.0$  について行なった計算結果を表-3 に示した。 $Q_d = 3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$  は 1.43 年洪水に相当しており、この値は M. G. Wolman と L. B. Leopold が提案した 1.4 年洪水に近い値である。

結論 流量とその流量に対応した流砂量の実測値がある場合には支配流量は (3) 式により求められる。流砂量に関する実測値がない場合には近似的に (6) 式により求められる、ただし  $\beta$  の値は全流砂量に関する  $\beta = 3/2$  を使用する、すなわち、(28) 式により求められる。掃流流砂

量に関する  $\beta$  は  $\beta = 1.0$  であり、浮遊流砂量に関する  $\beta$  は  $\beta = 2.0$  であることが確められた。

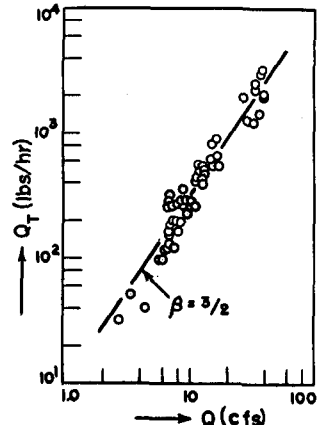


図-9. Mountain Creek における全流砂量と流量との関係

表-3 長良川の支配流量

| $\beta$ | $Q_d$<br>( $\text{m}^3/\text{S}$ ) | 年最大洪水流量に対する超過確率 (%) |
|---------|------------------------------------|---------------------|
| 1.0     | 2030                               | 96 (1.04 年洪水)       |
| 1.5     | 3000                               | 70 (1.43 年洪水)       |
| 2.0     | 3985                               | 36 (2.78 年洪水)       |

### 参 考 文 献

- 1) Inglis, C. C.: The Behaviour and Control of Rivers and Canals, Res. Publication, Cent. Bd. Irrig. India, No. 13, 1949.
- 2) Henderson, F. M.: Stability of Alluvial Channels, Proc. ASCE, HY5, Nov., 1961, p. 131.
- 3) Wolman, M. G., and Leopold, L. B.: River Flood Plains; Some Observations on their Formation, U. S. Geological Survey, Prof. Paper No. 282-C, 1957.
- 4) Nixon, M.: A Study of the Bank-Full Discharge of Rivers in England and Wales, Proc. ICE, Vol. 12, 1959, p. 157.
- 5) Langbein, W. B.: Annual Floods and Partial-Duration Series. Trans. American Geophysical Union, Vol. 30, 1949, p. 879, with discussion by V. T. Chow, et al.
- 6) Henderson, F. M.: Open Channel Flow, The Macmillan Co., New York, N. Y., 1966, p. 465.
- 7) Leopold, L. B., Wolman, M. G., and Miller, J. P.: Fluvial Processes in Geomorphology, W. H. Freeman and Company, San Francisco, 1964, p. 320.
- 8) Sugio, S.: On the Equilibrium Bed Profiles of Rivers, Bulletin of Faculty of Engrg., Tokushima Univ., Vol. 2, No. 2, 1965, p. 73; Also, Discussion of "Channel Gradients above Gully Control Structures," by D. A. Woolhiser and A. T. Lenz, Proc. ASCE, HY1, 1966, p. 119.
- 9) Walker, R. H., and Marlette, R. R.: Dominant Discharges at Platte-Missouri Confluence, ASCE Water Resources Engineering Conference, Conference Preprint 353, Denver, Colo., May, 1966, 17pp.
- 10) Lane, E. W., and Kalinske, A. A.: Engineering Calculations of Suspended Sediment, Trans. AGU., Vol. 22, 1941, pp. 603-607.
- 11) Lane, E. W., and Kalinske, A. A.: The Relation of Suspended to Bed Material in Rivers, Trans. AGU., 1939, p. 637.
- 12) 吉川秀夫: 浮遊流砂量に関する二、三の考察, 土木研究所報告, 第83号の2, 1952, 13pp
- 13) 芦田和夫, 道上正規: 浮遊流砂量に関する実験的研究, 京都大学防災研究所年報, 第10号のB, 1967, pp. 63-79.
- 14) Einstein, H. A.: The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows, U. S. Dept. of Agriculture, Technical Bulletin, No. 1026, Sept., 1950, 71pp.
- 15) Laursen, E. M.: The Total Sediment Load of Streams, Proc. ASCE, Vol. 84, HY1., Feb., 1958, p. 1530-1.