

土 木 研 究 所 資 料

ゲート付き砂防ダムの効果 とその操作方法に関する 研究報告書

平成3年5月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © (1991) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

ゲート付き砂防ダムの効果 とその操作方法に関する 研究報告書

砂防研究室 室 長 石 川 芳 治
主任研究員 井良沢 道 也
福 本 晃 久

要 旨

砂防ダムにおいて平時の無害な土砂は堆砂させずに下流に流し、多量の土砂が流出する出水時には堆積させ、出水の後半及びその後の出水で土砂を流下させる機能を高めるために大暗渠やスリットを有する砂防ダムなどの工夫を行ってきた。しかしこの種のダムは出水の後半に大量の土砂が流出して下流河道に急激に堆砂したり、堆砂した土砂が突発的に流出する現象がみられる。この欠点を解消する方法としてスリット部にゲートを設け、流出土砂のコントロールをゲートの開閉により行い、土砂調節機能を確実にし、かつ増大させる方法が検討されている。そこで、ゲート付き砂防ダムを実際の流域に適用し、一次元河床変動計算によりその効果について他の形式の砂防ダムと比較検討した。また、ゲート操作方法による効果の違いについて考察した。

キーワード：砂防，ゲート付き砂防ダム，人為的操作，河床変動計算

The Study of the Effects and Operation Methods of Sabo Dams with an Artificially Operated Gate

Sabo Division, Sabo Department

Head of Division : Yoshiharu Ishikawa

**Senior Researcher : Michiya Irasawa
Akihisa Fukumoto**

Synopsis

Sabo dams with large conduits or slits have been constructed to reinforce their capabilities of discharging under normal conditions harmless sediment without allowing accumulation, forcing it is sediment when a flood occurs and a large mass of debris flows out and discharging it again when the flood seems to be near its termination to prepare for a possible subsequent flood. As for these kinds of dams, however, a large amount of debris are likely to flow out before it terminates, resulting in a rapid sedimentation in the downstream channel or unexpected outflow of accumulated sediment. In order to mend such faults, examinations are being made for the method to ensure and enhance the sediment control capability by providing a slit with a gate which is opened and closed to control sediment outflow.

Thus, Sabo dams with an artificially operated gate were applied actually to some river basins to compare their effects with those of other forms of Sabo dams through one-dimensional channel bed variation calculations. It was also examined how different operating methods for the gate affect the effects of the dams. Moreover, the relationship between different conditions of the river basins and the effects of Sabo dams with an artificially operated gate was investigated.

KEYWORDS: Sabo, Sabo dam with an artificially operated gate, artificial operation, stream bed variation calculation

は　じ　め　に

砂防ダムにおいて平時の無害な土砂は堆砂させずに下流に流し、多量の土砂が流出する出水時には堆積させ、出水の後半及びその後の出水で土砂を流下させる機能を高めるために大暗渠やスリットを有する砂防ダムなどが検討され一部で用いられてきている。しかし、この種の砂防ダムでは洪水及び土砂の流出形態によっては、堆砂した土砂が突発的に流出するといった現象もみられる。これらの欠点を解消する方法としてスリット部にゲートを設け、流出土砂のコントロールをゲートの開閉により行い、土砂調節機能を確実にし、かつ増大させる方法が検討されてきている¹⁾²⁾。ここでは、スリット砂防ダム及びゲート付き砂防ダムの土砂調節効果を明らかにするため、一次元河床変動計算を用いて、実際の流域に適用してその土砂調節効果について他の形式の砂防ダムと比較検討した。

目 次

はじめに

1. 研究の目的	1
2. 計算の概要	2
2.1 河床変動計算モデル	2
2.2 常願寺川の計算条件と計算ケース	20
2.3 太田切川の計算条件と計算ケース	31
3. 計算結果と考察	37
3.1 ゲート付き砂防ダムの効果	37
3.2 累加流砂量の変化と下流河道の河床変動	43
3.3 本宮砂防ダム上・下流の河床変動高の経月変化	46
4. まとめと今後の課題	51
4.1 まとめ	51
4.2 今後の課題	51
おわりに	53

1. 研究の目的

本研究は、ゲート付き砂防ダムの土砂調節効果について一次元河床変動計算により実際の流域に適用して検討を行うことを目的とする。検討の内容は、砂防ダムにゲートを付けた場合、付けない（スリット砂防ダム）場合、通常の砂防ダムを設置した場合、砂防ダムを設置しない場合のそれぞれの土砂の調節効果について検討する。また、ゲートの操作方法として期間別と流量別を想定し、その操作方法の違いによる土砂調整効果について検討した。

対象とした流域は、常願寺川と、天竜川水系太田切川である。なお、参考までに砂防研究室で製作したゲート付き砂防ダムの模型を写真-1.1に示す。写真では、砂防ダムの水通し部をスリット（ゲートのない状態ではスリット砂防ダムとなる）とし、スリット部に横ヒンジと下ヒンジ方式の2種類のゲートを取りつけている。

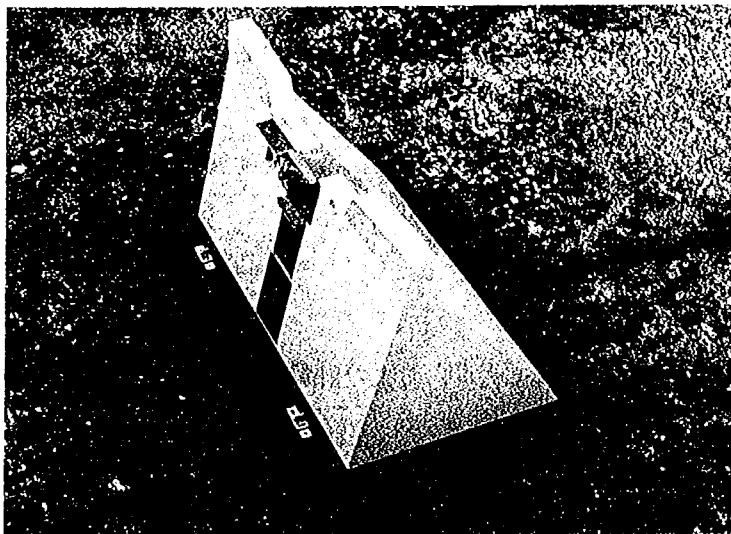


写真-1.1 ゲート付き砂防ダムの模型（砂防研究室製作）

2. 計算の概要

2.1 河床変動計算モデル

2.1.1 概要

河床変動は、河道のある区間に流入する流砂量と流出する流砂量が不均衡になる時に生じる現象である。したがって、勾配変化点や砂防ダムの背水域では流れの状況が変化すると、大規模な河床変動が生じる。このような河床変動は次の3式を連立して解くことによって計算される。その計算の手順を図-2.1に示す。

(a)流水の運動方程式……水面形の計算及び掃流力等の水理計算を行う。

(b)流砂量の計算……(a)で計算された掃流力によって粒径別の掃流砂量及び浮遊砂量を計算する。

(c)流砂の連続式……各地点の流砂量から流砂の収支を計算し、河床高、河床材料の粒度分布を計算する。

今回のような、砂防ダムの堆砂を含む大規模な河床変動数値シミュレーションを実施する際、次に示す各項目について検討して、河床変動計算モデルを構築する必要がある。以下に説明を行う。

- 河道モデル（断面形状、河床構成材料、流量配分）
- 計算モデル（ダム地点水位、河道水位、流砂量、河床変動量、河床材料の変化）
- 河道への土砂供給量（給砂量）およびその粒度分布

2.1.2 河道モデルの設定

本節では、河道断面モデル、河床材料モデル、および計算範囲の河道流量配分について述べる。

(1) 河道断面のモデル化

計算に用いる河道断面は、実測横断面図、平面図を参考に図-2.2のように、台形を組み合わせた形状にモデル化する。図-2.2の標高Eと河幅Bの関係を入力し、計算に際しては左右対称の断面として水理特性（潤辺、径深）を計算する。

(2) 河床材料のモデル化

一様砂のモデルでは、河床材料の平均粒径の場所的な変化が表現できないので、本河床変動計算では粒径別の流砂量を計算し、各地点の土砂収支も粒径毎に計算するものとした。

したがって、河床材料は粒度分布で与えることとし、図-2.3に示した粒度分布に対して、表-2.1のように各粒径階の代表粒径と含有率によってモデル化を行い計算に適用する。なお、各粒径階の代表粒径は相加平均によった。

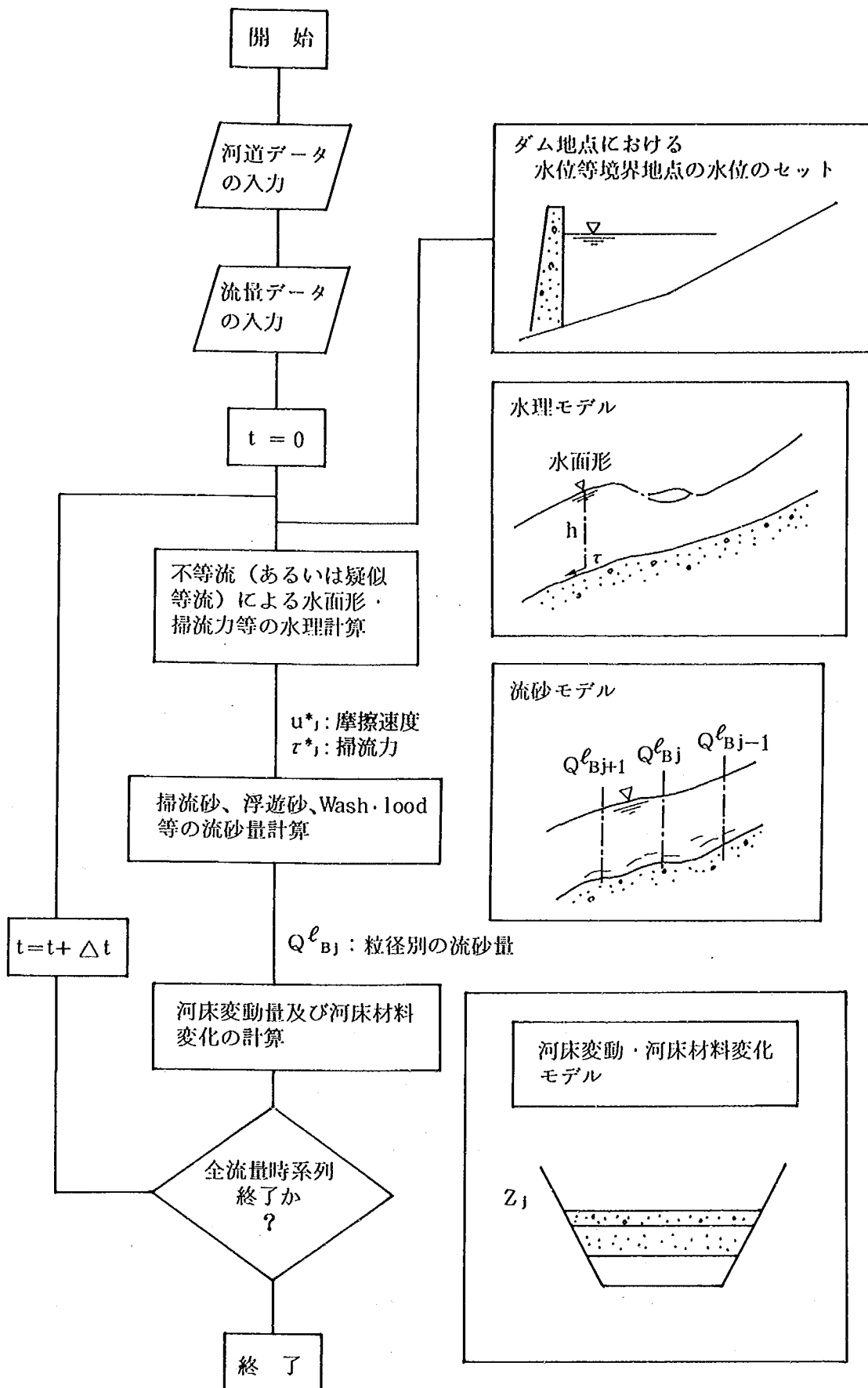
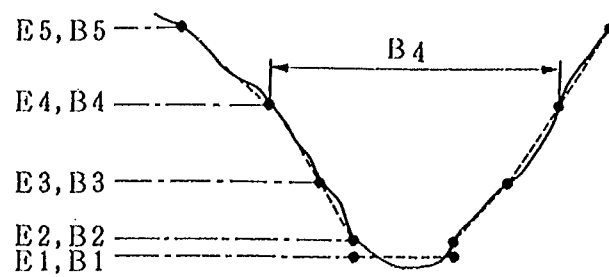
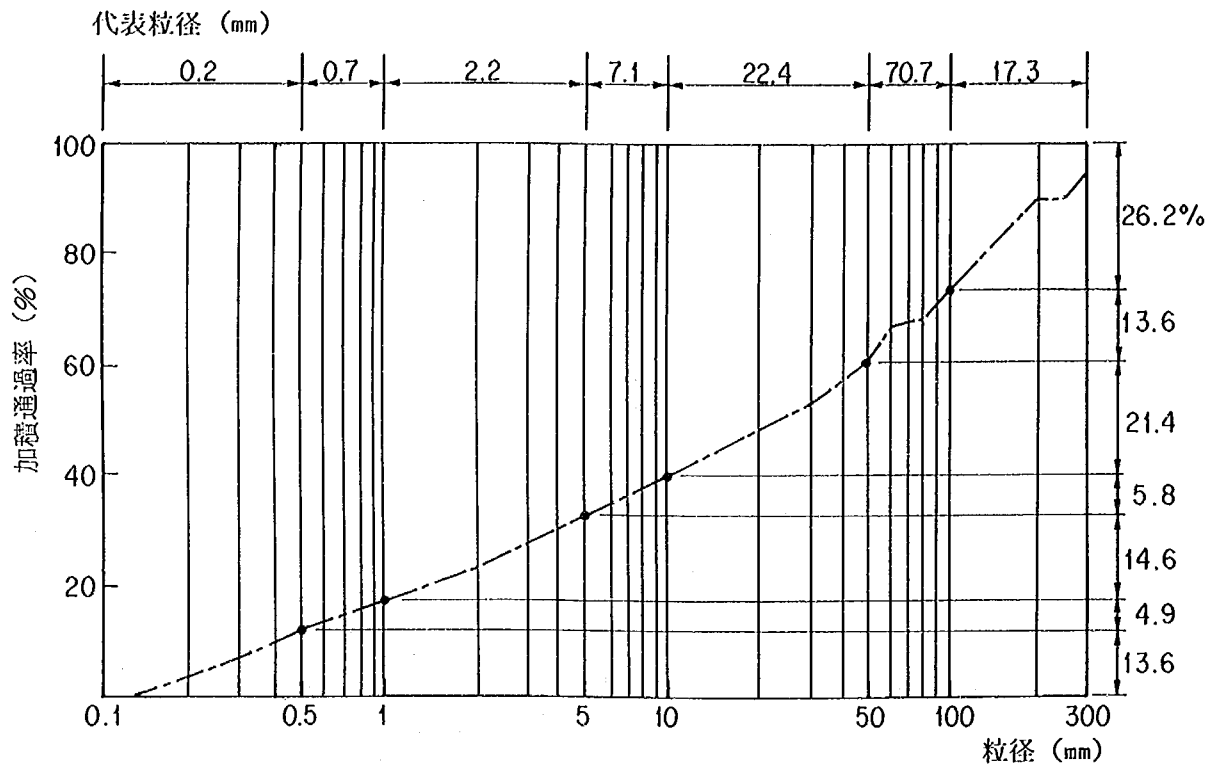


図-2.1 河床変動計算フロー



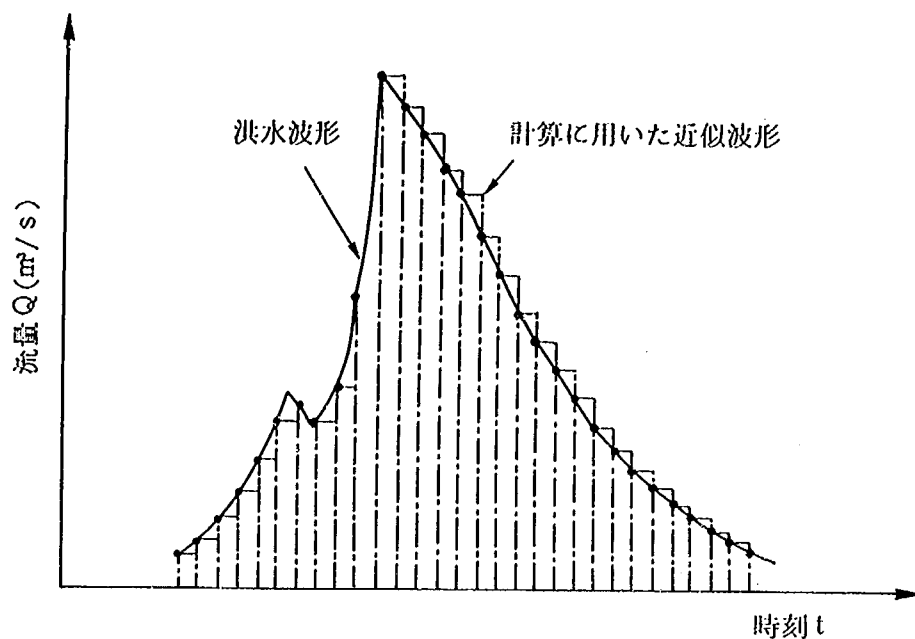
図一2.2 河動断面のモデル化



図一2.3 河床材料の粒度分布とそのモデル化 (例)

表一2.1 粒径階とその間の含有率 (例)

No.	代表粒径 (mm)	粒径範囲 (mm)	粒径階ごとの含有率 (%)
1	0.3	$0.1 < d \leq 0.5$	f_1
2	0.75	$0.5 < d \leq 1.0$	f_2
3	3.0	$1.0 < d \leq 5.0$	f_3
4	7.5	$5.0 < d \leq 10.0$	f_4
5	30.0	$10.0 < d \leq 50.0$	f_5
6	75.0	$50.0 < d \leq 100.0$	f_6
7	300.0	$100.0 < d \leq 500.0$	f_7
8	750.0	$500.0 < d \leq 1000.0$	f_8



図一2.3' 洪水波形近似モデル (例)

表一2.2 計算時間刻み (例)

流量範囲 (m^3/s)	計算時間刻み (分)
$0 < Q \leq 50$	1440
$50 < Q \leq 100$	720
$100 < Q \leq 250$	180
$250 < Q \leq 500$	90
$500 < Q \leq 750$	60
$750 < Q \leq 1000$	20
$1000 < Q \leq 3000$	10
$3000 < Q \leq 6000$	6
$6000 < Q$	2

(3) 流量配分

流量の配分は流域面積率により設定する。

洪水時の流量は、図一2.3' に示すように、1時間に一定流量が継続すると仮定して近似している。また、計算時間刻みは、表一2.2のように流量範囲ごとに設定した。

2.1.3 水面形の計算方法

(1) 計算フロー

計算区間の水面形は、(1)ダム貯水位（ダム地点水位）と(2)河道水位とに分けて行う。

ダム貯水位（ダム地点水位）は、あらかじめダム地点の水位（H）—流量（Q）曲線を設定しておき、その水位を出発水位として水位計算を行う。

水面形の計算は、図-2.4の計算フローに従って行う。すなわち、このダム貯水位を初期水位として、常流区間（貯水池内および緩勾配区間）は不等流計算、射流区間（急勾配区間）は下流側の勾配を用いた等流計算により河道の水面形を求める。

河道の水面形計算は図-2.4のフローに従って行うが、以下にその詳細について補足説明する。

①、② 断面条件の判定および水位設定

まず、その断面がどのような地点かを判定し、ダム地点ならばダムの運用に応じた水位を与える。普通の断面であれば下流断面の条件から水位を計算する（等流計算または不等流計算）。

③ 当該断面の河床高と下流側水位の比較

当該断面の河床高が直下流断面の水位より高ければ等流計算⑧による水位設定を行う。これは計算時間の節約を目的としたものである。

④ 当該断面に下流側の水位を与えた場合のフルード数 F_{r1} の計算

⑤ ④で設定したフルード数 F_{r1} が 0.5 より小さい場合、直下流の断面の水位を与える。

これはダム貯水池内の水面形を水平として与えて、計算時間の節約を目的としたものである。

⑥ 下流断面が射流 ($F_{r1} > 1.0$) であれば、下流断面の水位を限界水位に置き換え、その水位を仮の下流水位とする。

⑦ 下流断面水位（射流のときは限界水位）に対して、常流の不等流計算を行う。常流水位が当該断面になければ射流であるから、等流計算によって水位を計算する。

(2) 不等流計算の基礎式と計算法

流水の運動方程式は次式のとおりである。常流の不等流計算の場合、下流断面の水理量を既知として上流に向かって計算を行う。図-2.5に記号の説明を示す。

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{1}{2g} \cdot \frac{Q^2}{A^2} \right) + \frac{dH}{dx} + i_e = 0 \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

上式は、一般的に次のように差分化して計算される。

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2g} \cdot \left(\frac{Q_j}{A_j} \right)^2 + H_j + \left(\frac{n_j^2 \cdot Q_j^2}{A_j^2 \cdot R_j^{4/3}} + \frac{n_{j-1}^2 \cdot Q_{j-1}^2}{A_{j-1}^2 \cdot R_{j-1}^{4/3}} \right) \cdot \Delta x_{(j-1)/2} \\ & = \frac{1}{2g} \cdot \left(\frac{Q_{j-1}}{A_{j-1}} \right)^2 + H_{j-1} \quad \dots\dots\dots (2.2) \end{aligned}$$

ここに、 Q_j, Q_{j-1} ; 断面 $j, (j-1)$ の流量 (m^3/s)

A_j, A_{j-1} ; 断面 $j, (j-1)$ の流積 (m^2)

n_j, n_{j-1} ; 断面 $j, (j-1)$ のマンニングの粗度係数

R_j, R_{j-1} ; 断面 $j, (j-1)$ の径深 (m)

H_j, H_{j-1} ; 断面 $j, (j-1)$ の水位 $H_j = h_j + Z_j (\text{EL.m})$

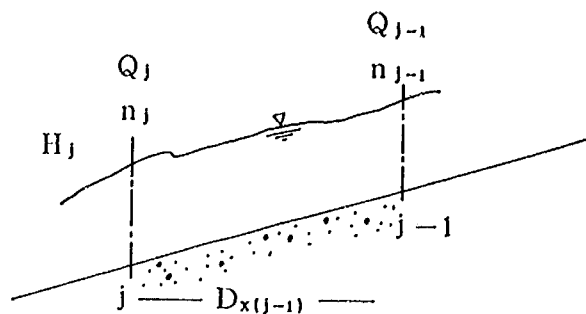


図-2.5 記号の説明

h_j ; 断面 $j, (j-1)$ の水深 (m)

Z_j ; 断面 $j, (j-1)$ の河床位 (EL.m)

i_e ; エネルギー損失

(3) 等流計算の方法

等流計算は次のマンニングの等流公式によることとした。なお、河床勾配 i_j は図-2.6 のように計算する。ただし、最下流断面の河床勾配は直上流断面の勾配と同じとした。

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R_j^{2/3} \cdot i_j^{1/2} \cdot A_j \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

ここに、 Q : 流量 (m^3/s)

n : 粗度係数

R : 径深 (m) [$B > 10 \cdot h$ のとき、 $R = h$ (水深) とした]

i_j : 断面 j の河床勾配

A : 流積 (m^2)

$$i_j = \frac{E_j - E_{j+1}}{\Delta x_j}$$

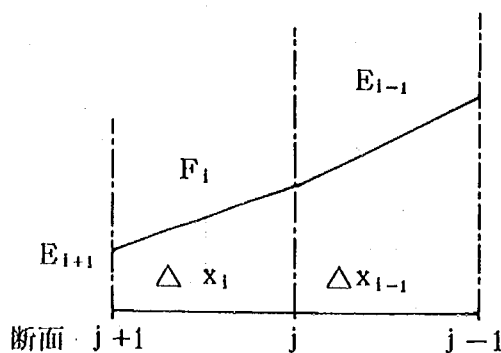


図-2.6 河床勾配の計算方法

2.1.4 流砂量の計算方法

(1) 流砂量計算の基本方針

流砂の形態としては、土石流、土砂流等急勾配の河道における流れも考えられるが、突発的な現象であり、本モデルでは、次の3つの流送形態を考える。ただし貯水池堆砂を対象とする場合を除いてウォッシュ・ロードは考慮しない。

- | | | |
|----------------------|----------------|---------|
| ① 掃流砂 | } Bed Material | 河床鍛料の輸送 |
| ② 浮遊砂 | | |
| ③ ウォッシュロード……………微細な土砂 | | |

①及び②の掃流砂、浮遊砂は、水の流体力によって輸送されるもので、同じ粒径の砂粒子でも、流体力によつては、掃流砂であつたり、浮遊砂であつたりする。一方、ウォッシュ・ロードは、土砂の生産場から水に混在した状態で輸送される。したがつて、掃流砂および浮遊砂とウォッシュ・ロードとでは、解析の取扱いが異なる。

掃流砂、浮遊砂については、各種の算出式が提案されているが、今回は、次式を用いる。

掃流砂 …………… 芦田・高橋・水山式³⁾

浮遊砂 …………… 芦田・道上式⁴⁾

流砂量 Q_T は、流砂量式から求められる単位幅当りの流砂量 q_T に川幅を乗じて得られる。

$$Q_T = q_T \times B$$

この時の川幅は、逆勾配域及び不等流計算が適用される河道では地形川幅 B を、等流計算が適用される河道については次のレジューム則によつて得られた川幅が地形川幅 B より小さい時、 B' を用いることとした。

$$B' = 5.0 \cdot Q^{1/2}$$

ここに、 B' : レジューム幅 (m) Q : 流量 (m^3/s)

(2) 掃流砂量式

掃流砂量式は、次の芦田、高橋、水山式³⁾を用いる。

$$\frac{q_{Bt}}{f_o(d_t) \cdot u_* \cdot d_t} = 12 \cdot \tau_{*t} \cdot \left(1 - \alpha^2 \frac{\tau_{*ct}}{\tau_{*t}}\right) \cdot \left(1 - \alpha \frac{u_{*ct}}{u_*}\right) \dots\dots\dots (2.4)$$

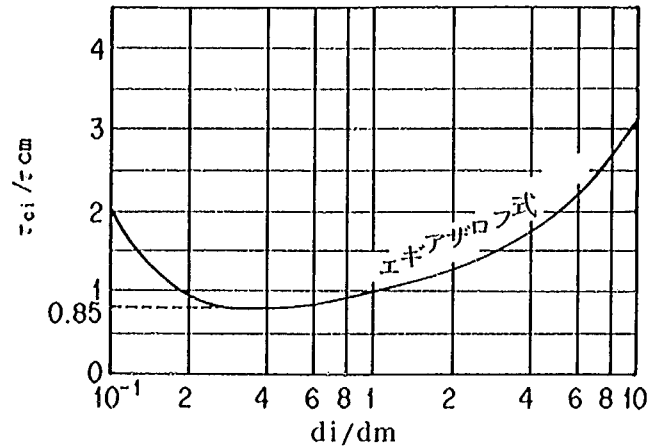
ここに、 q_{Bt} : 粒径 d_t の砂礫流砂量

$f_o(d_t)$: 粒径 d_t の砂礫が河床において占める割合

τ_{*t} : $u_*^2 / (\sigma/\rho - 1) \cdot g \cdot d_t$ 粒径 d_t に対する無次元掃流力

τ_{*ct} : $u_{*ct}^2 / (\sigma/\rho - 1) \cdot g \cdot d_t$ 粒径 d_t に対する無次元限界掃流力

u : 断面平均流速



図一2.7 粒径別の限界掃流力

- d : 代表粒径
 u_* : 摩擦速度
 σ : 砂礫の密度
 ρ : 水の密度
 g : 重力加速度
 u_{*ci} : 粒径 d_i に対する限界摩擦速度

粒径 d_i に関する限界掃流力は、次の修正エギアザロフ式⁵⁾を用いる。図一2.7 に式 (2.5) の関係を示す。

$$\begin{aligned}
 d_i/d_m < 0.4 & \quad \frac{\tau_{ci}}{\tau_{cm}} = 0.85 \\
 d_i/d_i \geq 0.4 & \quad \frac{\tau_{ci}}{\tau_{cm}} = \frac{(\log 19)^2}{\left\{ \log \left(19 \cdot \frac{d_i}{d_m} \right) \right\}^2} \cdot \frac{d_i}{d_m}
 \end{aligned}
 \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

ただし、 $\tau_{cm}/(\sigma - \rho) \cdot g \cdot d_i = 0.05$

ここに、 d_i : 各粒径

d_m : 平均粒径

τ_{ci}, τ_{cm} : それぞれ d_i, d_m に対する限界掃流力

(3) 浮遊砂量式

浮遊砂量の芦田・道上式⁴⁾は以下に示すとおりである。

$$\frac{q_{st}}{q \cdot f_o(d_i)} = C_B \cdot \left[\left(1 + \frac{1}{\chi} \cdot \frac{n \cdot \sqrt{g}}{h^{1/6}} \right) \cdot \Lambda_6 + \frac{1}{\chi} \cdot \frac{n \cdot \sqrt{g}}{h^{1/6}} \cdot \Lambda^2 \right] \dots\dots\dots (2.6)$$

ここに、 q_{st} : 粒径 d_i の単位幅当りの流砂量

q : 単位幅当りの流量

$f_o(d_i)$: 粒径 d_i の砂礫の河床材料中に占める割合

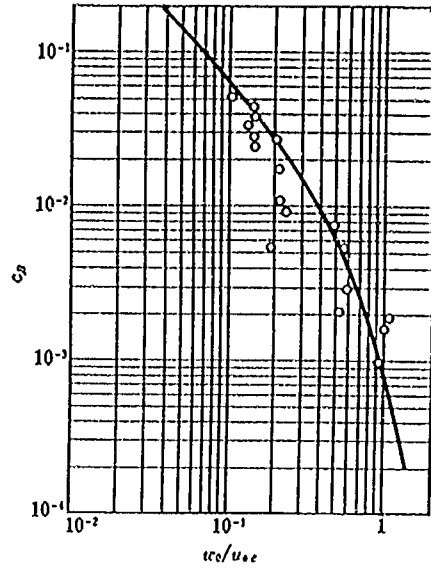


図-2.8 河床付近の濃度 (容積濃度) ⁴⁾

C_B : 底面濃度 (C_B と ω_o/u_{*c} との関係は、図-2.8 のとおりである。)

$$C_B = 0.025 \cdot [g(\xi_o)/\xi_o - G(\xi_o)] \quad (2.7)$$

$$\xi_o = \omega_o / (0.75 \cdot u_{*c}) \quad (2.8)$$

$$g(\xi_o) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2}\xi_o^2\right) \quad (2.9)$$

$$G(\xi_o) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \int_{\xi_o}^{\infty} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi_o^2\right) \cdot d\xi \quad (2.10)$$

ω_o : 沈降速度

n : マニングの粗度係数

h : 水深

χ : カルマン定数

$$\Lambda_1 : \Lambda_1 = \left(\frac{a}{h-a}\right) \cdot \int_{a/h}^1 \left(\frac{1}{\eta} - 1\right)^z \cdot d\eta \quad (2.11)$$

$$\Lambda_2 : \Lambda_2 = \left(\frac{a}{h-a}\right) \cdot \int_{a/h}^1 \eta \cdot \left(\frac{1}{\eta} - 1\right)^z \cdot d\eta \quad (2.12)$$

$$Z : Z = \frac{\omega_o}{1.2 \cdot \chi \cdot u_{*c}} \quad (2.13)$$

(Λ_1, Λ_2 と Z の関係は、図-2.9 のとおりである)

また、浮遊砂量の計算に必要な沈降速度 ω_o は、次の Rubey の式⁶⁾ により計算する。

$$\omega_o = \sqrt{(\sigma/\rho - 1) \cdot g \cdot d_t} \cdot \left[\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 \cdot \nu^2}{s \cdot g \cdot d_t^3}} - \sqrt{\frac{36 \cdot \nu^2}{s \cdot g \cdot d_t^3}} \right] \quad (2.14)$$

ここに、 ν : 動粘性係数 ($\nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{sec}$, 水温 20°)

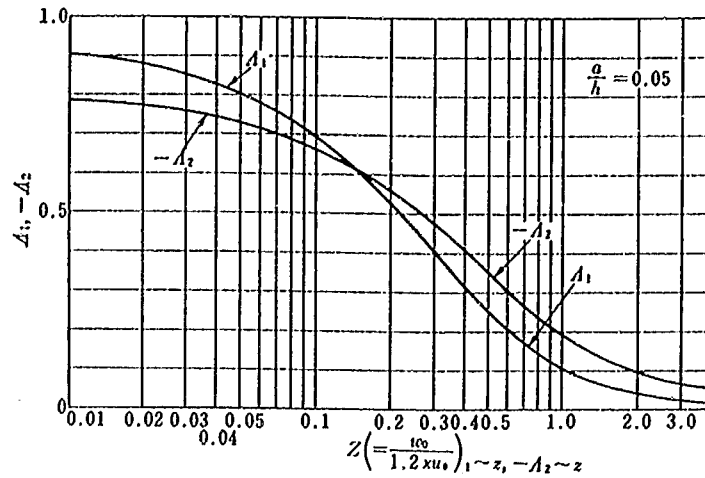


図-2.9 $\Delta z_1 \sim Z, -\Delta z_2 \sim Z$ ⁴⁾

$s : (\sigma/\rho - 1)$

d_i : 代表粒径 (cm)

2.1.5 河床変動量の計算手法

河床変動の基礎方程式 (連続式) は以下のとおりである。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda) \cdot B} \cdot \frac{\partial Q_u}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

$$Q_u = (q_B + q_s) \cdot B' + Q_w$$

ここに, z : 河床高

t : 時間

B' : 流砂幅

B : 地形幅

λ : 空隙率

Q_u : 総流砂量

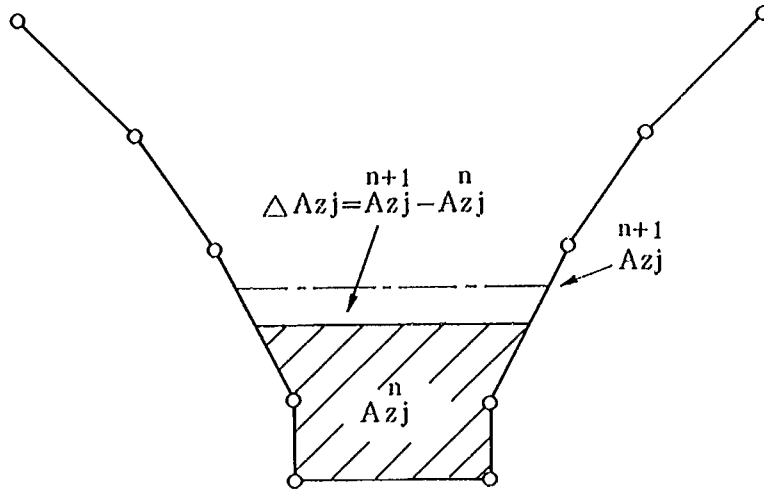
q_B, q_s : 掃流砂, 浮遊砂の単位幅当り流砂量

Q_w : ウォッシュ・ロード量

この流砂量の連続式は, 直接解くことができないので, 差分式によって逐次計算する必要がある, 上式を次のように差分化する。

$$\frac{A_{zj}^{n+1} - A_{zj}^n}{\Delta t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \cdot \frac{Q_{uj}^n - Q_{u(j-1)}^n}{\Delta x} = 0 \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

式 (2.15) は全土砂を対象とするものであるが, 本計算では粒径階別の土砂収支を計算する必要があることから, 式 (2.16) の差分式によって各時刻の粒径階別の土砂収支を計算し, 式 (2.18) による総和 ΔA_{zj} が



図一2.10 河道の堆積土砂の断面積

全土砂による河道堆積断面積の変化であるとした（図一2.10）。

$$\frac{A_{z(j,i)}^{n+1} - A_{z(j,i)}^n}{\Delta t} + \frac{1}{1-\lambda} \cdot \frac{Q_{u(j,i)}^n - Q_{u(j-1,i)}^n}{\Delta x} = 0 \quad (2.17)$$

$$\Delta A_{z(j,i)} = \Delta A_{z(j,i)}^{n+1} - A_{z(j,i)}^n \quad (2.18)$$

$$\Delta A_{zj} = \sum_{i=1}^{i_{\max}} (\Delta A_{z(j,i)}) \quad (2.19)$$

ここに、 $A_{z(j,i)}$: 粒径 ℓ の土砂の河道堆積断面積

Δt : 計算時間刻み

$Q_{u(j,i)}$: 粒径 ℓ の土砂の流砂量

Δx : 区間距離

$n, n+1$: 時間を表す添字で n から $n+1$ と進むと Δt 時間経過することを示す。

$\ell_{\max}$: 粒径の総区分数

2.1.6 河床材料変化の計算手法

(2.16) 式の粒径別の土砂収支量 $\Delta A_{z(j,i)}$ を用いて、各断面の河床材料変化を次のように計算する。本節では、まず河床材料の粒度分布の基本的な考え方を述べ、河床上昇および河床低化の場合の河床材料変化モデルを説明する。

(1) 河床材料の粒度分布の考え方

掃流砂量、浮遊砂量は、各々式 (2.4) 及び式 (2.6) によって計算されるが、河床材料の代表粒径（平均粒径）及び粒度分布を設定する必要がある。

河道において図一2.11 に示すように、当該河床の粒度分布を設定する場合、その河床の厚さを決め、その層の中での粒度分布を考えるが、層厚 a のとり方で粒度分布が異なる。層厚 a は交換層厚⁷⁾に相当するもの

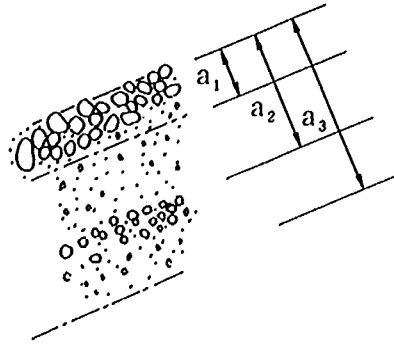


図-2.11 河床材料のイメージ

で、通常は、最大粒径程度がとられる。

交換層の考え方を図で示すと図-2.11 のとおりである。すなわち、河床変動の過程で、層厚 a の表層の河床材料の粒度分布を常に設定していく。この考え方において、河床低下については、河床材料の充分な移動があり、下層部が交換層の中に混合されることが現象的にも妥当と思われるが、河床上昇については次のような問題点がある。

図-2.12 のように、表層粒度が粗く、そこへ細粒の土砂が供給されたとき、表層からの流砂量はなく、表層より細粒の土砂が堆積した場合を考える。このとき、図-2.12 の交換層の考え方を適用すると、実際には、動かない表層土砂が上部に移動した状態（図-2.13）となり、実際より細粒の土砂は移動しづらくなり、粗

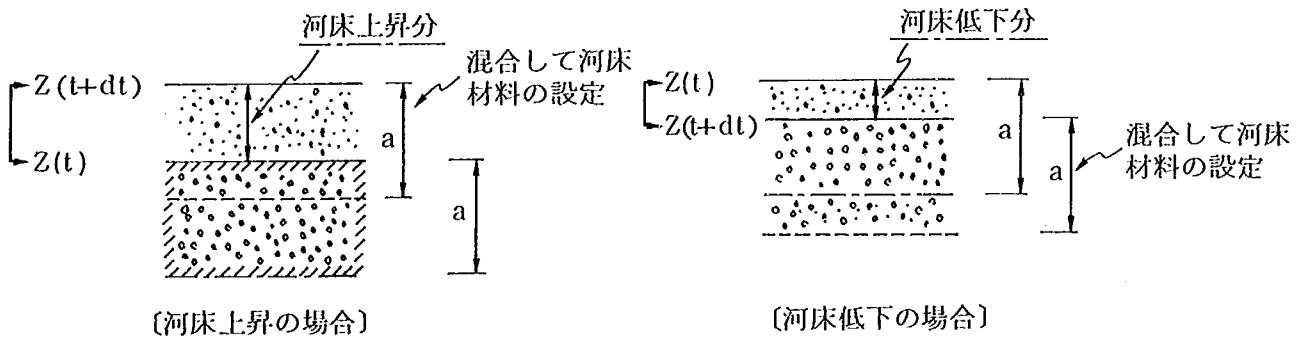


図-2.12 交換層の考え方

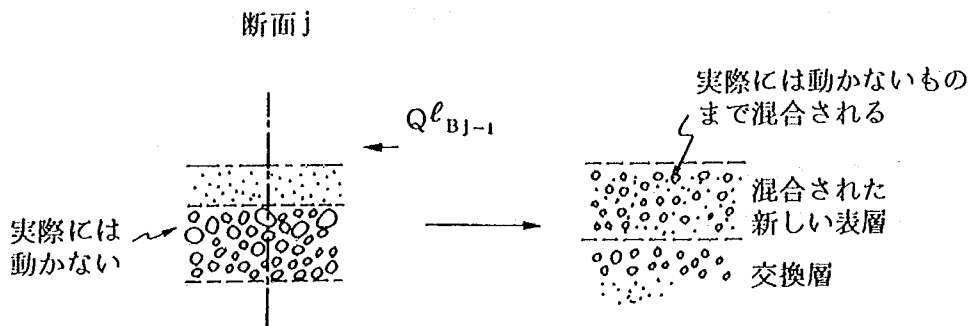


図-2.13 河床上昇の場合の混合

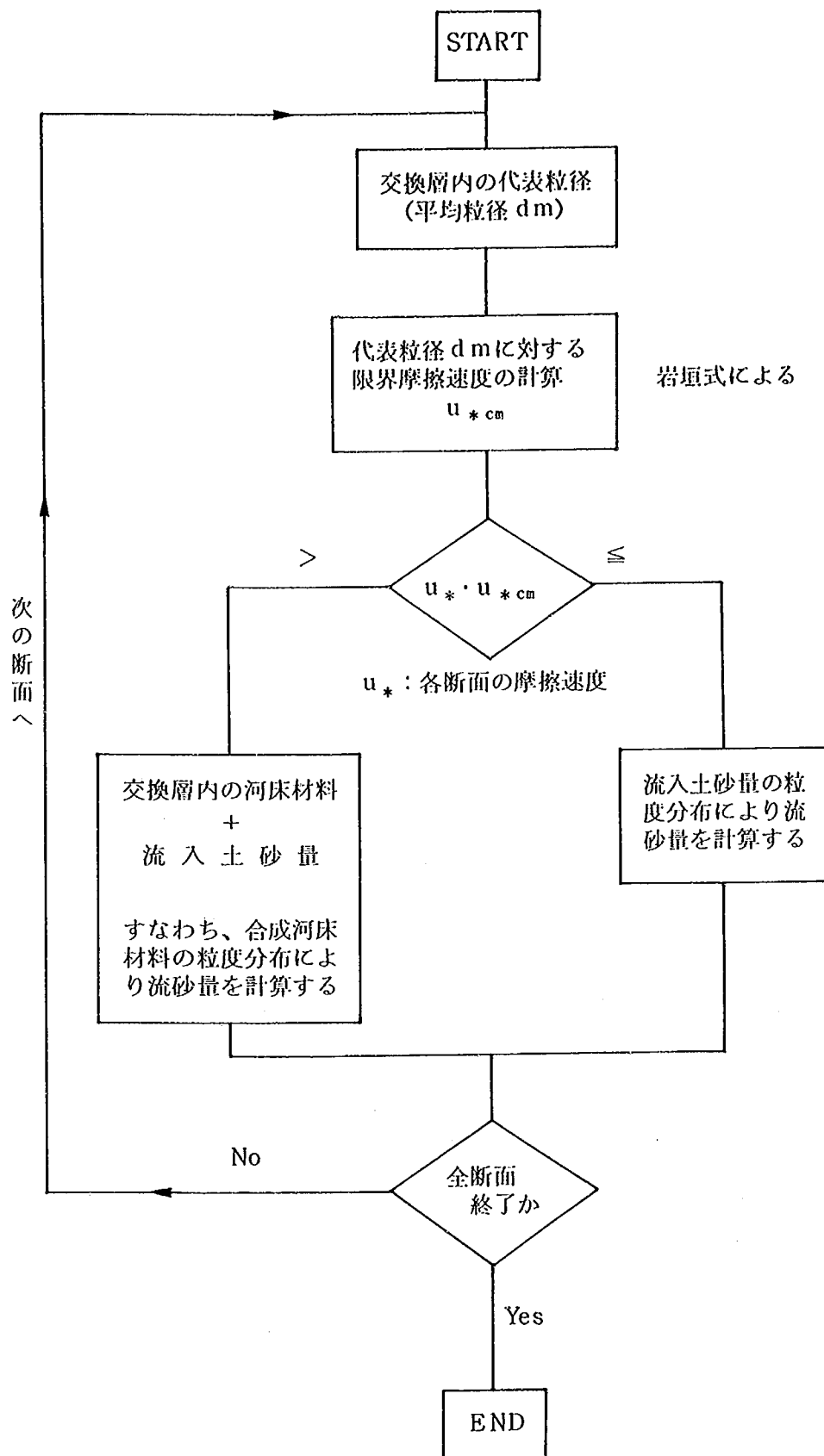


図-2.14 流砂量計算フロー

粒の土砂が動きやすくなる。その結果、土砂の通過区間においても、土砂堆積が生じる可能性がある。

そこで、現河床材料の粒度分布による代表粒径(平均粒径)の砂 B が動かないときは、流入土砂で形成される河床を想定して流砂量を計算する。また、その代表粒径の土砂が移動するときは、交換層内の堆積土砂及び流入土砂を合わせた河床を設定し、その粒度分布に対して流砂量を計算する。その過程を流れ図として示すと図-2.14 のとおりである。流砂量の上限值は、交換層が動くときは、交換層内の堆積土砂と流入土砂量の合計、交換層が動かないときは、流入土砂量とする。

各断面の全流砂量は、次のとおりとする。

なお、河床が基礎岩盤近くにあり、河床から十分な土砂供給が無い場合には、その地点の流砂量(堆積土砂量+流入砂量)を限度とする。

$$\sum Q_{vi} = \sum Q_{Bi} + \sum Q_{Si} + Q_W$$

Q_{vi} : 粒径 d^i の全流砂量

Q_{Bi} : 粒径 d^i の掃流砂量

Q_{Si} : 粒径 d^i の浮遊砂量

Q_W : ウォッシュ・ロード量

(2) 河床上昇の場合

図-2.15 の河床上昇の場合の河床材料変化模式図にしたがって、粒径 d^i の砂粒子の関係式を示すと以下のとおりである。

①表層交換層

$$fb(\ell)^{n+1} \cdot \{A_5^{n+1} - A_4^{n+1}\} = \{A_5^n - A_4^n\} \cdot fb(\ell)^n + \Delta A_{Z(J,1)} \dots\dots\dots (2.20)$$

②表層交換層と下部堆積層との間の層

$$f4(\ell)^{n+1} \cdot \{A_4^{n+1} - A_3^{n+1}\} = \{A_4^n - A_3^n\} \cdot fb(\ell) + (A_4^n - A_3^n) \cdot f_4(\ell)^n \dots\dots\dots (2.21)$$

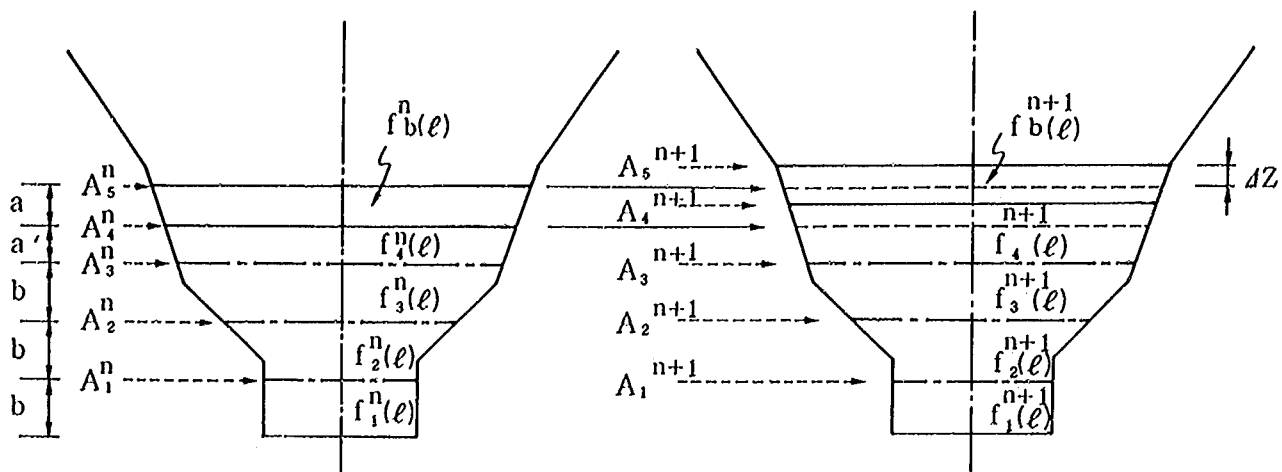
③上記の層より下部の層

図-2.15 の例では、粒度分布は変化しない。すなわち、次のとおりである。なお、河床上昇が大きく、 $a' \geq a+b$ となったときは、層が増えるものとする。

$$f_3(\ell)^{n+1} = f_3(\ell)^n$$

$$f_2(\ell)^{n+1} = f_2(\ell)^n$$

$$f_1(\ell)^{n+1} = f_1(\ell)^n$$



- a : 表層交換層 (0.5m とした)
 a' : 表層交換層と下部堆積層との間の層厚 ($a \leq a' < a+b$ とする) (m)
 b : 下部堆積層厚 (1.5m とした)
 A_k^n : 変動前の第 k 層頂部以下の土砂堆積面積 (m^2)
 A_k^{n+1} : 変動後の第 k 層頂部以下の土砂堆積面積 (m^2)
 $f_k(\ell)^n$: 変動前の第 k 層の粒度分布における粒径 ℓ の構成比率
 $f_k(\ell)^{n+1}$: 変動後の第 k 層の粒度分布における粒径 ℓ の構成比率
 $f_b(\ell)^n$: 変動前の表層の粒度分布における粒径 ℓ の構成比率
 $f_b(\ell)^{n+1}$: 変動後の表層の粒度分布における粒径 ℓ の構成比率

図-2.15 河床上昇の場合の河床材料変化 (例)

(3) 河床低下の場合

一方、河床低下の場合の例を図-2.16 に示したが、この場合の関係式は以下のとおりである。

①表層交換層

$$f_b(\ell)^{n+1} \cdot \{A_4^{n+1} - A_3^{n+1}\} = \Delta A_z(j, 1) + (A_4^n - A_3^n) \cdot f_b(\ell)^n \quad (2.22)$$

②表層交換層と下部堆積層との間の層

図-2.21 の場合、交換層直下の層の層厚が a' が $a' < a$ となり、下層の層と混合させて記憶する。すなわち、次式で第 3 層の粒度分布が計算される。

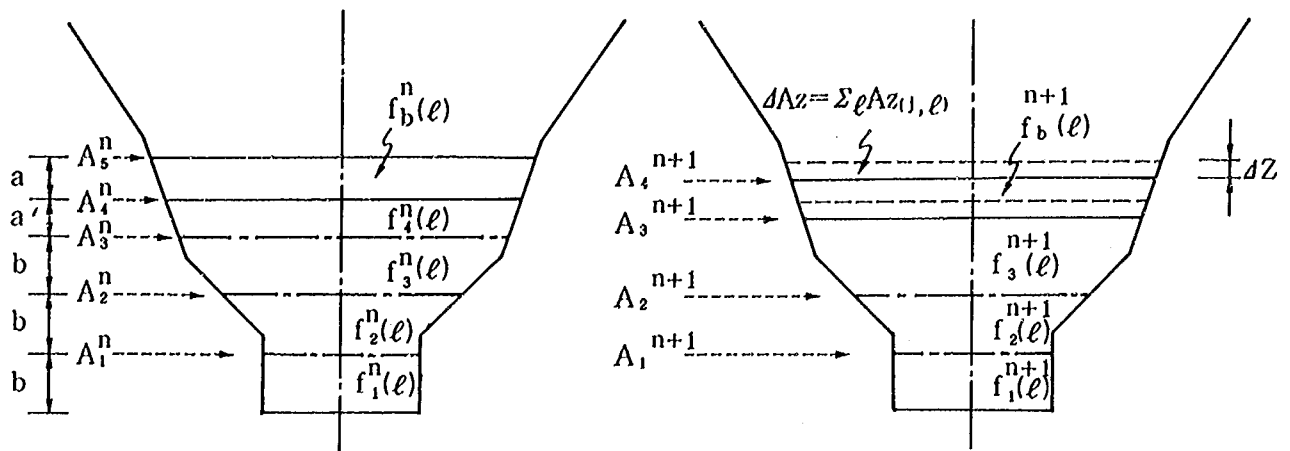
$$f_3(\ell)^{n+1} \cdot (A_3^{n+1} - A_2^{n+1}) = f_4(\ell)^n \cdot (A_3^{n+1} - A_3^n) + f_3(\ell)^n \cdot (A_3^n - A_2^n) \quad (2.23)$$

③上記の層より下部の層

粒度分布の変化は少ない。すなわち、次の粒度分布を与える。

$$f_2(\ell)^{n+1} = f_2(\ell)^n$$

$$f_1(\ell)^{n+1} = f_1(\ell)^n$$



- a : 表層交換層 (0.5m とした)
 a' : 表層交換層と下部堆積層との間の層厚 (m)
 b : 下部堆積層厚 (1.0m とした)
 A_k^n : 変動前の第 k 層頂部以下の土砂堆積面積 (m^2)
 A_k^{n+1} : 変動後の第 k 層頂部以下の土砂堆積面積 (m^2)
 (この値は、河床変動量計から算出される)
 $f_k(l)^n$: 変動前の第 k 層の粒度分布における粒径 l の構成比率
 $f_k(l)^{n+1}$: 変動後の第 k 層と粒度分布における粒径 l の構成比率
 $f_b(l)^n$: 変動前の表層の粒度分布における粒径 l の構成比率
 $f_b(l)^{n+1}$: 変動後の表層の粒度分布における粒径 l の構成比率

図-2.16 河床低下の場合の河床材料変化 (例)

なお、表層の直下層の厚さ a' を、交換層厚 a 以上としているので、河床堆積厚が薄く、 $a' < a$ となった場合は、表層を交換層厚 a よりも大きくした。

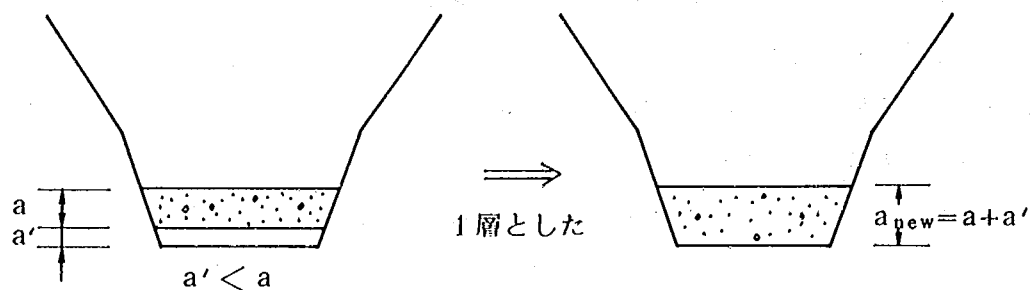


図-2.17 河床堆積土砂の厚さが薄い場合の取扱

2.1.7 土砂の供給条件

ダムへの流入土砂量は、崩壊の発生、渓岸の侵食等の現象が上流域でどのように生じ、どのように流されるかによって異なり、非常に複雑であり、かつ、水文量と明確な関係がない場合もある。しかし、今回行うような長期のダムへの流入土砂量の設定、堆砂形状の予測を行うには、実際現象に近く、かつ、比較的簡単なモデルにより、土砂の供給条件を設定する必要がある。

土砂の供給モデルが具備すべき条件として下記の事項を考える。

- ① 流量に応じて、流砂量をおよびその粒度分布が変化すること。
- ② 河床材料の粗粒化、崩壊現象、渓岸侵食限界等により、全く流入土砂がない下限の流量が存在すること。

①の条件に対して、計算区間の上流端に河床勾配、河床材料が変化しない河道(以下、給砂河道と称する)を設定して流砂量計算を行い、その流砂能力で、土砂が計算区間の上流端に給砂されるものとする(図-2.18)。

②の点では、足切りの流量、すなわち、その流量以下では、給砂河道からの流砂量を計算しない流量(以下、カット流量と称する)を設けることで表現した。この流量は、河床が粗粒化されたときに粗粒分の粒径の土砂が移動を開始する流量、すなわち、アーマ・コートが破壊されるような流量と考えることができよう(図-2.19)。

給砂河道における給砂量計算フローは図-2.20 に示すとおりであり、給砂条件を整理すると以下に示すとおりである。

- (a) 河床勾配 i
- (b) 河床材料の粒度分布
- (c) カット流量 Q_c ----- 掃流砂・浮遊砂に適用する。
- (d) 河幅 B ----- 最大流断面の河幅とし、矩形断面とした。なお、給砂河道ではレジューム則は適用しない。

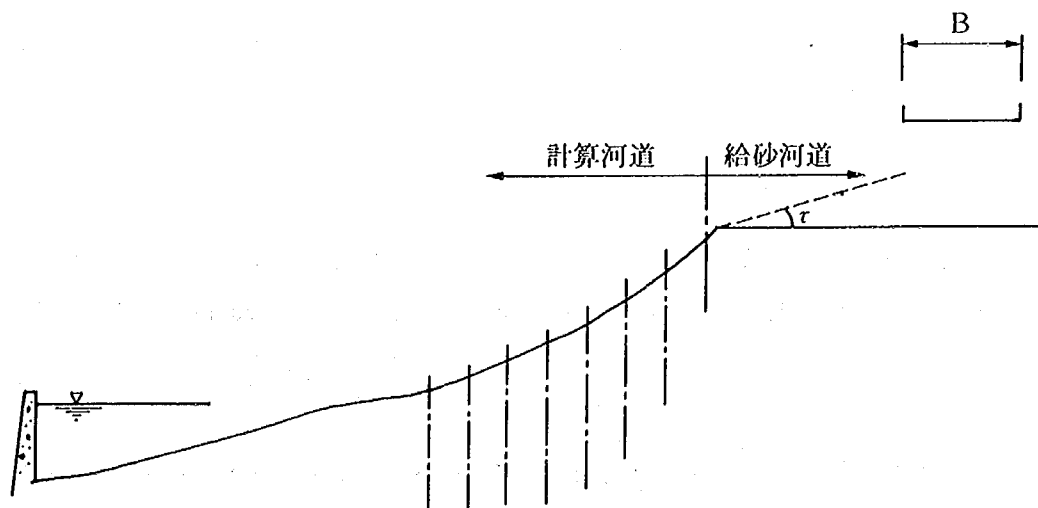
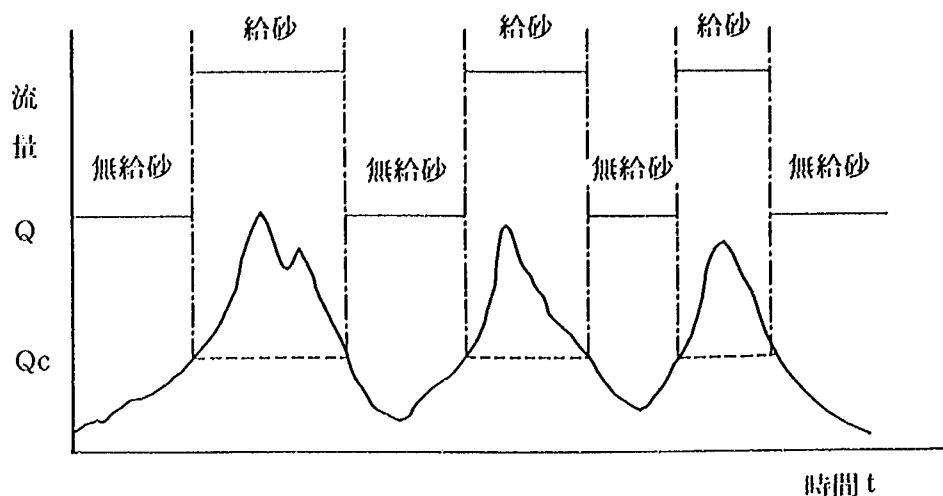


図-2.18 給砂河道のイメージ



図—2.19 カット流量の模式図

- (e) 粗度係数 河道の条件と同じとする。
- (f) 計算された浮遊砂量 qs に対する補正率
- (g) 計算された掃流砂量 qB に対する補正率
- (h) 流量 Q 給砂地点の流量を用いる。

2.2 常願寺川の計算条件と計算ケース

常願寺川の計算の対象範囲は、常願寺川本川と称名川の合流点にある瀬戸蔵砂防ダム(河口より 31.8 km)から河口までの区間である(図—2.21)。ここでは本宮砂防ダム地点における砂防ダムタイプを表—2.3の通り仮定し計算を行った。スリットの深さは本宮砂防ダムの構造上可能な限り大きくとり 14 m とした。通常の砂防ダムとスリット砂防ダムの差異は、図—2.22 に示す水位—流量曲線を用いることにより砂防ダム地点の水位に反映させる。また、ゲートの操作方法は、次の 2 種類を設定した。①洪水期(ここでは 7 月～9 月と設定)はゲートを閉め、その他と期間は開放する(期間別操作)。②本宮砂防ダム地点の流量がある一定の流量以上 ($165 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上と設定)の時にゲートを閉め、ある一定の流量以下 ($165 \text{ m}^3/\text{sec}$ 未満と設定)の時にゲートを開放する(流量別操作)。

(1) 河道断面のモデル化

計算に用いる河道断面は実測の横断面を参考に台形を組み合わせた形状にモデル化した。河道断面の間隔は、常願寺川では横江砂防ダム上流を 200 m の間隔、横江砂防ダム下流を 500 m の間隔とした。

(2) 河床材料データ

河床材料データについては、既往の河床材料調査資料から常願寺川をそれぞれ 4 区間に分け、その平均的な粒度分布を各区間の初期河床材料の粒度分布とした。計算に用いた河床材料データを表—2.4 に示す。

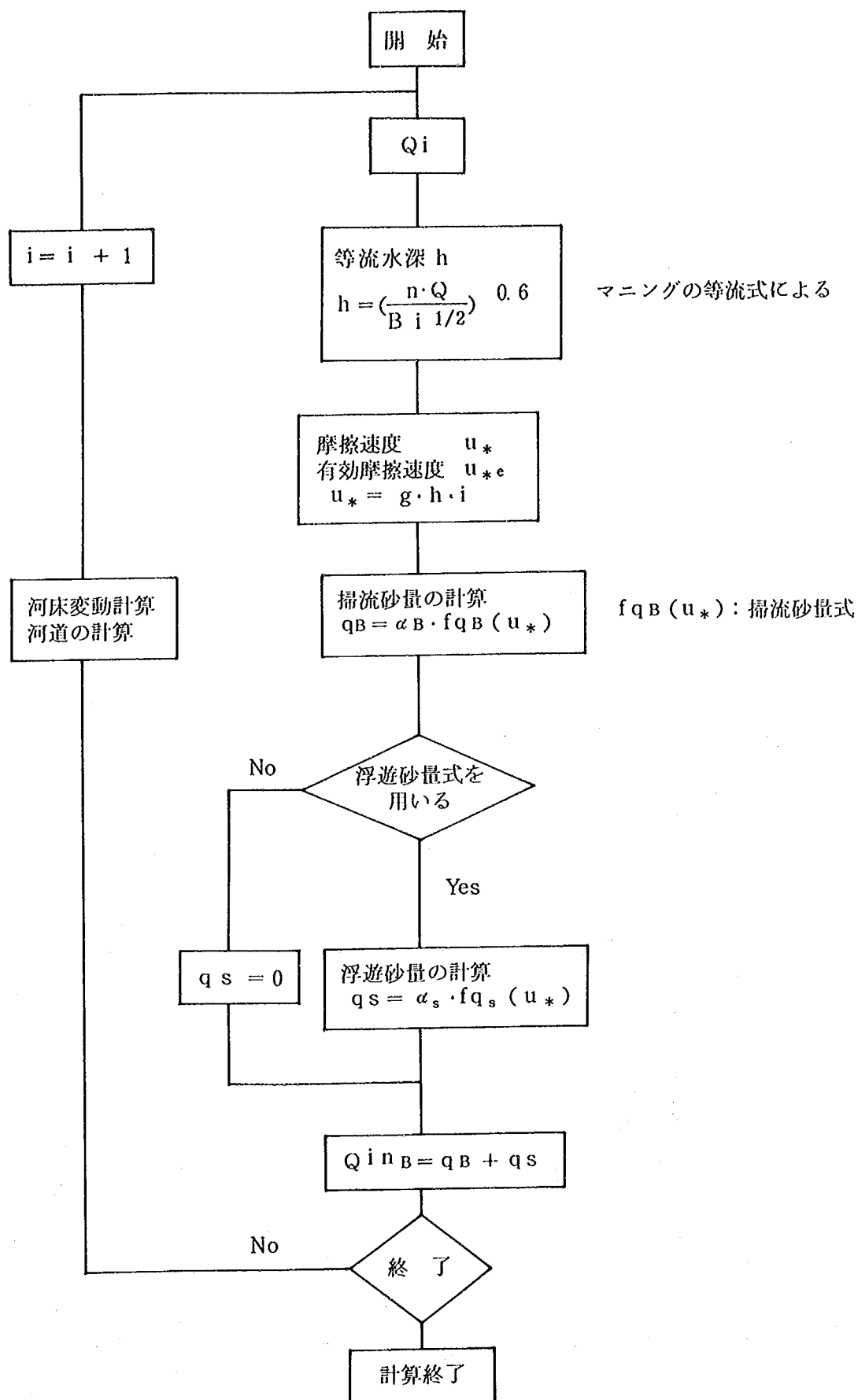


図-2.20 給砂量計算フロー

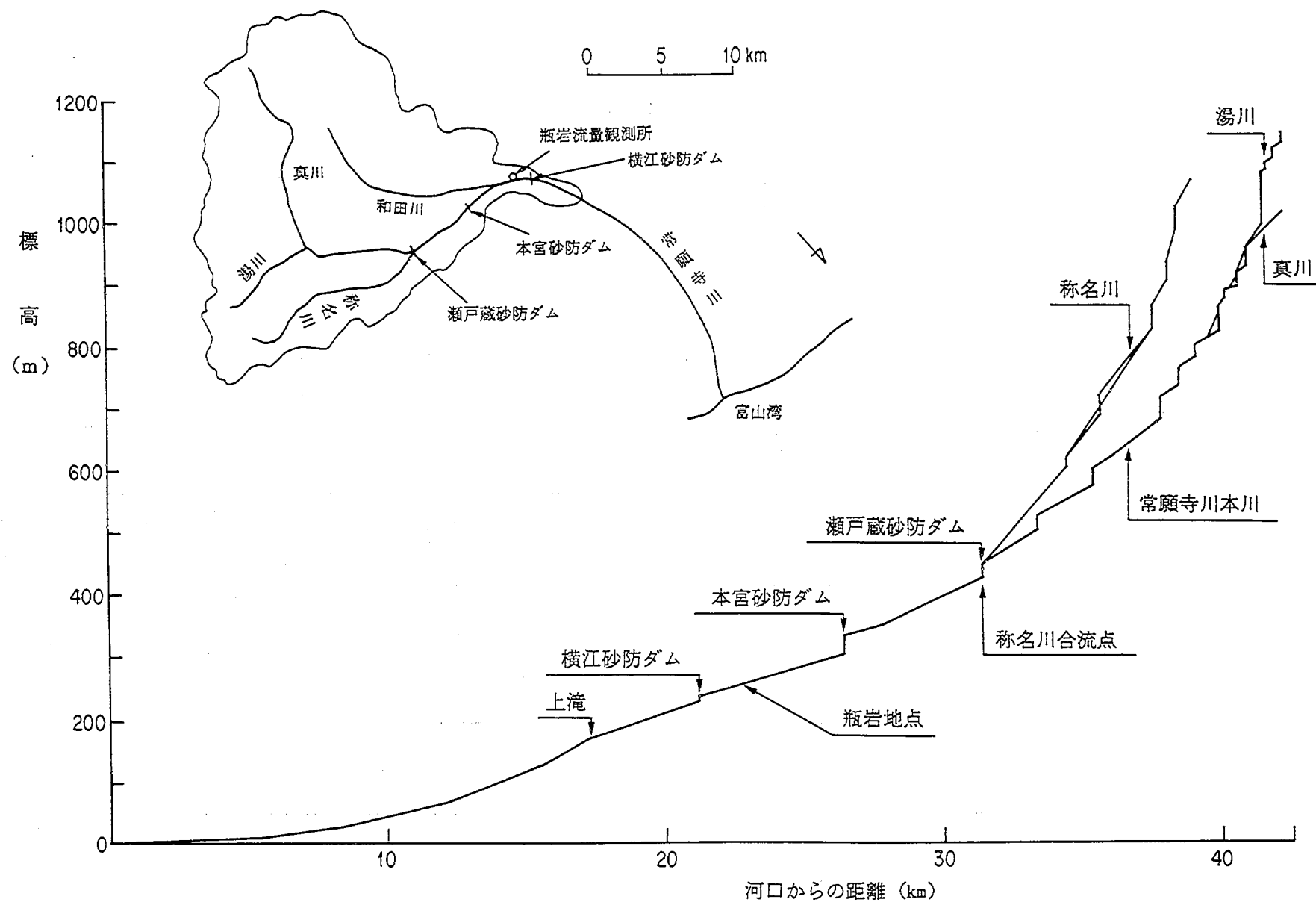


図-2.21 常願寺川平面図・縦断図

表-2.3 常願寺川をモデルとした計算ケース

CASE	本宮砂防ダムの条件	流 量 条 件	スリットの幅	ゲ ー ト の 操 作 方 法
1-1	砂防ダム無し	昭和42~45, 53年	—	—
1-2	通常の砂防ダム	〃	—	—
1-3	スリット砂防ダム	〃	30m	—
1-4	ゲート付き砂防ダム	〃	30m	洪水期はゲート閉 (期間別操作)
1-5	砂防ダム無し	昭和58~62年	—	—
1-6	通常の砂防ダム	〃	—	—
1-7	スリット砂防ダム	〃	30m	—
1-8	ゲート付き砂防ダム	〃	30m	洪水期はゲート閉 (期間別操作)
1-9	ゲート付き砂防ダム	〃	30m	165m ³ /s 以上の出水はゲート閉 (流量別操作)
1-10	スリット砂防ダム	〃	10m	—
1-11	ゲート付き砂防ダム	〃	10m	洪水期はゲート閉 (期間別操作)
1-12	ゲート付き砂防ダム	〃	10m	165m ³ /s 以上の出水はゲート閉 (流量別操作)

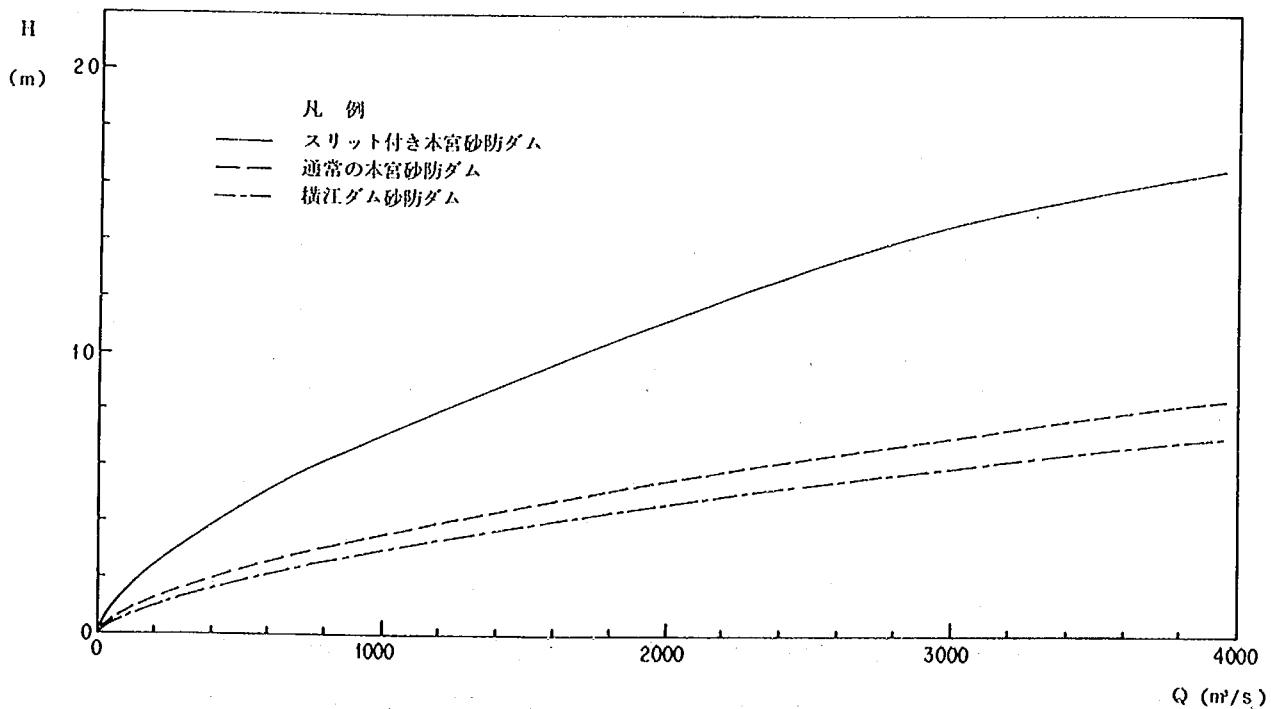


図-2.22 常願寺川ダム地点 H—Q 曲線

表-2.4(1) 粒径階とその間の含有率

No.	代表粒径 (mm)	粒径範囲 (mm)	粒径階ごとの含有率(%)
1	0.3	$0.1 < d \leq 0.5$	f_1
2	0.75	$0.5 < d \leq 1.0$	f_2
3	3.0	$1.0 < d \leq 5.0$	f_3
4	7.5	$5.0 < d \leq 10.0$	f_4
5	30.0	$10.0 < d \leq 50.0$	f_5
6	75.0	$50.0 < d \leq 100.0$	f_6
7	300.0	$100.0 < d \leq 500.0$	f_7
8	750.0	$500.0 < d \leq 1000.0$	f_8

表-2.4(2) 計算に用いた粒度分布のデータ

	瀬戸蔵砂防ダム上流		20k	10k	0k
	真 川	称名川	30k	20k	10k
0.3	7	4	7	6	8
0.8	6	3	7	7	6
3.0	21	14	15	12	13
7.5	13	9	8	6	6
30.0	30	31	22	16	35
75.0	13	16	16	20	22
300.0	10	23	25	33	10
dm (mm)	50.4	91.4	94.7	119.7	57.9

dm: 平均粒径

(3) 流量データと流量配分

計算の対象とする流量は、瓶岩流量観測所における次の2期間のデータを用いることとした。

- ・昭和42年から45年及び53年（過去に大災害があった昭和44年を中心とした5年間）
- ・昭和58年から62年（比較的中小出水の多い5年間）

主な出水の流量波形（瓶岩地点）を図-2.23に示す。

流量は、流域面積比により配分した。また、計算時間刻みは、流量範囲ごとに設定した。

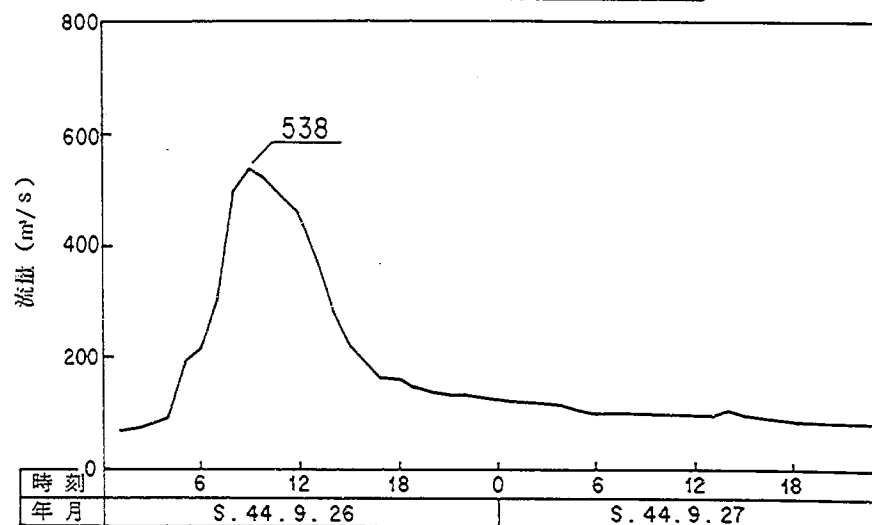
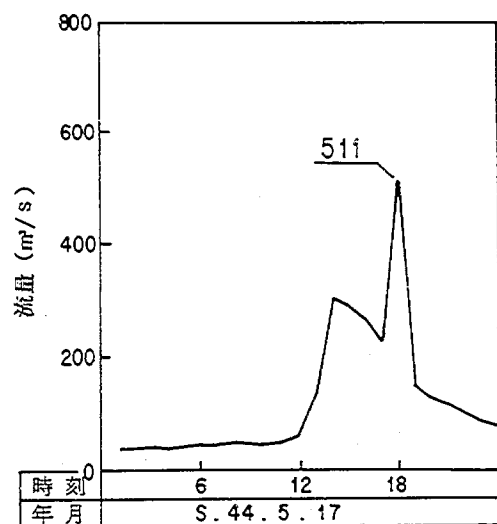
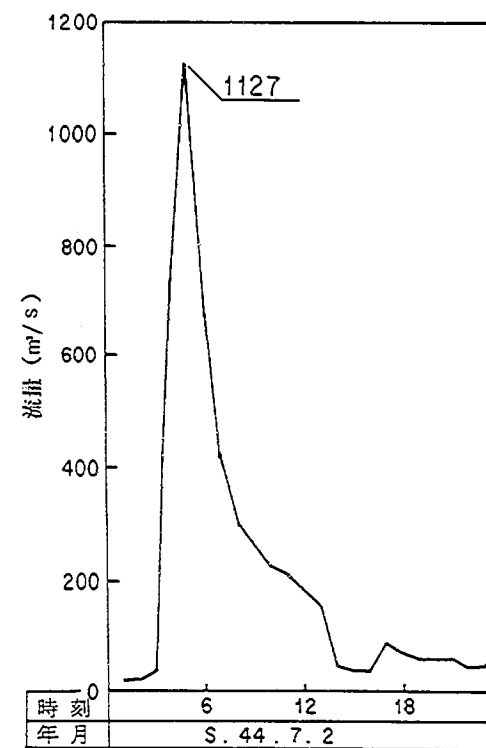
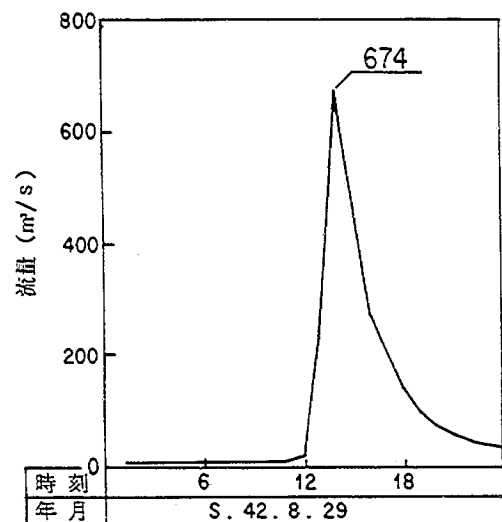
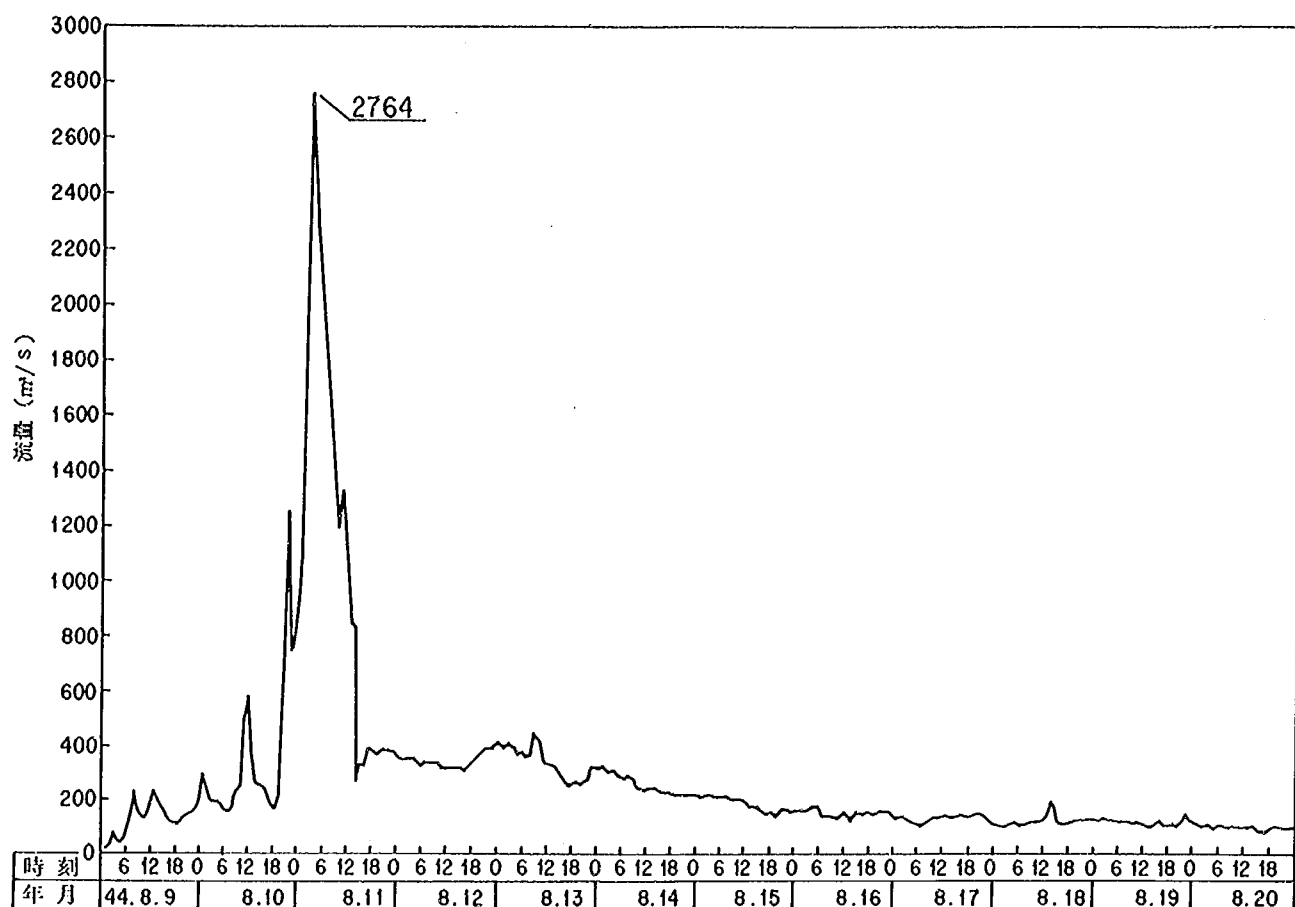


図-2.23(1) 計算対象洪水波形



図—2.23 (2) 計算対象洪水波形

(4) 給砂条件

現地の河道の土砂流送量能力にみあう土砂を 2.1.7 の土砂の供給条件に従い上流端に供給した。なお，上端の勾配は 1/40 とした。

(5) 計算の初期条件

砂防ダム上流の堆砂形状については，各砂防ダムタイプとも同じ条件で試算を行い，その結果を初期条件とした。よって，通常の砂防ダムは満砂状態である。

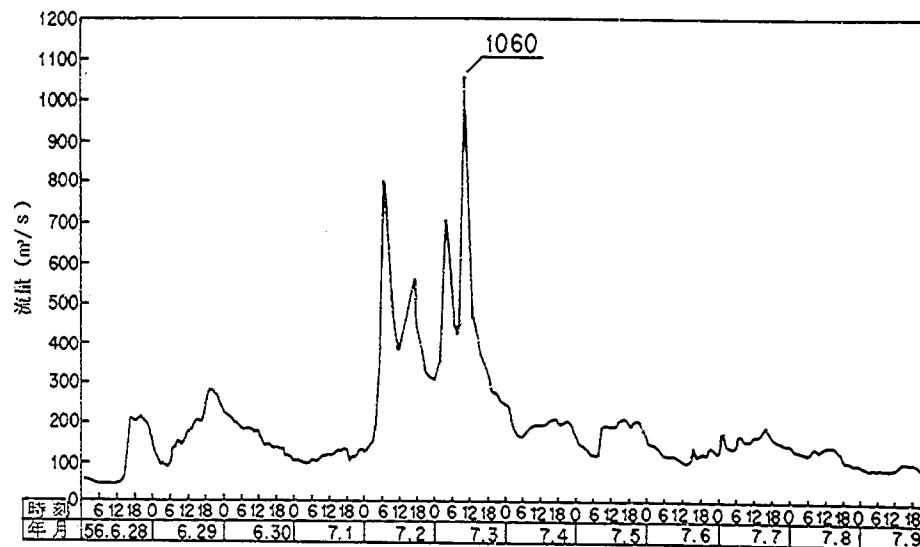
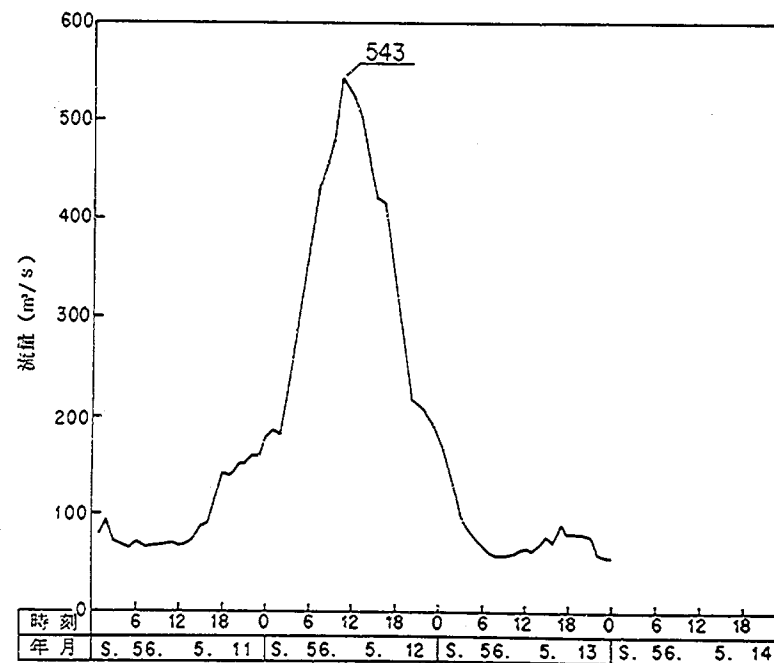
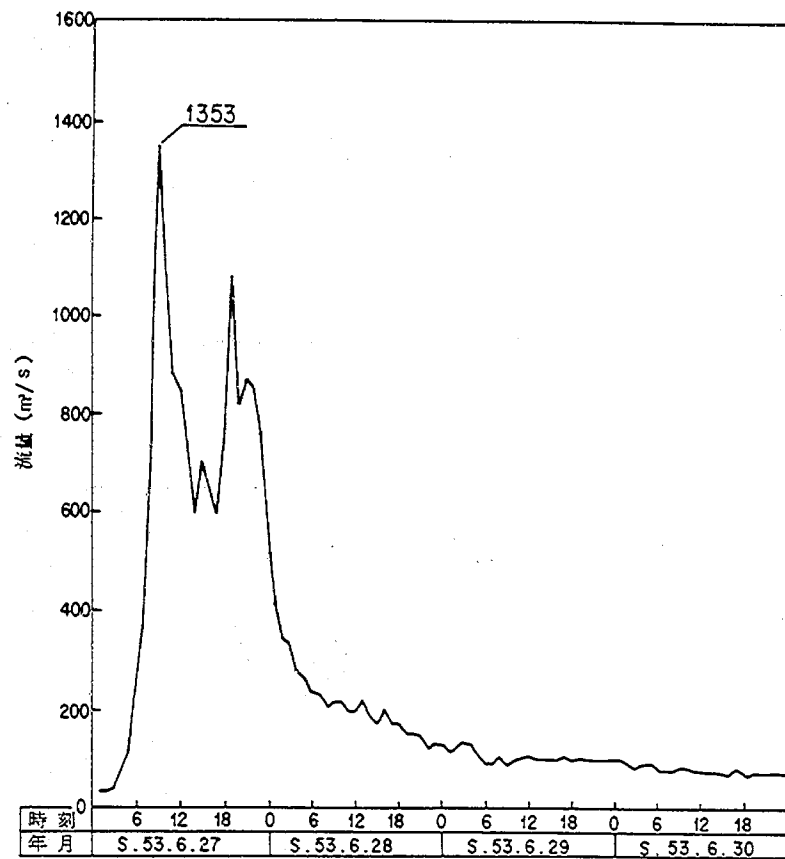
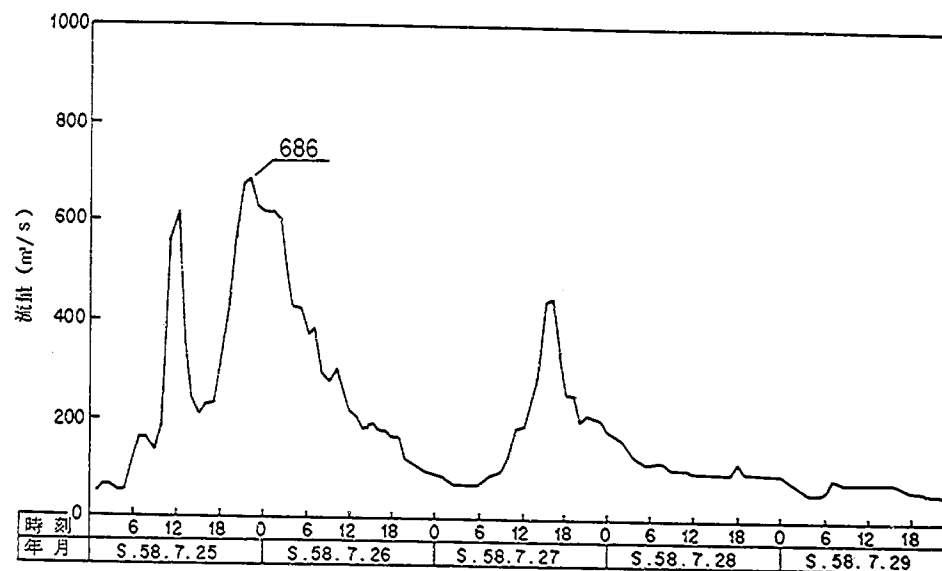
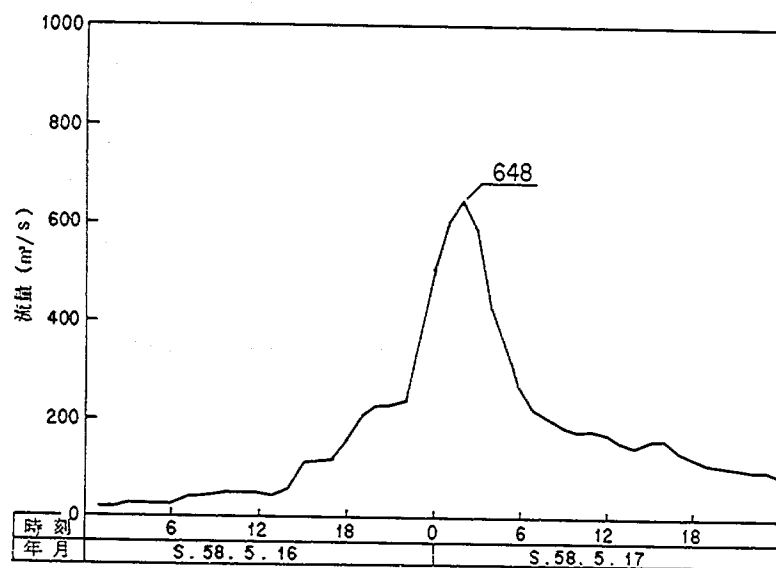
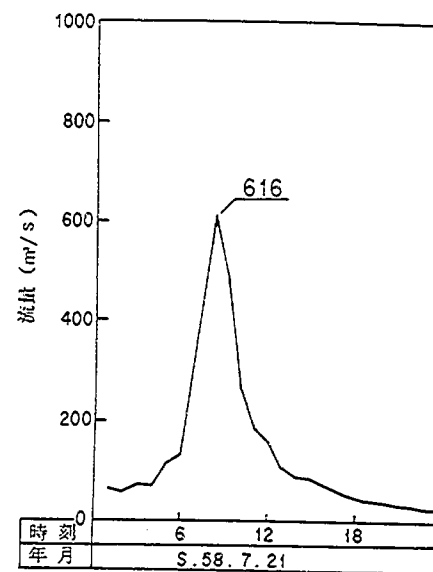
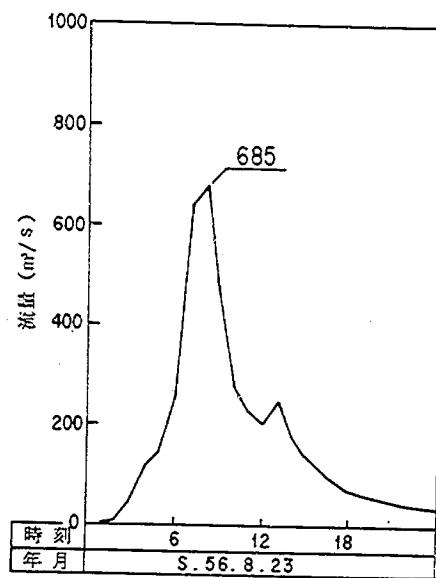
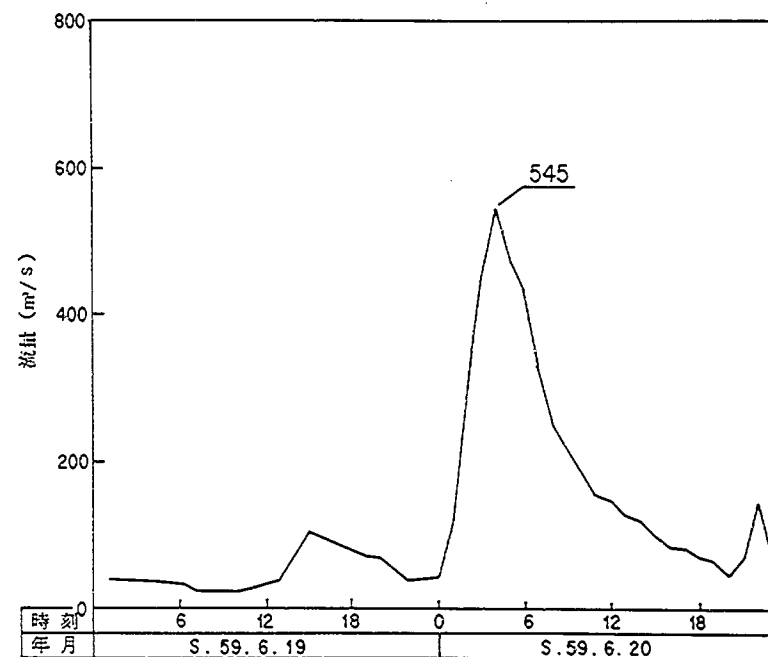
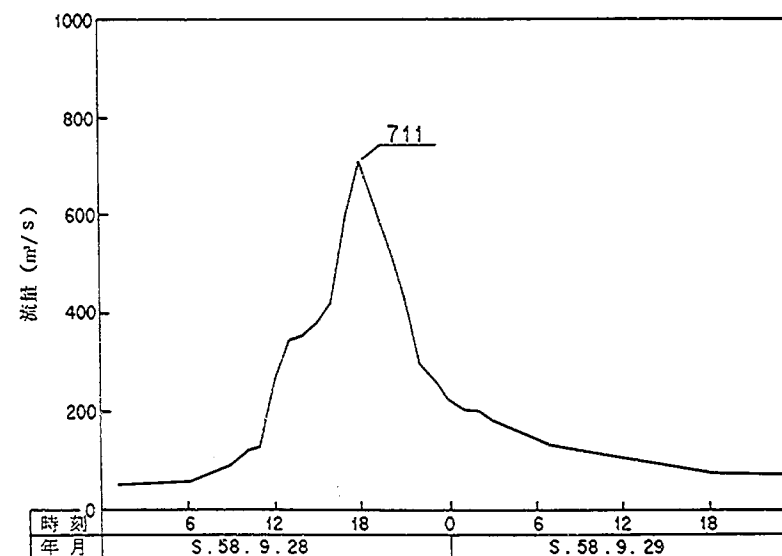
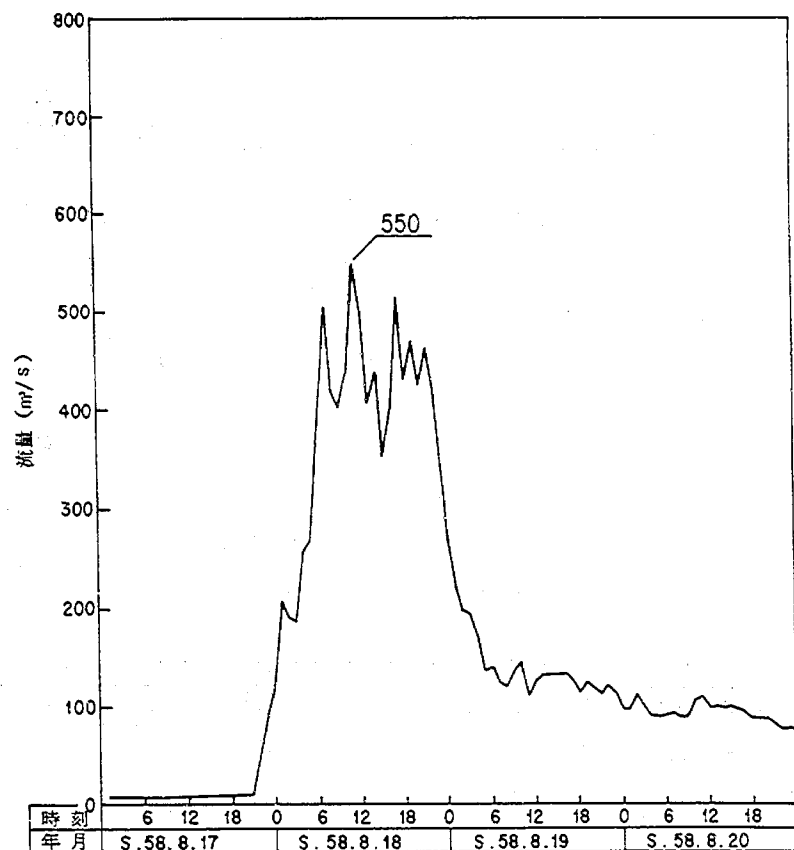


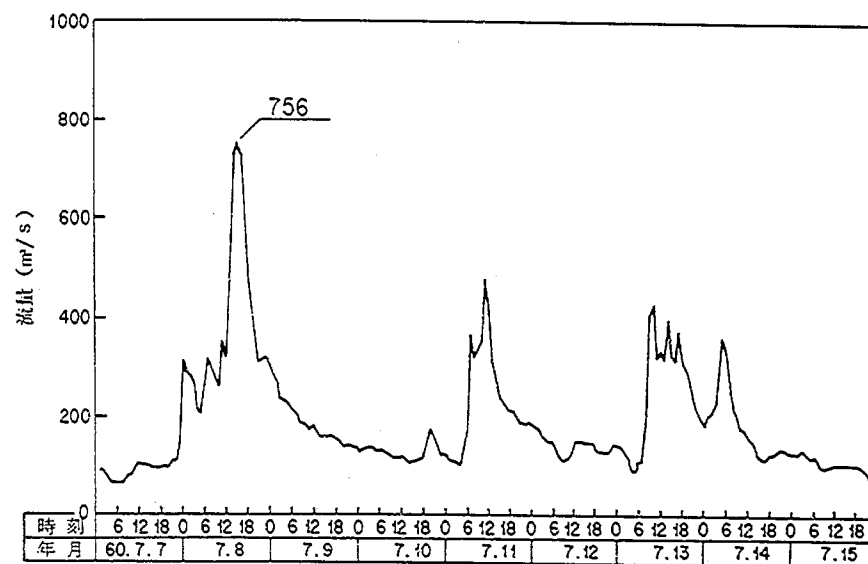
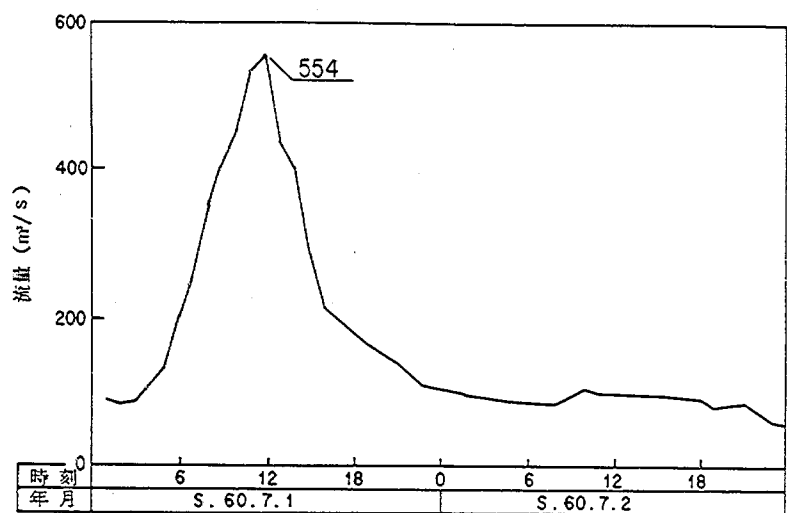
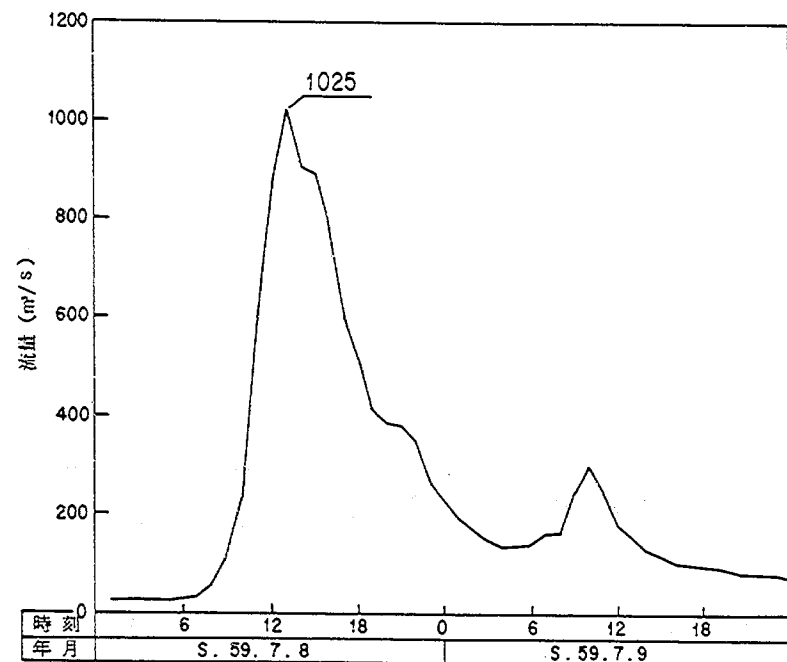
図-2.23(3) 計算対象洪水波形



図—2.23(4) 計算対象洪水波形



図一2.23(5) 計算対象洪水波形



図一2.23(6) 計算対象洪水波形

2.3 太田切川の計算条件と計算ケース

太田切川の計算の対象範囲は、太田切第2砂防ダム上流約1kmから天竜川の合流地点までの約10km及び天竜川と太田切川合流点上下流3kmの合計13kmの区間である(図-2.24)。ここでは太田切第2砂防ダム地点において砂防ダムタイプを表-2.5の通り仮定し計算を行った。スリットの深さは、常願寺川と同様に太田切第2砂防ダムの構造上可能な限り大きくとり10mとした。通常の砂防ダムとスリット砂防ダムの差位は、本宮砂防ダムと同じく個別の水位-流量曲線を用いることによりダム地点に反映される。また、ゲートの操作方法は、次の3種類を設定した。①洪水期(7月~9月と設定)はゲートを閉め、その他の期間は開放する期間別操作。②及び③太田切第2砂防ダム地点の流量が30または60 m³/sec以上はゲートを閉め、30または60 m³/sec未満ではゲートを開放する流量別操作。

(1) 河道断面のモデル化

河道断面の間隔は、太田切砂防ダム上流を50m間隔、太田切砂防ダム下流を100m間隔、太田切川最下流部及び天竜川本川を200m間隔とした。

(2) 河床材料データ

河床材料データについては、河床材料調査資料から太田切川をそれぞれ4区間に分け、その平均的な粒度分布を各区間の初期河床材料の粒度分布とした。計算に用いた河床材料データを表-2.6に示す。

(3) 流量データと流量配分

太田切川の計算の対象とする流量は、昭和43年から47年、36年及び昭和43年から47年の11年間とした。その流量は、太田切川雨量観測所における降雨資料を基に流出計算により求めたものである。主な出水の流量波形を図-2.25に示す。

(4) 給砂条件

現地の河道の土砂流送能力にみあう土砂を2.1.7の供給条件に従い上流端より供給した。ただし、太田切川の昭和36年時の給砂材料については、崩壊が多数発生したと考えられるので山腹の土砂とした。表-2.7に給砂量を示す。

(5) 計算の初期条件

砂防ダム上流の堆砂形状については、各砂防ダムタイプとも同じ条件で計算を行い、その結果を初期条件とした。よって、通常の砂防ダムは満砂状態であり、スリット及びゲート付き砂防ダムは、スリット下天端より堆砂している。

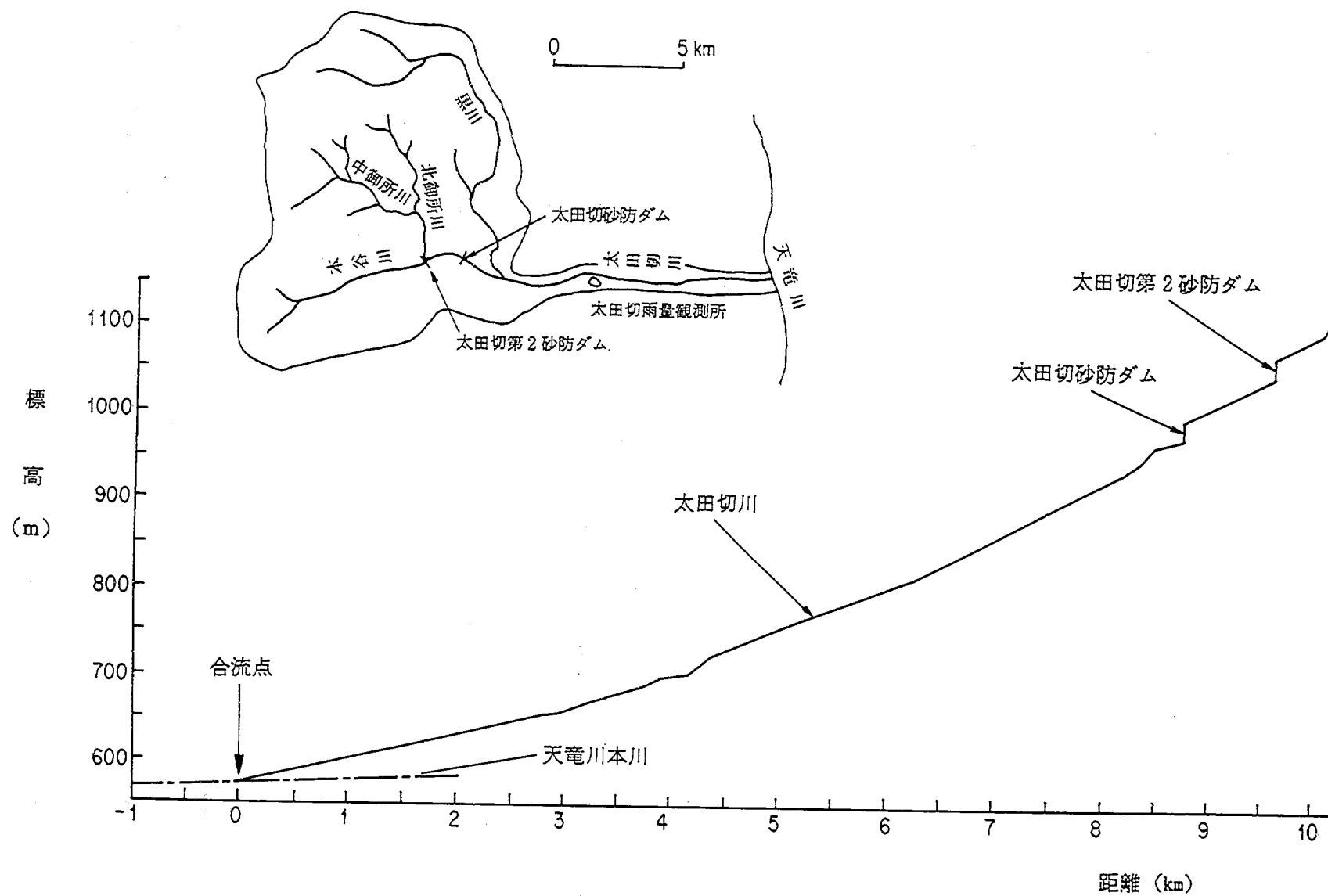


図-2.24 太田切川平面図・縦断面図

表-2.5 太田切川をモデルとした計算ケース

CASE	太田切第2砂防ダムの条件	流量条件	スリットの幅	ゲートの操作方法
2-1	砂防ダム無し	昭和43~47, 36, 43~47年	—	—
2-2	通常の砂防ダム	〃	—	—
2-3	スリット砂防ダム	〃	3m	—
2-4	ゲート付き砂防ダム	〃	3m	洪水期にゲート閉(期間別操作)
2-5	ゲート付き砂防ダム	〃	3m	30m ³ /s 以上の出水はゲート閉(流量別操作)
2-6	ゲート付き砂防ダム	〃	3m	60m ³ /s 以上の出水はゲート閉(流量別操作)

表-2.6 河床材料の粒度分布のモデル化

粒径階 (mm)	下限	0.1	0.6	1.4	6.0	20.0	60	140	300
	上限	0.6	1.4	6.0	20.0	60.0	140	300	500
代表粒径 (mm)		0.4	1.0	3.7	13.0	40.0	100	220	400
① 天竜川本川 180.4-182.8k (%)		6.2	6.3	12.5	13.6	24.9	21.0	13.5	2.0
② 天竜川本川 183.0-184.4k (%)		5.0	5.0	11.9	15.7	28.7	21.7	10.0	2.0
③ 太田切川 0.0k-8.5k (%)		7.8	6.2	9.4	9.1	16.6	19.1	21.8	10.0
④ 太田切川 8.5k より上流 (%)		5.2	10.8	11.7	9.3	20.0	9.5	20.5	13.0
⑤ 昭和36年6月 出水時の供給 土砂粒度分布 (%)		10.7	5.5	24.5	25.7	33.6	0	0	0

表-2.7 計算供給土砂量 (千m³)

	本谷川		中御所川		黒川		太田切川全体	
	各 年	累 加	各 年	累 加	各 年	累 加	各 年	累 加
昭和43年	7	7	21	21	27	27	55	55
昭和44年	4	11	17	38	16	43	37	92
昭和45年	34	45	67	105	77	120	178	270
昭和46年	6	51	15	120	9	129	30	300
昭和47年	160	211	274	394	304	433	738	1038
昭和36年	321	532	387	781	360	793	1068	2106

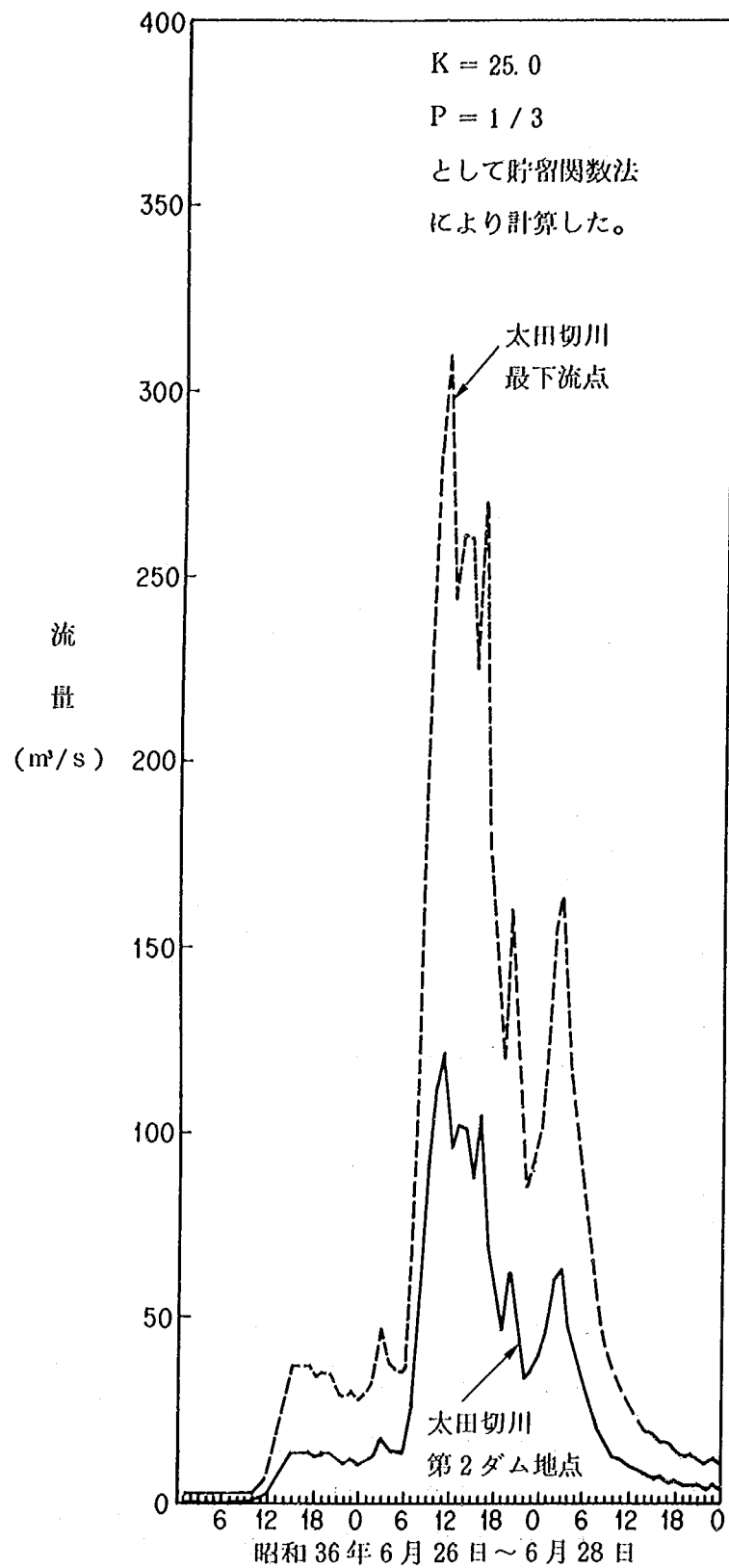


図-2.25(1) 計算対象ハイドログラフ

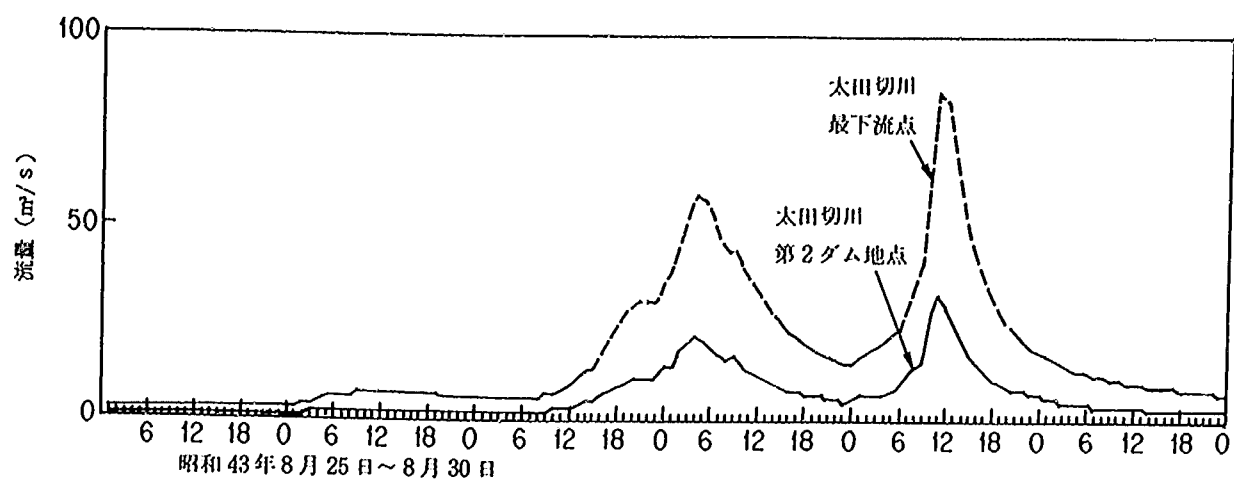


図-2.25 (2) 計算対象ハイドログラフ

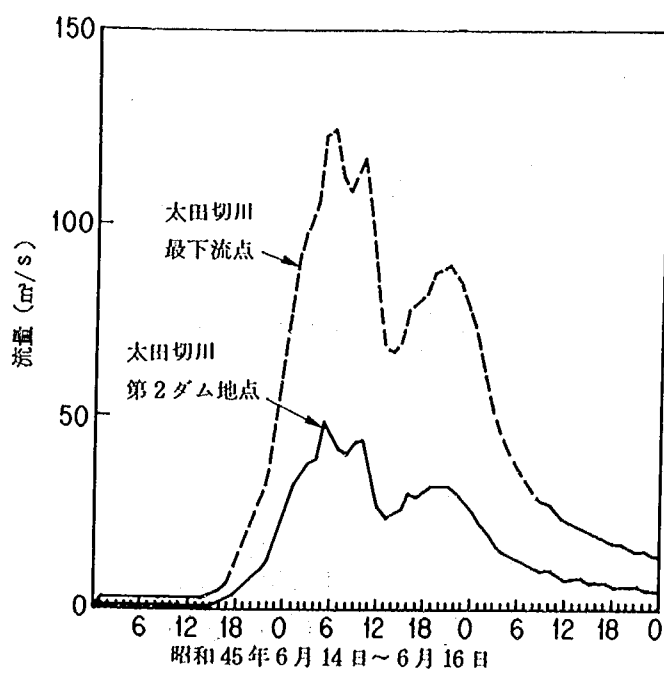


図-2.25 (3) 計算対象ハイドログラフ

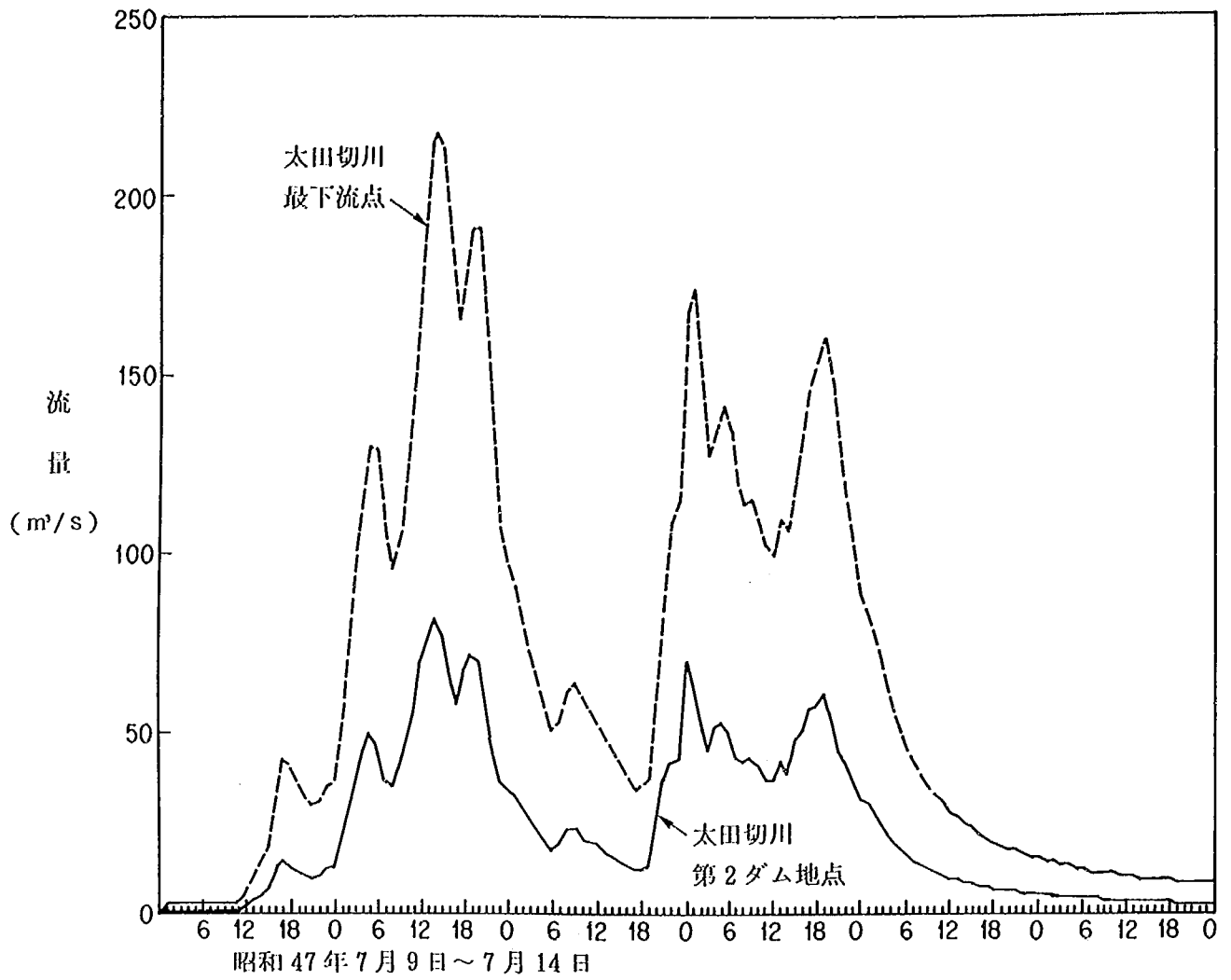


図-2.25(4) 計算対象ハイドログラフ

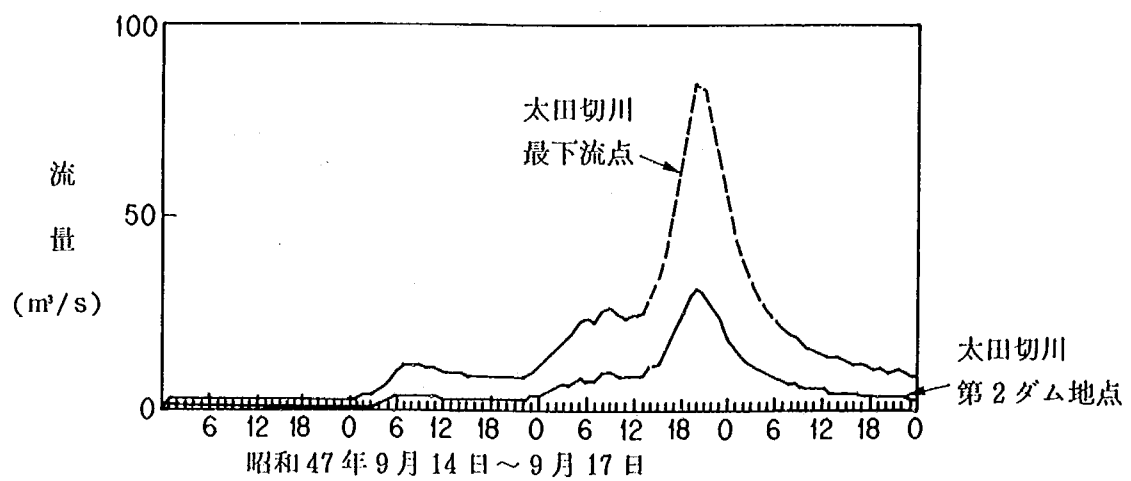


図-2.25(5) 計算対象ハイドログラフ

3. 計算結果と考察

3.1 ゲート付き砂防ダムの効果

砂防ダム下流への土砂流出量の変化を比較することによりスリット砂防ダムとゲート付き砂防ダムの土砂調節効果について検討を行う。

(1) スリット砂防ダムの効果

本宮及び太田切第2砂防ダム地点の流砂量の経時変化を比較し図—3.1, 3.2, 図—3.3, 3.4, 3.5に示す。図—3.2中のCASE 1—8は、ゲートを開けているためスリット砂防ダムのCASE 1—7とほとんど同じ経時変化を示す。図—3.1に示すようにスリットの幅が広いCASE 1—7はせき上げが起こらず、通常の砂防ダムと比較してピーク流出土砂が大きく、砂防ダムの無いケースとほとんど差がない。また、スリット幅が狭いCASE 1—10は、流出土砂量を小さくする効果はないが、流出土砂のピークを遅らせる効果はある。図—3.2中のスリット幅が狭いスリット砂防ダムでは砂防ダム無し及び幅の広いスリット砂防ダムと比較するとピーク流砂量が低減し、ピークの生起時刻も遅れている。ピーク生起時刻の遅れは、3時間程度である。なお、図—3.2では、通常の砂防ダムの流出土砂が最も小さくなっている。図—3.3, 3.4, 3.5では砂防ダム無し及び通常の砂防ダムと比較してピークの生起時間は遅れているが、砂防ダムで堆砂した土砂がフラッシュされるためピーク流砂量は増大している。なお、洪水のピーク流量が小さい場合は十分なせき上げが起こらず、ピーク生起時刻を遅らせる効果はみられなかった。

一方、後で述べるゲート付き砂防ダムと同様、洪水の減水期に大いなる流砂量が生じることになる。ただし、この時の流量は小さいのでこの流砂量は下流に運ばれにくく砂防ダム直下流に堆積しやすい。また、下流の勾配が急であるとその土砂が輸送され、さらに下流の勾配変化点に堆積する可能性がある。したがって、スリット砂防ダムの計画に際しては、河床変動シミュレーションを流域ごとに実施するなど土砂の流送状況に関する検討を行うとともに、そのシミュレーションを通じて、下流に緩衝帯となる砂防ダムの設置などを検討する必要がある。

(2) 期間別操作を行うゲート付き砂防ダムの効果

ゲート付き砂防ダムを期間別操作すなわち洪水期にゲートを閉めて、その他の期間はゲートを開けておく操作を行った場合、通常の砂防ダムよりも流砂量のピークを低減させる効果があると考えられる。図—3.1, 3.2及び図—3.3～3.5において、期間別操作を行うゲート付き砂防ダムの効果についてみると、スリットの幅及び洪水を迎える直前の河床状況によって流砂量が変わることがわかる。図—3.1及び図—3.4は、ゲート付き砂防ダムが未満砂の状態では洪水を迎えており、洪水前半では下流への土砂流出がほとんど生じない状態である。また、ここで図—3.1中のCASE 1—8とCASE 1—11及びCASE 1—9とCASE 1—12はほとんど同じ流砂量となっており、スリットの幅による違いはないことを示している。図—3.2は非洪水期であり、ゲートが開いているためスリット砂防ダムと同じ機能となっている。図—3.5においても非洪水期のゲート

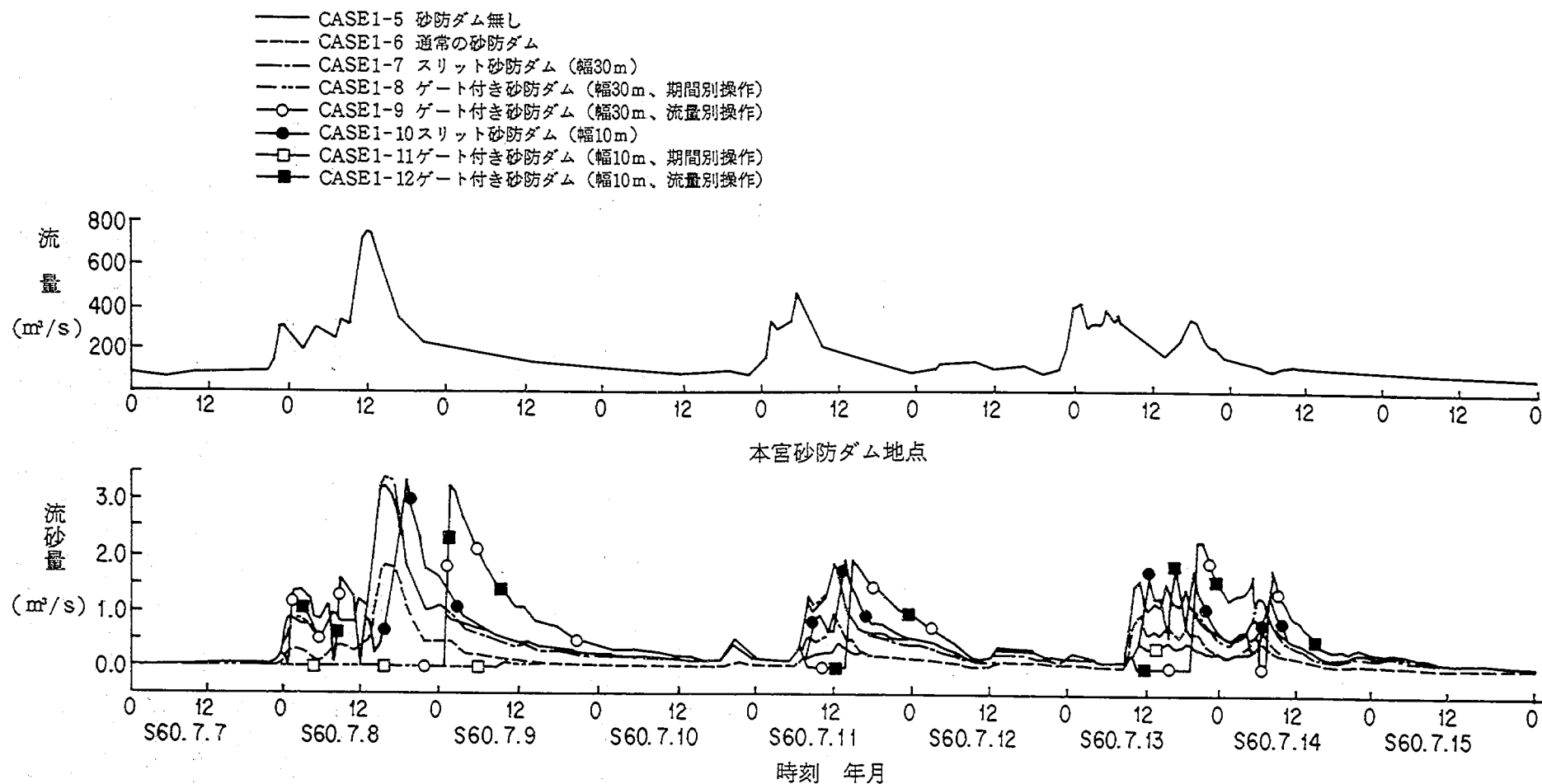


図-3.1 洪水時の流出砂量の経時変化

注：CASE1-8 と CASE1-11 及び CASE1-9 と CASE1-12 は、ほぼ同一の流砂量の変化をしている

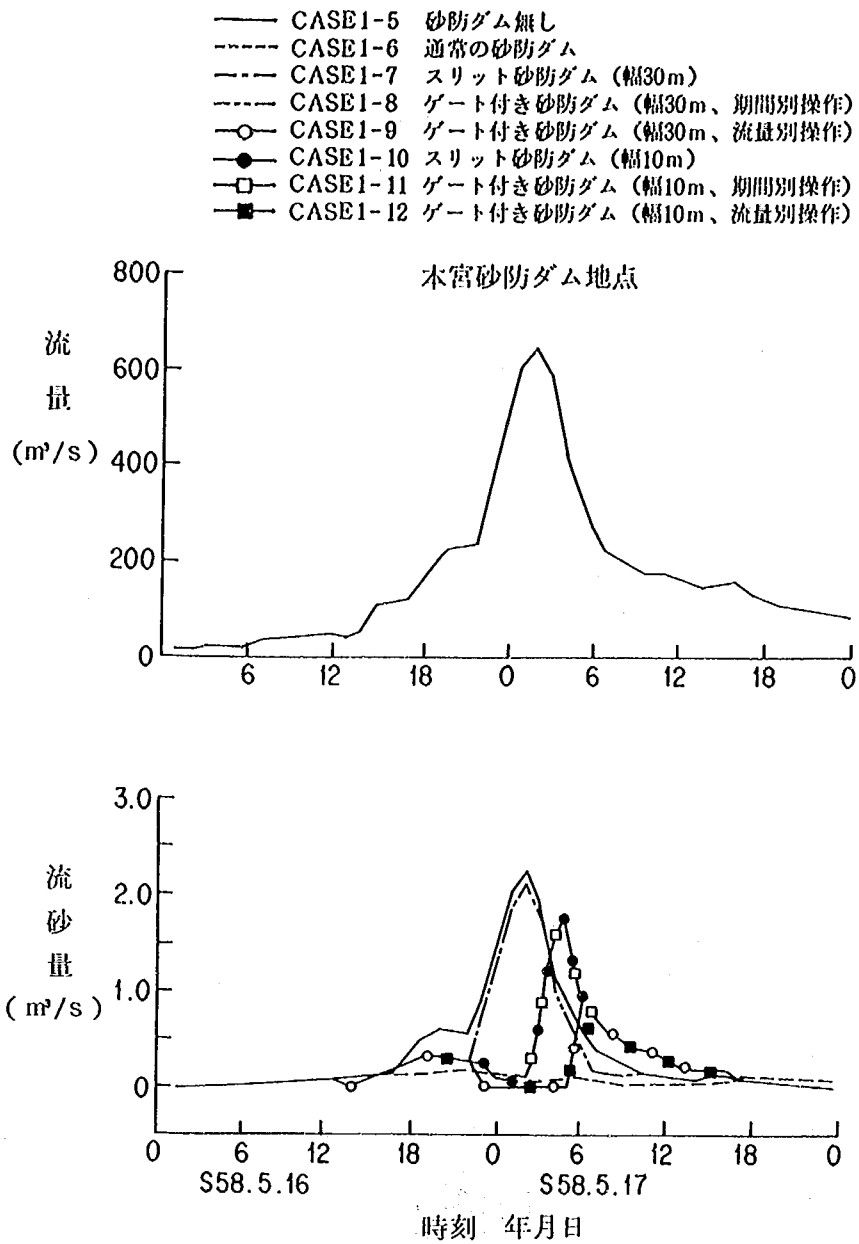


図-3.2 洪水時の流出砂量の経時変化

注；CASE1-7とCASE1-8,CASE1-9とCASE1-13及びCASE1-10とCASE1-11は、ほぼ同一の流砂量の変化を示している。

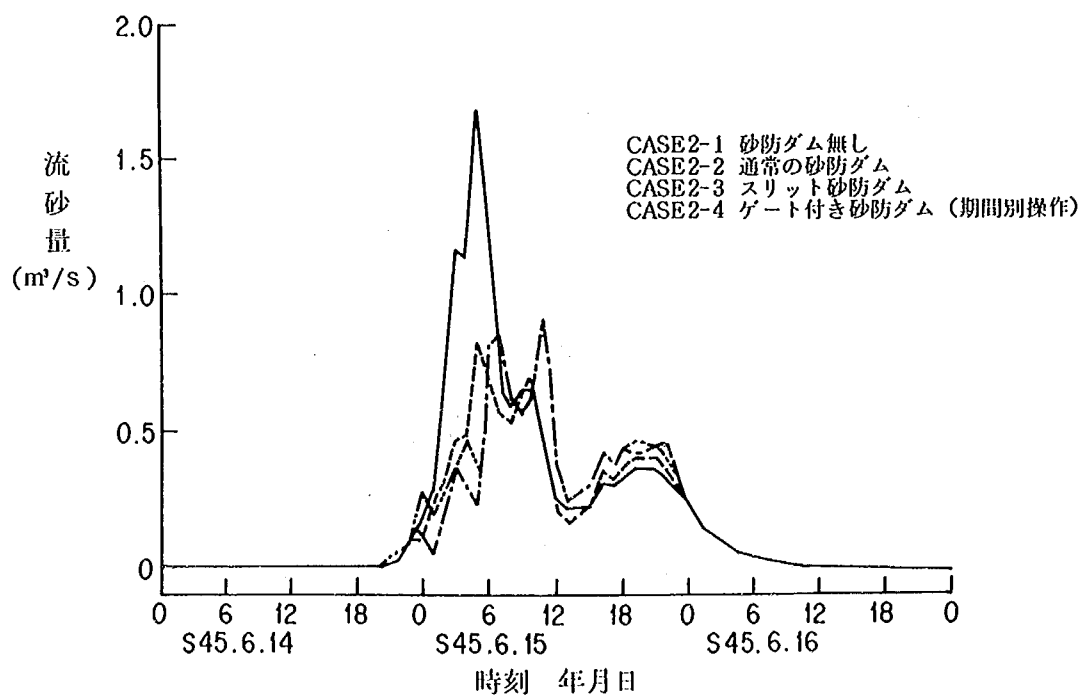
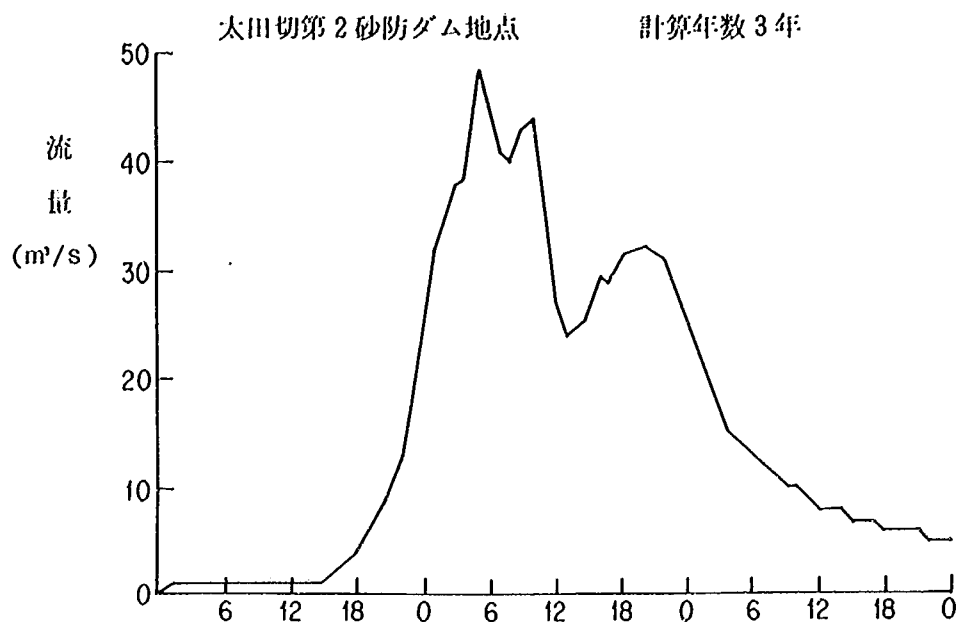


図-3.3 洪水時の流砂量の経時変化

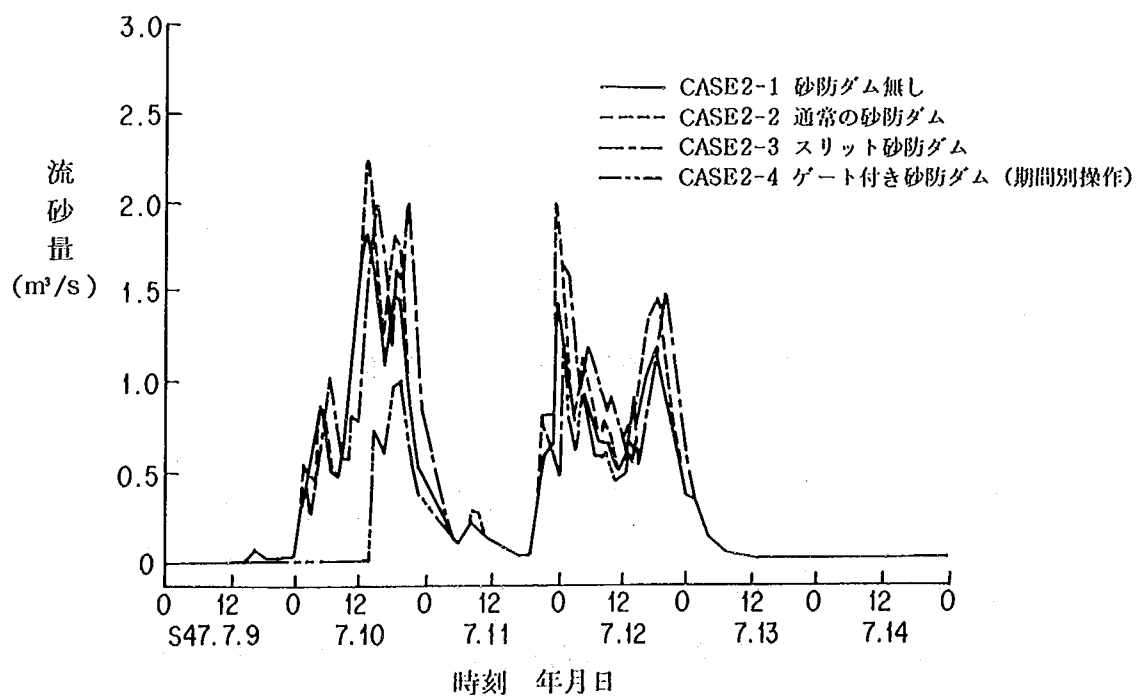
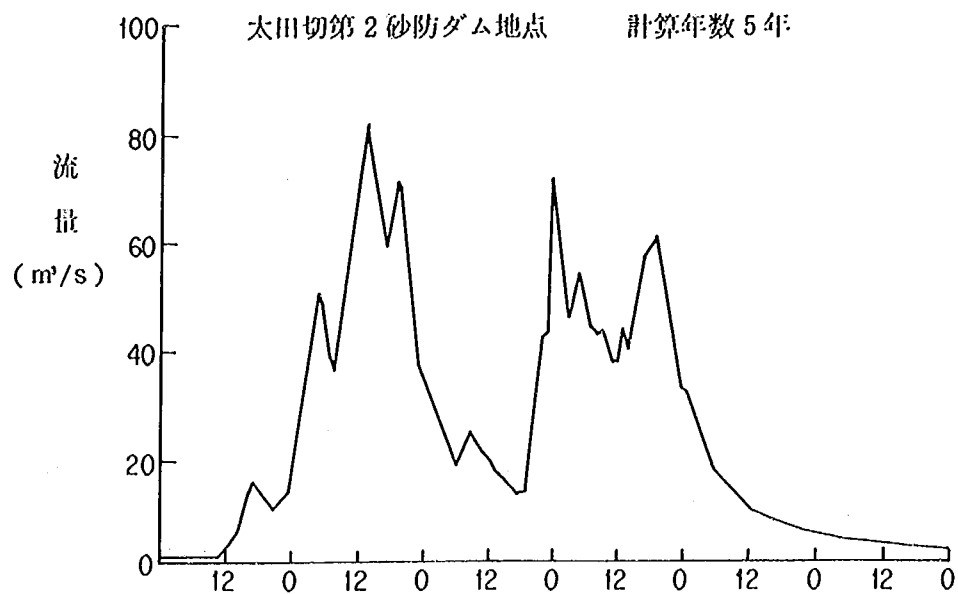
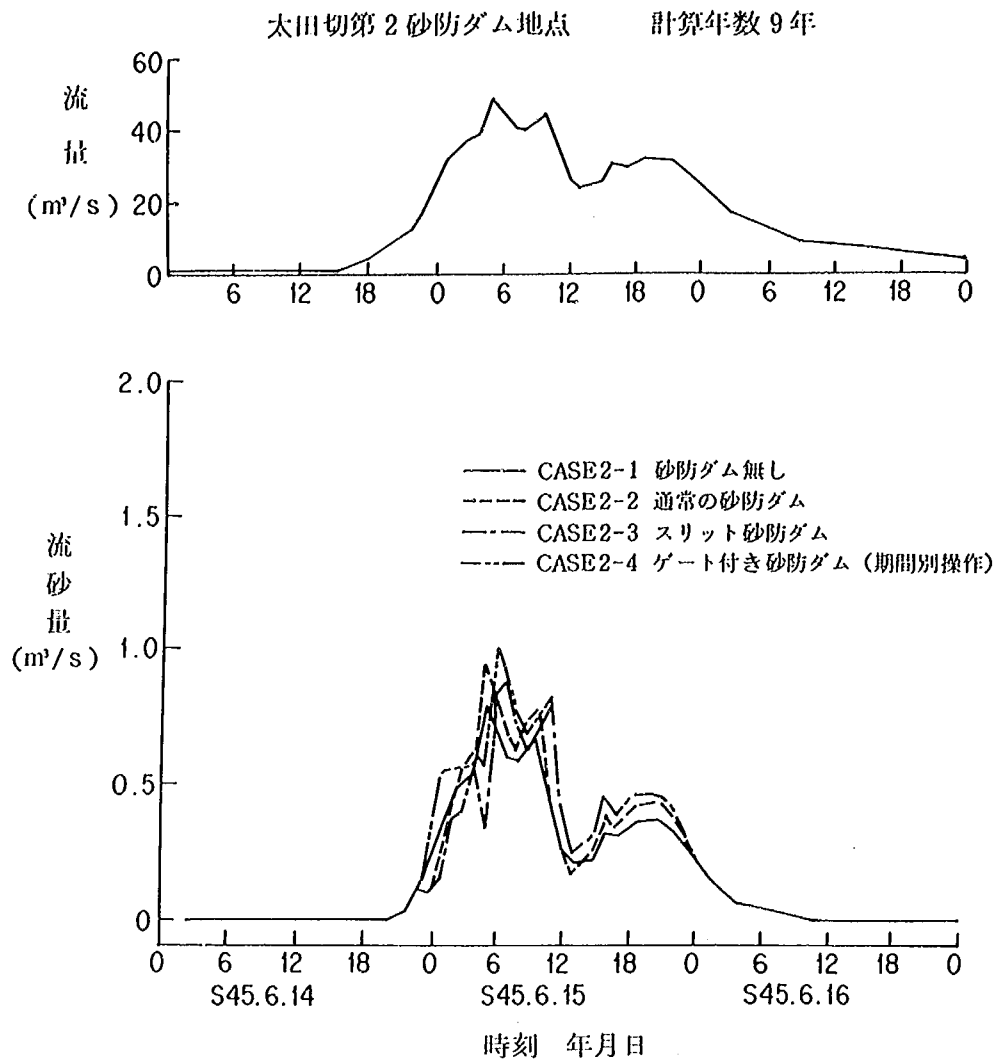


図-3.4 洪水時の流砂量の経時変化

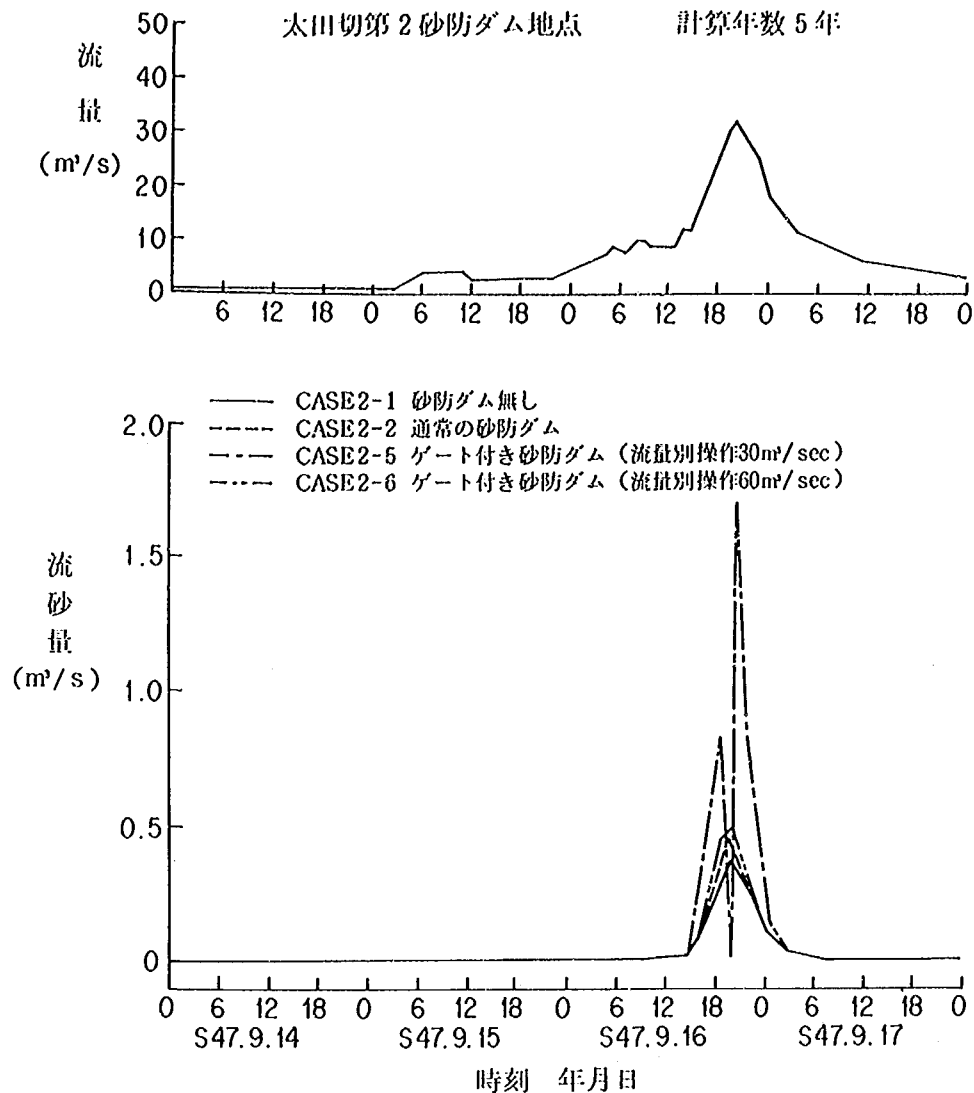


図—3.5 洪水時の流砂量の経時変化

が開いている場合であり、ゲート付き砂防ダムの方がスリット砂防ダムより流砂量が大きくなっている。

(3) 流量別操作を行うゲート付き砂防ダムの効果

常願寺川では洪水時の流量が操作流量を越えている時間が長いので図—3.1のように流量が大きい時の流砂量はほとんどない。また、図—3.6の太田切川の計算結果では通常の砂防ダムの方が流砂量が小さくなっている。また、ゲートの操作流量が小さい方 ($30 \text{ m}^3/\text{sec}$) がゲートを閉めておく時間が長いので流砂量は小さくなっている。しかし、太田切川のように小流域で流量変化が激しい場合、頻繁にゲート開閉を行うことから運用上操作が困難である。また、ゲートを開放した直後に土砂が急激に排砂されるため、流砂量が短時間で非常に大きくなる。そのため、ゲート周辺に土砂が堆積しやすく、以後のゲートの操作に支障をきたす恐れがある。

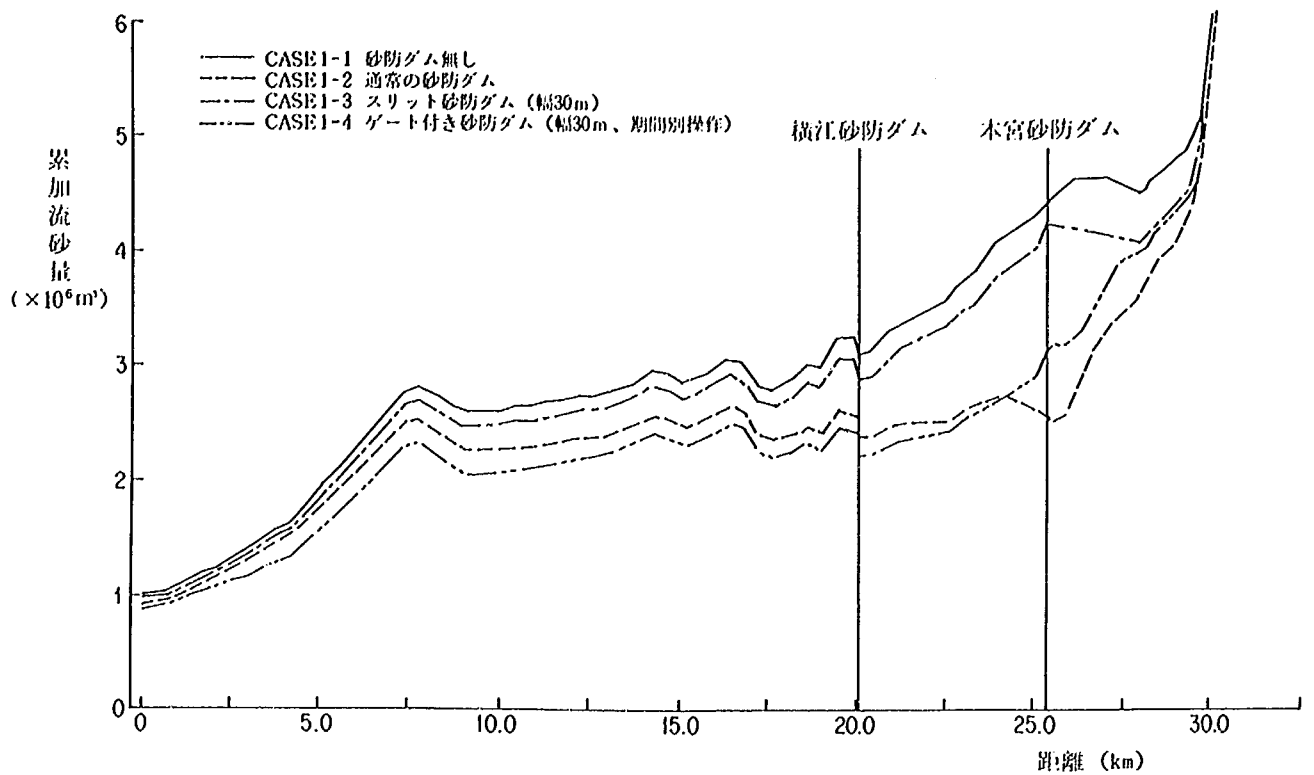


図一3.6 洪水時の流砂量の経時変化

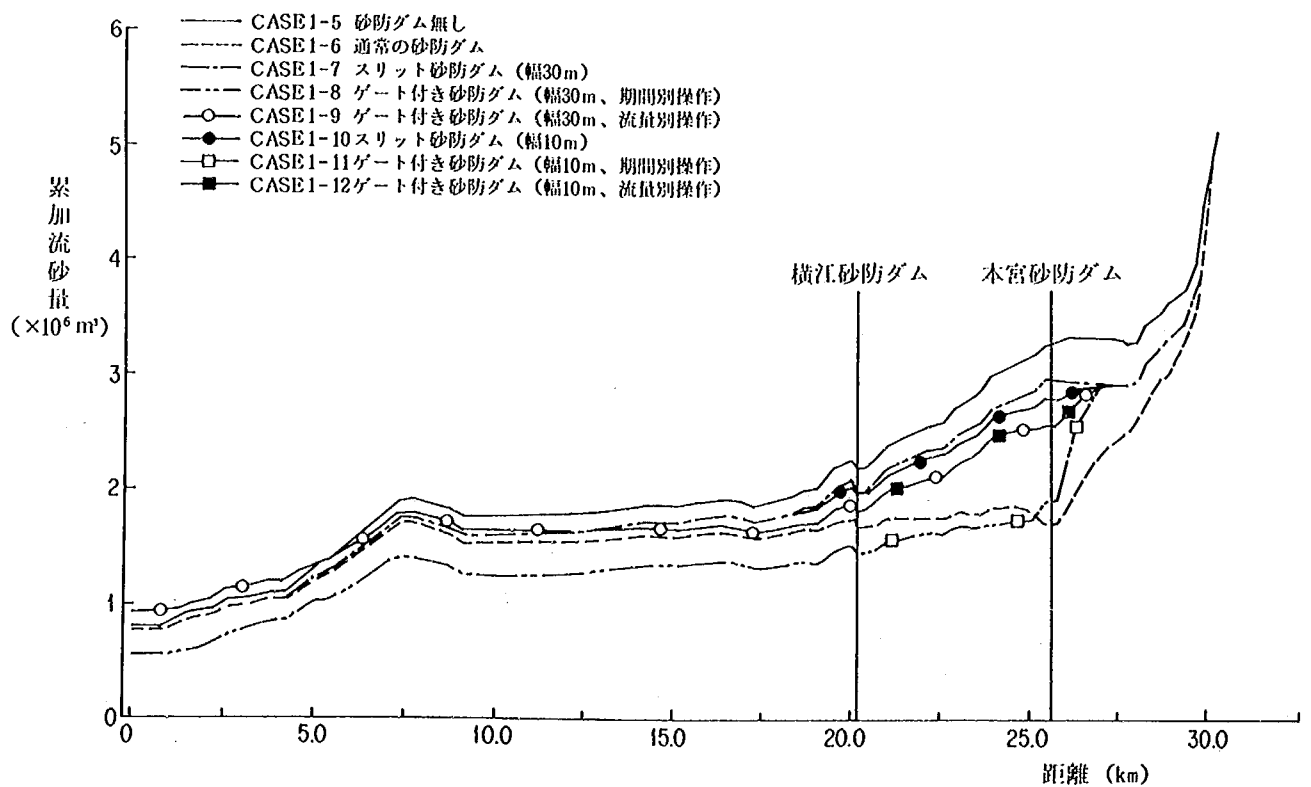
3.2 累加流砂量の変化と下流河道の河床変動

図一3.7 及び 3.8 は、常願寺川の各地点を通過した流砂量を経時的に累加し、5 年後の累加値を縦断的に比較したものである。当然、本宮砂防ダムがなかった場合 (CASE 1-1, 1-5) が最も流砂量が多い。しかし、本宮砂防ダムから横江砂防ダム間の河道内で調節される土砂が多いため流砂量が減少し、横江砂防ダム下流では各ケースによる流砂量の差は顕著ではない。現況の砂防ダム (CASE 1-2, 1-6) は本宮砂防ダム地点では計算ケースの中で最も緩勾配になるため、流砂量が最も小さくなるが、ダム下流では逆に洗掘され、土砂が生産されるため期間別に操作を行ゲート付き砂防ダム (CASE 1-4, 1-8, 1-11) よりも流砂の累計量が大きくなっている。ゲート付き砂防ダムの操作方法による差位をみると流量別による操作 (CASE 1-9, 1-12) の方が期間別による操作 (CASE 1-8, 1-11) より頻繁に貯砂・排砂を繰り返すため累加流砂量は大きくなっている。

図一3.9 に示すように昭和 44 年出水時の本川 8.4 km 地点 (常願寺川本川河道において勾配変化点にあた



図一3.7 累加流砂量の縦断変化の比較 (CASE1-1~4)



図一3.8 累加流砂量の縦断変化の比較 (CASE1-5~12)

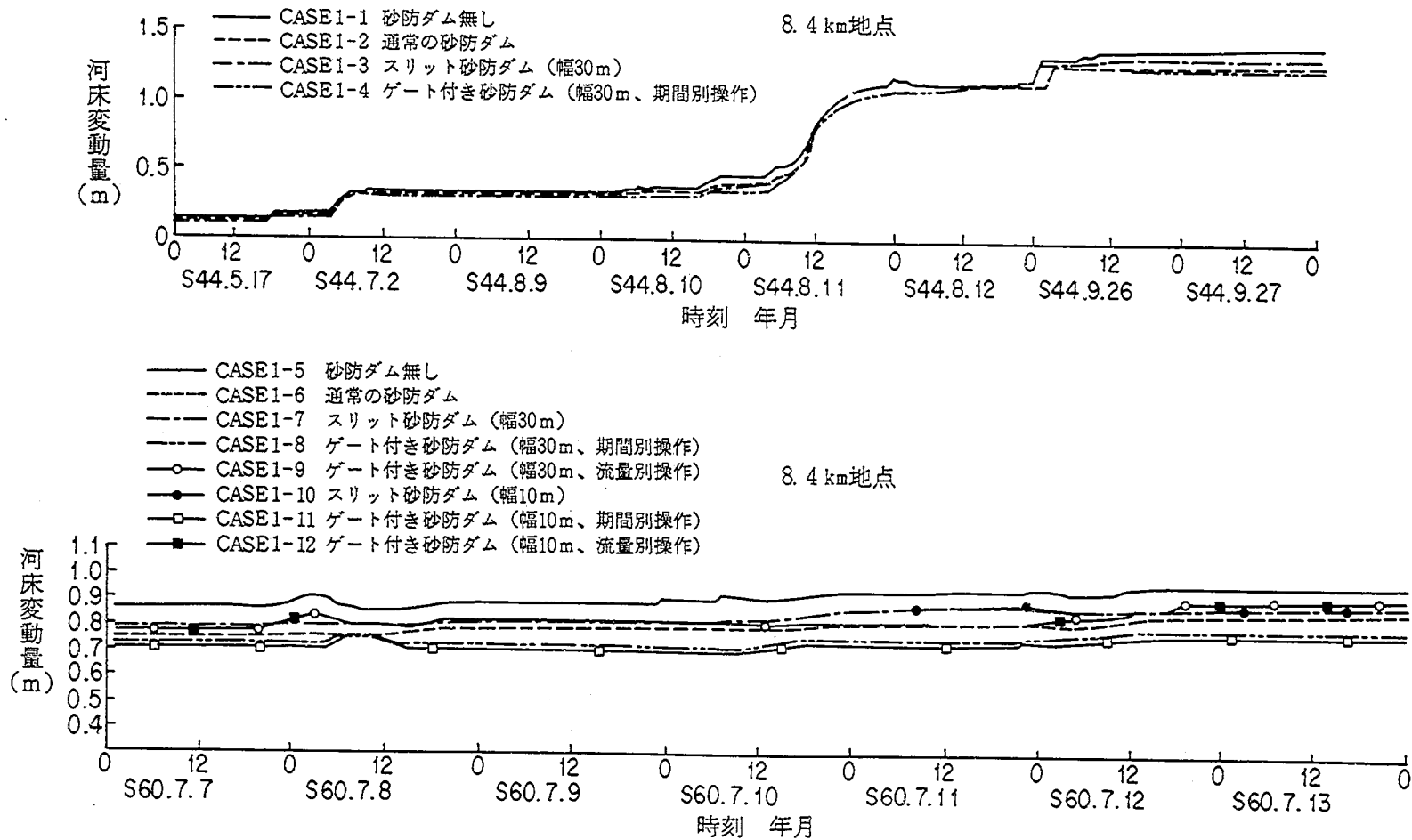


図-3.9 常願寺川 8.4 k 地点の河床変動

り土砂が比較的堆砂しやすいと考えられる地点)における河床変動率量(m)は各ケースともほとんど差位がない。これは、本宮砂防ダムから横江砂防ダムで調節される土砂量が多いことと、常願寺川下流の河道内の堆積域が広いいため顕著な差は現れていない。

3.3 本宮砂防ダム上・下流の河床変動高の経月変化

図-3.10 及び 3.11 に本宮砂防ダム上下流の断面の月単位の河床変動高の変化を示す。期間別に操作するゲート付き砂防ダムの場合(CASE 1-4, 1-8, 1-11)は河床変動高の変化が激しく、出水期に土砂を貯め、非出水期に土砂をフラッシュしている状況が示されている。特に、図-3.11 (1)及び(2)で示されるように昭和58~62年の流量時系列では、計算対象とした洪水は9洪水であり、しかも名年に散らばっているためこの傾向が顕著である。図-3.10 (2)及び図-3.11 (2)で示されるようにゲート付き砂防ダム下流側において河床変動が大きいことから河床変動の影響を受けにくい場所か、受けても安全な場所に設けるのが好ましいといえる。さなければ前庭保護工、砂防ダム群または床固工群などによりそのような条件を作り出す必要がある。流量別に操作する場合(CASE 1-9, 1-12)は、各洪水ごとに貯砂、排砂が繰り返されるため、絶えず調節空間が確保され、経月変化をみると変動量はなめらかである。したがって大出水に対しては土砂を調節する容量が期間別操作に比べ多いといえる。

通常の砂防ダムでは砂防ダム直下流は洗掘されると以降の出水ではほとんど復元されていない。これは、計算期間中において、縦断的に堆砂傾向が続いているため、初期の出水で一旦洗掘されたものが復元されないものと考えられる。一方、ゲート付き砂防ダム及びスリット砂防ダムでは、洗掘された河床が再び回復している。流量別に操作するケースは洪水ごとに洗掘、復元され洪水中的変動差は大きいと考えるが継続的にみると変動量は少なくなっている。ただし、今回の検討は、各洪水ごとに検討していないため、洪水中的の局所的な河床の変化はわからない。ゲート付き砂防ダムの直下流の河床変動については、前庭保護工の検討を含めて水理模型実験等により別に検討する必要がある。

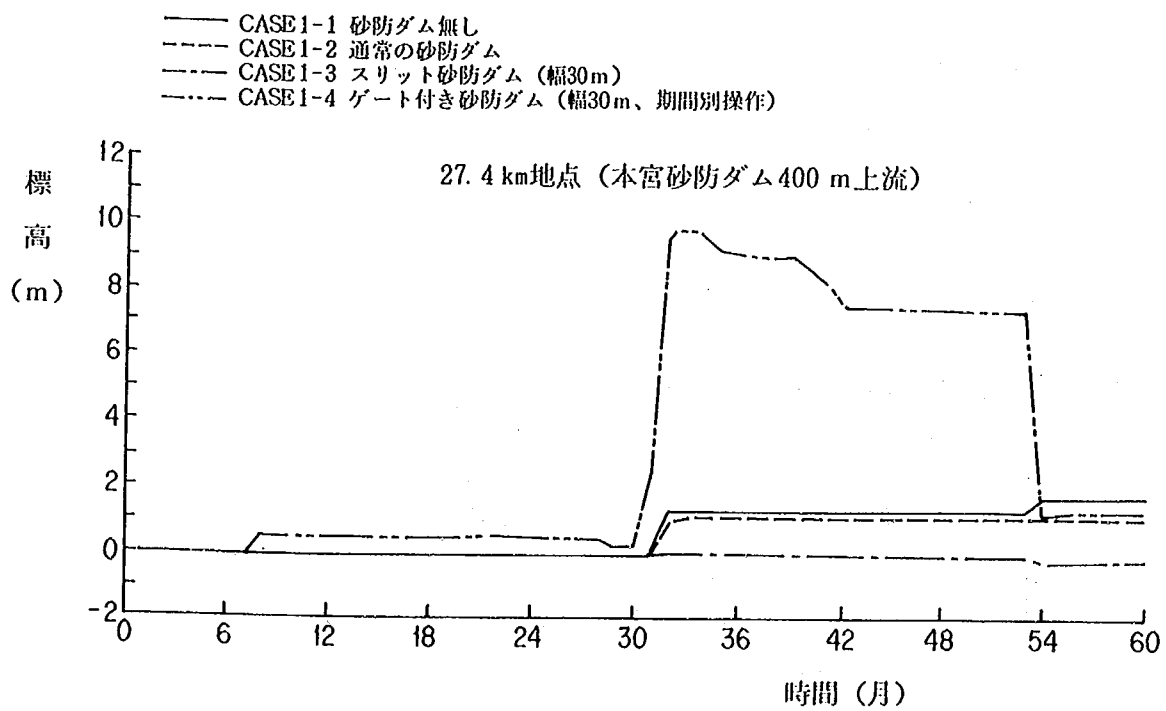
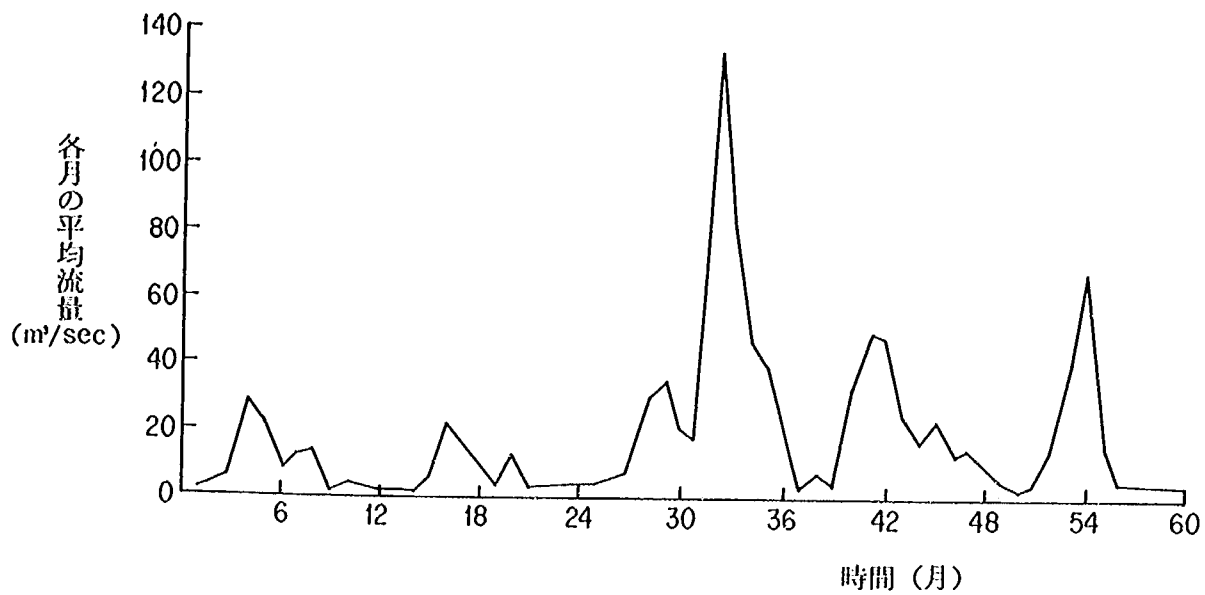
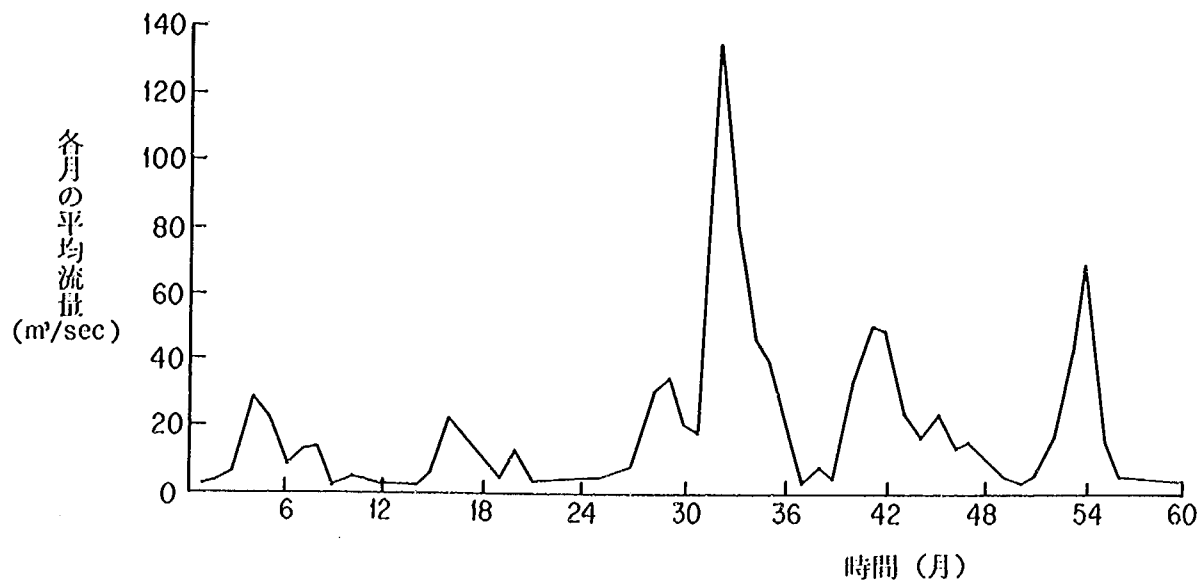


図-3.10(1) 本宮砂防ダムの上流の河床変動高の経月変化 (CASE1-1~4)



- CASE1-1 砂防ダム無し
- - - CASE1-2 通常の砂防ダム
- · - CASE1-3 スリット砂防ダム (幅30m)
- - - CASE1-4 ゲート付き砂防ダム (幅30m、期間別操作)

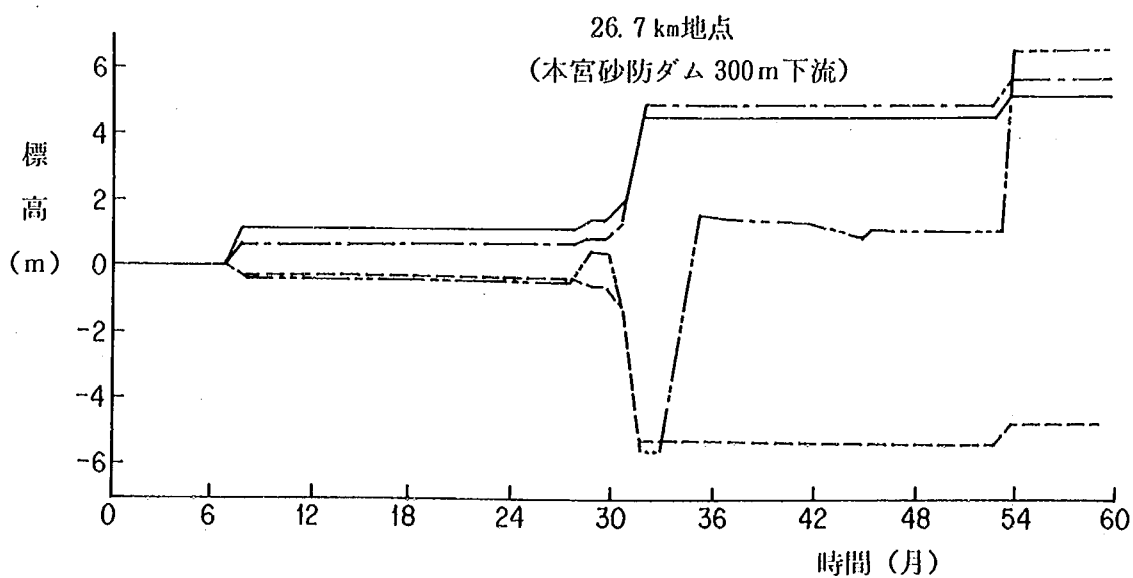
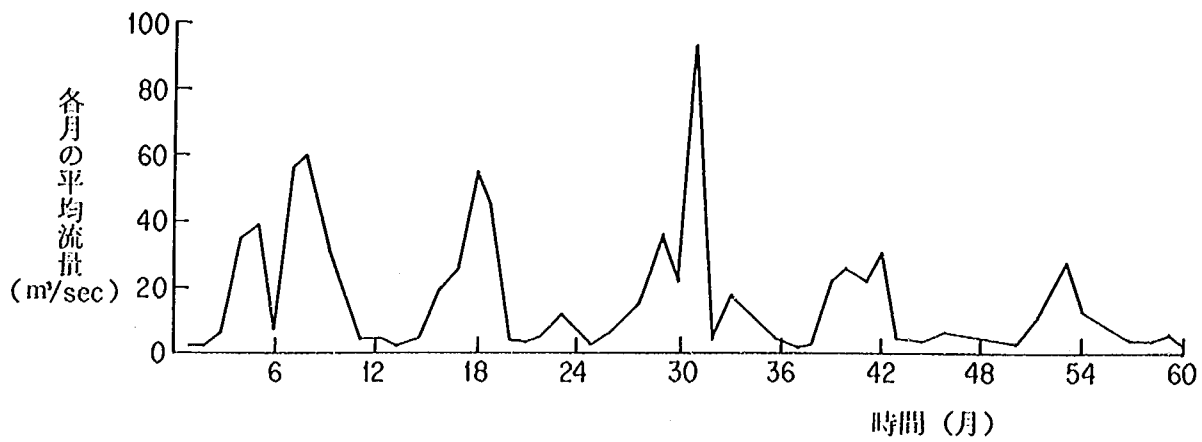


図-3.10 (2) 本宮砂防ダムの下流の河床変動高の経月変化 (CASE1-1～4)



- CASE1-5 砂防ダム無し
- - - CASE1-6 通常の砂防ダム
- · - CASE1-7 スリット砂防ダム (幅30m)
- · - CASE1-8 ゲート付き砂防ダム (幅30m、期間別操作)
- CASE1-9 ゲート付き砂防ダム (幅30m、流量別操作)
- CASE1-10 スリット砂防ダム (幅10m)
- CASE1-11 ゲート付き砂防ダム (幅10m、期間別操作)
- CASE1-12 ゲート付き砂防ダム (幅10m、流量別操作)

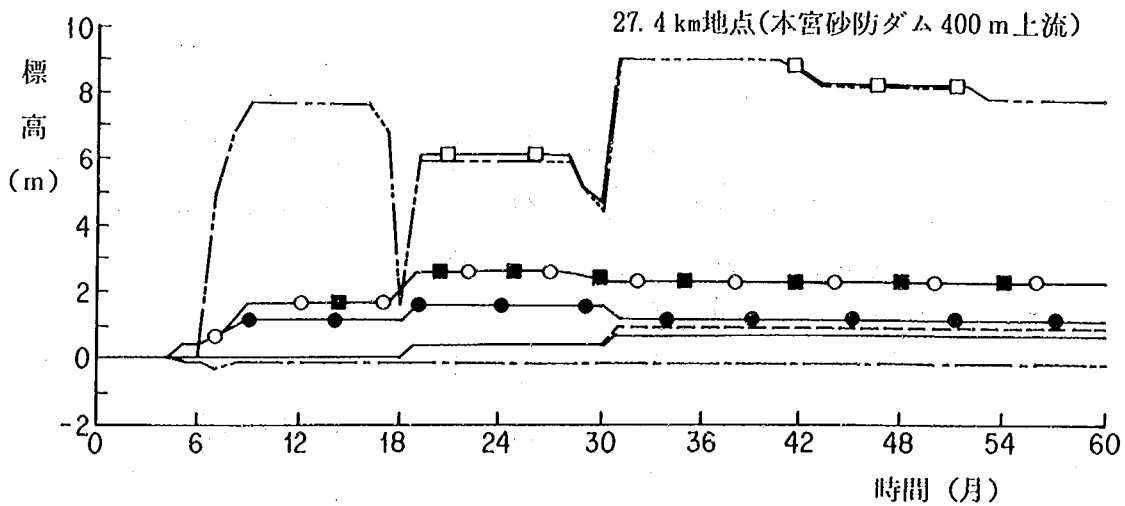
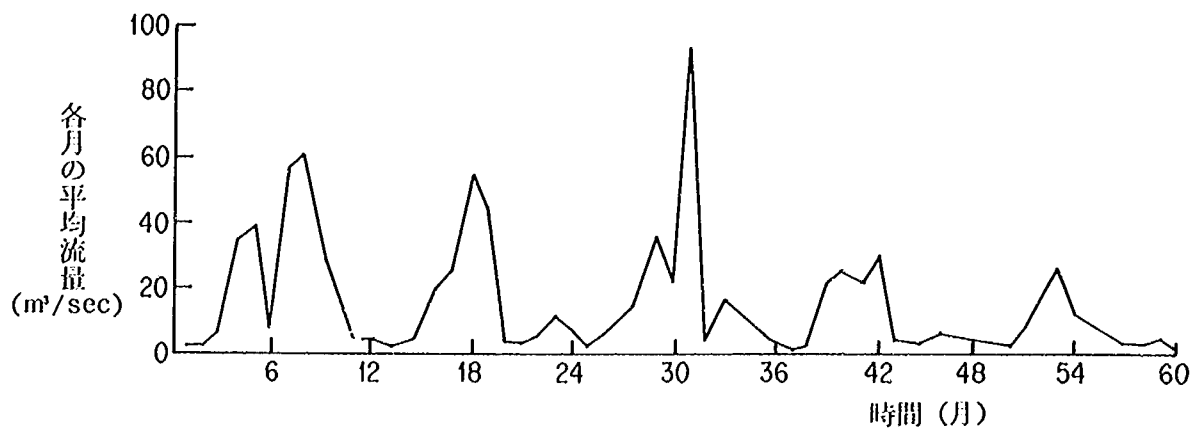


図-3.11 (1) 本宮砂防ダムの上流の河床変動高の経月変化 (CASE1-5~12)



- CASE1-5 砂防ダム無し
- - - CASE1-6 通常の砂防ダム
- · - CASE1-7 スリット砂防ダム (幅30m)
- · - CASE1-8 ゲート付き砂防ダム (幅30m、期間別操作)
- CASE1-9 ゲート付き砂防ダム (幅30m、流量別操作)
- CASE1-10 スリット砂防ダム (幅10m)
- CASE1-11 ゲート付き砂防ダム (幅10m、期間別操作)
- CASE1-12 ゲート付き砂防ダム (幅10m、流量別操作)

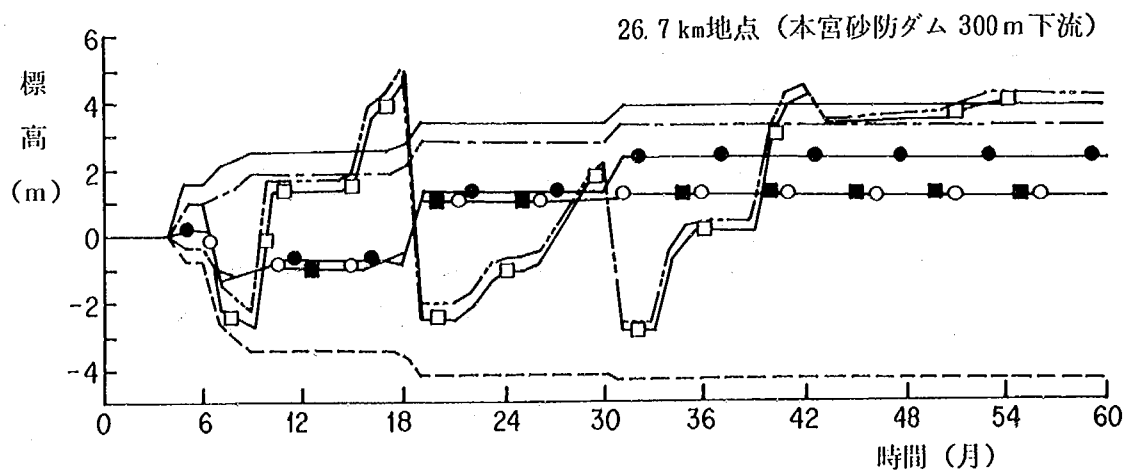


図-3.11 (2) 本宮砂防ダムの下流の河床変動高の経月変化 (CASE1-5~12)

4. まとめと今後の課題

4.1 まとめ

これまでの検討をとりまとめ通常の砂防ダムとスリット砂防ダム及びゲート付き砂防ダムを比較すると以下ようになる。

- ① スリット砂防ダムはスリット幅が広いと砂防ダムがない状態とほとんど同じであり土砂調節効果がない。また、スリットの幅が狭いスリット砂防ダムを設けると、流出土砂のピークを遅らせる効果があることが示されたが、水山らの実験的研究結果⁸⁾のような流出土砂量を平滑化する効果については顕著に示されなかった。このことから、スリット砂防ダムの土砂調節効果は、水理条件、河道条件、粒径などにより異なるものと考えられる。
- ② ゲート付き砂防ダムで期間別操作を行った場合は、非洪水期に適度な洪水が出現すれば非洪水期に堆積域の空き容量が確保されるため、洪水期の砂防ダムからの流出土砂を少なくすることができる。ただし、非洪水期の堆砂状況、洪水規模等ではその効果は異なる。また、砂防ダムの下流では、ゲートを開閉することによる流出土砂量の変動により河床変動が大きくなるため、前庭部の保護等を検討しておく必要がある。
- ③ ゲート付き砂防ダムで流量別操作を行った場合には、他の砂防ダムタイプよりも洪水の後半に土砂を多くフラッシュし、次の洪水に対する調節容量を多くすることができる。ただし、洪水後半に多量の土砂が下流に流出するため局所的に河床が上昇し危険となる場合もある。また、小流域で流量の変化の激しい場所では、實際上ゲートの開閉が頻繁となるため適切な操作は困難と考えられる。ゲート操作は、運用を考えると期間別操作が实际的といえる。
- ④ ゲート付き砂防ダムは、通常の砂防ダムやスリット砂防ダムに比較して必ずしも洪水期の流砂量の軽減が期待できるとは限らない。この観点から考えるとまた、ゲートを開けた後に下流側に堆積することによる土砂の処理を考える必要がある。

4.2 今後の課題

今後ゲート付き砂防ダムに関しては以下の課題があげられる。

- ① 実際の河川に適用した場合のゲートの操作方法、排砂機能、維持管理の時期、方法
- ② 流域土砂管理の手法として位置づけた際の砂防計画
- ③ ゲート付き砂防ダムにおける除石計画及び扞止土砂量の考え方
- ④ ゲート付き砂防ダム周辺の河床変動についての検討

さらに、実際にゲート付き砂防ダムを計画する場合、土砂調節効果は各河川特有の河道特性、流域特性に依存するので、下記のような手順で、関連する項目を調査、検討する必要がある。

- ① 砂防計画の検討対象河道の縦横断測量の実施と河道のモデルの作成
- ② 流域分割による流域モデルの作成

- ③ 河床材料調査を行う
- ④ 水文資料の整理と 10 年程度の長期の流出波形の作成 (大きな出水を含む)
- ⑤ ゲート付き砂防ダム計画 (案) の作成
ゲート付きダムの構造案 (スリット幅, 高さ, ゲートの規模) 及びサイトの選定
- ⑥ 河床変動計算による他のタイプの砂防ダムとの比較 (模型実験も含む)
- ⑦ ⑤, ⑥の過程を繰り返し, ゲート付き砂防ダム以外の砂防施設をも含めた砂防ダムタイプの選定, 砂防計画を作成する。
- ⑧ 各タイプの砂防ダムの細部構造の検討

おわりに

今回の検討によりゲート付き砂防ダムの土砂調節効果を他のタイプの砂防ダムと比較することにより砂防計画上の位置付け及び設置にあたっての留意点等がある程度明らかにされた。これまで述べてきたようにゲート付き砂防ダムは通常の砂防ダムに比べ問題点も多く、どのような場合にゲート付き砂防ダムが通常の砂防ダムよりも効果があり、また、どのような場合には効果が劣るかをさらに検討して明らかにしていく必要がある。

最後にシミュレーション計算において八千代エンジニアリング(株)の井戸清雄氏に多大の協力を得た。ここに感謝します。

参考文献

- 1) 市村清：砂防ダムにおけるゲート排砂について，昭和 62 年度砂防学会研究発表会概要集，砂防学会，pp. 196～199, 1987. 5
- 2) 矢島重美，水山高久，阿部宗平：ゲートを有する砂防ダムの構造，平成元年度砂防学会研究発表会概要集，(社)砂防学会，pp. 155～116, 1989. 5
- 3) 芦田和男，高橋保，水山高久：山地河川の掃流砂に関する研究，新砂防，107 号，pp. 9～17, 1978. 4
- 4) 芦田和男，道上正規：浮遊砂に関する研究(1)―河床付近の濃度―，京大防災研年報，第 13 号 B, 1970
- 5) 芦田和男，道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集第 306 号，pp. 59～69, 1972. 10
- 6) 土木学会：水理公式集，p. 221, 1985
- 7) 平野宗夫：Armoring をともなう河床低下について，土木学会論文報告集第 195 号，1971
- 8) 水山高久，阿部宗平：スリット砂防ダムの特徴と形状に関する研究，平成 2 年度砂防学会発表概要集，(社)砂防学会，pp. 196～199, 1990. 5

ゲート付き砂防ダムの効果
とその操作方法に関する
研究報告書

I S S N 0386-5878
土 研 資 料 第2943号
平成3年5月 (1991)

石川 芳治, 井良沢道也
福本 晃久

要旨

砂防ダムにおいて平時の無害な土砂は堆砂せず下流に流し、多量の土砂が流出する出水時には堆積させ、出水の後半及びその後の出水で土砂を流下させる機能を高めるために大暗渠やスリットを有する砂防ダムなどの工夫を行ってきた。しかしこの種のダムは出水の後半に大量の土砂が流出して下流河道に急激に堆砂したり、堆砂した土砂が突発的に流出する現象がみられる。この欠点を解消する方法としてスリット部にゲートを設け、流出土砂のコントロールをゲートの開閉により行い、土砂調節機能を確実にし、かつ増大させる方法が検討されている。そこで、ゲート付き砂防ダムを実際の流域に適用し、一次元河床変動計算によりその効果について他の形式の砂防ダムと比較検討した。また、ゲート操作方法による効果の違いについて考察した。

キーワード：砂防、ゲート付き砂防ダム、人為的操作、河床変動計算

郵便はがき

郵便切手
はって下さ
い

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
砂防研究室 行

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2943号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印