

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第2838号

土木研究所資料

土石流対策施設計画に関する研究

平成2年3月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © (1990) 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。

土石流対策施設計画に関する研究

砂防研究室 室 長 水山高久
主任研究員 石川芳治
福澤 誠

要 旨

岐阜県中津川市を流れる四ッ目川を例にとり、中規模の土石流危険溪流の扇頂部に適する土石流対策施設をシミュレーション計算および模型実験により検討した。模型実験では環境、景観を考慮した土石流対策施設として、高導流堤、沈砂池工、床固工群の模型を製作し、土石流および流木を発生させて土石流および流木の捕捉機能を検討するとともに周辺の景観に対する影響も検討した。

キーワード：土石流対策施設、シミュレーション計算、模型実験、高導流堤、沈砂池工、
床固工群、景観

SAFETY DIVISION
JAN 1990

Technical Memorandum
of P.W.R.I. No. 2838
Mar. 1990

A Study on Debris-flow Countermeasure Facilities Plan

Sabo Division

Head of Division : Takahisa MIZUYAMA

Senior Researcher : Yoshiharu ISHIKAWA

Makoto FUKUZAWA

SAFETY DIVISION
JAN 1990

Synopsis

Numerical simulation and hydraulic model tests were conducted for examining proper debris-flow countermeasure facilities on an apex of debris flow hazard torrent, as example, the River Yotome in Nakatsugawa City, Gifu-Pref.. Models of "high training dyke", "depositing works" and "group of ground sills", which are good for environment and scenery around the site, were built. Debris-flows and floating logs were generated and they flowed through the models. As a result of the tests, the function of those facilities, such as capturing the debris flows and floating logs and the influence of those facilities on the surrounding scenery were discussed.

KEY WORDS : Debris flow countermeasure facilities, Numerical simulation, Model test,
High training dyke, Depositing works, Group of ground sills, Scenery

は　じ　め　に

土石流危険渓流下流の扇頂部における土石流対策施設としては、砂防ダム（土石流捕捉工）、沈砂池工、遊砂地（土石流堆積工）、導流堤（土石流導流工）、土石流分散樹林帯等がある。これらの施設を計画する場合には土石流の捕捉、堆積機能のほかにも周囲の環境・景観との調和、親水性、流木対策、維持管理等多方面から検討を行い現地に最も適する施設を計画する必要がある。

本報告書は中部地方建設局多治見工事事務所の依頼により、昭和63年度、平成元年度の2ヶ年に渡り岐阜県中津川市を流れる四ツ目川を例にとり、中規模の土石流危険渓流の扇頂部に適する種々の土石流対策施設の適用性について、平成元年度に土石流氾濫シミュレーション計算および模型実験により検討した結果をとりまとめたものである。

土石流氾濫シミュレーション計算では、環境・景観を考察した土石流対策施設として高導流堤、沈砂池工、床固工群を例にとり、各土石流対策施設の概略の土石流捕捉、堆積効果と下流扇状地における土石流氾濫区域の変化について検討を行った。

実験においては、環境・景観を考慮した土石流対策施設として高導流堤、沈砂池工、床固工群（水平水通し部を持った床固工および原地形に沿った水通し部を持った床固工）の縮尺1/50の模型を製作してこれらの施設による土石流及び流木の制御効果および施設周辺での土砂の堆積、侵食状況等について検討した。また周辺の景観との調和を検討するために、模型の製作に当たっては周辺の地形もできるだけ取り入れることとした。今回のシミュレーション計算、模型実験での検討は四ツ目川を対象として実施したものであるが、この結果は他の同様の土石流危険渓流における土石流対策施設計画についてもある程度適用できるものと考えられる。本研究の成果が今後の土石流対策施設計画の参考となれば望外の幸せである。

平成2年3月

目 次

はじめに

1. 対象渓流の概要	1
1.1 流域の概要	1
1.2 過去の災害	1
1.3 現況設備	7
2. 氾濫シミュレーション計算	8
2.1 計算目的	8
2.2 計算手法	8
2.3 計算条件	17
2.4 計算ケース及び計算結果	26
2.5 ま と め	32
3. 水理模型実験	33
3.1 実験概要	33
3.2 実験結果	51
3.3 ま と め	96
4. まとめと今後の検討課題	101

1. 対象溪流の概要

1.1 流域の概要

岐阜県中津川市内を流れる四ッ目川は人口約5万の中津川市の背後にある前山（標高1,350m）に源を発し、杉流川、下平次沢等の支流が合流し、中津川市内を貫流し中津川に注いでいる。

地質は花崗岩、石英斑岩の酸性深成岩類と砂岩頁岩からなる第3紀層であり、そのうち約80%風化の著しい花崗岩で大規模な土砂供給源となっている。

杉流川と下平次沢の合流点（以下合流点と呼ぶ）を扇頂部とし、その下流は土砂の氾濫によって形成された扇状地となっている。中津川市の市街地は、このような扇状地に立地し市街地の中央を四ッ目川が貫流している。このため昔から、度々四ッ目川の氾濫による土砂災害を被っており、昭和7年8月26日には大規模な土砂災害が起こっている。

図－1.1に四ッ目川流域を示す。

合流点付近の地形は幅が約300mのほぼ平坦な勾配約1/10の斜面状になっており、このため、これまで大出水の度に四ッ目川はこの合流点付近で流路を変えて氾濫した。

写真－1.1に土石流対策工計画地点の空中斜め写真、表－1.2に四ッ目川合流点付近の地形を示す。

1.2 過去の災害

1.2.1 昭和7年8月災害以前の災害

四ッ目川は約500年前に大水害があり、その後150年前（文化4年8月26日午後4時頃）までに4度の大水害に襲われた。

1.2.2 昭和7年災害

(1) 気象概況

昭和7年8月26日正午より5時までに前山（1,350.7m）付近に300mm位の降雨があり（中津町の降雨量より推測）、中津町では午前10時頃より微雨があり午後4時前後より雷雨になり、ただちに四ッ目川では土砂・泥流が流下、氾濫し、中津町は大きな被害を受け、午後8時過には雨がやんだ。

(2) 土石流の氾濫状況

午後4時過ぎ、赤土色の水が僅かに黒ずみ、その後物凄い振動とともに丈余（3m余り）の水柱を立てた山津浪が、巨木をまるで箸のように操り、水道の栓を一時に抜いたように押し寄せた。土石流は、まず恵比寿橋を流し、続いて中橋を一蹴して折り重なった巨木に堰止められた水は末広町、河原町を襲った。さらに、中橋の下流で2つに別れ、新町黒川屋を瀬にし、花菱町を水流と化し、西太田町から相生町を襲い、明け方には一大湖水面を現出した。一方、河原町へ切れた水は小路を瞬く間に飲み干し、駅の構内は渦中となった。

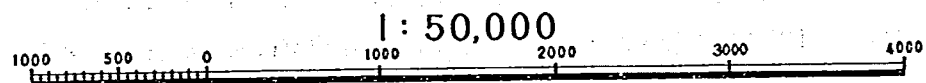
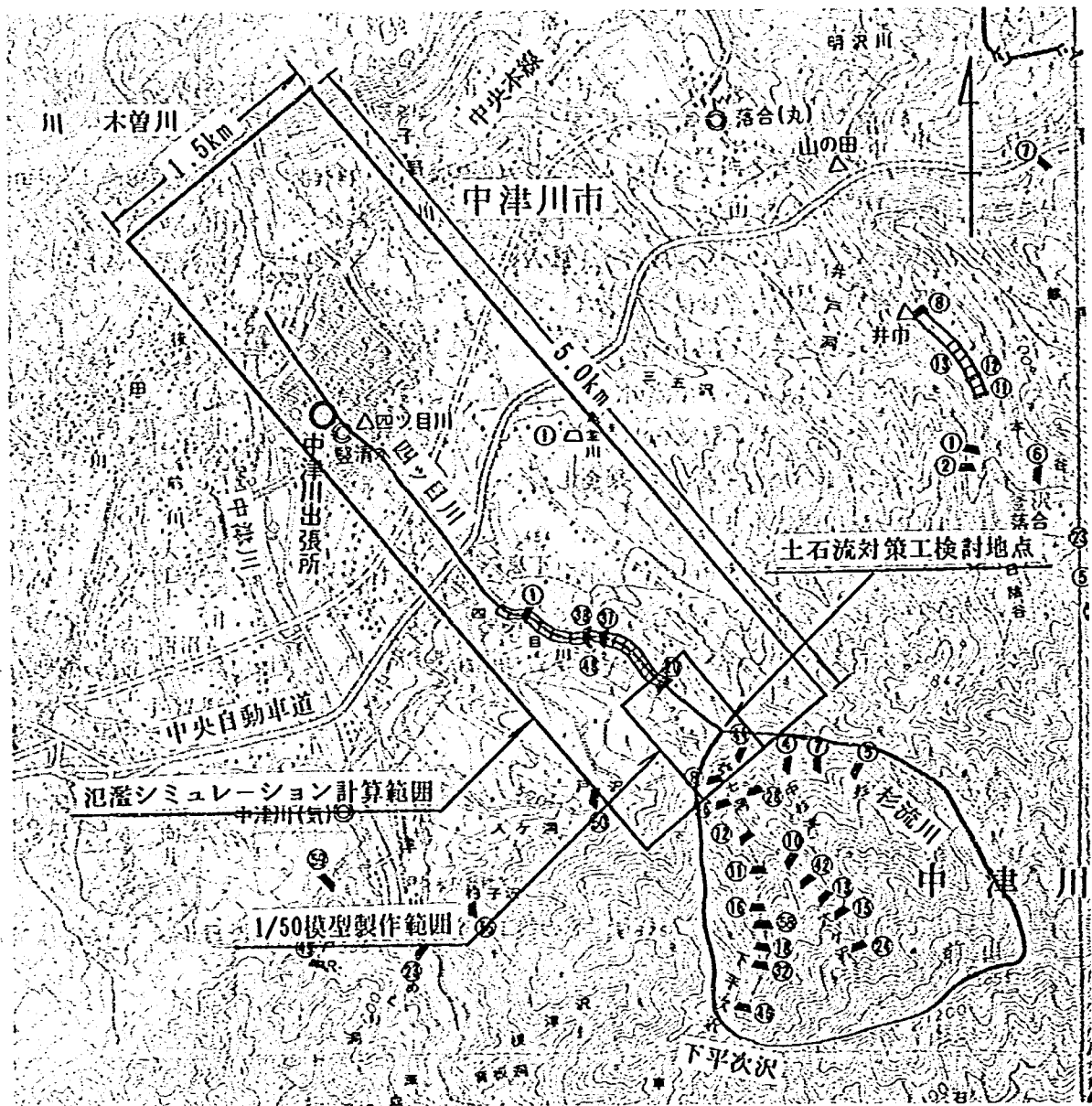


図-1.1 四ッ目川平面図



写真－1.1 土石流対策工検討地点

表－1.1 四ッ目川流域面積

基 準 点	面 積		
中津川との合流点	7.4 km ²		
扇 頂 部 (杉流川と下平次沢の合流点)	杉 流 川	1.8 km ²	計 3.1 km ²
	下 平 次 沢	1.3 km ²	

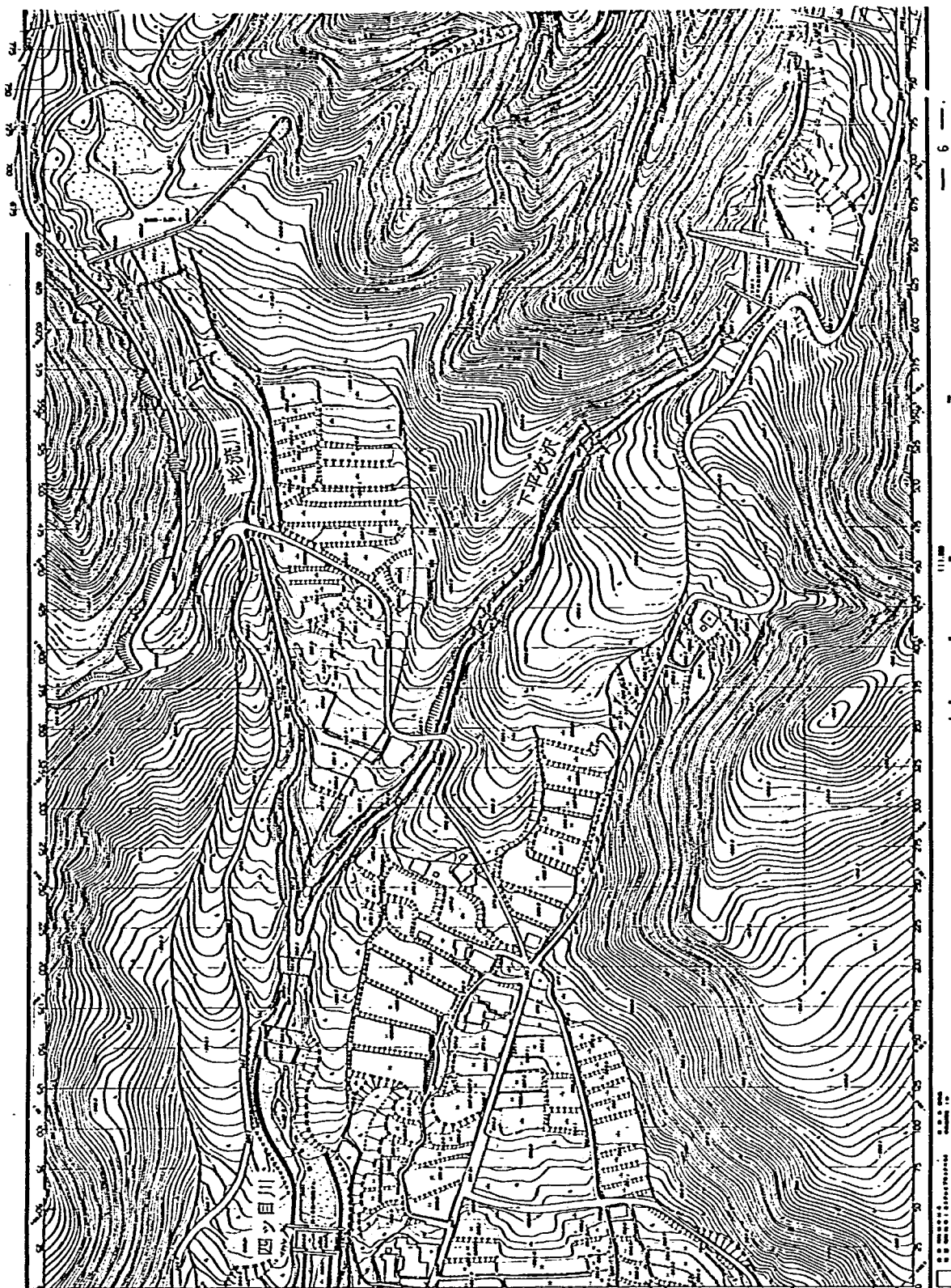


图-1.2 合流点平面图

土石流による河床堆積深は、中津川第一用水樋管付近では五間七分（約10m）、市街地では著しかった。

なお、土石流氾濫区域は図-1.3、その状況は写真1.2～1.5に示す通りである。

(3) 主な被害状況

○人畜被害

死者2名、負傷者24名（内重傷6名）、馬1頭

○家屋被害

住家流失63戸 非住家流失10戸 住家埋没全壊89戸 非住家埋没全壊5戸 住家半壊156戸 非住家半壊47戸 床上土砂入114戸 床下土砂入98戸 合計582戸

○田畑の被害

激甚なるもの 田187筆29町歩
畑198筆5町4反
小被害 田10町歩 畑数町歩

○山林崩壊 44町4反2畝15歩

〔山崩れのために堆積した土砂は、大きいもので3,000立坪（18,000m³）、平均2,000立坪（12,000m³）のものが50数箇所ある〕

○橋梁18箇所（流失17、破損1）四ツ目川筋11箇所

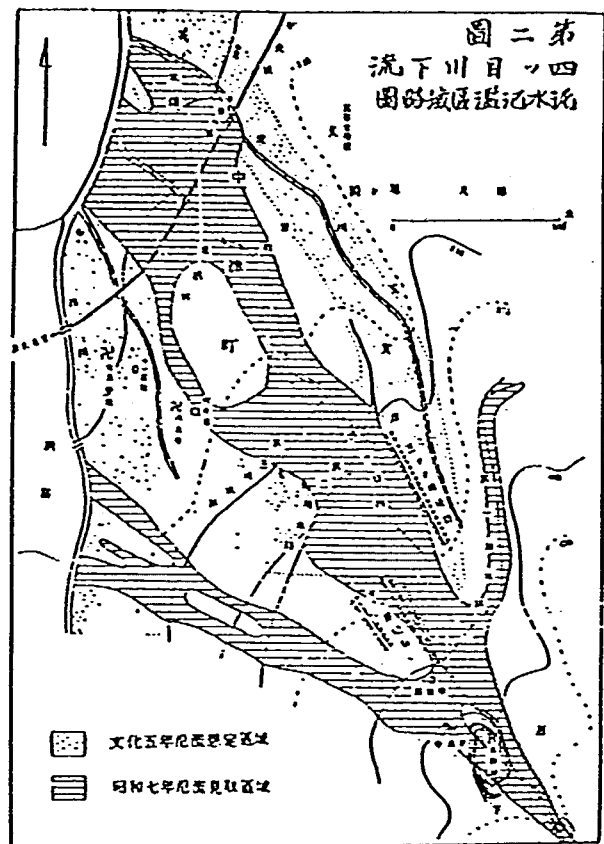


図-1.3 四ツ目川土石流氾濫区域

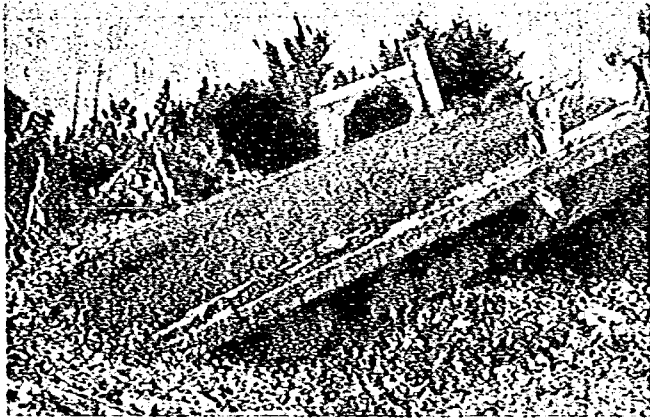
（「中津町の水害と復興誌」による）

1.2.3 昭和7年災害以降の災害

昭和32年及び36年災害の概要を表-1.2に示す。

表-1.2 過去の災害

年 月	気 象 及 び 被 害 概 要
昭和32年6月災害	梅雨前線性豪雨により雨量は200mmを越え各所に山崩れが起こり、中津川は氾濫した。 被害：中津川流域で橋梁流出2ヶ所、32戸の流出全壊 中津川市全般の被害額は6億6千900万円
昭和36年6月災害	梅雨前線性豪雨により中津川上流支川山腹で崩壊が発生した。 被害：死者2名、行方不明3名、全半壊18戸 総被害額 585,340,000円



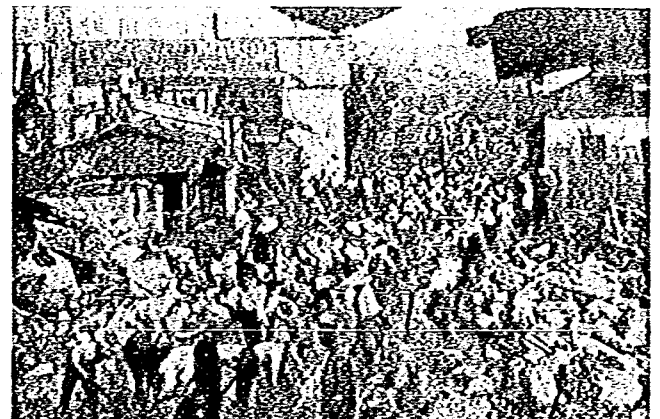
写真－1.2
倒壊した国道橋



写真－1.3
押し出された大転石



写真－1.4
被害を受けた中津川駅構内



写真－1.5
災害復旧状況

1.3 現況設備

これまでに四ッ目川流域には表-1.3に示す砂防設備が施工及び計画されている。

表-1.3 砂防設備の諸元

番号	設備名	形状及び型式					事業費 (千円)	着手 年月	竣工 年月	流域 面積 (km ²)	貯砂量 (m ³)	元河床 勾配 (1/〇〇)	計画河 床勾配 (1/〇〇)	計画高 水流量 (m ³ /s)	砂防指定地	
		高 (m)	長 (m)	立積 (m ³)	型式	附属 施設									2条	6条
1	山神ダム	8	42	1,625	重力コン クリート	垂	16	S 12.6	S 15.2	4.2	11,000	1/12.0	1/12.0	80	M43. 4. 7 16	S41. 9.10 3,161
4	杉波第1ダム	10	56	1,734	"	垂	19	13.2	16.3	0.6	15,000	1/9.0	1/10.0	10	S43.12. 9 3,528	"
	四ッ目第1護岸				石 張	-	1	14.1	15.1	3.4	-	-	-	-	M43. 4. 7 61	M41. 9.10 3,161
5	杉波第2ダム	12	40	1,663	重力コン クリート	-	25	16.2	18.3	0.5	12,000	1/8.0	1/10.0	10	S43.12. 9 3,528	"
7	杉波第3ダム	12	60	1,993	"	垂	68	16.12	19.3	0.6	15,000	1/7.0	1/10.0	10	"	"
8	下平次第1ダム	5	27	513	"	-	31	17.9	23.5	0.7	2,500	1/8.0	1/15.0	20	S41. 9.10 3,160	M41. 9.10 3,160
10	穴ヶ沢第1ダム	3	40	742	"	-	1,005	18.11	24.4	0.7	6,000	1/8.0	1/20.0	29	"	"
11	下平次第2ダム	8	28	494	"	-	3,460	24.5	25.7	0.6	3,000	1/7.0	1/14.0	30	"	"
12	下平次第3ダム	9	73	1,258	"	-	5,466	25.7	26.3	0.6	10,700	1/6.8	1/20.0	40	"	"
15	穴ヶ沢第3ダム	8	25	488	"	-	2,239	27.4	28.3	0.5	4,200	1/6.0	1/7.0	15	"	"
16	下平次第4ダム	8	25	592	"	-	2,093	28.4	28.12	0.5	800	1/6.0	1/10.0	11	"	"
13	穴ヶ沢第2ダム	10	38	1,450	"	-	4,411	26.4	29.3	0.6	4,200	1/7.0	1/12.0	15	"	"
18	下平次第5ダム	9	36	822	"	-	2,769	29.4	30.1	0.5	4,500	1/7.0	1/14.0	11	"	"
20	四ッ目第1ダム	10	44	603	"	-	2,218	30.7	31.5	3.2	7,000	1/10.8	1/17.0	27	M43. 4. 7 61	"
24	穴ヶ沢第4ダム	15	56	3,386	"	-	11,324	33.4	36.3	0.5	25,000	1/3.0	1/6.0	10	S41. 9.10 3,160	"
25	弥七瀬第1ダム	11	43	2,320	"	副	14,540	36.5	38.3	0.1	4,300	1/5.0	1/10.0	4	M43. 4. 7 61	"
32	下平次第6ダム	10	29	834	"	-	14,206	36.11	37.7	0.3	1,400	1/5.0	1/7.0	9	S41. 9.10 3,160	"
37	四ッ目第2ダム	5	49	1,144	"	垂	10,881	38.10	39.3	3.4	2,800	1/13.0	1/22.0	68	M43. 4. 7 61	"
38	四ッ目第3ダム	4	38	830	"	垂	8,583	39.6	39.10	3.4	2,000	1/13.0	1/18.0	68	"	"
40	下平次第7ダム	12	42	814	"	-	8,545	40.7	40.11	0.2	1,000	1/6.0	1/12.0	11	S41. 9.10 3,160	"
42	穴ヶ沢第5ダム	12	40	1,940	"	垂	18,940	41.6	41.12	0.7	11,000	1/7.0	1/14.0	29	"	"
46	下平次第8ダム	9	35	1,358	"	-	13,780	42.8	43.1	1.7	(3,000)	1/5.0	1/10.0	47	"	"
44	杉波第4ダム	16	158	11,595	"	副・側 水	153,509	42.9	47.7	1.1	57,000	1/9.5	1/19	45	S41. 9.10 160	S12. 9.10
48	四ッ目渡路工	床固	7基 L=	1,170 m	"		282,923	44.8	-	3.4	-	1/11	1/20	50	"	"
58	下平次第9ダム	11	35	1,980	重力コン クリート	副・側 水	74,450	49.12	51.3	0.5	10,000	1/6	1/12	11	S41. 9.10 3,160	S41. 9.10 3,160
46	下平次第8ダム 竈上	21	117	13,864	"	副・側 水・護	463,100	52.9	57.1	1.7	47,000	1/10	1/20	27	"	"
66	杉波第5ダム	16	89	11,900	"	副・側 水・護	571,220	58.10	62.3	1.2	43,000	1/11	1/22	20	M43. 4. 7 61	S12. 4.15 267
	下平次第10ダム															
	穴ヶ沢第6ダム	計画中														
	弥七瀬第2ダム															
	計										305,700					

2. 氾濫シミュレーション計算

2.1 計算目的

本計算は、扇状地扇頂部に計画された土石流対策施設（高導流堤、沈砂地、床固工群）が設置された場合の扇状地での土石流氾濫区域をシミュレーション計算により求め、土石流対策施設として必要な概略の規模及び効果を把握するために行う。

計算範囲は、図－1.1に示す扇状地扇頂部上流から中津川市街地を含み中津川に至る幅1.5km、長さ5km、面積7.5km²の範囲である。

2.2 計算手法

二次元の氾濫水の解析手法及び二次元（平面的な）河床変動計算を検討し、昭和7年8月時の氾濫状況の再現を試み、シミュレーションモデルを作成する。

計算は、次の4式を連立して解くことによって実施される。

(1) 土砂を含んだ水流の運動方程式

(2) 土砂を含んだ水流の連続式

(3) 流砂量式

(4) 流砂の連続式

これらの具体的な計算および計算方法を以下に示す。

2.2.1 二次元氾濫水の基礎方程式

二次元平面流れの運動方程式及び連続式は、式(2.1)～(2.3)のとおりである。

$$\begin{aligned} \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (\beta \cdot u \cdot M) + \frac{\partial}{\partial y} (\beta \cdot v \cdot M) \\ = -g \cdot h \cdot \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{Fx}{\rho \theta} \dots\dots\dots (2.1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (\beta \cdot u \cdot N) + \frac{\partial}{\partial y} (\beta \cdot v \cdot N) \\ = -g \cdot h \cdot \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{Fy}{\rho \theta} \dots\dots\dots (2.2) \end{aligned}$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \dots\dots\dots (2.3)$$

ここに、 $M : M = u \cdot h$ x 方向流量フラックス（単位幅当り流量）

$N : N = v \cdot h$ y 方向流量フラックス（ ” ）

β : 運動量補正係数

u : x 方向の流速

v : y 方向の流速

$H : H = Zb + h$ 水位

h : 水深

Zb : 地盤高

F_x, F_y は, x, y 方向の抵抗項であり,

$$F_x = (\sigma - \rho n) \cdot g \cdot h \cdot Cdn \cdot \cos \theta x \cdot \tan \alpha + \tau b x \dots\dots\dots (2.4)$$

$$F_y = (\sigma - \rho n) \cdot g \cdot h \cdot Cdn \cdot \cos \theta y \cdot \tan \alpha + \tau b y \dots\dots\dots (2.5)$$

と表わされる。摩擦項の第1項は、粒子間の衝突によって生じるクーロンの摩擦力であり、第2項は、流体としての抵抗力である。

第2項は、マニング型の抵抗則を用いると、以下のように示される。

$$\tau b x = \rho o \cdot g \cdot n^2 \cdot u \cdot \sqrt{u^2 + v^2} / h^{1/3} \dots\dots\dots (2.6)$$

$$\tau b y = \rho o \cdot g \cdot n^2 \cdot v \cdot \sqrt{u^2 + v^2} / h^{1/3} \dots\dots\dots (2.7)$$

ここに, ρo : 土石流の密度

σ : 砂礫の密度

ρ : 水の密度

ρn : 微細砂が浮遊することによって増加した水の密度

Cdn : 土砂流中の粗粒分の容積濃度であり、個体分の全容積濃度

Cd とは、次の関係がある。¹⁾

$$Cdn = \frac{Cd \cdot (\sigma - \rho) + \rho - \rho n}{(\sigma - \rho n)} \dots\dots\dots (2.8)$$

θx : x 方向の地盤勾配

θy : y 方向の地盤勾配

$\tan \alpha$: 動摩擦係数 (本モデルでは $\tan \alpha \approx \tan \phi$ としている)

ϕ : 内部摩擦角

n : マニングの粗度係数

g : 重力加速度

である。

2.2.2 基礎方程式の差分化

基礎方程式の差分化は、高橋、中川、西崎の「堤防決壊による洪水危険度の評価に関する研究」²⁾ に準じて行った。表(2.1)の差分式を示すと以下のとおりである。

$$\begin{aligned} & \frac{M_{i,j+1/2}^{t+\Delta t} - M_{i,j+1/2}^t}{2 \cdot \Delta t} + \beta \cdot XDX + \beta \cdot XDY \\ &= -g \cdot \frac{(h_{i+1/2,j+1/2}^{t+\Delta t} + h_{i-1/2,j+1/2}^{t+\Delta t}) \cdot (H_{i+1/2,j+1/2}^{t+\Delta t} - H_{i-1/2,j+1/2}^{t+\Delta t})}{2 \cdot \Delta x} \\ & - (\sigma - \rho n) \cdot g \cdot \frac{h_{i+1/2,j+1/2}^{t+\Delta t} + h_{i-1/2,j+1/2}^{t+\Delta t}}{2} \cdot C'm(i, j+1/2) \cdot \cos \theta x \cdot \tan \alpha \end{aligned}$$

$$-g \cdot n^2_{i,j+1/2} \cdot \frac{\overline{U}_{i+1/2,j+1/2} \cdot \sqrt{(u^*_{i,j+1/2})^2 + (v^*_{i,j+1/2})^2}}{[h^{*+1}_{i+1/2,j+1/2} + h^{*-1}_{i+1/2,j+1/2}]^{1/2}} \dots\dots\dots (2.9)$$

ここに,

$$U_{i,j+1/2} = \frac{M^{*+2}_{i,j+1/2} + M^*_{i,j+1/2}}{h^{*+1}_{i+1/2,j} + h^{*-1}_{i+1/2,j+1/2}} \dots\dots\dots (2.10)$$

であり、この項に $M^{*+2}_{i,j+1/2}$ すなわち未知項が入っているのは、式(2.9)の最後の項が非線型となっており、そのための不安定を解消するためである。また、左辺の第2項、第3項は、

$$XDX ; \frac{\partial}{\partial x} (\beta \cdot u \cdot M) \text{ の差分式}$$

$$XDY ; \frac{\partial}{\partial y} (\beta \cdot v \cdot M) \text{ の差分式}$$

である。

なお、式(2.9)における土砂濃度 $Cm'(i,j+1/2)$ は、 $M_{i,j+1/2}$ の土砂濃度 $Cm(i,j+1/2)$ の粗粒分の容積濃度である。

$$Cm'(i,j+1/2) = \frac{Cm \cdot (\sigma - \rho) + \rho - \rho n}{\sigma - \sigma n}$$

すなわち、式(2.8)中の土砂濃度 Cd を $Cm(i,j+1/2)$ で代表させたものである。次に、

$$U^*_{i,j+1/2} = \frac{2(M^*_{i,j+1/2} + M^{*-2}_{i,j+1/2})}{h^{*+1}_{i+1/2,j+1/2} + h^{*-1}_{i+1/2,j+1/2} + h^{*-1}_{i+1/2,j+1/2} + h^{*-1}_{i+1/2,j+1/2}} \dots\dots\dots (2.11)$$

$$\begin{aligned} U^*_{i,j+1/2} = \frac{1}{4} \cdot & \left[\frac{2 \cdot (N^*_{i+1/2,j+1} + N^{*-2}_{i+1/2,j+1})}{h^{*+1}_{i+1/2,j+3/2} + h^{*+1}_{i+1/2,j+1/2} + h^{*-1}_{i+1/2,j+3/2} + h^{*-1}_{i+1/2,j+1/2}} \right. \\ & + \frac{2 \cdot (N^*_{i+1/2,j} + N^{*-2}_{i+1/2,j})}{h^{*+1}_{i+1/2,j+1/2} + h^{*+1}_{i+1/2,j-1/2} + h^{*-1}_{i+1/2,j+1/2} + h^{*-1}_{i+1/2,j-1/2}} \\ & + \frac{2 \cdot (N^*_{i-1/2,j+1} + N^{*-2}_{i-1/2,j+1})}{h^{*+1}_{i-1/2,j+3/2} + h^{*+1}_{i-1/2,j+1/2} + h^{*-1}_{i-1/2,j+3/2} + h^{*-1}_{i-1/2,j+1/2}} \\ & \left. + \frac{2 \cdot (N^*_{i-1/2,j} + N^{*-2}_{i-1/2,j})}{h^{*+1}_{i-1/2,j+1/2} + h^{*+1}_{i-1/2,j-1/2} + h^{*-1}_{i-1/2,j+1/2} + h^{*-1}_{i-1/2,j-1/2}} \right] \dots\dots\dots (2.12) \end{aligned}$$

以上の記号は、図-2.1に示した差分スキームに準じており、 i, j は x, y 方向つまり平面的広がりを示す添字、 n は時間方向を示す添字である。

慣性項の XDX 及び XDY については、 u, v の正負により後退、前進差分を使いわける風上差分を用いることにする。

まず、 XDX について示す。

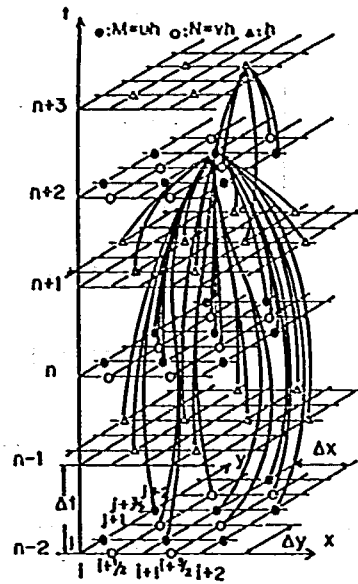


図-2.1 二次元不定流の計算格子

$\partial(u_0 \cdot M)/\partial x$ の u_0 および M の配置図を図-2.2 に示す。その際、 u_0 はメッシュの中央で定義し、 u_0 および M を次式で評価する。

$$u_0 \rightarrow U_{i+1/2, j+1/2}^n = \frac{M_{i+1, j+1/2}^{n+1} + M_{i+1, j+1/2}^{n-2}}{h_{i+3/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+3/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1}} + \frac{M_{i, j+1/2}^{n+1} + M_{i, j+1/2}^{n-2}}{h_{i+3/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+3/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1}} \quad (2.13)$$

$$M \rightarrow \bar{M}_{i, j+1/2}^n = \frac{M_{i, j+1/2}^{n+1} + M_{i, j+1/2}^{n-2}}{2} \quad (2.14)$$

この U と M を用いると XDX は次のように表わせる。

$$XDX = (U_{i+1/2, j+1/2}^n \cdot \bar{M}_{i, j+1/2}^n - U_{i-1/2, j+1/2}^n \cdot \bar{M}_{i-1, j+1/2}^n) / \Delta x \quad (U_{i+1/2, j+1/2}^n \geq 0, U_{i-1/2, j+1/2}^n \geq 0) \quad (2.15)$$

$$= (U_{i+1/2, j+1/2}^n \cdot \bar{M}_{i, j+1/2}^n - U_{i-1/2, j+1/2}^n \cdot \bar{M}_{i, j+1/2}^n) / \Delta x \quad (U_{i+1/2, j+1/2}^n \geq 0, U_{i-1/2, j+1/2}^n < 0) \quad (2.16)$$

$$XDX = (U_{i+1/2, j+1/2}^n \cdot \bar{M}_{i+1, j+1/2}^n - U_{i-1/2, j+1/2}^n \cdot \bar{M}_{i-1, j+1/2}^n) / \Delta x \quad (U_{i+1/2, j+1/2}^n < 0, U_{i-1/2, j+1/2}^n \geq 0) \quad (2.17)$$

$$= (U_{i+1/2, j+1/2}^n \cdot \bar{M}_{i+1, j+1/2}^n - U_{i-1/2, j+1/2}^n \cdot \bar{M}_{i, j+1/2}^n) / \Delta x \quad (U_{i+1/2, j+1/2}^n < 0, U_{i-1/2, j+1/2}^n \geq 0) \quad (2.18)$$

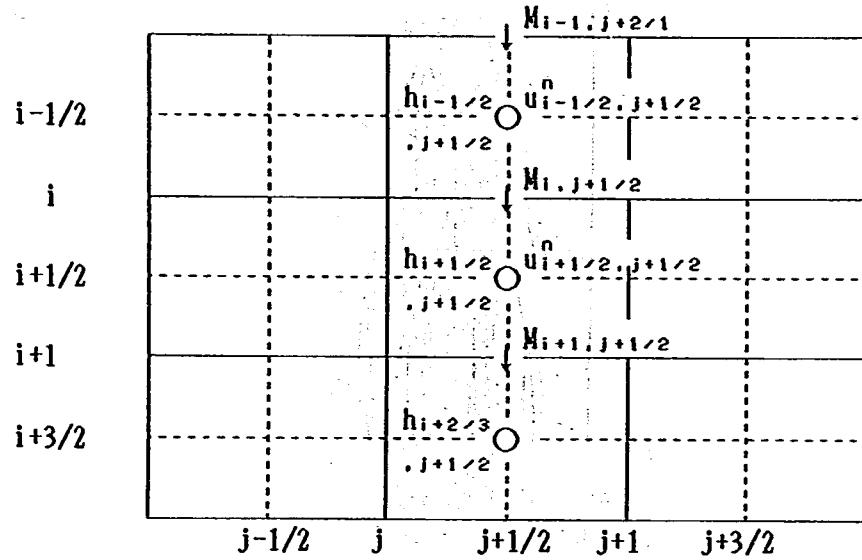


図-2.2 非線形慣性項 XDX の差分構成(流速 u_0 と流量フラックス M)

次に XDY について示す。 u_0 をメッシュの境界線上にとり(XDY を求めた場合と一貫性に欠けるが), 輸送されるべき流量フラックスの前後における流速効果が及ぶように変数を配置した。この変数配置図を図-2.3に示す。この図において, $M1 \sim M3$ および $v1 \sim v4$ を次式で定義する。

$$M1 = \bar{M}_{i-1/2, j-1/2}^n, M2 = \bar{M}_{i-1/2, j+1/2}^n, M3 = \bar{M}_{i-1/2, j+3/2}^n \quad (2.19)$$

$$v1 = \frac{2 \cdot (N_{i-1/2, j}^{n+1} + N_{i-1/2, j}^{n-2})}{h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j-1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i-1/2, j-1/2}^{n-1}} \quad (2.20)$$

$$v2 = \frac{2 \cdot (N_{i-1/2, j+1}^{n+1} + N_{i-1/2, j+1}^{n-2})}{h_{i-1/2, j+3/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+3/2}^{n-1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n-1}} \quad (2.21)$$

$$v3 = \frac{2 \cdot (N_{i+1/2, j}^{n+1} + N_{i+1/2, j}^{n-2})}{h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n-1}} \quad (2.22)$$

$$v4 = \frac{2 \cdot (N_{i+1/2, j+1}^{n+1} + N_{i+1/2, j+1}^{n-2})}{h_{i+1/2, j+3/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+3/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1}} \quad (2.23)$$

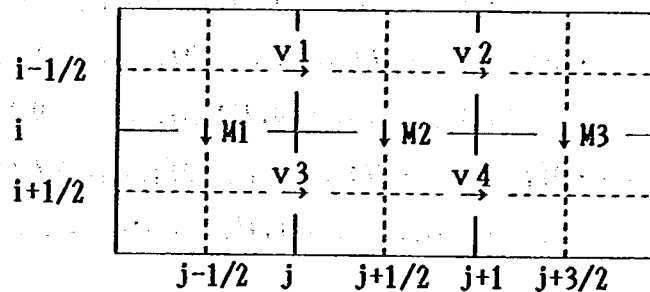


図-2.3 非線形慣性項 XDY の差分構成(流速 v_0 と流量フラックス M)

つぎに、 XYD を次式のようにおく。

$$XYD = \{ (v_0 \cdot M)_f - (v_0 \cdot M)_b \} / \Delta y \quad \dots\dots\dots (2.24)$$

ここに、 $(v_0 \cdot M)_f$ および $(v_0 \cdot M)_b$ は、それぞれ $M2, M3, v2, v4$ および $M1, M2, v1, v3$ から求まる運動量であって、風上差分によると $v1 \sim v4$ および $M1 \sim M3$ の正負によって $(v_0 \cdot M)_f$ および $(v_0 \cdot M)_b$ はそれぞれ次のような場合が考えられる。

$$(v_0 \cdot M)_f = (v4 \cdot M2 + v2 \cdot M3) / 2$$

$$(v4 \geq 0, v2 < 0, M2 \geq 0, M3 < 0) \quad \dots\dots\dots (2.25)$$

$$= (v4 \cdot M3 + v2 \cdot M2) / 2$$

$$(v4 < 0, v2 \geq 0, M2 < 0, M3 \geq 0) \quad \dots\dots\dots (2.26)$$

$$= v4 \cdot M2 (v4 \geq 0, v2 < 0, M2 \geq 0, M3 \geq 0$$

$$\text{or } v4 \geq 0, v2 \geq 0, M2 \geq 0, M3 : \text{任意}) \quad \dots\dots\dots (2.27)$$

$$= v4 \cdot M3 (v4 < 0, v2 \geq 0, M2 \geq 0, M3 \geq 0$$

$$\text{or } v4 < 0, v2 < 0, M2 : \text{任意}, M3 \geq 0) \quad \dots\dots\dots (2.28)$$

$$(v_0 \cdot M)_f = v2 \cdot M3 (v4 \geq 0, v2 < 0, M2 < 0, M3 < 0$$

$$\text{or } v4 < 0, v2 < 0, M2 : \text{任意}, M3 < 0) \quad \dots\dots\dots (2.29)$$

$$= v2 \cdot M2 (v4 < 0, v2 \geq 0, M2 < 0, M3 < 0$$

$$\text{or } v4 \geq 0, v2 \geq 0, M2 < 0, M3 : \text{任意}) \quad \dots\dots\dots (2.30)$$

$$= 0 ; \text{上記以外の場合} \quad \dots\dots\dots (2.31)$$

$$(v_0 \cdot M)_b = (v3 \cdot M1 + v1 \cdot M2) / 2$$

$$(v3 \geq 0, v1 < 0, M1 \geq 0, M2 < 0) \quad \dots\dots\dots (2.32)$$

$$= (v3 \cdot M2 + v1 \cdot M1) / 2$$

$$(v3 < 0, v1 \geq 0, M1 < 0, M2 \geq 0) \quad \dots\dots\dots (2.33)$$

$$= v3 \cdot M1 (v3 \geq 0, v1 < 0, M1 \geq 0, M2 \geq 0$$

$$\text{or } v3 \geq 0, v1 \geq 0, M1 \geq 0, M2 : \text{任意}) \quad \dots\dots\dots (2.34)$$

$$= v3 \cdot M2 (v3 < 0, v1 \geq 0, M1 \geq 0, M2 \geq 0$$

$$\text{or } v3 < 0, v1 < 0, M1 : \text{任意}, M2 \geq 0) \quad \dots\dots\dots (2.35)$$

$$= v1 \cdot M2 (v3 \geq 0, v1 < 0, M1 < 0, M2 < 0$$

$$\text{or } v3 < 0, v1 < 0, M1 : \text{任意}, M2 < 0) \quad \dots\dots\dots (2.36)$$

$$= v1 \cdot M1 (v3 < 0, v1 \geq 0, M1 < 0, M2 < 0$$

$$\text{or } v3 > 0, v1 \geq 0, M1 < 0, M2 : \text{任意}) \quad \dots\dots\dots (2.37)$$

$$= 0 \quad (\text{上記以外の場合}) \quad \dots\dots\dots (2.38)$$

以上、流れのパターンが、式(2.25)～(2.38)のどの組み合わせから構成されるかを判断し式(2.24)から XYD を求めればよい。

以上で、 x 方向の差分は完了するが、 y 方向については省略する。

次に、流水の連続式の差分は次のように行う。

$$\frac{h_{i+1/2, j+1/2}^{t+3} - h_{i+1/2, j+1/2}^{t+1}}{2 \cdot \Delta t} + \frac{M_{i+1, j+1/2}^{t+2} - M_{i, j+1/2}^{t+2}}{\Delta x}$$

$$+ \frac{N_{i+1/2, j+1}^{t+2} - N_{i+1/2, j}^{t+2}}{\Delta y} = 0 \quad \dots\dots\dots (2.39)$$

x 方向, y 方向の運動方程式の差分式ならびに上記の連続式を解けば, 任意の時刻の $h_{i+1/2, j+1/2}^{t+1/2}$, $M_{i+1/2, j+1/2}^{t+1/2}$, $N_{i+1/2, j+1/2}^{t+1/2}$ が計算される。

2.2.3 流砂量の計算

流砂量の計算は, ある臨界勾配 i_c を設け, 図-2.4 のように計算されるメッシュ間の勾配 S_{ij} が,

$S_{ij} \geq i_c$ ならば, 土石流として流砂量を計算

$S_{ij} < i_c$ ならば, 掃流として流砂量を計算

(1) $S_{ij} \geq i_c$ のとき

次の高橋の土石流濃度式によって濃度を計算する。

$$Cd = \frac{\rho \cdot S_{ij}}{(\sigma - \rho) \cdot (\tan \phi - S_{ij})} \quad \dots\dots\dots (2.40)$$

$$Cd = \frac{QB}{Q + QB} \quad \dots\dots\dots (2.41)$$

$$Cd = \frac{Cd}{1 - Cd} \cdot Q \quad \dots\dots\dots (2.42)$$

ここに, ρ : 水の密度 ϕ : 内部摩擦角

σ : 礫の密度 QB : 流砂量

単位幅当りの流砂量 qB は, 単位幅当りの流量 $M_{i, j+1/2}$ から次式で計算する。

$$qB = \frac{Cd}{1 - Cd} \cdot M_{i, j+1/2} \quad \dots\dots\dots (2.43)$$

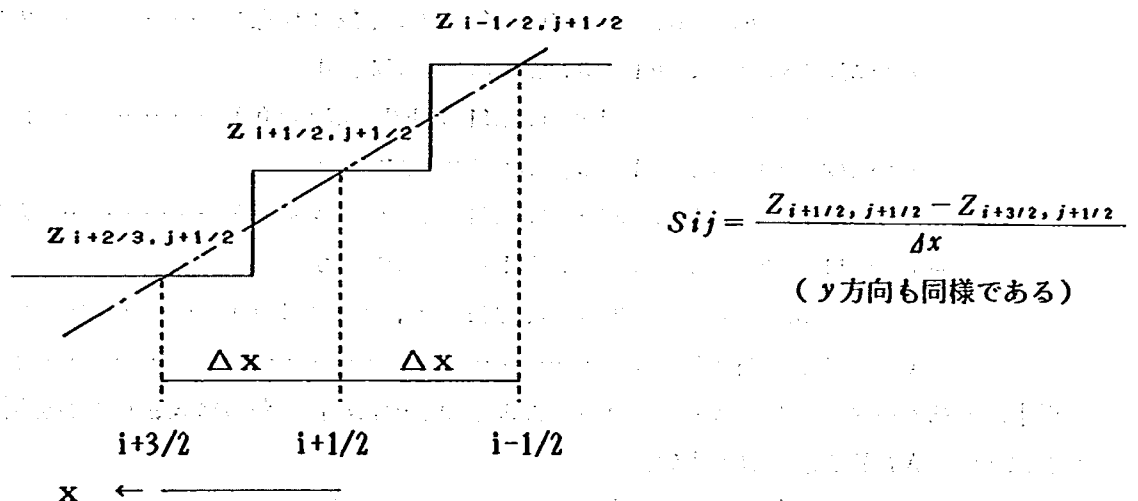


図-2.4 x 方向の河床勾配の計算

(2) $Sij < ic$ のとき

流砂量を掃流砂として計算するので、その計算手順を以下に示す。

(a) エネルギー勾配の計算

エネルギー勾配 ie は次式により計算する。

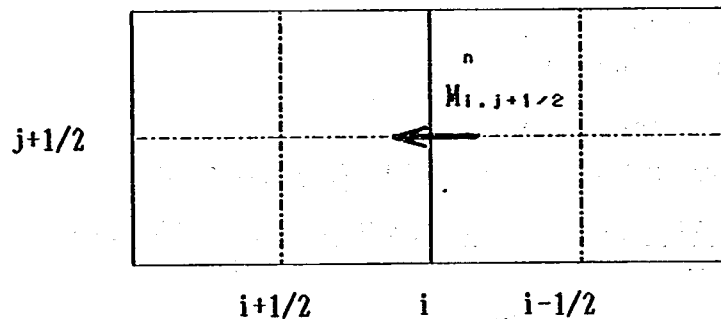
$$ie = (q \cdot n / h^{5/3})^2 = q^2 \cdot n^2 / h^{10/3} \quad \dots\dots\dots (2.44)$$

図のようなメッシュ間の流砂量を計算する際は、

$$q = \frac{1}{2} \cdot (M_{i,j+1/2}^{t+2} + M_{i,j+1/2}^t) \quad \dots\dots\dots (2.45)$$

$$h = \frac{1}{4} \{ h_{i+1/2,j+1/2}^{t+3} + h_{i-1/2,j+1/2}^{t+3} + h_{i+1/2,j+1/2}^{t+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{t+1} \} \quad \dots\dots\dots (2.46)$$

として計算する。



(b) 掃流力の計算

無次元掃流力 τ_* は、次のように計算する。

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot h \cdot ie \quad \dots\dots\dots (2.47)$$

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad \dots\dots\dots (2.48)$$

$$\tau_* = u_*^2 / \{ (\sigma / \rho - 1) \cdot g \cdot d \} \quad \dots\dots\dots (2.49)$$

ここに、 d : 粒径

u_* : 摩擦速度

g : 重力加速度

(c) 掃流砂量の計算

掃流砂量は次の水山式によって計算する。

$$\frac{qB}{\sqrt{(\frac{\sigma}{\rho} - 1) \cdot q \cdot d^3}} = 12 \cdot \tau_*^{1.5} \cdot (1 - a^2 \frac{\tau_* c}{\tau_*}) \cdot (1 - a \sqrt{\frac{\tau_* c}{\tau_*}}) \quad \dots\dots\dots (2.50)$$

ここに、 qB : 単位幅当りの総流砂量

a^2 : 移動限界掃流力と停止限界掃流力との比

$\tau_* c$: 限界掃流力

以上のようにして、各メッシュから流出する流砂量を計算するが、計算された流砂量 QB ($= qB \times \Delta x$ or Δy) がメッシュ内に存在する土砂量の $1/4$ より大きい場合、次のように流砂量を補正する。

$$QB = \frac{1}{4} \cdot \Delta z \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot C^* \quad \dots\dots\dots (2.51)$$

ここに、 Δz : 堆積深
 C^* : 堆積土砂の濃度

2.2.4 河床変動量の計算

河床変動量の計算は、次の2次元の流砂の連続式を差分化して解く。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \cdot \left\{ \frac{\partial qBx}{\partial x} + \frac{\partial qBy}{\partial y} \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (2.52)$$

ここに、 z : 河床高
 λ : 空隙率
 qBx : x 方向の流砂量
 qBy : y 方向の流砂量

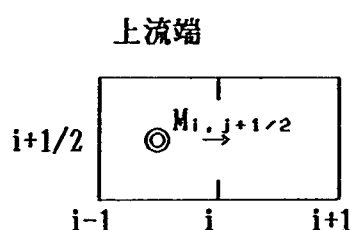
流水の連続式と同様にして、差分化すると以下のとおりである。

$$\frac{z_{i+1/2, j+1/2}^{t+\Delta t} - z_{i+1/2, j+1/2}^t}{\Delta t} + \frac{1}{1-\lambda} \left\{ \frac{qBx_{i+1, j+1/2} - qBx_{i, j+1/2}}{\Delta x} + \frac{qBy_{i+1/2, j+1} - qBy_{i+1/2, j}}{\Delta y} \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (2.53)$$

2.2.5 境界条件の与え方

境界条件は、上流端および下流端に与える。

上流端では、計算流量時系列に応じて、その流量を単位幅当りの流量に換算し、下図のように $M_{i, j+1/2}$ として与える。また、その上流の水深 $h_{i-1/2, j+1/2}$ 及び流入土砂濃度を与える。



上流端境界条件

$M_{i, j+1/2}$ 流量フラックス
 $C_{i, j+1/2}$ 土砂濃度
 $h_{i-1/2, j+1/2}$ 水深

下流端では、流量～水位の関係を与える。

2.3 計算条件

2.3.1 氾濫地盤高の抽出

調査対象区域の地盤高データは、1/5,000 地形図を用いて四ツ目川の氾濫域を25m四方のメッシュで覆い（ x 方向 196メッシュ、 y 方向 62メッシュ、合計 12,152メッシュ）、メッシュの中央点の標高を計測、抽出した。なお、河道の連続性を確保するため、四ツ目川上流部（ x メッシュで1～87）について地盤高の見直しを行っている。

2.3.2 水理条件定数の設定

氾濫シミュレーションに用いる水理条件定数を整理すると表-2.1に示す通りである。

表-2.1 氾濫シミュレーションに用いる水理条件定数

水 理 条 件 定 数	数 値
メッシュ間隔 dx, dy	25m
計算時間間隔 Δt	2 sec
代表粒径 dm	10mm
粗度係数 n	0.06
堆積土砂濃度 C_s	0.7
砂礫の密度 σ	2.6 t/m ³
水の実度 ρ	1.0 t/m ³
土石流中の水の密度 ρn	1.6 t/m ³
限界掃流力 τ_{*c}	0.04
土石流計算と掃流砂計算の臨界勾配 ic	0.01
土砂の内部摩擦角 ϕ	35°
堆 積 深 d	0m

2.3.3 流量・土砂量の供給条件

(1) 設定方法

二次元氾濫シミュレーションを行うには、境界条件の一つとして対象区域に流入する流量、流砂量波形を設定する必要があるため、本計算における設定方法は、対象区域上流部での河床変動計算は行わずに、土石流の水理定数および河床勾配から土石流の容積土砂濃度 C_d を決め、ピーク流量時に流下したと仮定して土石流のピーク流量 QT および土石流の継続時間 t を設定する。

(2) 流量の設定

以下に計画流量の算出結果を示す。

計画日雨量 213 mm/day (100年確率)

151 mm/day (10年確率)

有効雨量強度

$$r_e = \left(\frac{r_{24}}{24}\right)^{1.21} \times \left(\frac{24f^2}{\left(\frac{C}{60}\right) \cdot A^{0.22}}\right)^{0.606}$$

計画日雨量 $r_{24} = 213\text{mm}, 151\text{mm}$

流出係数 $f = 1.0$

係数(山地流域) $C = 120$

流域面積 $A = 3.1\text{km}^2$

100年確率

$$r_e = \left(\frac{213}{24}\right)^{1.21} \times \left(\frac{24 \times 1.0^2}{\left(\frac{120}{60}\right) \cdot 3.1^{0.22}}\right)^{0.606}$$

$$= 14.04 \times \left(\frac{24}{2 \times 1.28}\right)^{0.606}$$

$$= 14.04 \times 3.88$$

$$= 54.4\text{mm/hr}$$

10年確率

$$r_e = \left(\frac{151}{24}\right)^{1.21} \times \left(\frac{24 \times 1.0^2}{\left(\frac{120}{60}\right) \cdot 3.1^{0.22}}\right)^{0.606}$$

$$= 9.26 \times 9.37^{0.606}$$

$$= 35.9\text{mm/hr}$$

計画流量

$$Q_p = 1/3.6 \times r_e \times A$$

$$= 1/3.6 \times 54.4 \times 3.1 = 46.8\text{m}^3/\text{s} \text{ (100年確率)}$$

$$= 1/3.6 \times 35.9 \times 3.1 = 30.9\text{m}^3/\text{s} \text{ (10年確率)}$$

→10年確率流量は模型実験の低水路断面決定に使用

• 土石流容積土砂濃度(土石流対策技術指針(案)より)

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)}$$

水の密度 $\rho : 1.2\text{t/m}^3$

礫の密度 $\sigma : 2.6\text{t/m}^3$

堆積土砂の内部摩擦角 $\phi : 35^\circ$

溪床勾配(度) $\theta : 15^\circ$ (合流点上流)

$$C_d = \frac{1.2 \tan 15^\circ}{(2.6 - 1.2)(\tan 35^\circ - \tan 15^\circ)}$$

$$= \frac{1.2 \times 0.27}{(2.6 - 1.2)(0.70 - 0.27)}$$

$$\div 0.53$$

• 土石流ピーク流量

堆積土砂の容積土砂濃度 $C^* : 0.7$

$$Q_{sp} = \frac{C^*}{C^* - C_d} Q_p$$

$$= \frac{0.7}{0.7 - 0.53} \times 46.8$$

$$= 4.1 \times 46.8$$

$$\approx 192 \text{ m}^3/\text{s}$$

(3) 土砂量の設定

1) 砂防基本計画（多治見工事事務所資料より）

四ツ目川砂防基本計画 — 計画生産土砂量 510,000 m³

最大洪水流砂量 350,000 m³

直轄砂防対象土砂量 — 計画生産土砂量 445,000 m³

最大洪水流砂量 310,000 m³

2) 流域内の移動可能土砂量の推定（土石流対策技術指針（案）より）

① 無施設時の流出土砂量

崩壊可能土砂量は的確に推定できないため0次谷の延長を含めて移動可能土砂量として推定した。

(i) 1/5,000 地形図読み取りによる移動可能溪流全長 15.km（0次谷 5.7kmを含む）である。

幅 $B = 10 \text{ m}$, 洗掘深 $D_e = 2 \text{ m}$

$$10 \times 2 = 20 \text{ m}^3 \dots\dots\dots (1)$$

$$20 \text{ m}^2 \times 15,700 \text{ m} = 314,000 \text{ m}^3$$

② 施設打止量を考慮した時の流出土砂量

施設による打止全長 3.6 km

調節量 = 貯砂量 $\times 10\%$

$$(i) \textcircled{1} \times (15,700 \text{ m} - 3,600 \text{ m}) - \text{調節量}$$

$$20 \text{ m}^2 \times (15,700 \text{ m} - 3,600 \text{ m}) - (305,700 \text{ m}^3 \times 10\%) = 211,430 \text{ m}^3 \approx 210,000 \text{ m}^3$$

3) 計画規模の土石流による流下土砂量（土石流対策指針（案）より）

$$V_{cc} = \frac{10^3 \cdot R_{24} \cdot A}{1 - \lambda} \cdot \frac{C_d}{1 - C_d} \cdot fr$$

計画日雨量 $R_{24} = 213 \text{ mm}$, 土砂濃度 $C_d = 0.54$

空隙率 $\lambda = 0.4$, 流出補正率 $fr = 0.16$

$$= \frac{10^3 \times 213 \times 3.1}{1 - 0.4} \cdot \frac{0.54}{1 - 0.54} \cdot 0.16$$

$$= 206,703 \text{ m}^3$$

$$\approx 206,000 \text{ m}^3$$

4) 計算に用いた土砂量

無施設時の流出土砂量は、昭和7年災害流出土砂量 310,000 m³（空隙含む）を対象とし、杉流第4砂防ダムから 132,500 m³, 下平次第8砂防ダムから 177,500 m³を与えた。また現況施設及び施設計画案については 210,000 m³を対象し、杉流第4砂防ダムから 90,000 m³, 下平次第8砂防ダムから 120,000 m³を与えた。

(4) 流量・土砂量の供給条件一覧

2.3.3 (1)~(3)によりまとめた流量・土砂量の供給条件の一覧を表-2.2に示す。

表-2.2 流量・土砂量の供給条件

土石流の水利定数および河床勾配						流量・土砂量			清 水		継続時間	摘 用
C^*	ϕ (°)	ρn t/m ²	θ (°)	Qb m ³ /s	V (m ³)	Cd	QT m ³ /s	t (秒)	QT m ³ /s	t (秒)	t (秒)	
0.7	35	1.2	15	46.8	210,000	0.53	192	1,445	48.6	2,155	3,600	case 2~8
"	"	"	"	"	310,000	"	"	2,132	"	1,468	"	case 1

なお、土石流の継続時間は、図-2.5に示す既往の土石流ハイドログラフにより、1分から30分であり、後続流を含めて1時間弱である。これにより、計算に用いた土石流及び後続流の供給時間はほぼ妥当と言える。

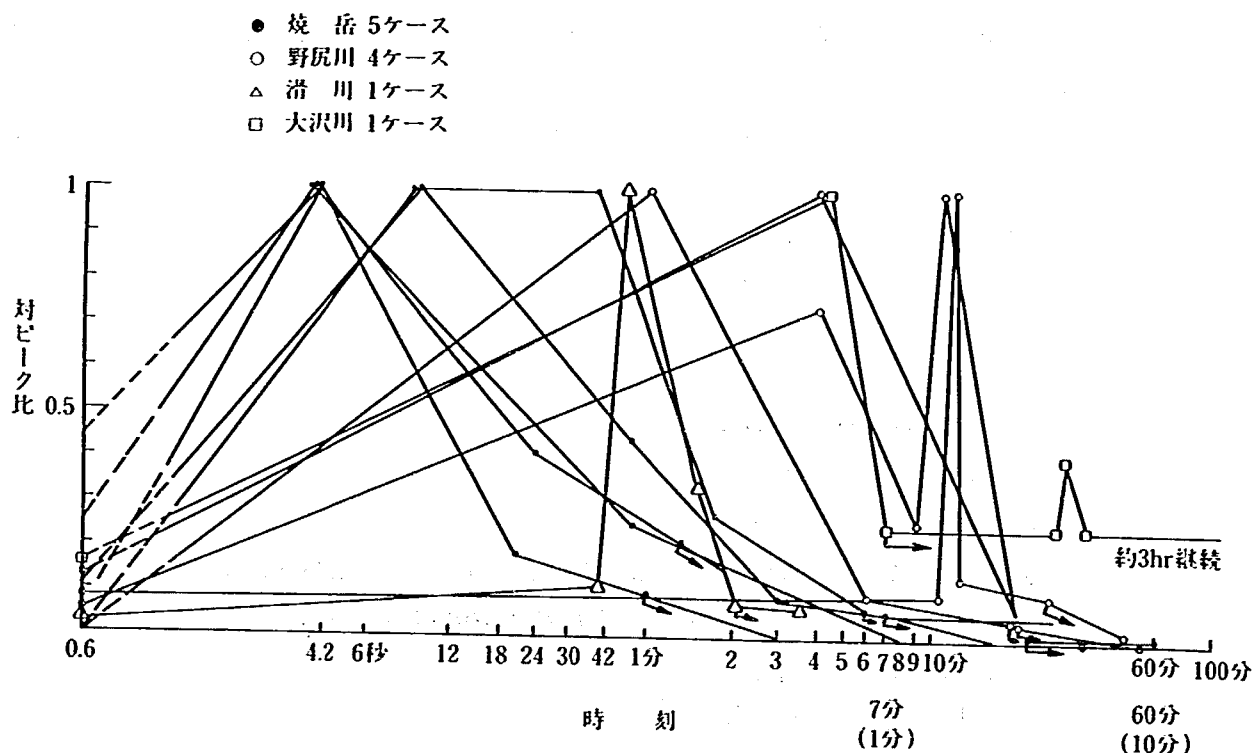


図-2.5 土石流ハイドログラフ

(5) 境界条件の設定

(a) 上流端の境界条件

本調査区域は、杉流渓流と下平次谷渓流の2箇所から流量および土砂量が流入する。したがって、2.3.3(2)で設定した土石流のピーク流量を各流域面積比により割り振ることとした。本調査区域上流の流域面積は次の通りであり、これより上流端の境界条件は表-2.3のように設定した。なお、水深は本調査区域直上流の河床勾配等から等流計算により設定した。

全流域：3.1km² 杉流流域：1.33km² 下平次谷流域：1.77km²

表-2.3 上流端の境界条件

流 域	全 流 域	杉 流 川 流 域	下 平 次 沢 流 域
流 域 面 積	3.1 km ²	1.33 km ²	1.77 km ²
設定メッシュNo	—	(1, 2)	(1, 30)
土石流のピーク流量	192 m ³ /s	83 m ³ /s 3.32 m ³ /s	109 m ³ /s 4.36 m ³ /s

注) 下段は単位幅流量(メッシュ幅 25 m)

(b) 下流端の境界条件

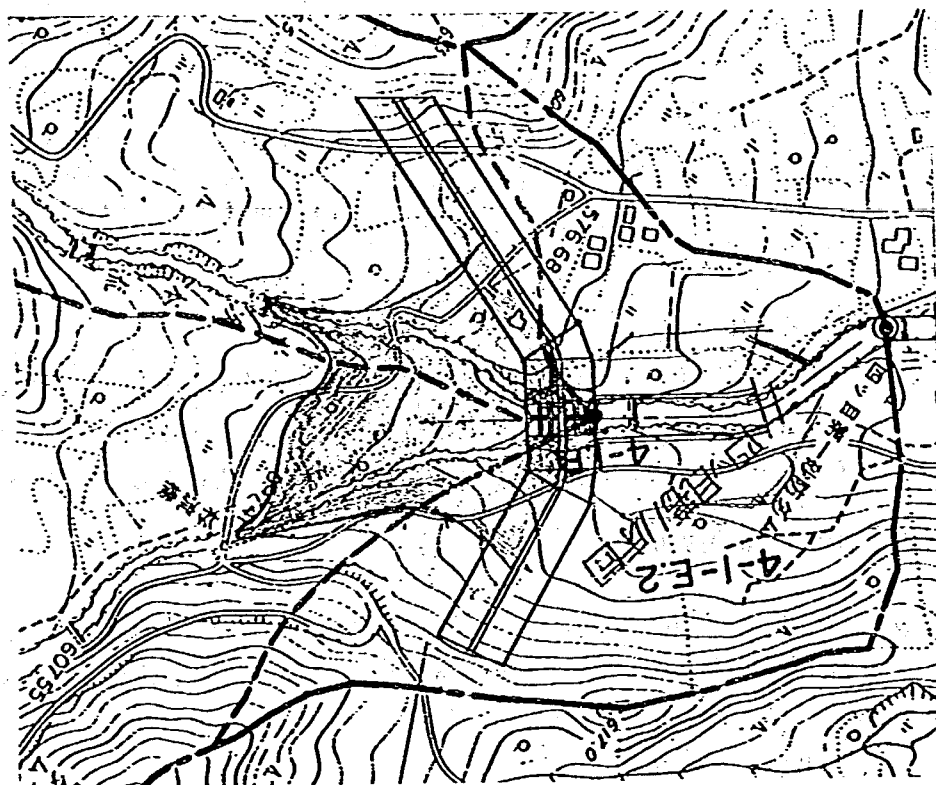
本調査区域の下流端における流出は、四ツ目川が流入する中津川から行われる。したがって、本調査区域下流端付近の中津川河床勾配等から等流計算によりピーク流量時の水深 h_p を求め、 $H \sim Q$ 曲線は $(0, 0)$ と (Q_p, h_p) を直線で結ぶことによって設定した。

2.3.4 土石流対策施設のモデル化

四ツ目川の2支川(杉流川, 下平次沢)の合流点に計画されている土石流対策施設としては、導流堤, 沈砂池, 床固工がある。シミュレーションを行う各計画施設は次の6ケースとした。

- ① 導流堤(I) $H = 10$ m
- ② 導流堤(II) $H = 15$ m
- ③ 沈砂池(I) $A = 37,500$ m²
- ④ 沈砂池(II) $A = 60,000$ m²
- ⑤ 床固工(I) $H = 1$ m
- ⑥ 床固工(II) $H = 2$ m

これらの各土石流対策施設は、施設が位置する各メッシュの標高を施設の標高に等しくなるように修正することによってモデル化した。シミュレーションを行った各施設の平面図及びモデル化を行ったメッシュの位置、標高は図-2.6~2.9に示す通りである。



導流堤 (I) $H = 10\text{m}$ および (II) $H = 15\text{m}$

35	617	613	610	609	607
34	622	616	613	612	610
33	623	618	615	613	611
32	627	620	617	615	612
31	630	622	618	616	613
30	631	625	620	618	616
29	629	626	623	620	618
28	605	612	615	615	604
27	597	597	593	593	597
26	594	594	595	595	595
25	589	592	592	582	590
24	588	590	590	581	578
23	587	587	587	579	577
22	579	582	586	585	574
21	578	574	582	582	572
20	582	572	571	580	570
19	579	577	575	573	572
18	576	570	570	570	564
17	584	577	582	582	569
16	583	583	583	572	569
15	585	587	587	573	570
14	589	589	582	579	576
13	587	587	593	590	590
12	614	608	606	610	608
11	603	600	601	610	613
10	600	597	595	596	592

X

35	615	617	613	610	609	607
34	625	622	616	613	612	610
33	631	623	616	615	613	611
32	636	627	620	617	615	612
31	642	630	622	616	616	613
30	640	631	625	620	618	616
29	631	629	626	623	620	610
28	605	612	615	615	604	
27	597	602	593	593	597	
26	592	600	595	595	595	
25	592	589	592	587	582	580
24	592	588	585	581	578	
23	591	587	582	579	577	
22	584	579	582	583	574	
21	587	578	574	582	572	
20	585	582	572	571	565	563
19	583	579	577	575	560	560
18	580	576	570	569	564	
17	588	584	577	586	569	
16	588	583	586	582	572	569
15	591	585	582	582	573	570
14	600	592	582	579	576	
13	611	602	593	590	590	
12	612	614	608	606	610	608
11	609	603	600	601	610	613
10	607	600	597	595	596	592

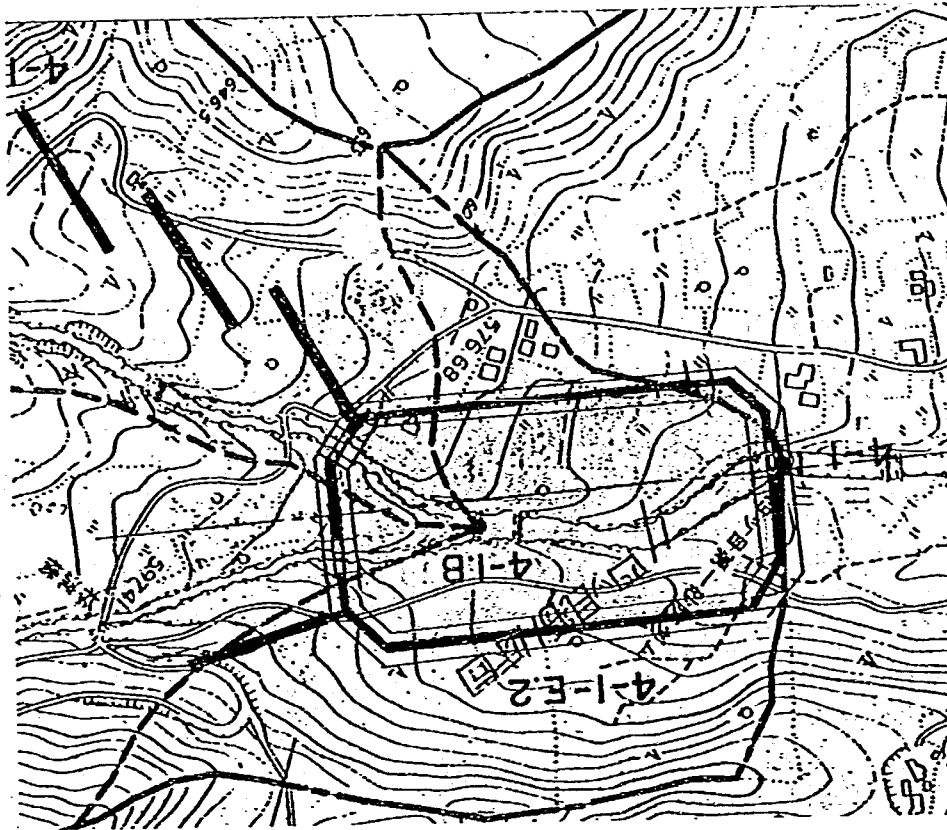
24 25 26 27 28 29

X

導流堤 (I) $H = 10\text{m}$ のモデル化

導流堤 (II) $H = 15\text{m}$ のモデル化

図-2.6 導流堤 (I) $H = 10\text{m}$ および (II) $H = 15\text{m}$ とそのモデル化 (単位: EL. m)



沈砂池 (I) $A = 37,500 \text{ m}^2$

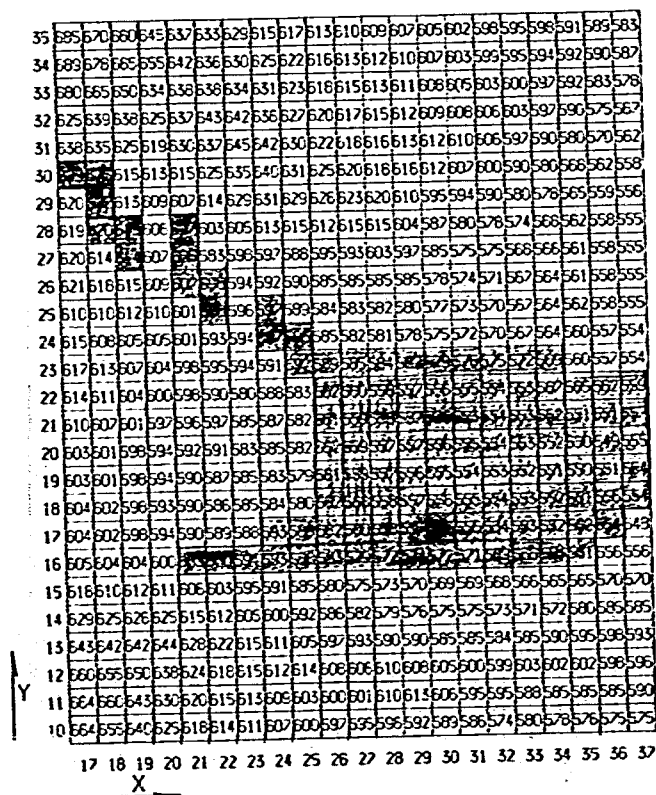
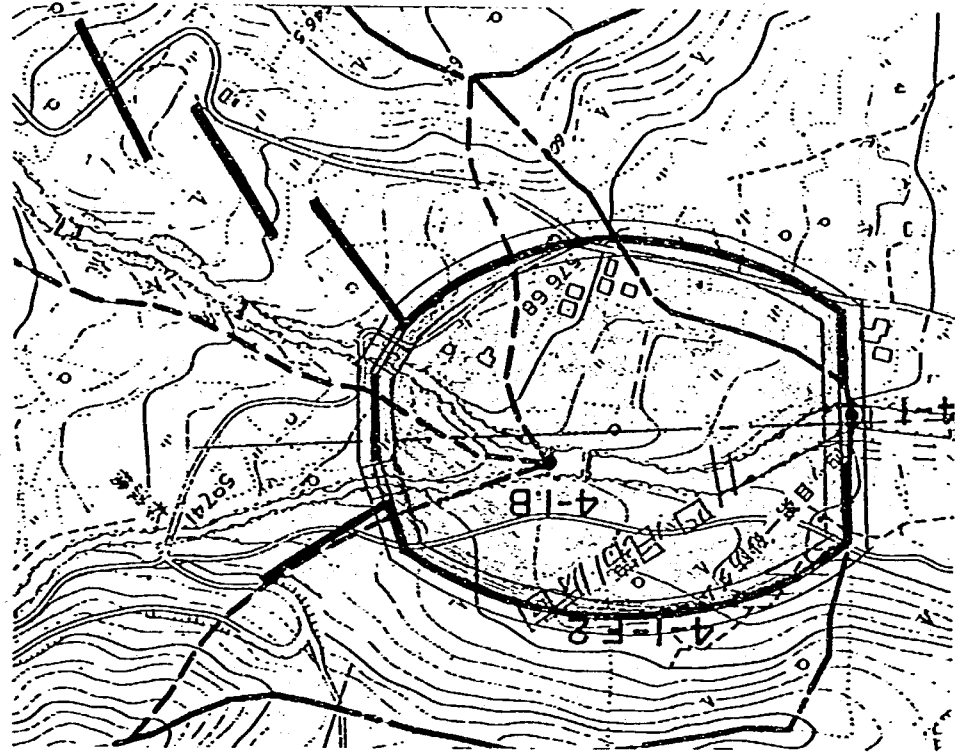


図-2.7 沈砂池 (I) $A = 37,500 \text{ m}^2$ とそのモデル化



沈砂池(Ⅱ) $A = 60,000 \text{ m}^2$

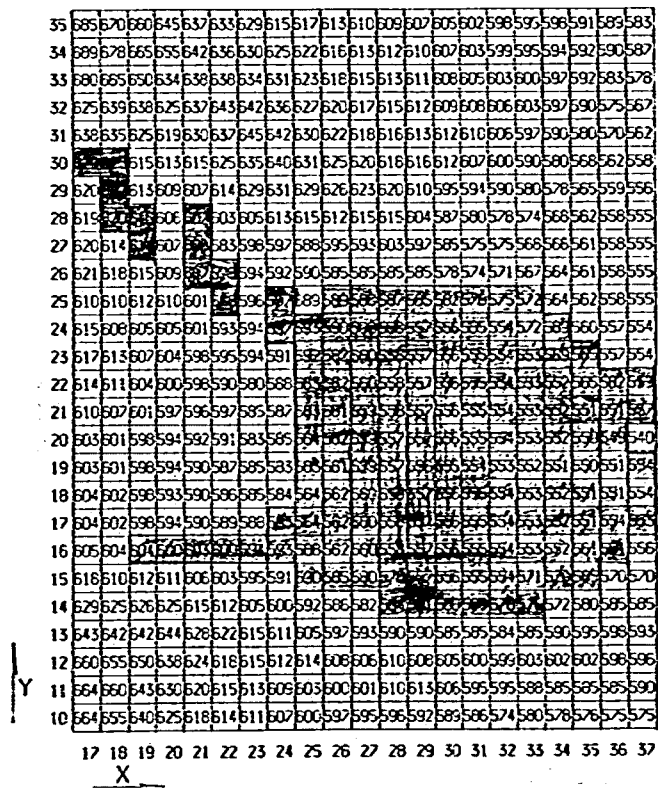
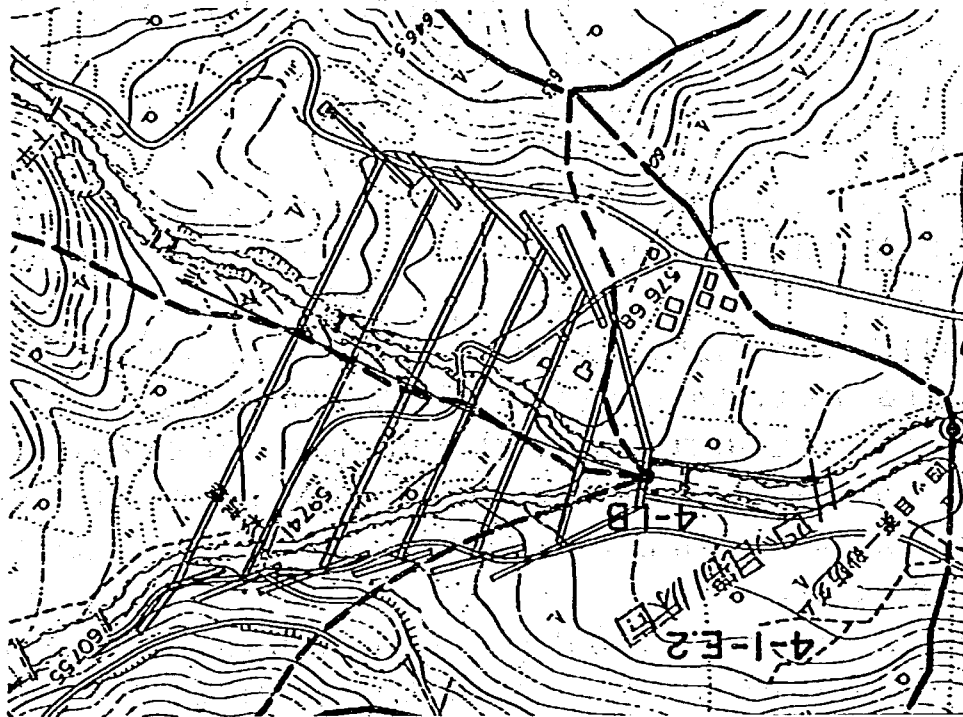


図-2.8 沈砂池(Ⅱ) $A = 60,000 \text{ m}^2$ とそのモデル化



床固工 (I) $H = 1\text{ m}$ (II) $H = 2\text{ m}$

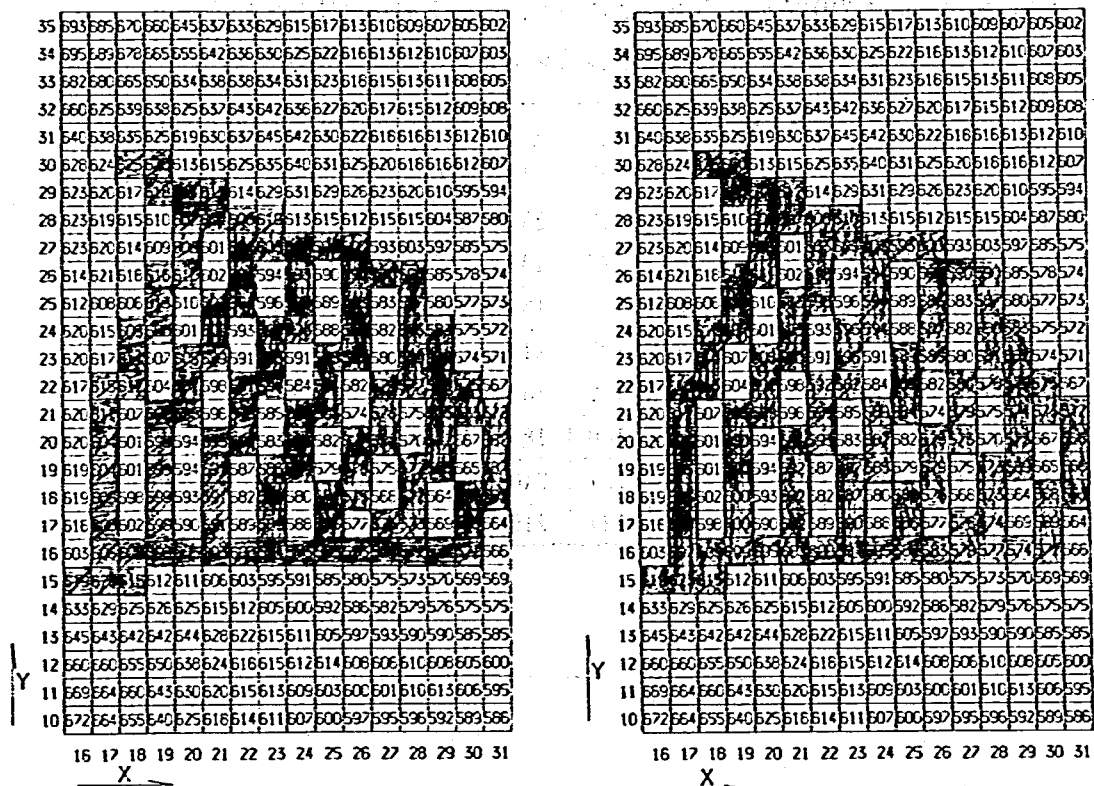


図-2.9 床固工 (I) $H = 1\text{ m}$ および床固工 (II) $H = 2\text{ m}$ とそのモデル化

2.4 計算ケース及び計算結果

昭和7年災害の土石流の再現(case1)を試みたところ、図-2.10に示すように下流への土砂の堆積は実際の場合よりも若干少ないものの流水の氾濫区域は概ね実際と一致した。このことより計算に用いた定数はほぼ妥当であると言える。流下方向の累加堆積土砂量を表-2.4に示す。現況施設の場合の土石流シミュレーション計算結果を図-2.11に示す。

種々の土石流対策施設を設置した場合の土石流シミュレーション結果を図-2.12～2.17および表-2.4に示す。これらの結果より、土石流対策施設の土石流に対する効果を検討すると以下に示す通りである。

導流堤(I) $H=10\text{m}$ では約2万 m^3 の土石を捕捉しており、流出土砂量21万 m^3 のうち約5万 m^3 が下流に流出する。ただし、本ケースのモデルでは河床部導流堤に通水部(メッシュ標高が直上流メッシュ標高に等しい)を設けているために、多量の土砂が下流へ流出しているものである。

導流堤(II) $H=15\text{m}$ では土石流を全量捕捉しており、その直上流に土砂が堆積している。

沈砂池(I) $A=37,500\text{m}^2$ では土石流を全量捕捉しているが、左岸側の流向制御工を超えて若干の土砂が流出している。

沈砂池(II) $A=60,000\text{m}^2$ では約5万 m^3 の土石を捕捉しており、流出土砂量21万 m^3 のうち約2万 m^3 が下流に流出する。ただし、この下流への流出は沈砂池下流出口に相当するメッシュがその直上流メッシュより9m低くなっていることによるものと考えられる。また、左岸側の流向制御工を超えて若干の土砂が流出している。

床固工は(I) $H=1\text{m}$ および(II) $H=2\text{m}$ では、いずれのケースも土石流を全量捕捉しており、その土砂堆積は床固工の中流部から下流部に多く、ほぼ下流端に達している。

表-2.4 土石流対策施設シミュレーション計算結果

case	土石流対策施設	供給土砂量 $\times 1,000\text{m}^3$	流下方向の累加堆積土砂量 ($\times 1,000\text{m}^3$)									
			メッシュ 10	20	30	40	50	80	110	140	170	190
1	無施設(S.7年災土砂)	310	184	228	238	250	276	284	294	305	308	309
2	無施設(現況土砂)	210	72	127	139	140	142	148	177	197	207	210
3	導流堤 $H=10\text{m}$	"	72	127	160	162	164	170	184	202	208	210
4	" $H=15\text{m}$	"	72	127	210	—	—	—	—	—	—	—
5	沈砂池 $A=37,500\text{m}^2$	"	76	150	185	210	—	—	—	—	—	—
6	" $A=60,000\text{m}^2$	"	76	150	185	191	191	193	199	206	209	210
7	床固工 $H=1\text{m}$	"	72	127	210	—	—	—	—	—	—	—
8	" $H=2\text{m}$	"	72	127	210	—	—	—	—	—	—	—

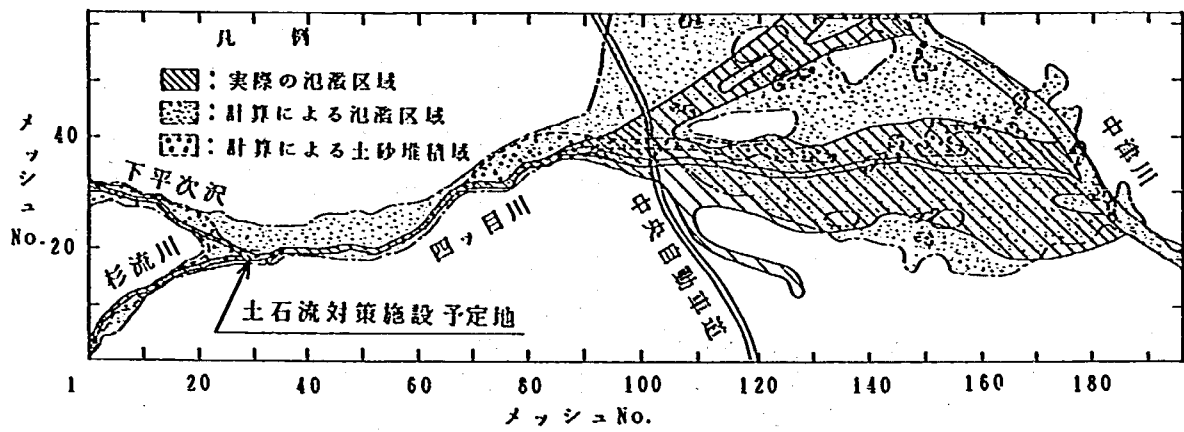
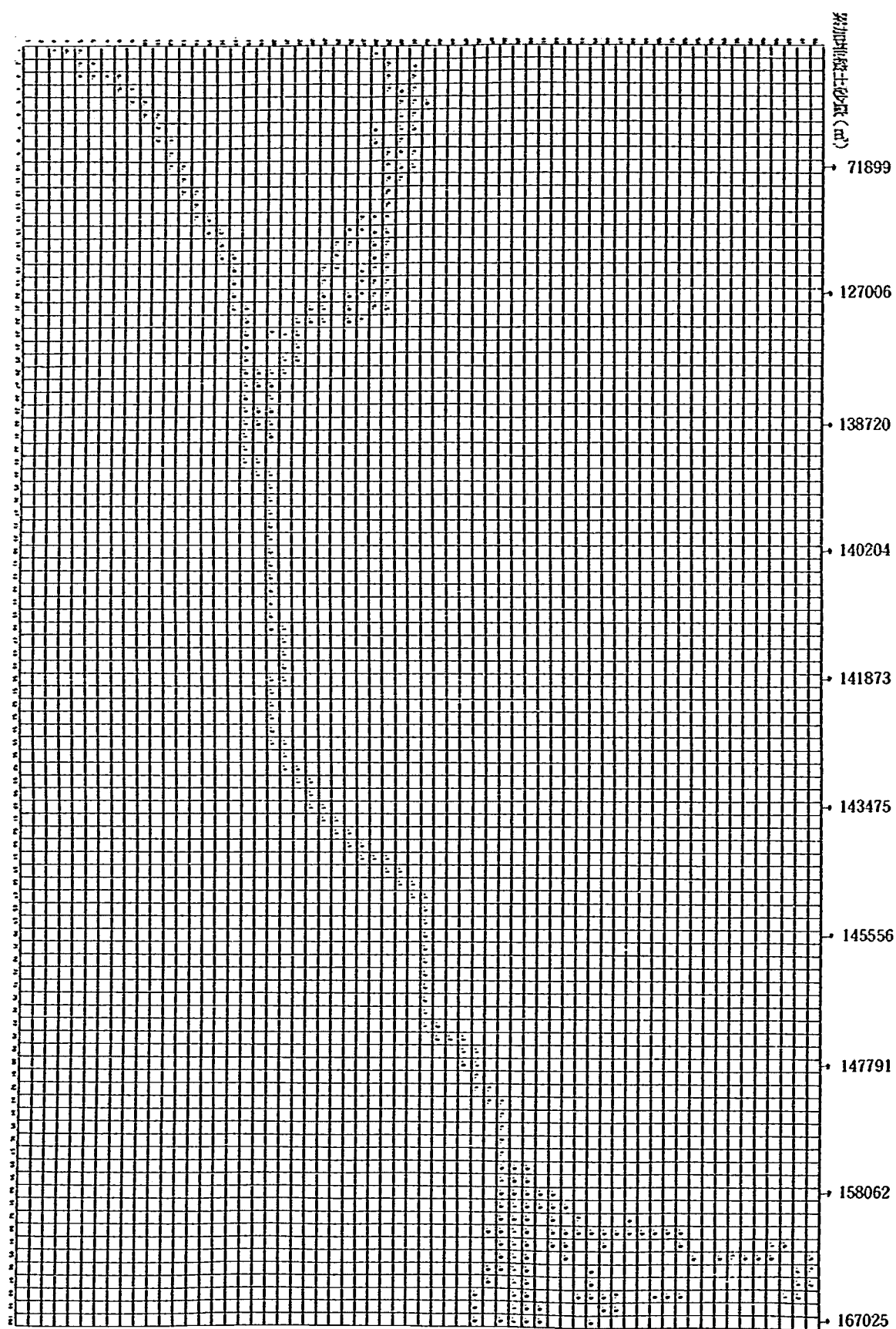
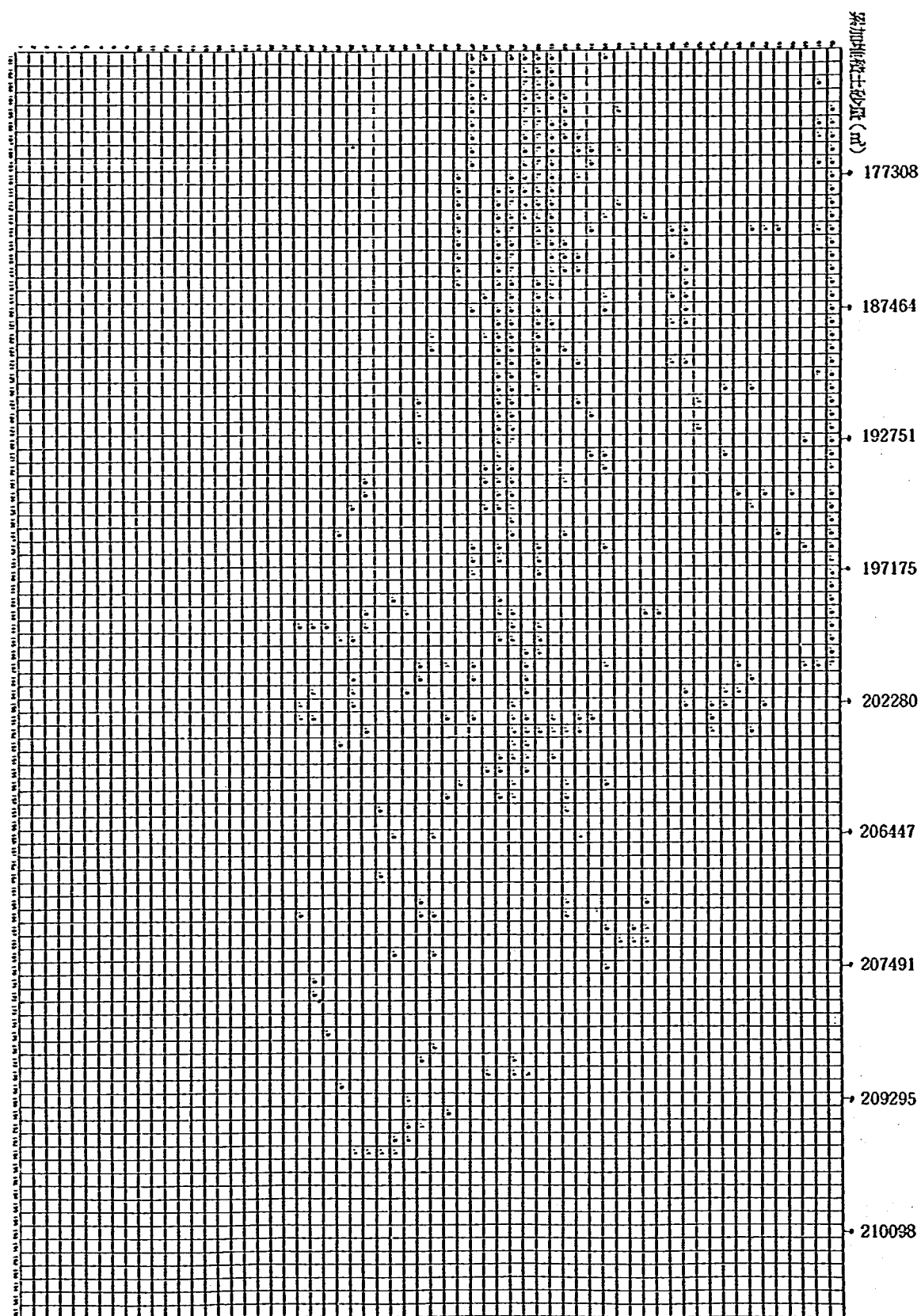


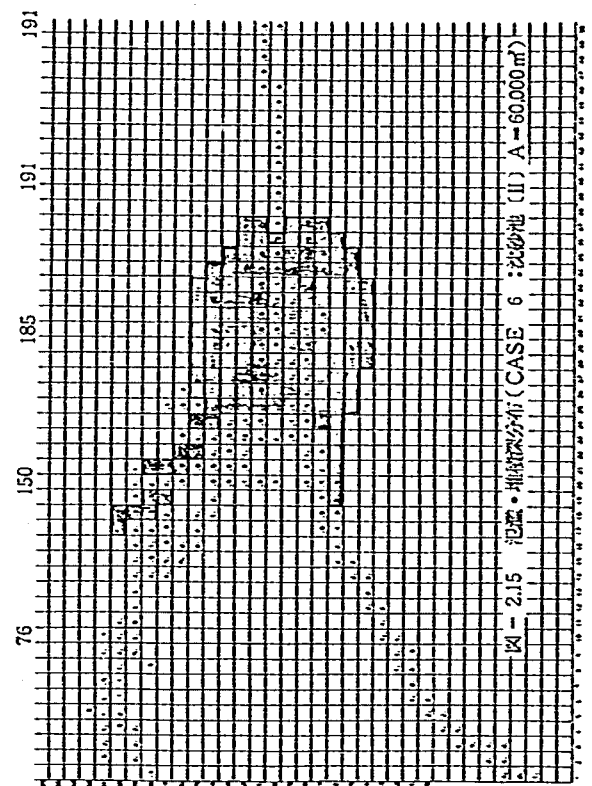
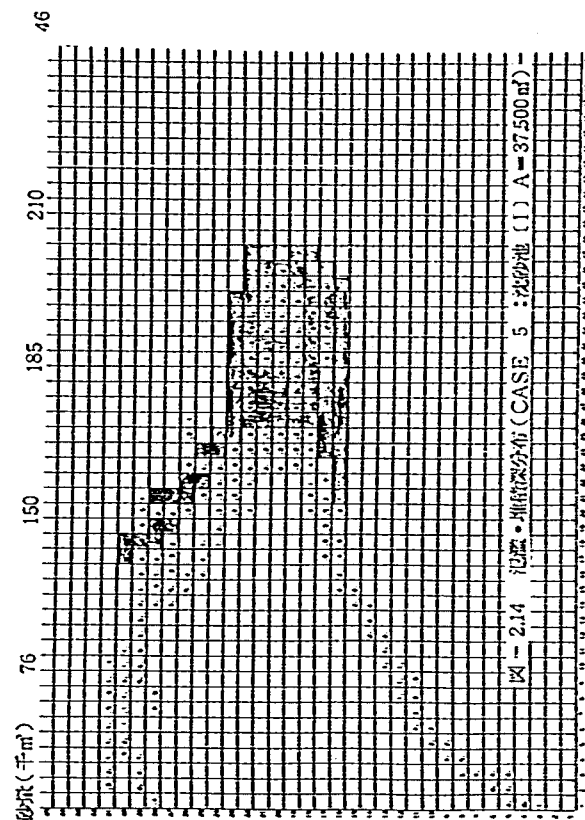
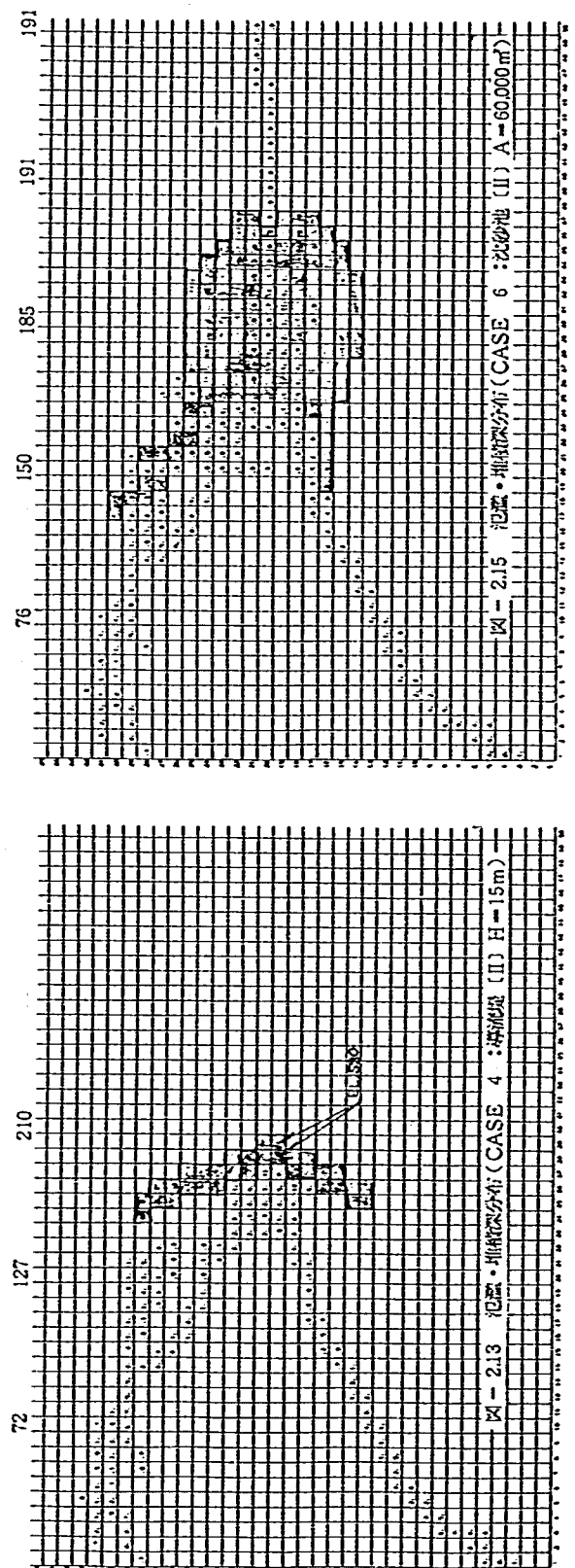
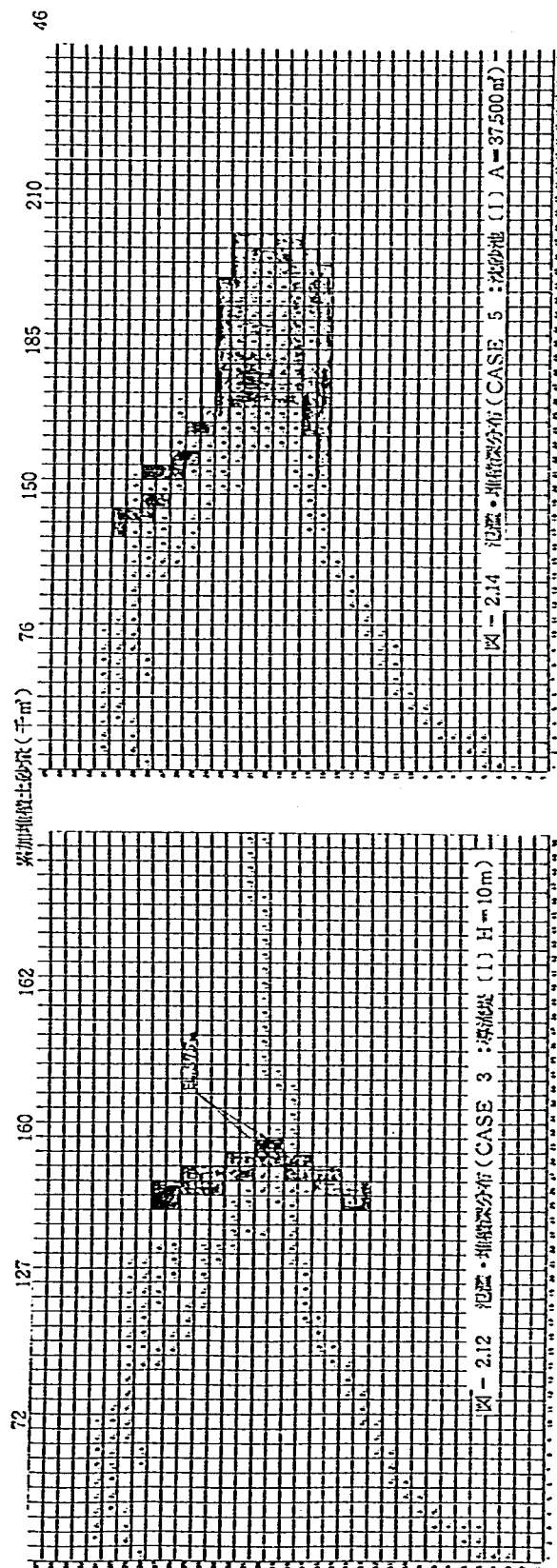
図-2.10 実際の氾濫域と計算による土砂の堆積および氾濫範囲 (CASE-1)



図－2.11(1) 氾濫・堆積深分布 (CASE 2 : 対策施設なし)



図一 2.11(2) 氾濫・堆積深分布(CASE 2 : 対策施設なし)



累加堆積土砂量 (千 m^3)

72

127

210

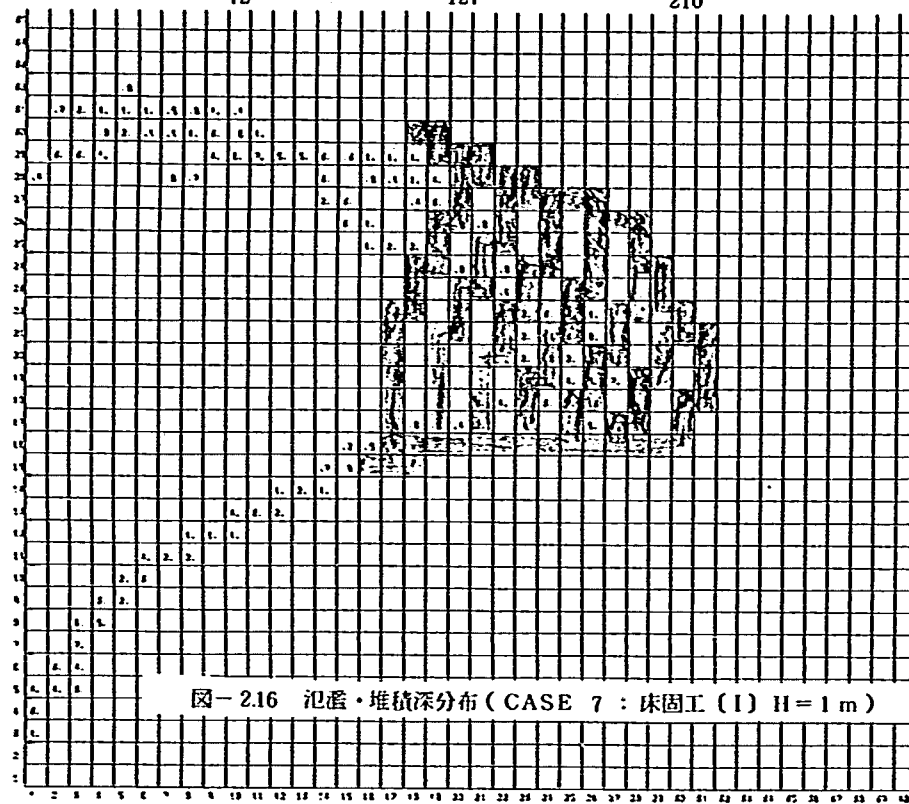


図-2.16 氾濫・堆積深分布 (CASE 7 : 床固工 (I) $H=1\text{ m}$)

72

127

210

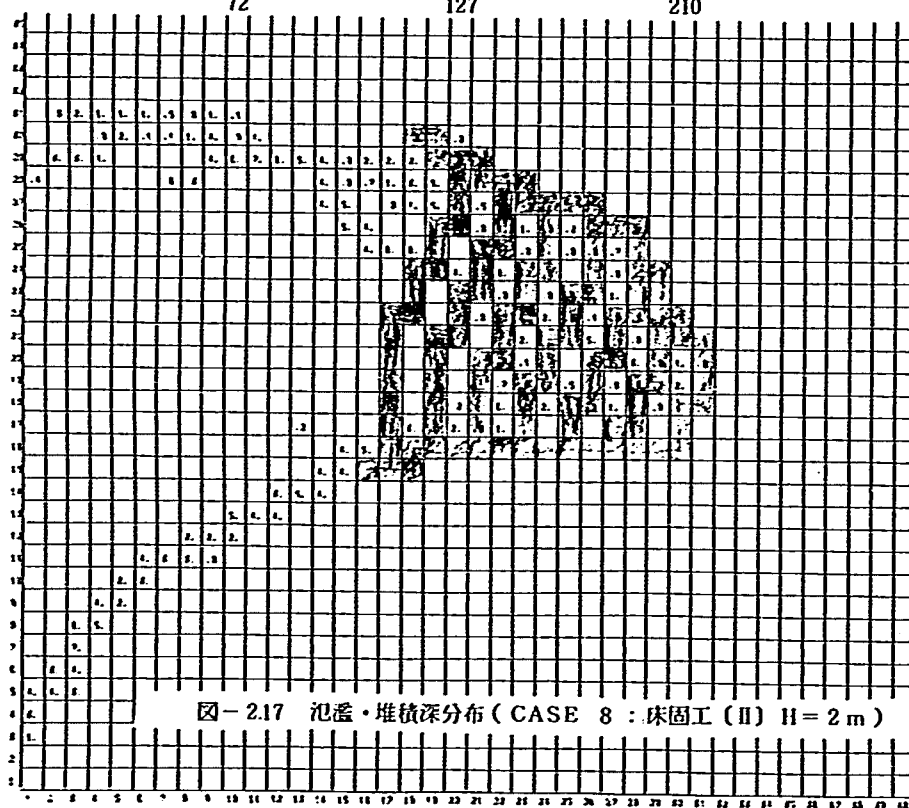


図-2.17 氾濫・堆積深分布 (CASE 8 : 床固工 (II) $H=2\text{ m}$)

2.5 ま と め

シミュレーション計算結果より、高さ10mの導流堤と面積60,000m²の沈砂池以外は流入した土砂のほぼ全量を捕捉し、下流では土砂の氾濫は起こらなかった。高さ10mの導流堤と面積60,000m²の沈砂池において下流へ土砂が流出したのは水通し高が直上流地盤高と同程度であったためである。水通高を一部上げれば、計画した土石流対策施設によって、対象とする土石流をほぼ捕捉できると言える。

シミュレーション計算ではメッシュ間隔が25mとしたため、現地の複雑な地形条件や土石流対策施設の形を的確には表現できなかった。このため第3章で、水理模型実験により土石流対策施設周辺での土砂の堆積・侵食現象をより詳しく検討し、合わせて景観面の検討を行った。

3. 水理模型実験

3.1 実験概要

3.1.1 実験目的

本実験は四ツ目川の扇頂部模型（縮尺 1/50）内に設置した高導流堤，沈砂池，床固工群の模型により水理模型実験を行い，扇頂部における土石流の氾濫範囲，流出土砂量の変化や，施設に対する土石流の挙動等を観察，測定して，各施設の規模，構造，景観等を検討，評価するための基礎資料を得ることを目的とする。

3.1.2 模型の諸元

(1) 模型の取り入れ範囲

実験用模型として，図-3.1に示す杉流第4砂防ダム（右支溪）及び下平次第8砂防ダム（左支溪）から四ツ目第1砂防ダムまでの長さ 800 m，横幅 530 m の区間について取り入れた（写真-3.1）。

(2) 模型縮尺

模型の縮尺は鉛直，水平方向ともに50分の1とし，実験上の諸量は表-3.1に示すようにフルードの相似則により決定した。

表-3.1 フルードの相似則による各物理量の縮率

諸 量		次 元 (L - F - T)	縮 尺	
			比	縮 尺
幾何学的な量	水 平 成 分 (X)	L	Xr	1 : 50
	鉛 直 成 分 (h)	L	Hr	1 : 50
	勾 配 (h/X)	—	Hr · Xr ⁻¹	1 : 1
	面 積 (A)	L ²	Hr · Xr	1 : 2,500
	堆 積 (Vo)	L ³	Hr · Xr ²	1 : 125,000
水 理 学 的 な 諸 量	フ ル ー ド 数 (Fr)	—	1	1 : 1
	流 速 (V)	L · T ⁻¹	Hr ^{1/2}	1 : 7.07
	流 量 (Q)	L ³ · T ⁻¹	Xr · Hr ^{3/2}	1 : 17,677.7
	時 間 (T)	T	Xr · Hr ^{-1/2}	1 : 7.07
	圧 力 の 強 さ (P)	F · L ⁻²	Hr	1 : 50
	粗 度 係 数 (n)	L ^{-1/3} · T	Hr ^{2/3} · Xr ^{-1/2}	1 : 1.92
	流 量 係 数 (C)	—	1	1 : 1
	掃 流 力 (r)	F · L ⁻²	Hr	1 : 50
	エ ネ ル ギ ー (E)	F · L	Hr ⁴	1 : 6,250,000
	運 動 量 (m·v)	F · L	Hr ^{7/2}	1 : 883,882

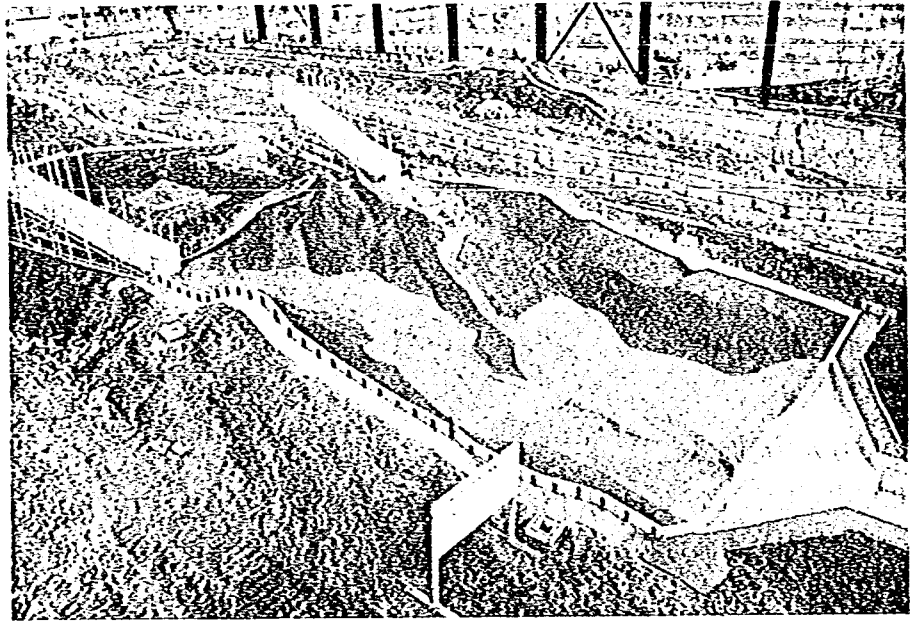


写真- 3.1 模型の全景（現況施設）

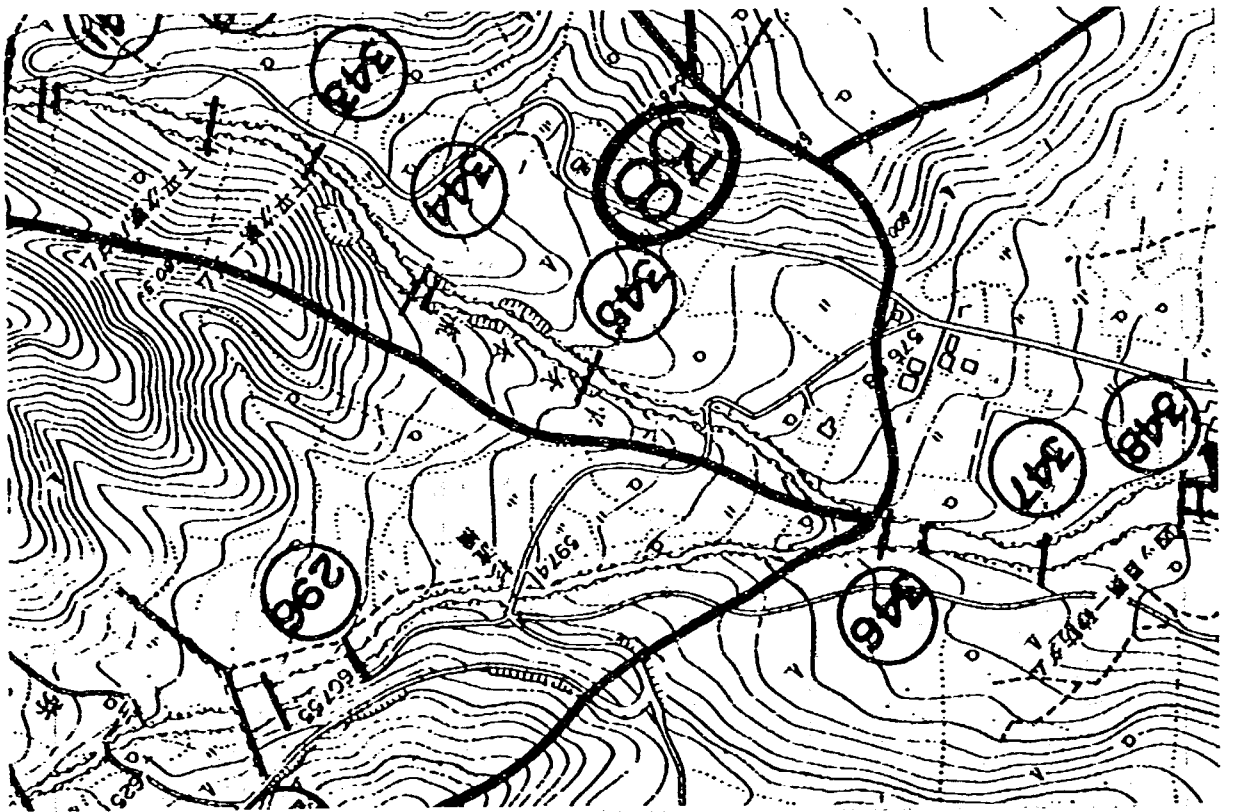
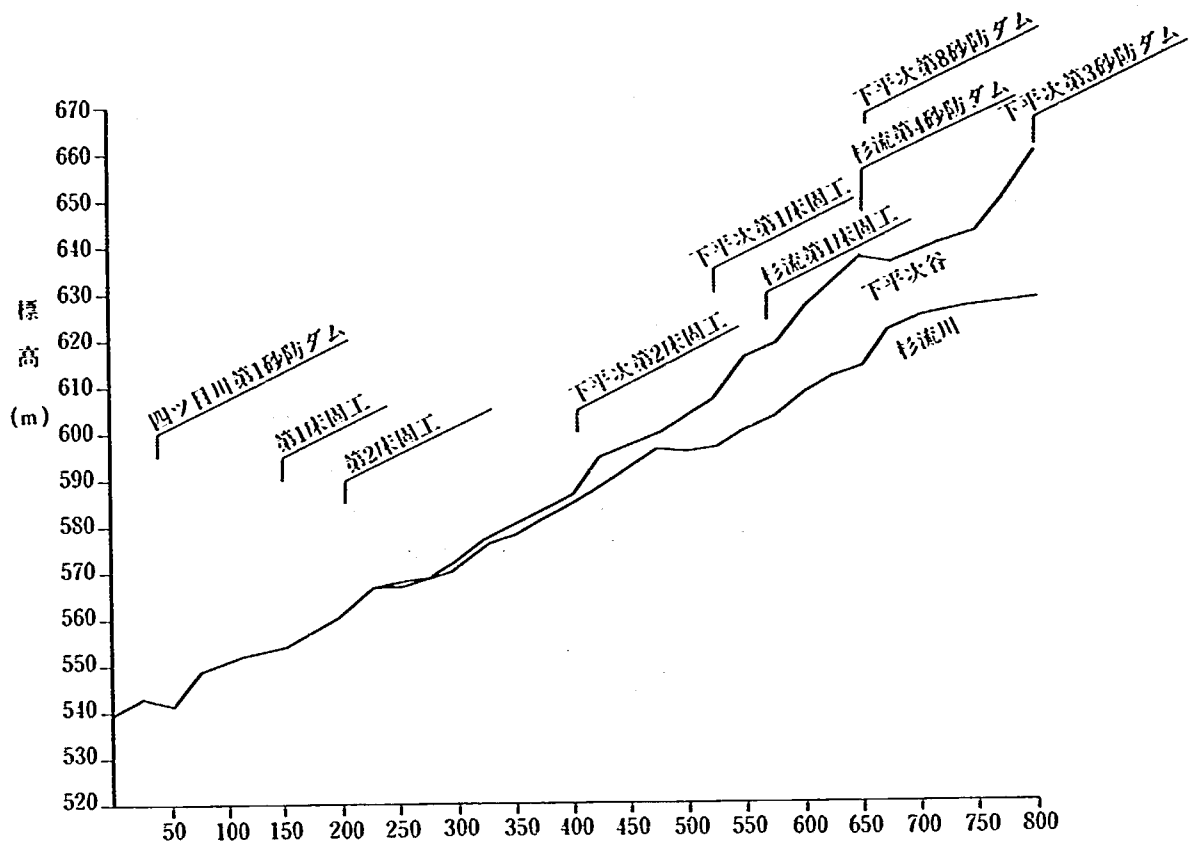


図- 3.1 模型範囲



図－ 3.2 検討区間河床縦断面図

3.1.3 実験条件

(1) 実験流量及び土砂量

流量及び土砂量は、2.3.3 (1)～(3)で求めた値を用いた。土石流の継続時間は図－ 2.5 に示した土石流の継続時間を参考に決めた。

実験に用いた諸量を表－ 3.2 に示す。

表－ 3.2 流域の諸量

諸 量	縮 尺	実 物			模 型		
		杉 流	下平次	合 流 点	杉 流	下平次	合 流 点
実 験 範 囲	1 : 50	L = 800m, W = 500m			L = 16m, W = 10.8m		
高 低 差	1 : 50	杉 流 629-538 = 91 下平次 675-538 = 137m			杉 流 1.82m 下平次 2.74m		
勾 配	1 : 1	1/3.5	1/5	1/10	1/3.5	1/5	1/10
面 積	1 : 2,500	1.33	1.77	3.1km ²	532	708	1,240m ²
計画流入土砂量	1 : 125,000	90,000	120,000	210,000m ³	0.72	0.96	1.68m ³
計画ピーク流量 Q _p	1 : 17,667.7	20.1	26.7	46.8m ³ /s	1.14	1.52	2.6ℓ/s
土石流ピーク流量 Q _t	1 : 17,667.7	83	109	192m ³ /s	4.7	6.2	10.9ℓ/s
土砂流継続時間 t	1 : 7.07	—	—	土石流 7.07分 後続流 63.63	—	—	土石流 60秒 計 後続流 9分 10分

(2) 河床材料

実験に用いる河床材料は、土石流堆積物の粒度分布調査結果を基に現地粒度分布加積曲線に相似させた粒度分布を持つ実験砂を使用した。その諸元は $d_{50} = 30 \mu\text{m}$, $d_{90} = 90 \mu\text{m}$ (実物) である。

その結果を図-3.3に示す。

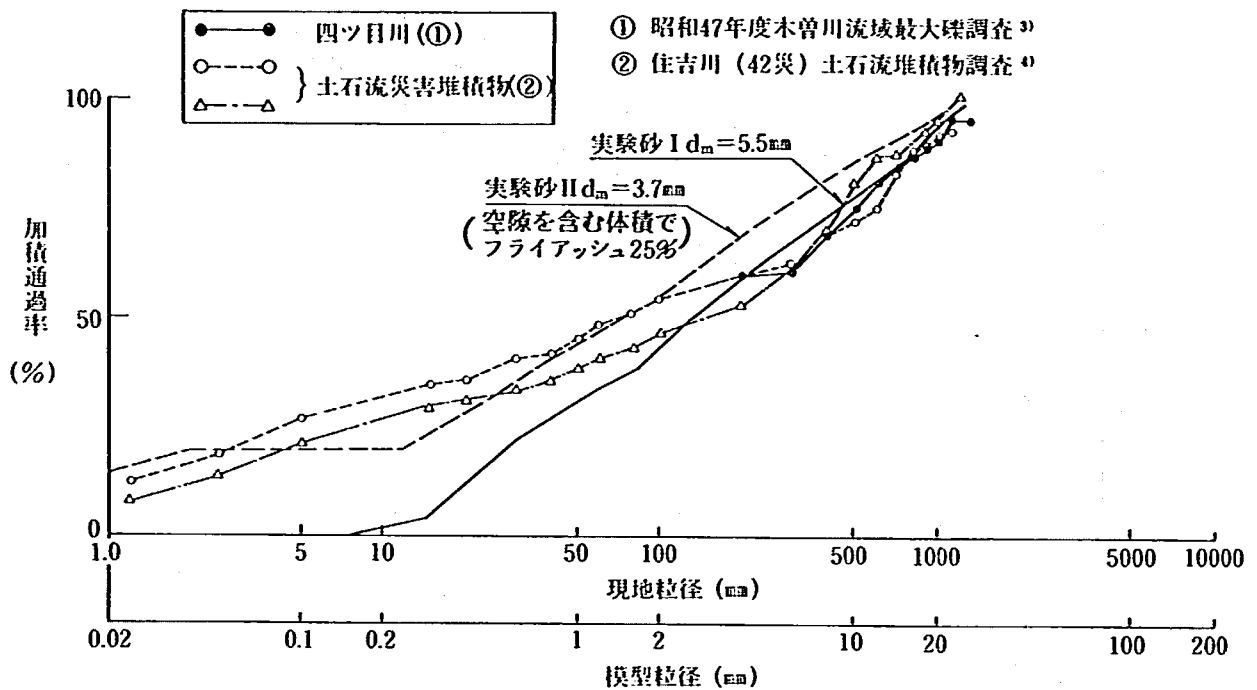
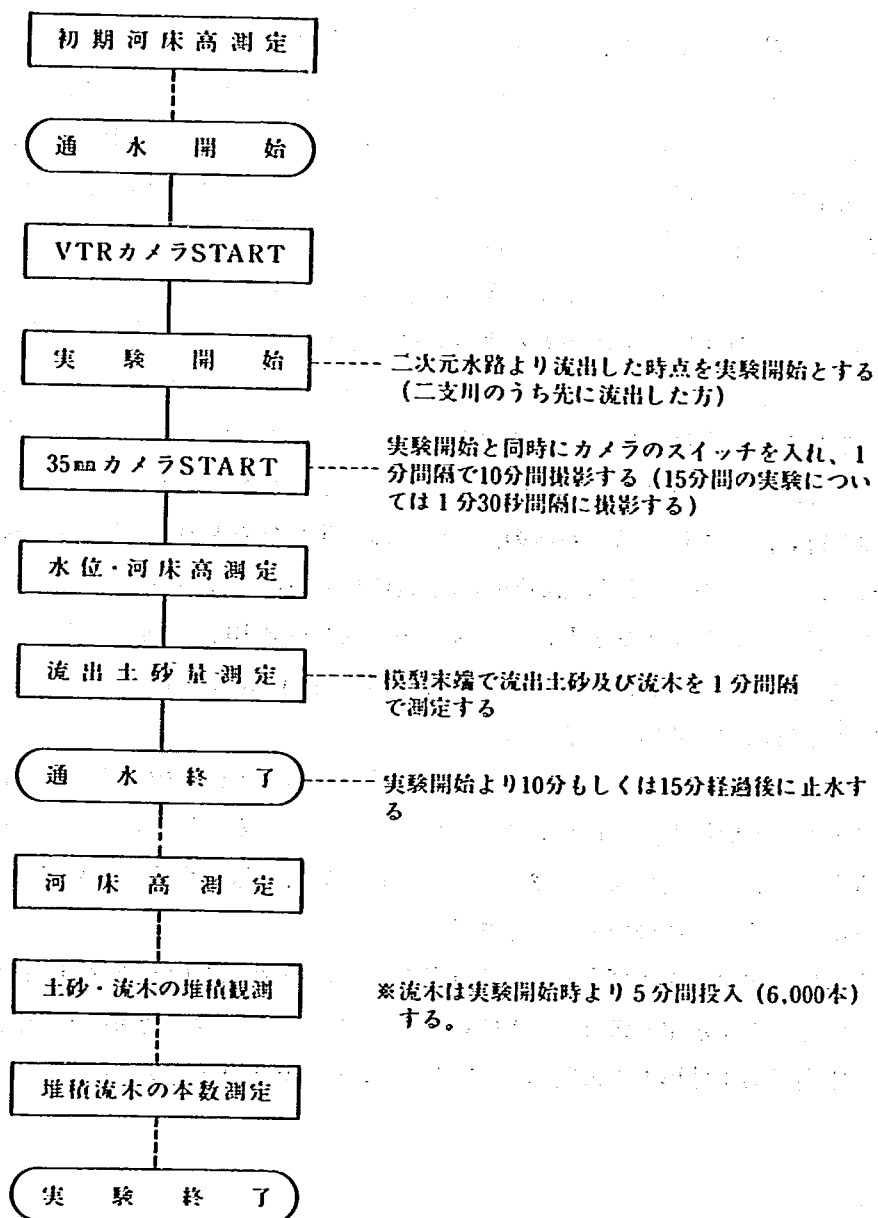


図-3.3 実験砂粒度分布図

3.1.4 実験の方法及び検討内容

(1) 実験の方法

実験は、各支川上流端に設けた二次元水路内に所定の土砂量を敷き均し、水路上流端より所定の流量を与えた。実験は次に示す作業フローチャートに従って実施した。実験条件の一覧を表-3.3に示す。



(2) 実験による検討内容

実験は、無施設実験、現況実験、高導流堤案、沈砂池案、床固工案について表-3.3に示す22ケースを実施した。各実験ごとの検討内容と模型形状は以下の通りである。

1) 昭和7年の土石流の再現実験(実験A)

昭和7年8月に発生した土石流と同量の流出土砂(実物で約310,000 m^3)を与えて土石流を発生・流下させて扇頂部での土石流の氾濫、堆積及び下流部への流下状況を観察する。流量及び土砂の粒径を変化させて土砂の氾濫、堆積状況の変化を検討する。また、流木を加えた場合の実験を行い、流木による土石流氾濫形態の変化及び流木の堆積形態についても観察する。

模型は、現在の砂防施設がすべて無い状態(無施設)とした。

平面図及び縦断図を図-3.4, 3.6に示す。……………(CASE-1~5)

2) 現況施設での土石流の氾濫、堆積実験(実験B)

現在ある砂防施設の効果により扇頂部模型部に流出する土砂量は約 210,000 m³ になると予想されていることから、この土砂量での土石流の氾濫、堆積及び下流部への流下状況を観察し実験Aにおける土石流の氾濫、堆積状況と比較する。また、流木を加えた場合の実験を行い、流木による土石流氾濫形態の変化及び流木の堆積形態についても観察する。

模型は、現在の砂防施設が設置された状態とした。

平面図及び縦断図を図-3.5, 3.7に示す。……………(CASE-6~8)

3) 高導流堤及び沈砂池工に関する実験(実験C)

扇頂部模型上に高導流堤(砂防ダム)の模型を設置する。また、沈砂池工の模型を設置する。これらの模型について土石流の発生、流下実験を行い土石流を安全に抑制するために最適な高導流堤(図-3.12)、沈砂池工の配置と構造を検討する。また、流木を加えた場合の実験も行い、流木による土石流の氾濫形態の変化及び流木の堆積形態についても観察する。さらに、高導流堤及び沈砂池が周囲の景観に与える影響についても観察する。

模型は、次の3タイプとし、平面図を図-3.8~3.10、縦断図を図-3.11に示す。

高導流堤：直 CASE-9,10 高導流堤：斜 CASE-11 沈砂池工 CASE-12~14

4) 床固工群に関する実験(実験D)

扇頂部模型上に形状及び間隔の異なる4種類の床固工群の模型を設置し、土石流対策に最適な床固工の形状と間隔について検討する。また、流木を加えた場合の実験も行い、流木による土石流形態の変化及び流木の堆積形態についても観察する。さらに、床固工群が周囲の景観に与える影響についても観察する。

模型は、次の4タイプとし、平面図及び縦断図を図-3.13~3.20に示す。

床固工案：水平(45m間隔) CASE-15,16 床固工案：水平(30m間隔) CASE-17

床固工案：地形(30m間隔) CASE-18,19 床固工案：地形(45m間隔) CASE-20,

21,22

表-3.3 実験条件一覧表

CASE No.	実験の目的	模型形態	実験条件					備考
			流量	土砂量	給水時間	フライアッシュの混入量	流木の有無	
1	昭和7年の土石流の再現実験 (土砂の堆積氾濫状況)	無施設	46.8m ³ /s 右20.1 左26.7	310,000m ³ 右132,500 左177,500	10分	0%	無	
2			93.6m ³ /s 右40.2 左53.4	"	"	25%	無	
3			46.8m ³ /s 右20.1 左26.7	"	"	"	無	
4			"	"	"	"	有	
5			93.6m ³ /s 右40.2 左53.4	"	15分	"	無	
6	現況砂防施設での土砂の堆積及び氾濫状況	現況河道	46.8m ³ /s 右20.1 左26.7	210,000m ³ 右90,000 左120,000	"	"	無	
7			"	"	"	"	有	
8			"	"	"	"	無	以降2次元水路支川2m延長
9	高導流堤及び沈砂池工に関する実験 (高導流堤及び沈砂池工を設けたことによる土砂の捕捉効果の検討)	高導流堤:直	"	"	"	"	無	スリット幅:4m スクリーン間隔:2m
10		高導流堤:直	"	"	"	"	無	スリット幅:3m スクリーン間隔:1.0m
11		高導流堤:斜	"	"	"	"	無	
12		高導流堤:斜+沈砂池小	93.6m ³ /s 右40.2 左53.4	"	"	"	有	
13		高導流堤:斜+沈砂池小	"	"	"	"	有	case-12の検証実験
14	床固工群に関する実験 (床固工の形状及び間隔を変化させたことによる土砂の堆積状況の検討)	高導流堤:斜+沈砂池小	46.8m ³ /s 右20.1 左26.7	"	"	"	無	
15		床固工:水平 45m間隔	"	"	"	"	無	以降、杉流、下平次間の7号~9号床固間の導流堤を撤去
16		床固工:水平 45m間隔	"	"	"	"	無	
17		床固工:水平 30m間隔	"	"	"	"	無	
18		床固工:地形 30m間隔	"	"	"	"	無	
19		床固工:地形 30m間隔	93.6m ³ /s 右40.2 左53.4	"	"	"	無	以降、低水路護岸を設置
20		床固工:地形 45m間隔	46.8m ³ /s 右20.1 左26.7	"	"	"	無	
21		床固工:地形 45m間隔	"	"	"	"	無	以降、水通高を変更
22		床固工:地形 45m間隔	"	"	"	"	有	

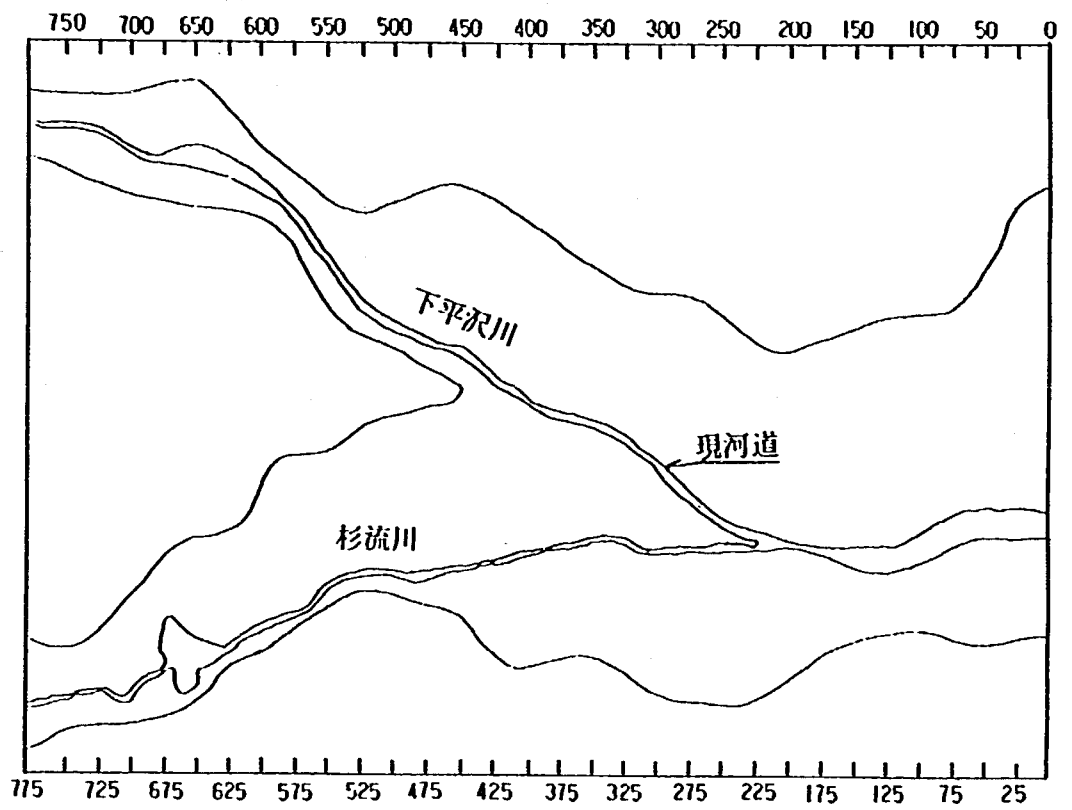


図-3.4 平面図無施設 (CASE-1~5)

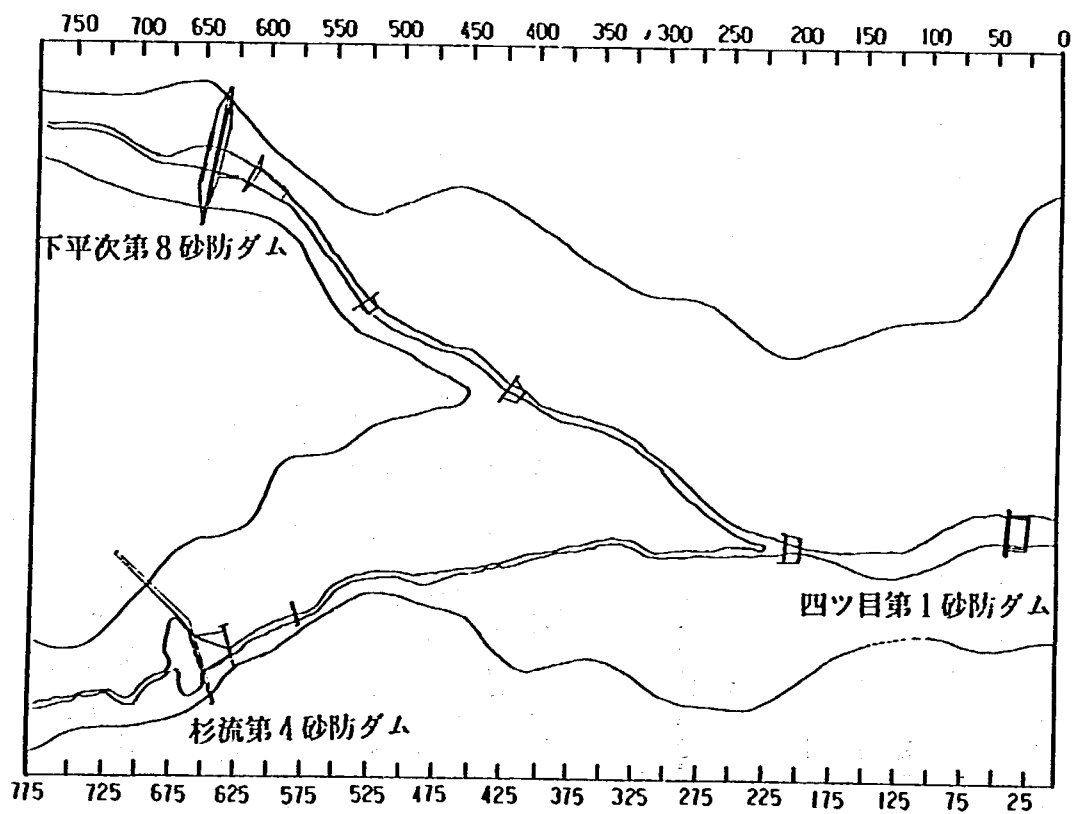


図-3.5 平面図現況河道 (CASE-6, 7, 8)

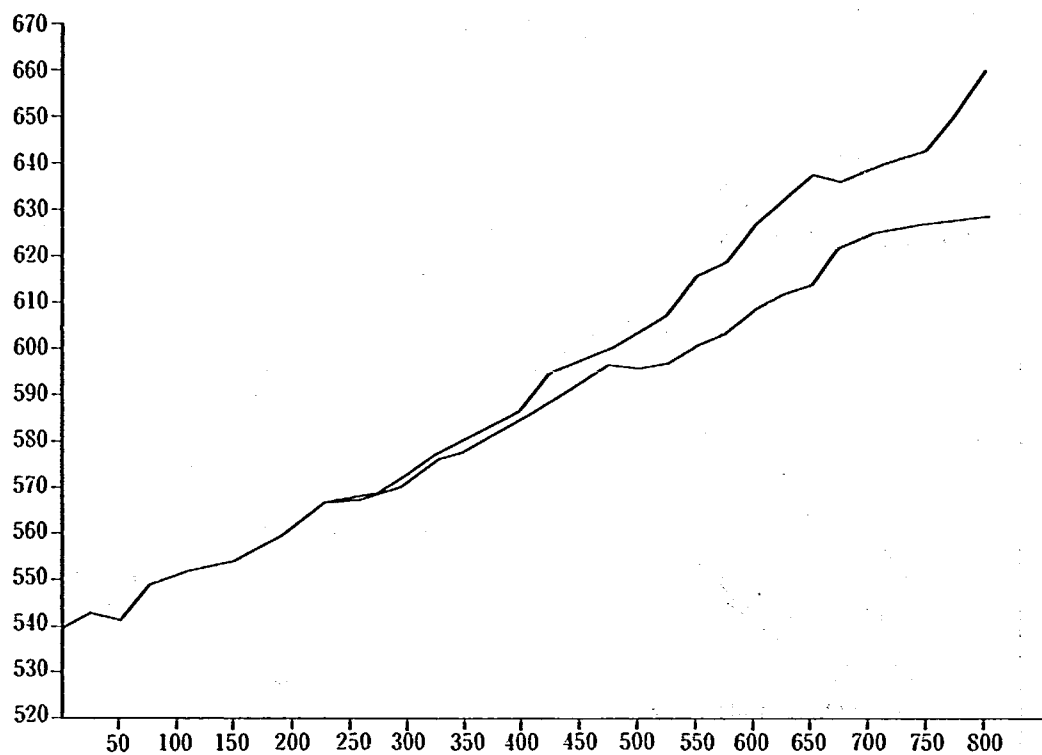


図-3.6 縦断図(無施設) CASE-1~5

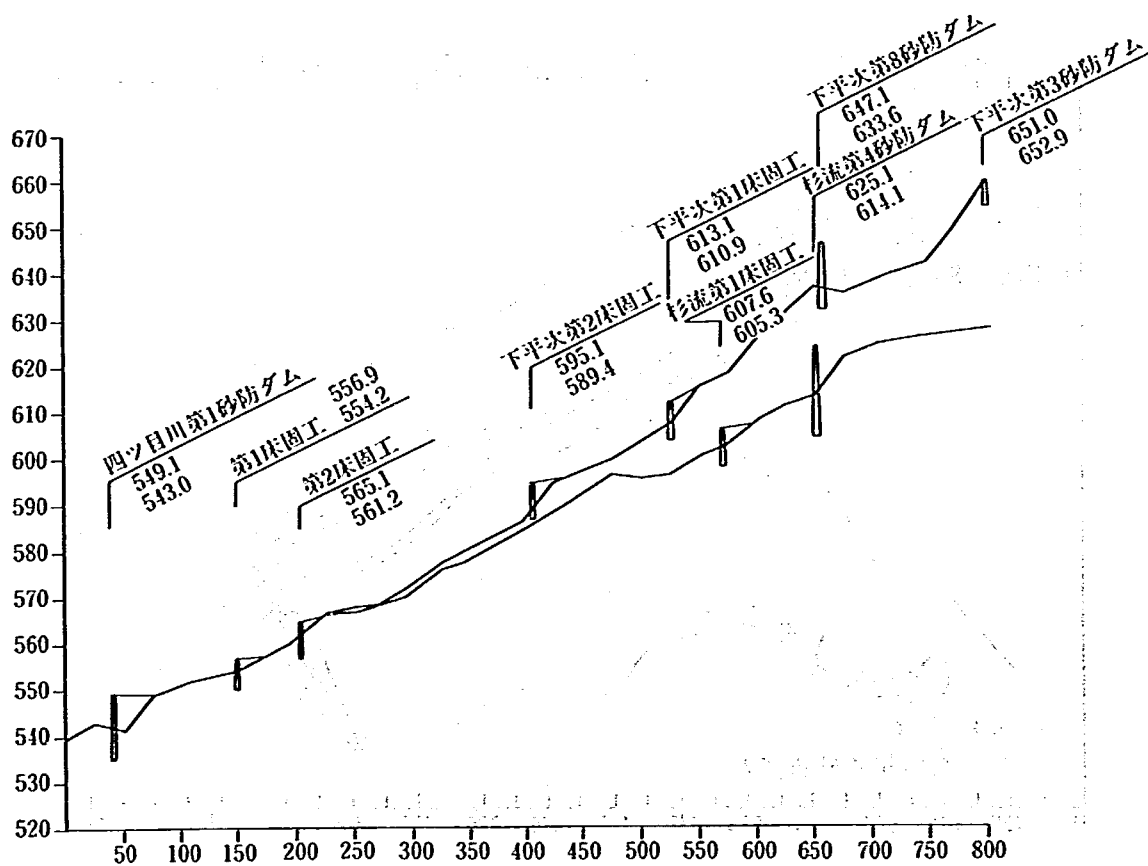


図-3.7 縦断図(現況河道) CASE-6~8

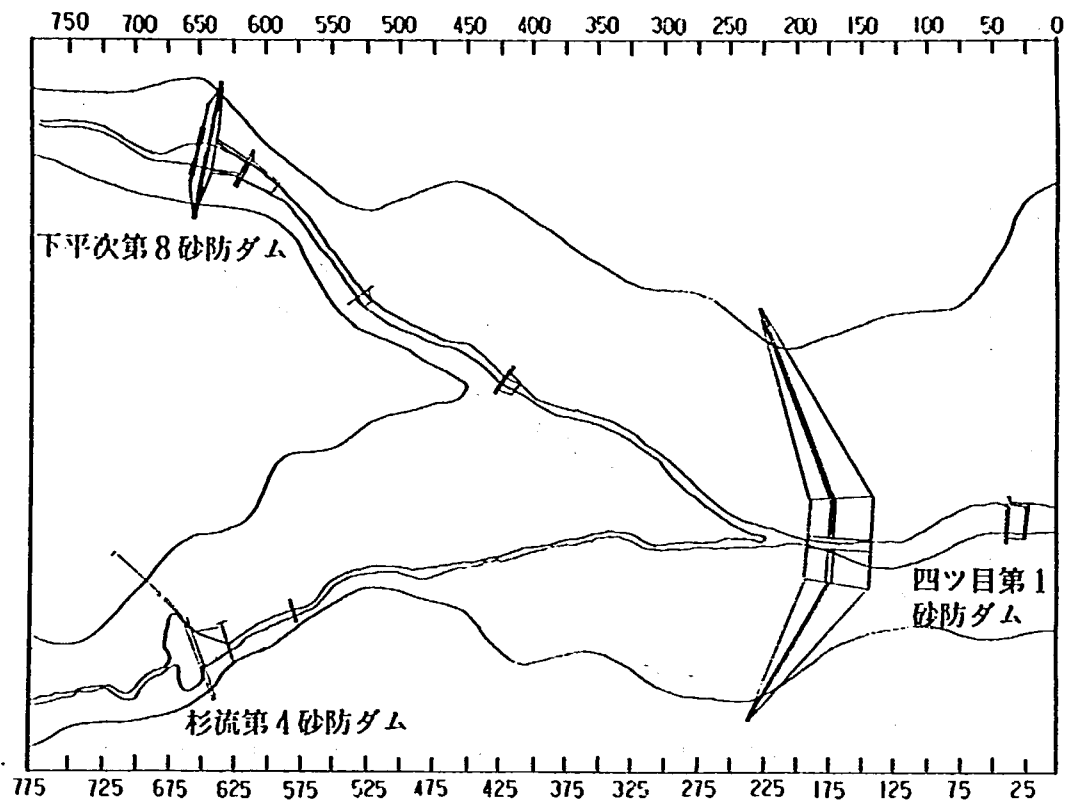


図 3.8 平面図 高導流堤：直 (CASE-9, 10)

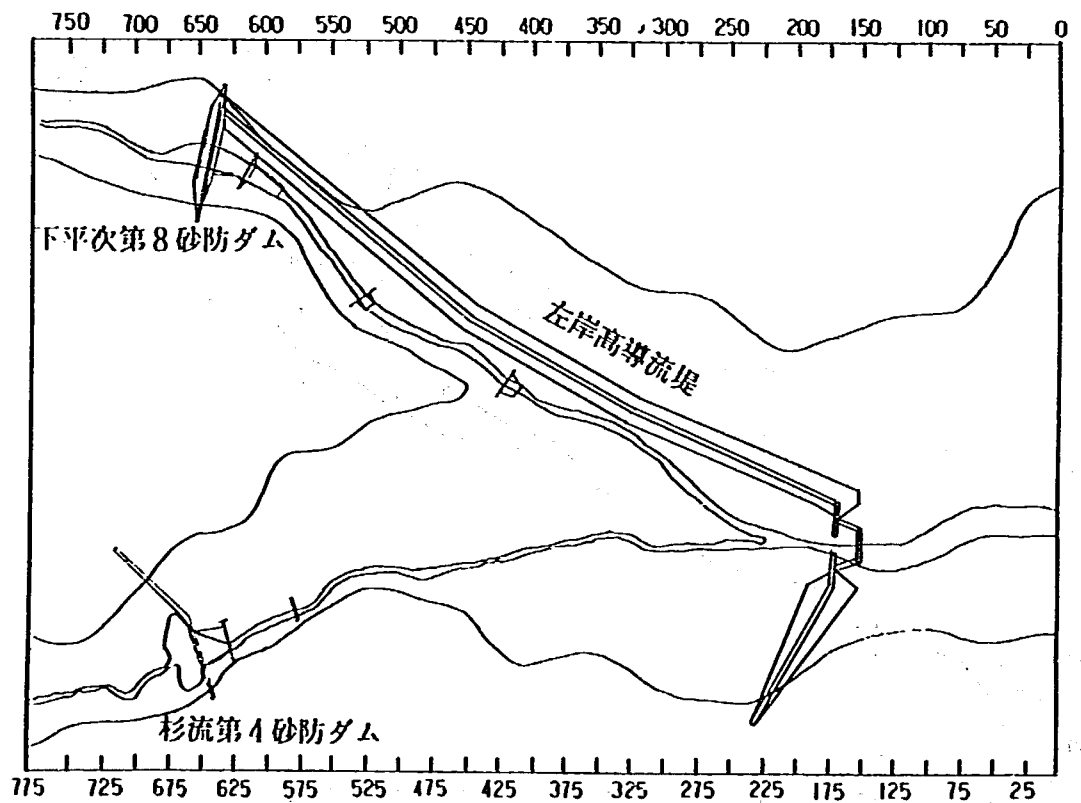


図-3.9 平面図 高導流堤：斜 (CASE-11)

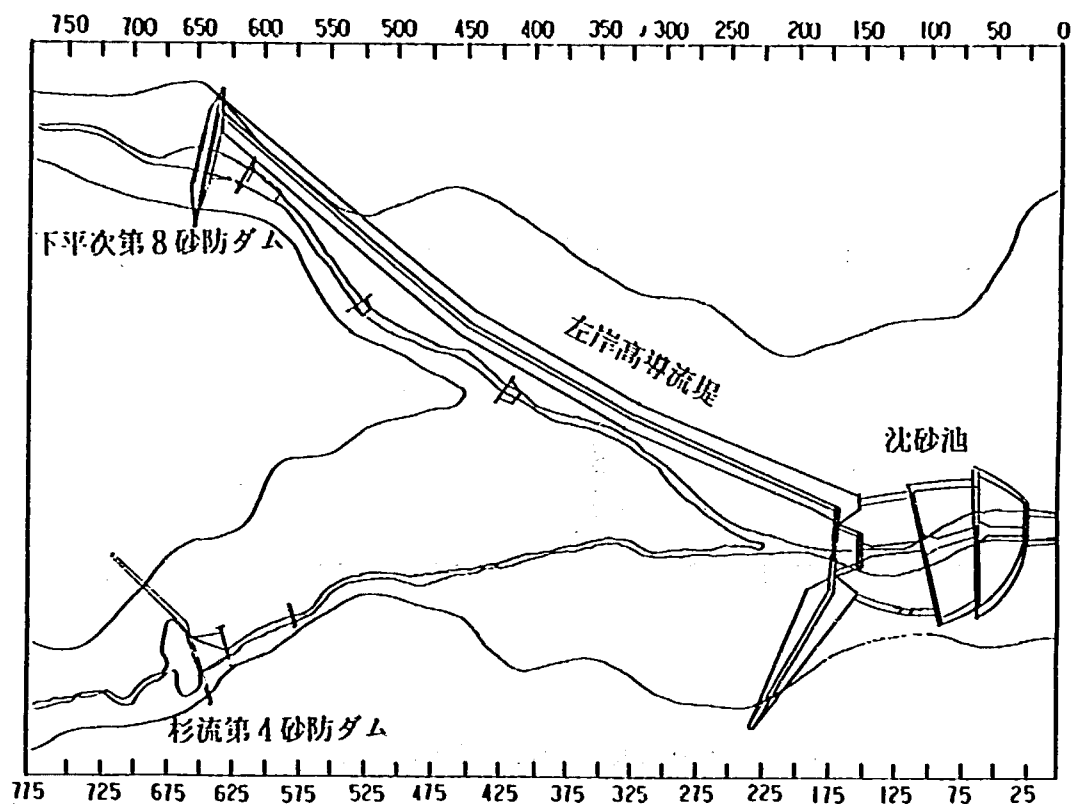


図- 3.10 平面図 高導流堤：斜+沈砂池(小) (CASE-12, 13, 14)

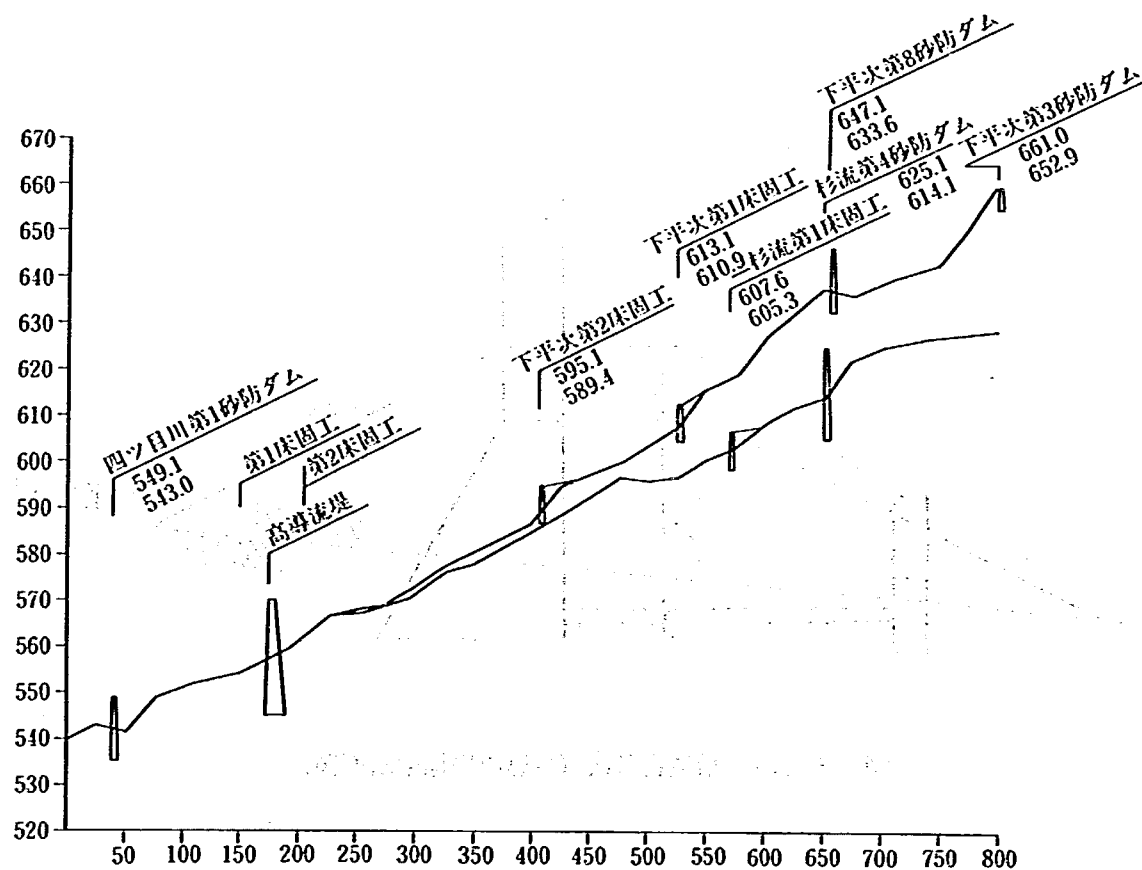


図- 3.11 縦断図(高導流堤) (CASE-9 ~ 14)

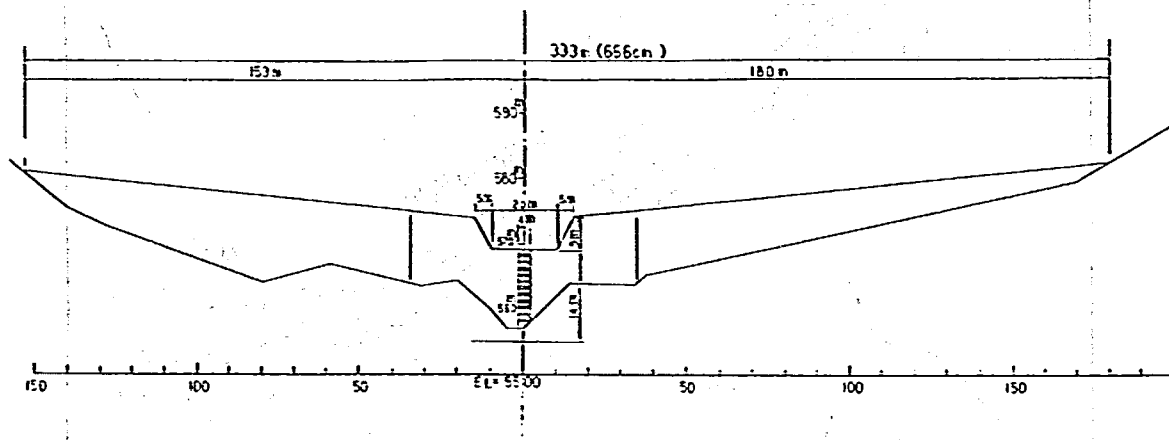


图-3.12(a) 构造物形状 (高導流堤正面图)

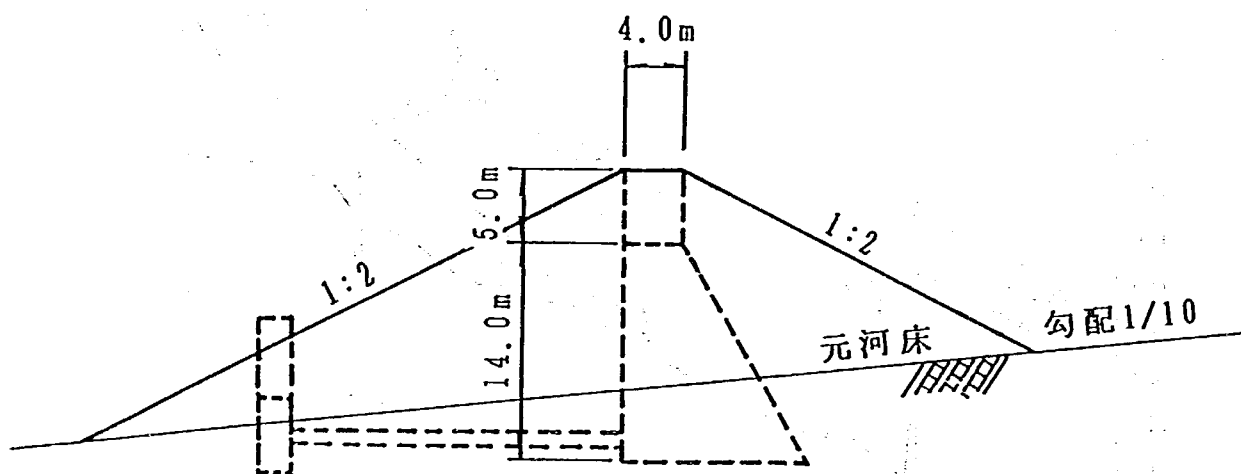


图-3.12(b) 构造物形状 (高導流堤標準断面图)

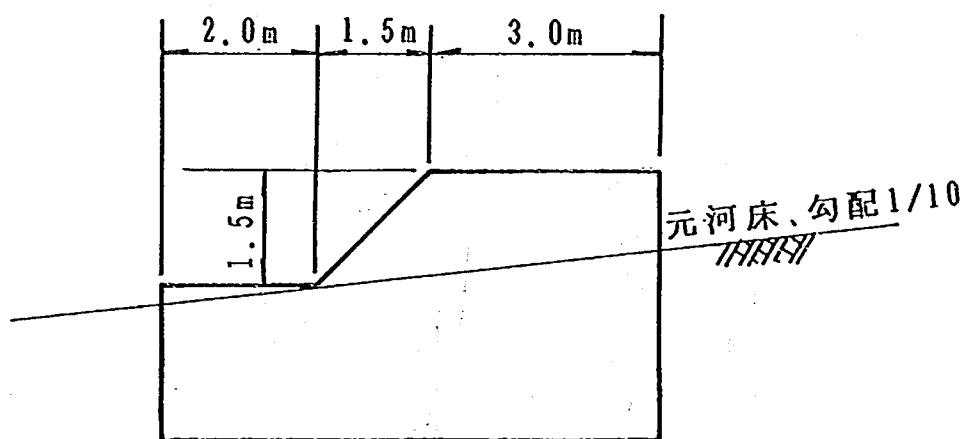


図-3.12(c) 構造物形状 (床固工標準断面図)

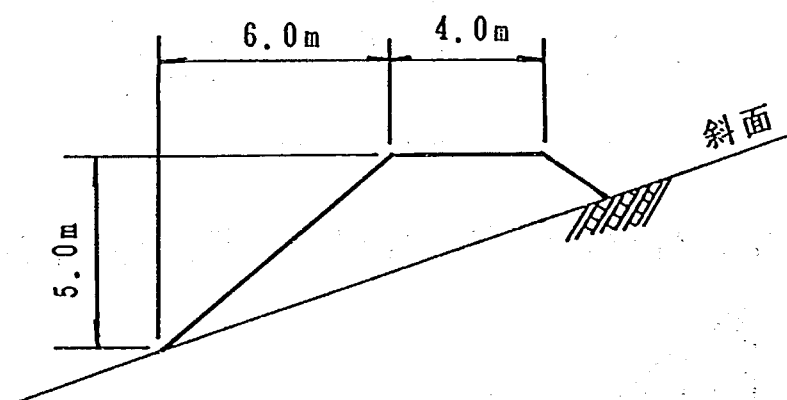


図-3.12(d) 構造物形状 (中央及び右岸導流堤標準断面図)

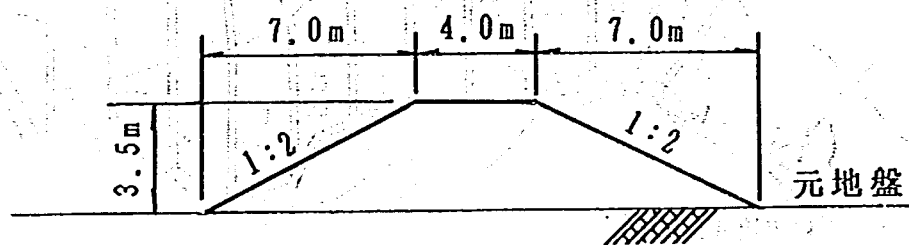


図-3.12(e) 構造物形状 (左岸導流堤標準断面図)

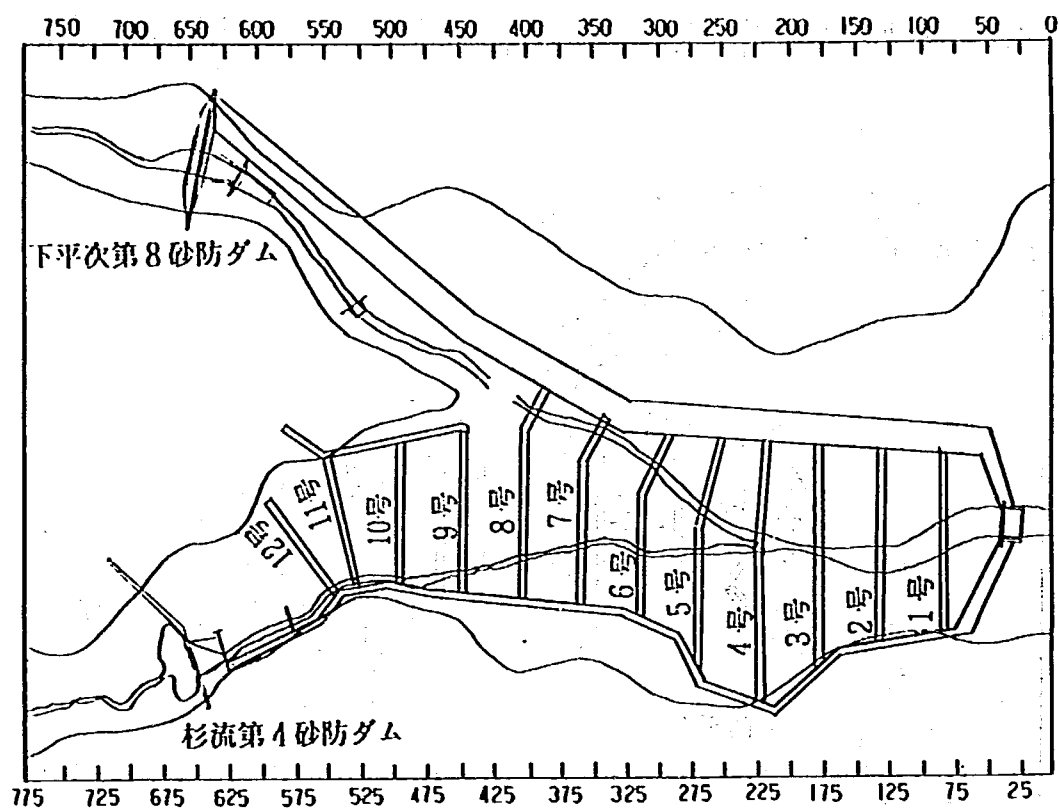


図-3.14 平面図 床固工群：水平（L=45m間隔）（CASE-16）

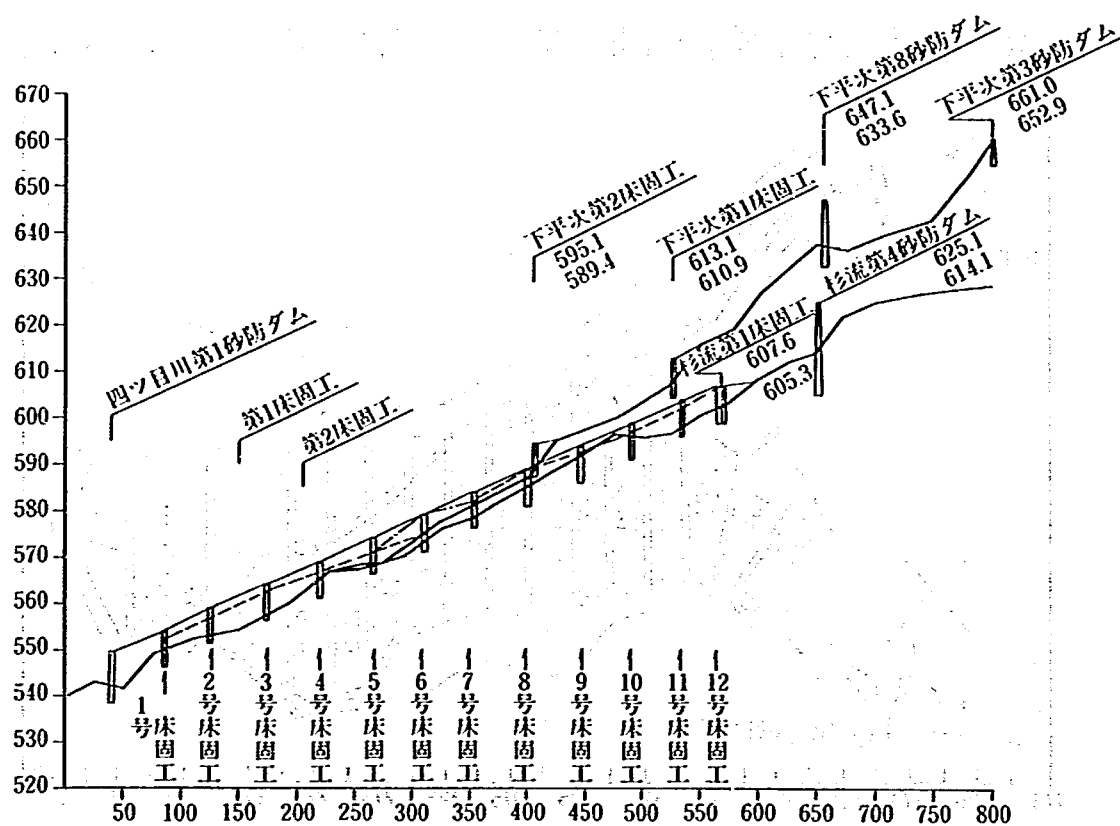


図-3.15 縦断図（床固工：水平12基）CASE-15,16

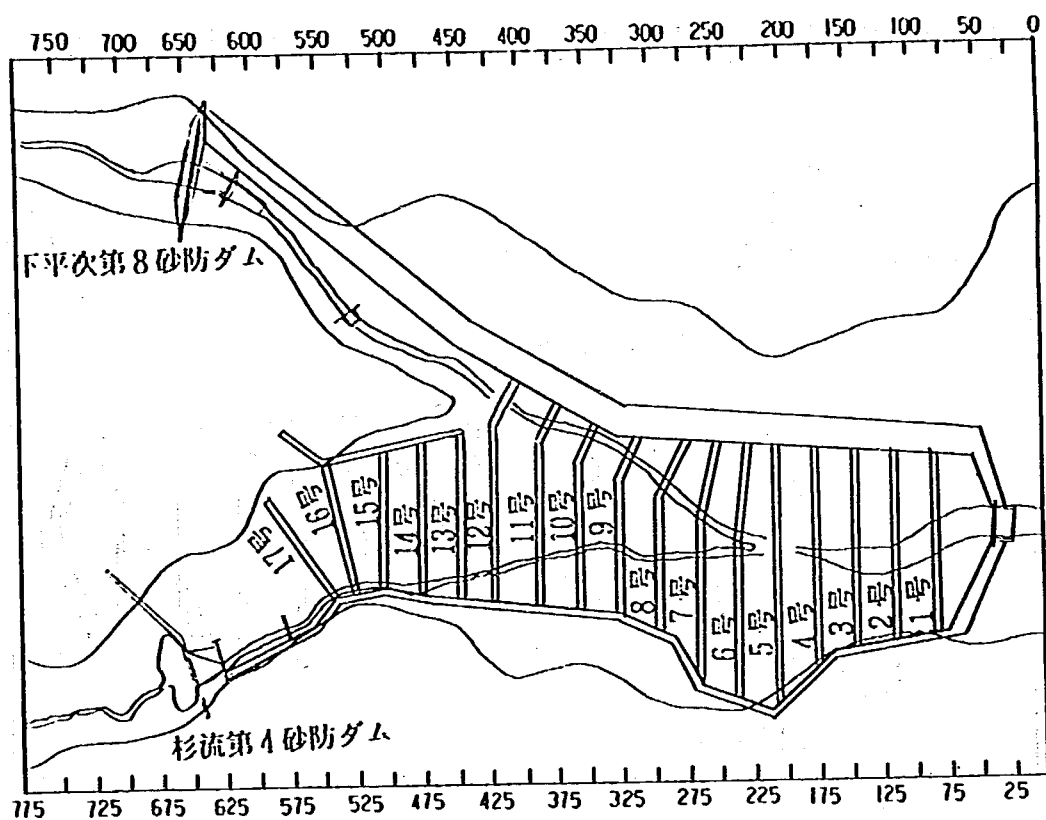


図-3.16 平面図 床固工群：水平（ $L=30\text{m}$ 間隔）（CASE-17）

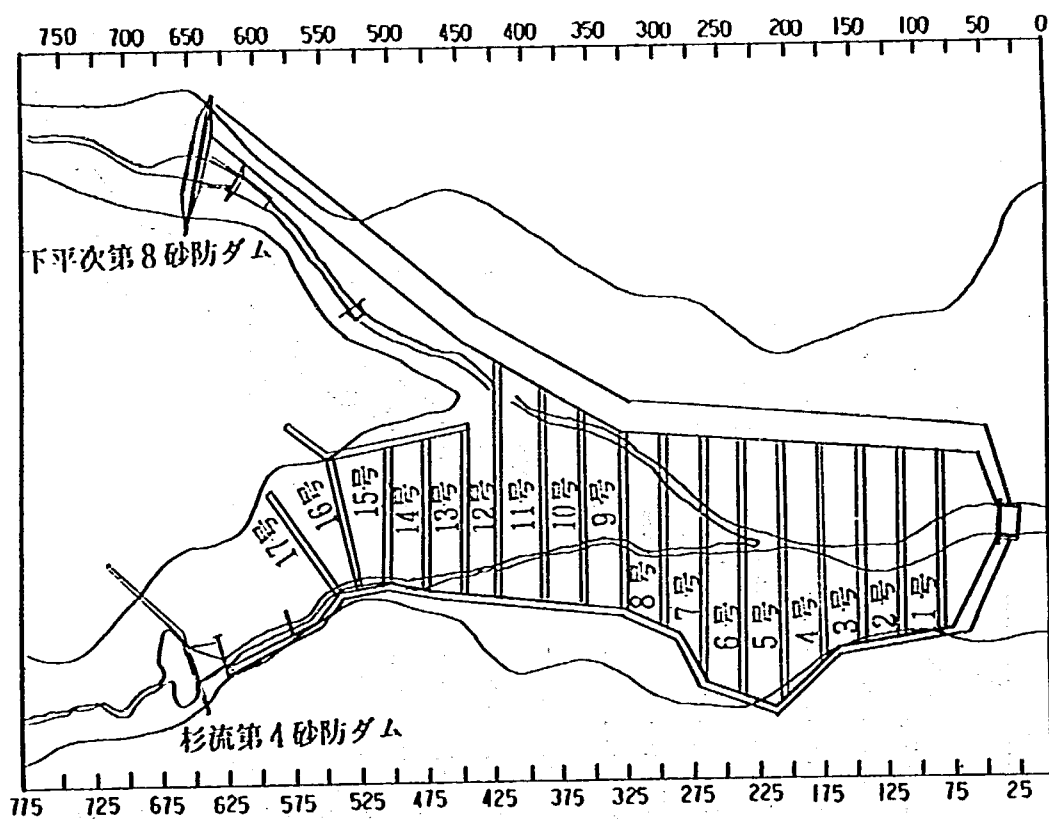


図-3.17 平面図 床固工群：地形（ $L=30\text{m}$ 間隔）（CASE-18, 19）

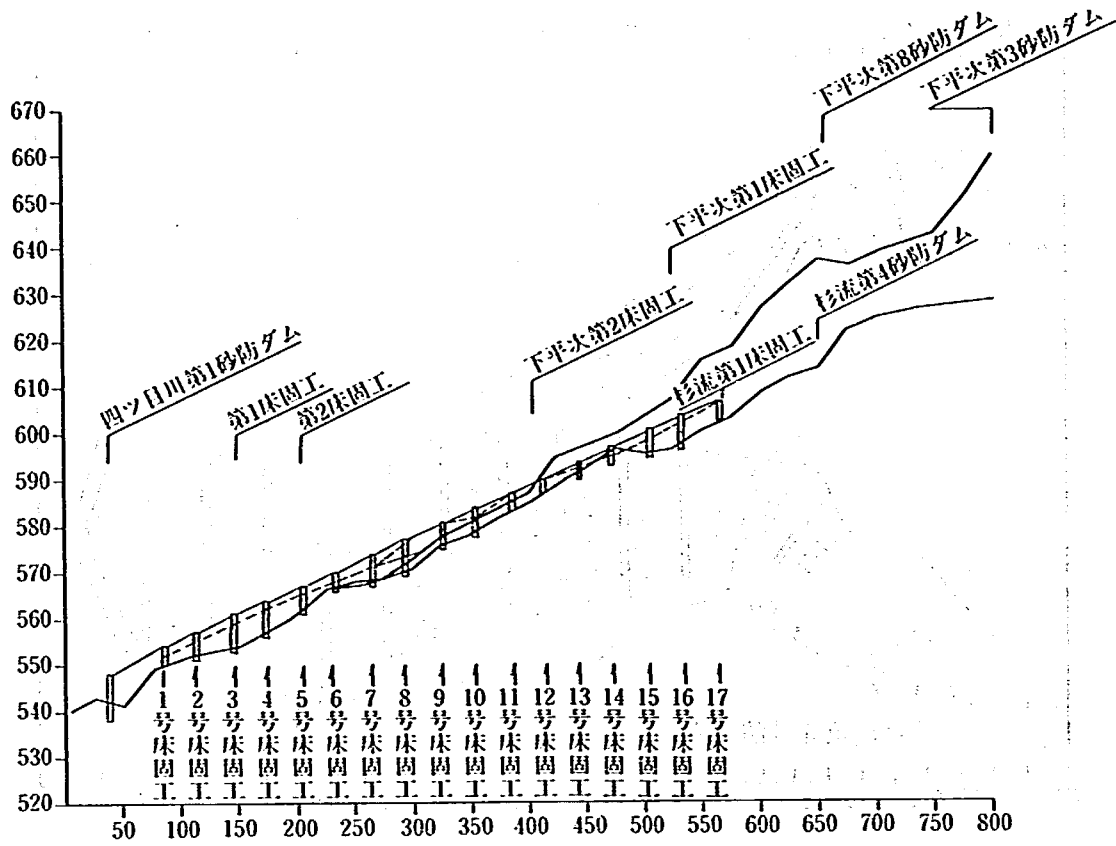


図-3.18 縦断図(床固工：水平17基)(CASE-17)

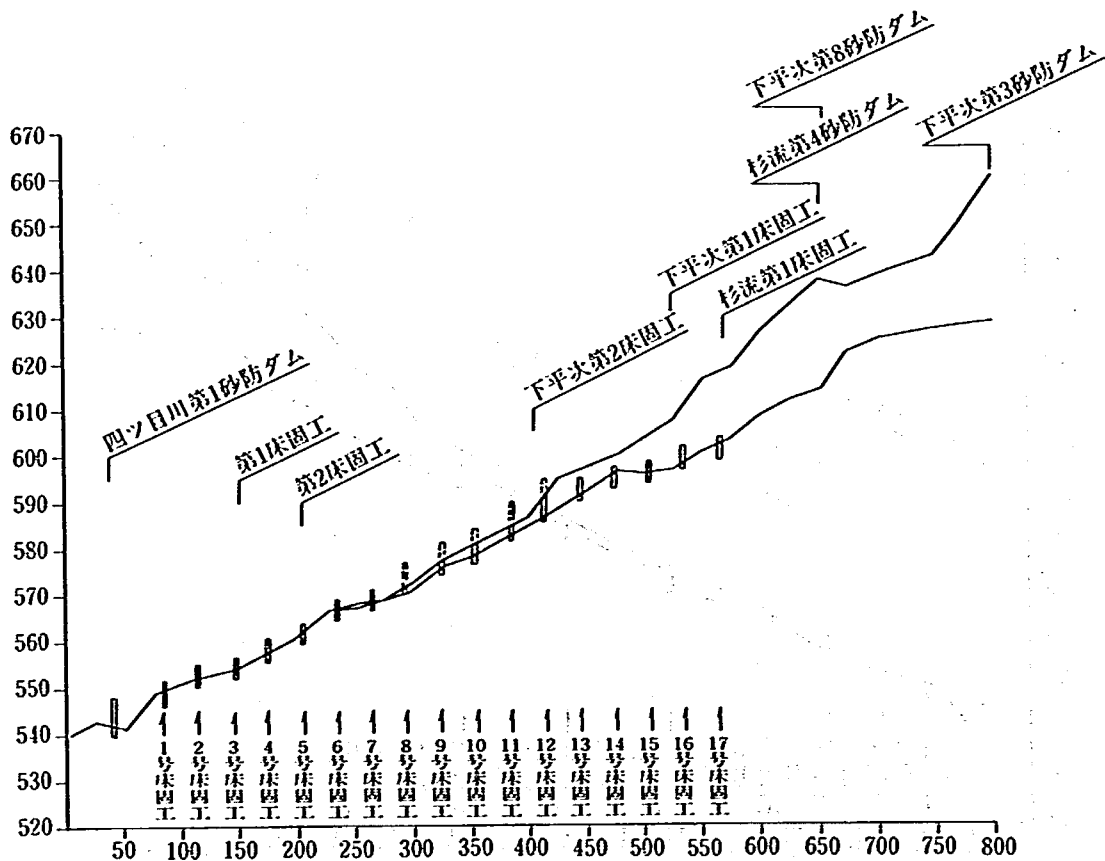


図-3.19 縦断図(床固工：地形17基)(CASE-18, 19)

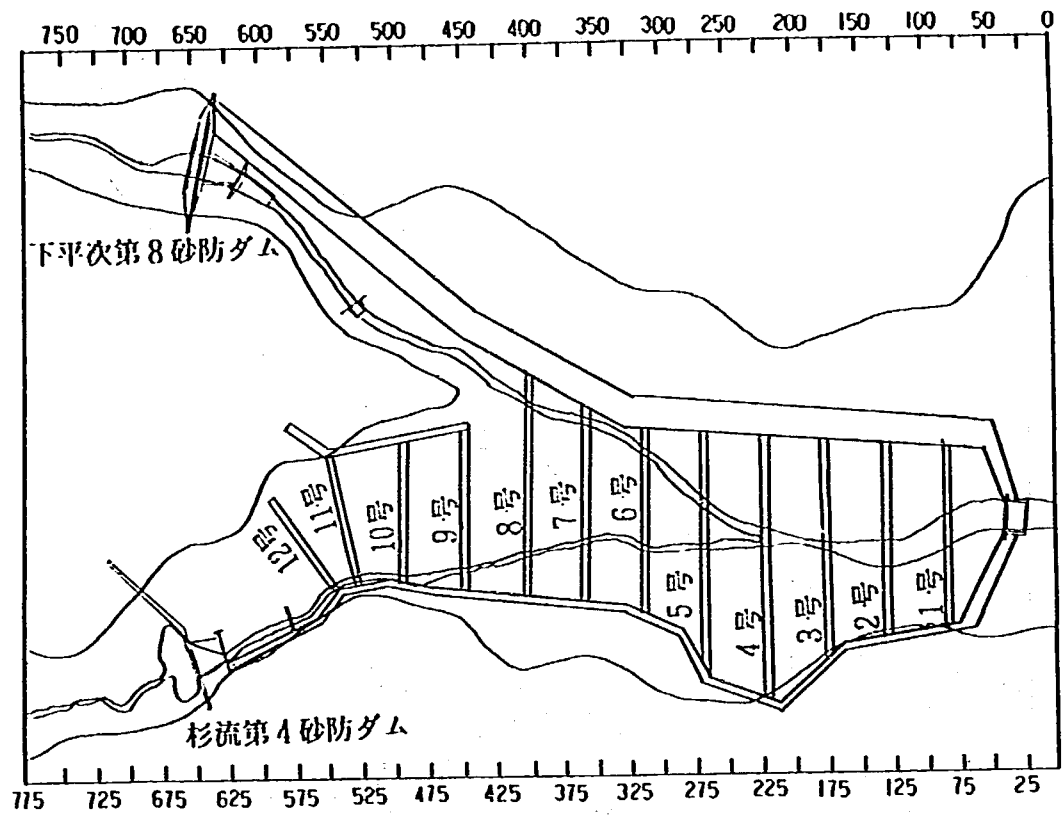


図-3.20 平面図 床固工群：地形（ $L=45\text{m}$ 間隔）（CASE-20, 21, 22）

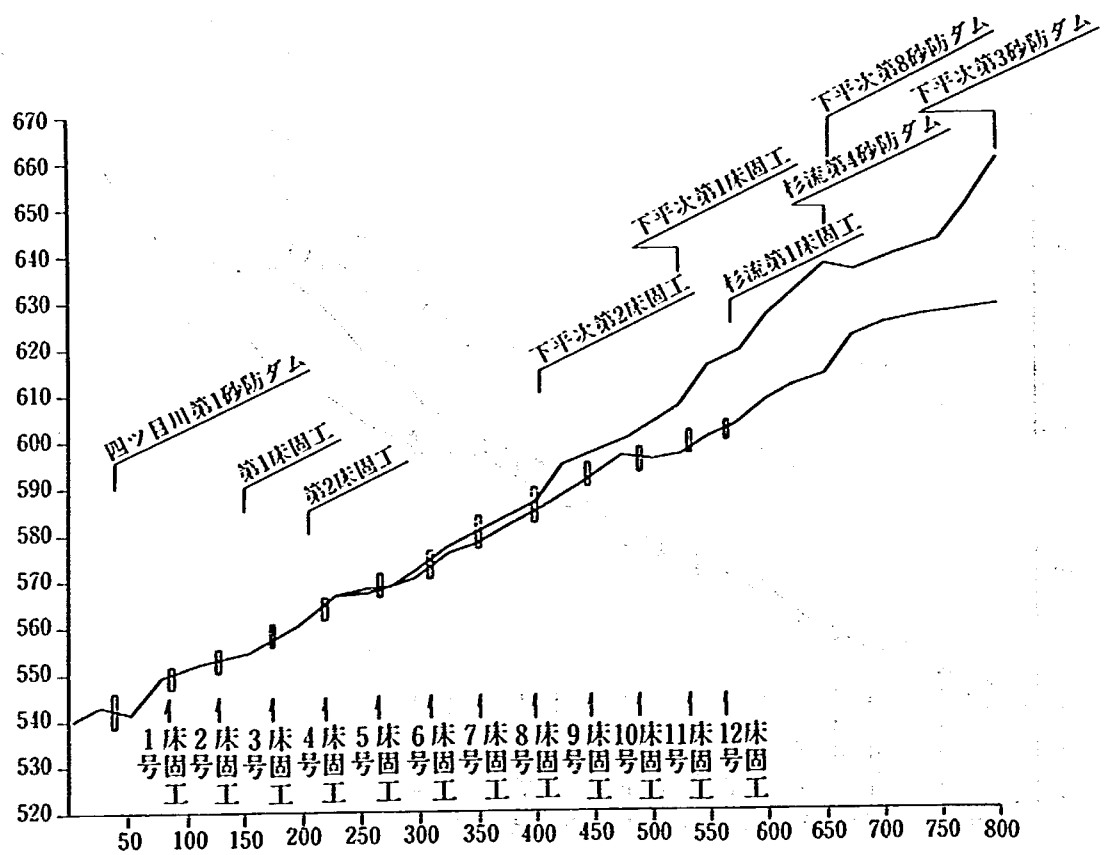


図-3.21 縦断図（床固工：地形12基）（CASE-20, 21, 22）

3.2 実験結果

3.2.1 昭和7年の土石流の再現実験について

昭和7年8月に発生した土石流と同量の流出土砂(実物で約310,000 m^3)を与えて土石流を発生・流下させて扇頂部での土石流の氾濫、堆積及び下流部への流下状況を観察する。また流量を変化させて土砂の氾濫、堆積状況の変化を検討した。

再現実験での検討内容は、表-3.4に示す通りである。

表-3.4 検討内容

CASE No	流 量	検 討 内 容
1	46.8 m^3/s	上流からの流出土砂(実物で約310,000 m^3)に細粒分を含まない場合の流下状況。
2	93.6 m^3/s	上流からの流出土砂に25%の細粒分を加え、さらに計画流量の2倍の流量を与えた場合の流下状況。
3	46.8 m^3/s	上流からの流出土砂に25%の細粒分を含んだ場合の流下状況。
4	46.8 m^3/s	CASE-3と同じ条件で流木を流下した場合の流下状況。
5	93.6 m^3/s	CASE-3と同じ条件で計画流量の2倍の流量を与え通水時間を15分にした場合の流下状況。

(1) 再現実験の検討結果は次の通りである。

1) 流下土砂の粒径を変化させた場合について

① 細粒分を含まない場合には二次元水路出口付近で大半の土砂が堆積し、下流へ流下しない。そのため、下流へは流水のみしか流下せず、ほぼ主流路に沿って流下する。模型下流端からの流出土砂は表-3.5に示すように流入土砂310,000 m^3 に対してわずか4,000 m^3 が流出する程度でこの流出土砂は主流路内の侵食土砂である(CASE-1)。

図-3.27は洪水終了後の河床変動を示したものである。細粒分を含まない場合には扇頂部での堆積が著しいが、細粒分を含むことによりNo 300 ~ No 500 付近まで流下している。

② 細粒分としてフライアッシュを25%含むことにより、細粒分を含まない場合に比べ、より下流へ土砂が流出する傾向にある。模型下流端からの流出土砂量は細粒分を含まない場合4,000 m^3 (CASE-1)に対し55,000 m^3 (CASE-3)が流出している。

2) 流量を変化させた場合について

計画流量及び計画流量の2倍の流水が流下した場合について検討を行った結果、図-3.23に示すように、扇状地内での氾濫範囲は計画流量の2倍を与えることによりやや広がる傾向にあるが、模型下流端からの流出土砂量はほとんどかわらない。扇状地内での氾濫範囲を図-3.24(C-3計画流量)及び図-3.26(計画流量の2倍)に示すように氾濫範囲は若干増加する程度である。

3) 流木が流下した場合について

流木が河道内に停止することにより土砂が堆積して、後から流下する土石流が氾濫を起こし、その結果、図-3.25に示すように氾濫範囲は広がる傾向にある。そのため、模型下流端からの流出土砂は表-3.5に示すように流木を含んだ場合の方が少ない。また、下流の流路

工への流木の流出は全体の約47%も流出しており、下流においても流木による災害を起こす危険性がある。

表－3.5 無施設時の土砂収支

CASE No	流 量 (m^3/s)	扇 状 地 内 流入土砂量 (m^3)	扇状地内 堆 砂 量 (m^3)	流 出 土 砂 量 (m^3)	備 考
1	46.8	310,000	306,000	4,000	
2	93.6	310,000	254,000	56,000	
3	46.8	310,000	255,000	55,000	
4	46.8	310,000	263,000	47,000	流木有り
5	93.6	310,000	250,000	60,000	

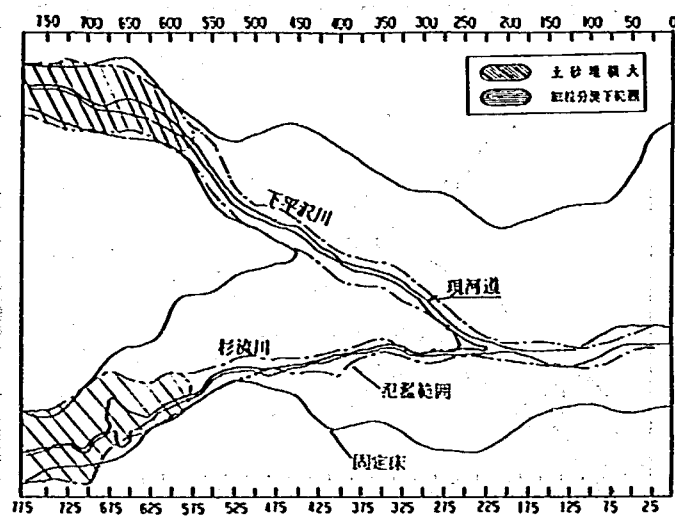


図-3.22 無施設 (CASE-1) の氾濫範囲
(流量 $46.8 \text{ m}^3/\text{s}$, 土砂量 $310,000 \text{ m}^3$ (通水時間10分))

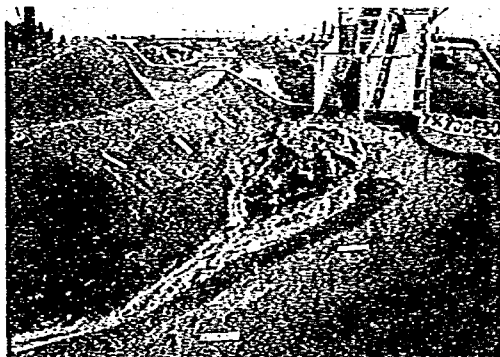


写真-3.2
大部分の土砂が水路出口で堆積する。



写真-3.3
通水終了後の状況を示す。
ほぼ現河道に沿って流下している。

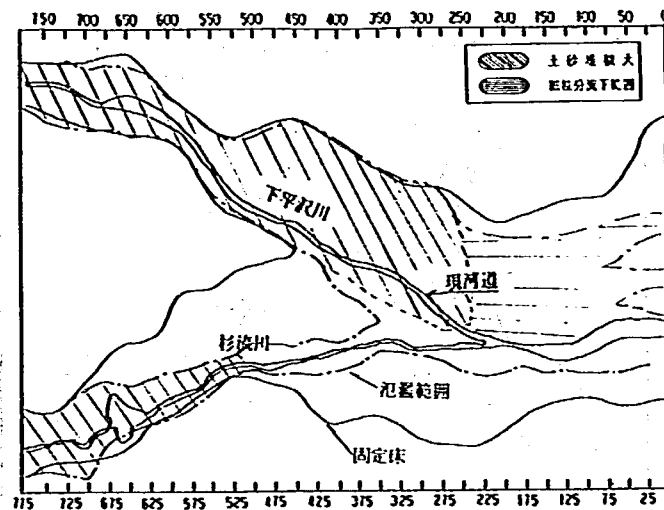


図-3.23 無施設 (CASE-2) の氾濫範囲
(流量 $93.6 \text{ m}^3/\text{s}$, 土砂量 $310,000 \text{ m}^3$ (通水時間10分))



写真-3.4
下平次谷からの流れは、左岸側の微高地部分へ氾濫する。



写真-3.5
通水終了後の扇頂部の土砂の堆積状況。

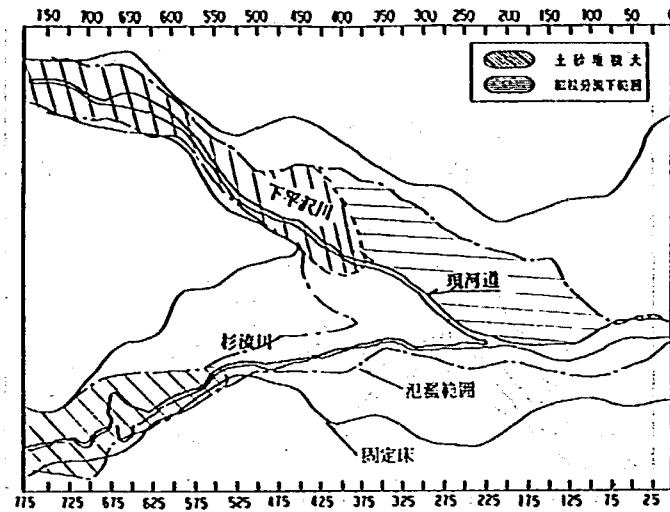


図-3.24 無施設 (CASE-3) の氾濫範囲
(流量 46.8 m^3/s , 土砂量 310,000 m^3 (通水時間 10 分))



写真-3.6
杉流谷, 下平次谷の合流点付近の流下状況。

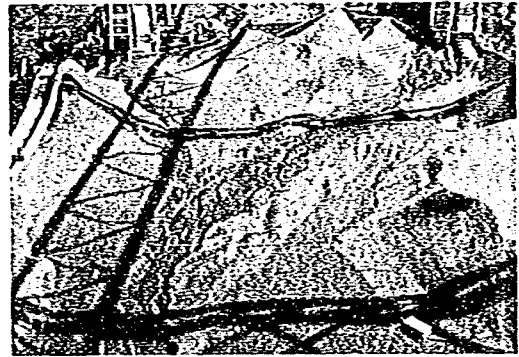


写真-3.7
通水終了後の扇状地内の状況を示す。

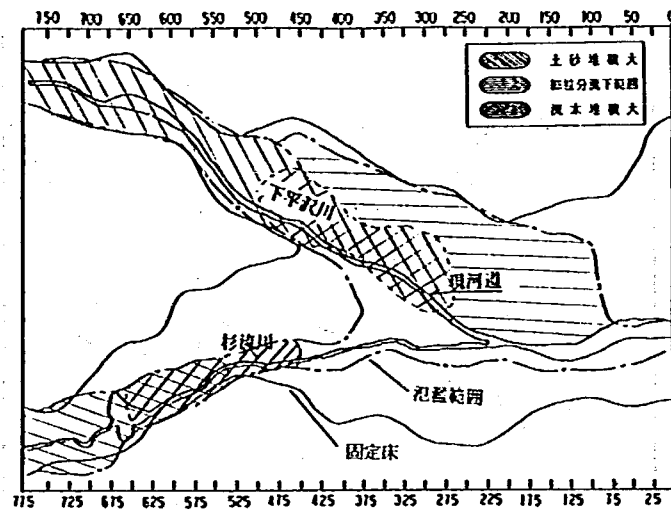


図-3.25 無施設 (CASE-4) の氾濫範囲
(流量 $46.8 \text{ m}^3/\text{s}$, 土砂量 $310,000 \text{ m}^3$ (通水時間10分))

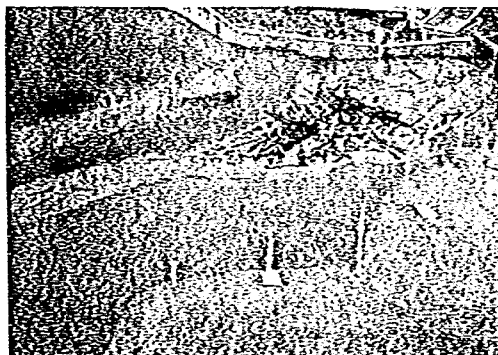


写真-3.8
杉流谷からの流木は扇頂部で大半が堆積し、
下流への流出は少ない。

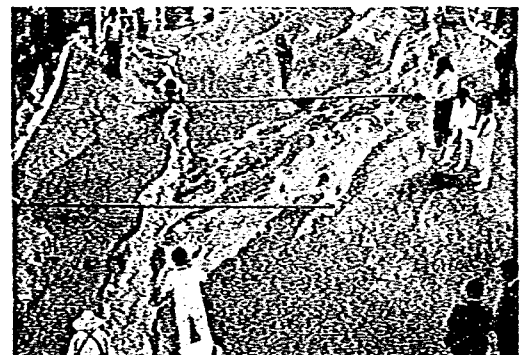


写真-3.9
10分経過後の流下状況。

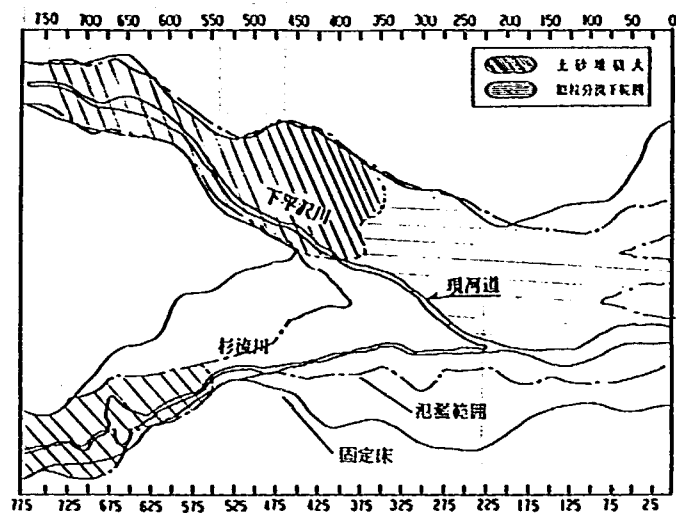


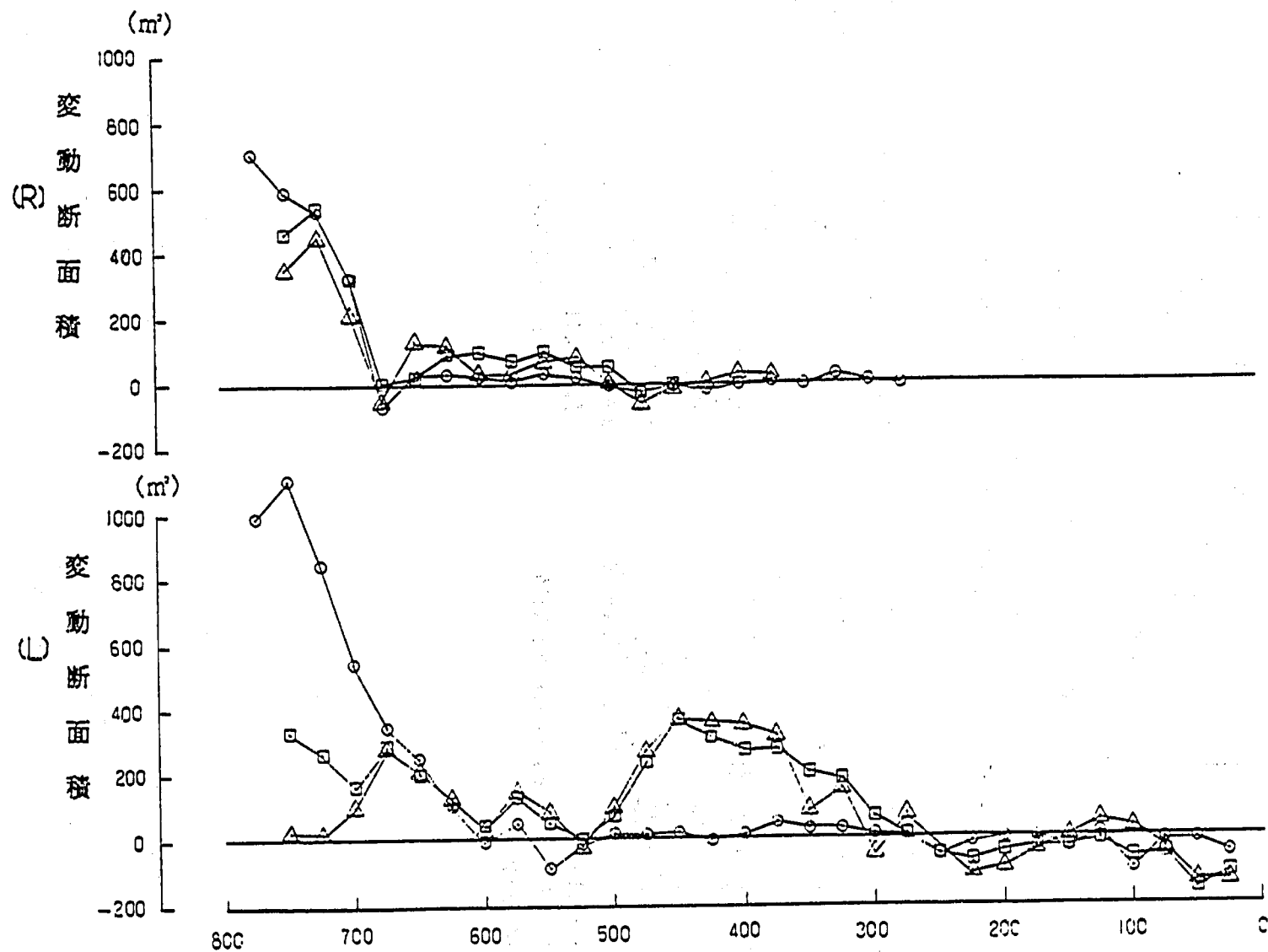
図-3.26 無施設 (CASE-5) の氾濫範囲
(流量 $93.6 \text{ m}^3/\text{s}$, 土砂量 $310,000 \text{ m}^3$ (通水時間15分))



写真-3.10
河道内の流下状況を示す。特に下平次谷からの氾濫が著しい。



写真-3.11
通水終了後の氾濫状況を示す。



CASE	記号
1	○
2	△
3	□

図-3.27 河床変動縦断面図

3.2.2 現況施設での土石流の氾濫、堆積実験について (CASE-6~8)

現在ある砂防施設の効果により扇顶部模型部に流出する土砂量は約 210,000 m³になると予想されていることから、この土砂量での土石流の氾濫、堆積及び下流部への流下状況を無施設の場合における土石流の氾濫、堆積形態と比較する。

現況河道での実験条件は表-3.6に示す通りである。

表-3.6 実験条件

CASE No	流 量	実 験 の ね ら い
6	46.8 m ³ /s	杉流第4砂防ダム及び下平次第8砂防ダムは満砂状態にした場合の流下状況。
7	46.8 m ³ /s	砂防ダム上流はCASE-6と同じく満砂状態とし、流木が流下した場合の流下状況。
8	46.8 m ³ /s	杉流第4砂防ダム及び下平次第8砂防ダム本堤まで二次元水路を幅30cmで延長した場合の流下状況。

(1) 現況河道に計画規模の洪水が発生した場合

- 1) 杉流第4砂防ダム及び下平次第8砂防ダムが満砂状態のところに計画規模の土砂が流入した場合、杉流谷は杉流第4砂防ダム上流での堆積が著しく下流への流出が少ない。また、下平次谷は通水開始より前半は砂防ダム上流で土砂堆積が著しいが、後半は下流へ流出する傾向にある。大半の土砂はNo.300~No.650までの区間で堆積している。この場合図-3.28に氾濫範囲を示すように右岸側の民家はすべて災害を受ける(CASE-6)。
- 2) 杉流第4砂防ダム及び下平次第8砂防ダムの本堤水通しから計画規模の土砂を流下した場合においても図-3.30に示すように杉流谷からの土砂の大半は合流点上流のNo.350付近までしか流下せず、下平次谷からの土砂はNo.250付近まで流下し土砂の流下範囲が下流まで広がる傾向にある(CASE-8)。

(2) 流木が流下した場合の流下状況

流木が流下した場合は、河道途中に堆積した流木により流水が分散して氾濫、堆積する傾向にあり、表-3.7に示すように下流端からの流出土砂を比較すると流木を含まない場合の20,000 m³に対して12,000 m³と約6割に減少している。流木の堆積範囲は図-3.29に示すように谷出口付近に流木の大半が堆積する。下流流路工へは約12%の流木が流出する(CASE-7)。

表-3.7 無施設時の土砂収支

CASE No	流 量 (m ³ /s)	扇状地内流入土砂量 (m ³)	扇状地内堆砂量 (m ³)	流土砂量 (m ³)	備 考
6	46.8	210,000	190,000	20,000	
7	46.8	210,000	198,000	12,000	流木有り
8	46.8	210,000	178,000	32,000	

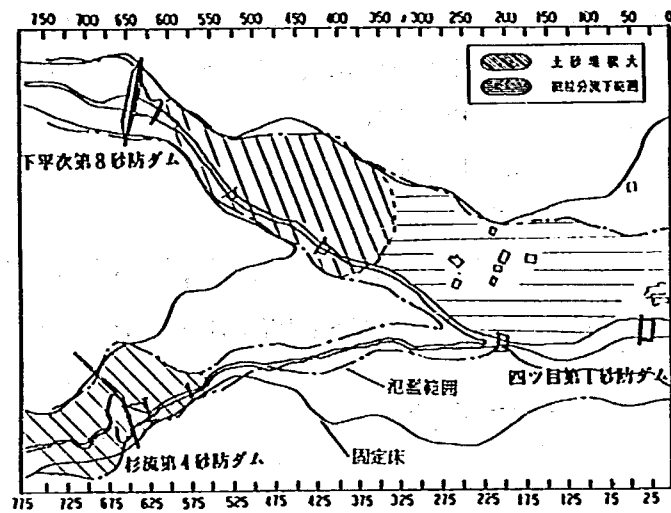


図-3.28 現況河道(CASE-6)の氾濫範囲
(流量 $46.8 \text{ m}^3/\text{s}$, 土砂量 $210,000 \text{ m}^3$ (通水時間15分))

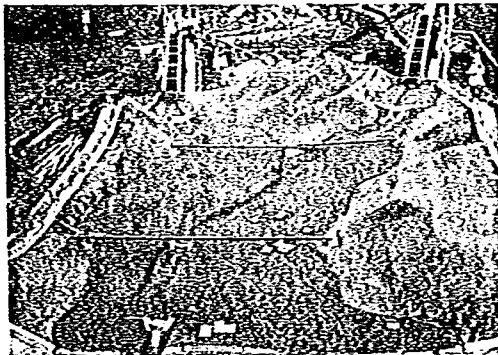


写真-3.12
現況河道の通水前の概要を示す。

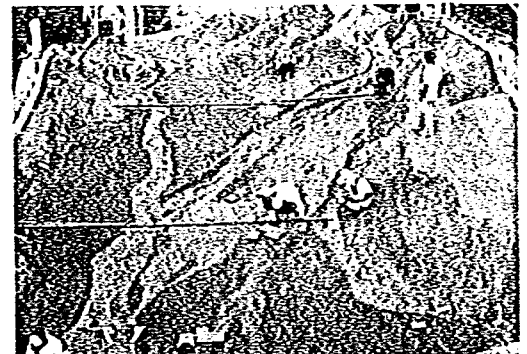


写真-3.13
通水開始より13分経過後の流水状況。下平次谷からの流れは左岸側へ直進し、微高地部分へ氾濫する。

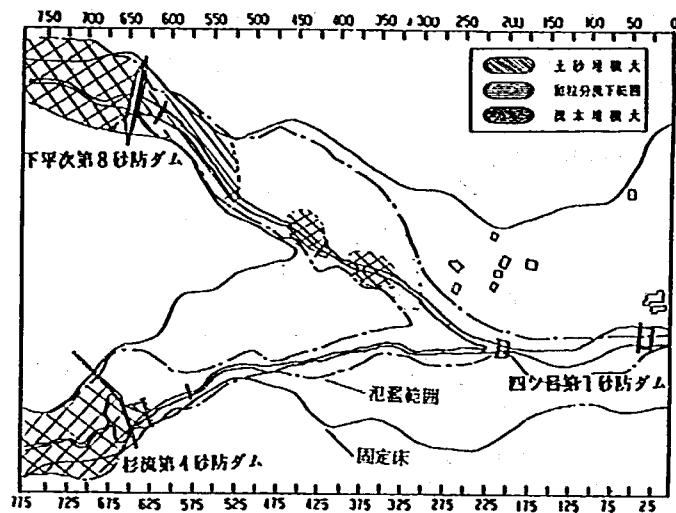


図-3.29 現況河道 (CASE-7) の氾濫範囲
(流量 $46.8 \text{ m}^3/\text{s}$, 土砂量 $210,000 \text{ m}^3$ (通水時間 15 分))



写真-3.14
杉流谷からの流木の大半は、杉流第4砂防ダム上流に堆積する。

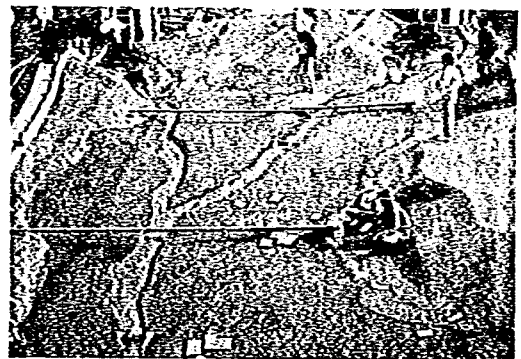


写真-3.15
通水開始より13分経過後の状況。下平次第8砂防ダム下流で土砂堆積により左岸側へ流れが氾濫する。

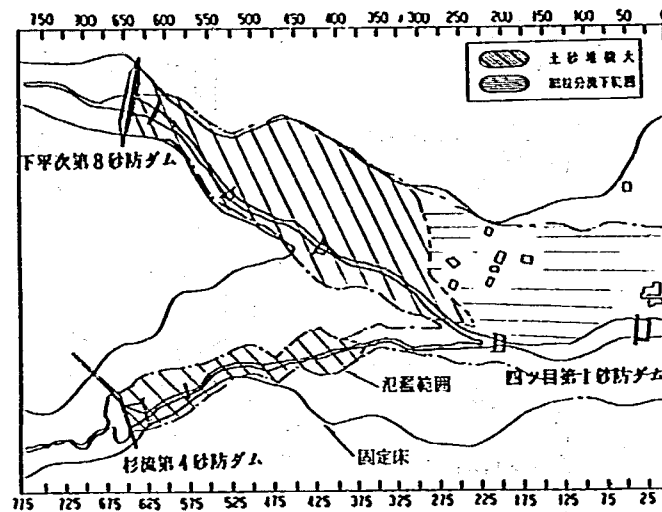


図-3.30 現況河道(CASE-8)の氾濫範囲
(流量 $46.8 \text{ m}^3/\text{s}$, 土砂量 $210,000 \text{ m}^3$ (通水時間15分))

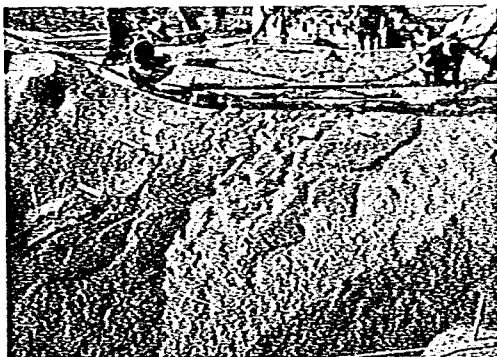
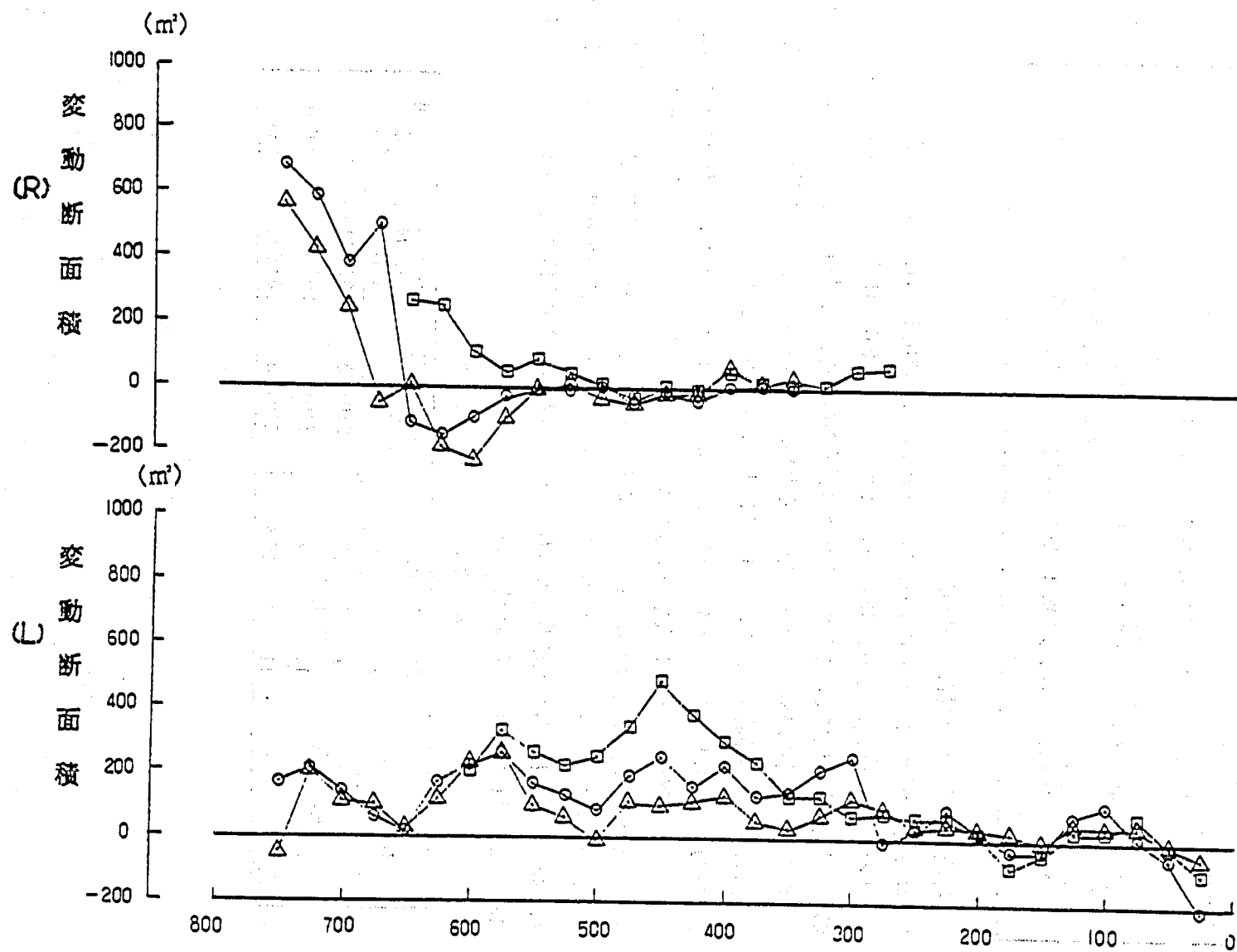


写真-3.16
下平次谷の流れはNo 500 付近より流れが分散し、左岸側の微高地部分へ氾濫する。



写真-3.17
通水開始より15分経過後の扇状地内の流下状況。



CASE	記号
6	○
7	△
8	□

図-3.31 河床變動縦断面図

3.2.3. 高導流堤に関する実験について (CASE-9～11)

杉流谷、下平次谷の合流点下流のNo 175 地点に高さ 14mのスリット 砂防ダムと扇頂部を横断する形で高導流堤を設置した場合および下平次谷左岸側に高導流堤を設置した場合について検討を行った。

実験条件は、表－ 3.8 に示す通りである。

表 3.8 実 験 条 件

CASE No	流 量	模 型 形 状
9	46.8 m ³ /s	高導流堤：直，スリット部スリット幅 4.0 m スクリーン間隔 2.0 m
10	46.8 m ³ /s	高導流堤：直，スリット部スリット幅 3.0 m スクリーン間隔 1.0 m
11	46.8 m ³ /s	スリット部はCASE-10と同形状とし，下平次谷左岸側に高導流堤を設置

(1) 高導流堤を設置した場合について

- 1) 高導流堤を設置することにより，模型下流端からの流出土砂は，現況の場合 (32,000 m³) に比べ表－ 3.9 に示すように 13,000 m³ (スクリーン間隔 2.0 m) に減少している (CASE-9)。
- 2) 下平次谷左岸側に氾濫を防止するための斜めの高導流堤を設置した結果，下平次谷からの流出土砂は高導流堤沿いに流水が集中するため，図－ 3.35 に示すように下流へ土砂が流下する傾向にあるが砂防ダムからの流出土砂は少ない (CASE-11)。
- 3) 砂防ダムのスリット部のスクリーン間隔を 2.0 m と 1.0 m について検討を行った結果，スクリーン間隔が 2.0 m では大半の土砂がスクリーンを通過してしまい流水のせき上げがほとんど生じなく，流水は水通し部を越流することはない。このため，砂防ダム上流での土砂堆積が少ない。また，スクリーン間隔を 1.0 m にすることにより土砂がスクリーンに閉塞されて流水はせき上げられ土砂の堆積が促進され，砂防ダムからの流出土砂は表－ 3.9 に示すように 13,000 m³ に対して 8,000 m³ と減少している。

表－ 3.9 土 砂 収 支

名 称	CASE No	流 量 (m ³ /s)	扇 状 地 内 流入土砂量 (m ³)	扇 状 地 内 堆 砂 量 (m ³)	流 出 土 砂 量 (m ³)
高導流堤：直	9	46.8	210,000	197,000	13,000
	10	46.8	210,000	202,000	8,000
高導流堤：斜	11	46.8	210,000	204,000	6,000

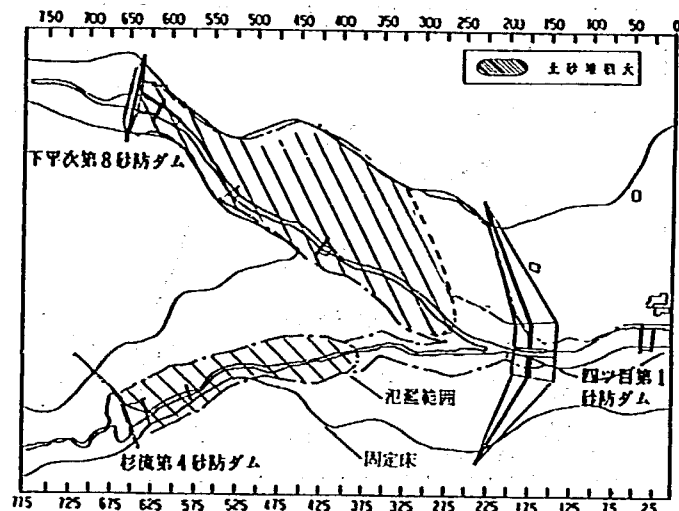


図-3.32 高導流堤：直 (CASE-9) の氾濫範囲
(流量 $46.8 \text{ m}^3/\text{s}$, 土砂量 $210,000 \text{ m}^3$ (通水時間 15 分))



写真-3.18
スリット部：スクリーン間隔 2.0 m ($\phi - 0.5 \text{ m}$)
副ダム：水通し幅 20.0 m
スリット幅 2.0 m
スリット高 2.0 m

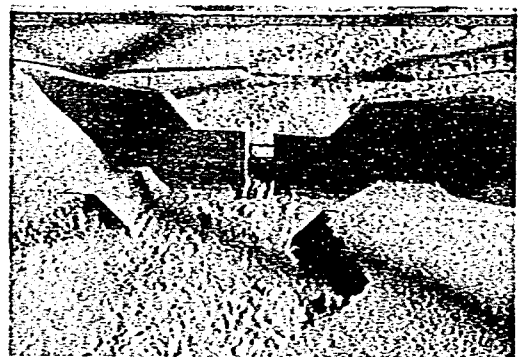


写真-3.19
ダム下流への土砂の流出により副ダム及び
その下流では河床が上昇する。

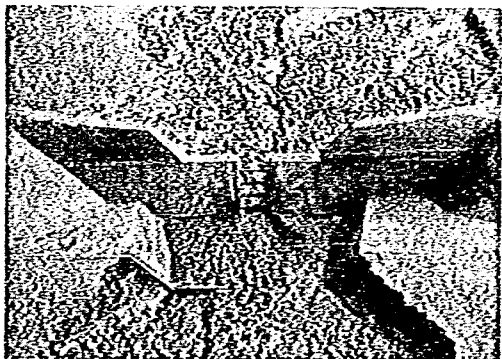


写真-3.20
通水終了後の砂防ダム付近の状況を示す。
スリット部では 5 m 前後の堆積を生じてい
る。



写真-3.21
下平次谷の流れは左岸側に氾濫するが、高
導流堤により導流される。

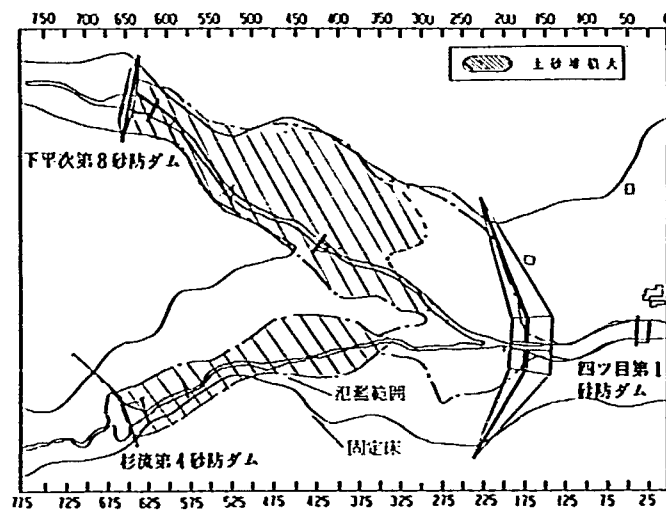


図-3.33 高導流堤：直 (CASE-10) の氾濫範囲
(流量 46.8 m^3/s , 土砂量 210,000 m^3 (通水時間15分))



写真-3.22
砂防ダム水通し天端を0.5 m前後で越流する。砂防ダムからの土砂の流出は少ない。

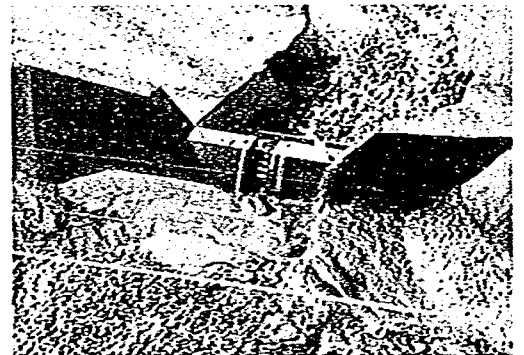


写真-3.23
通水終了後の砂防ダム上流側の状況を示す。ダムのせき上げにより、上流からの流下土砂の大半は、ダム上流に堆積している。



写真-3.24
通水終了後の河道状況を示す。

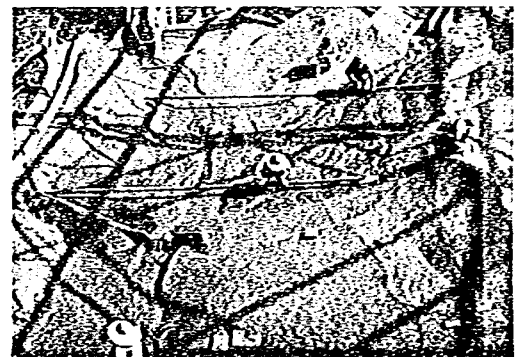


写真-3.25
通水開始より15分経過後の流下状況を示す。

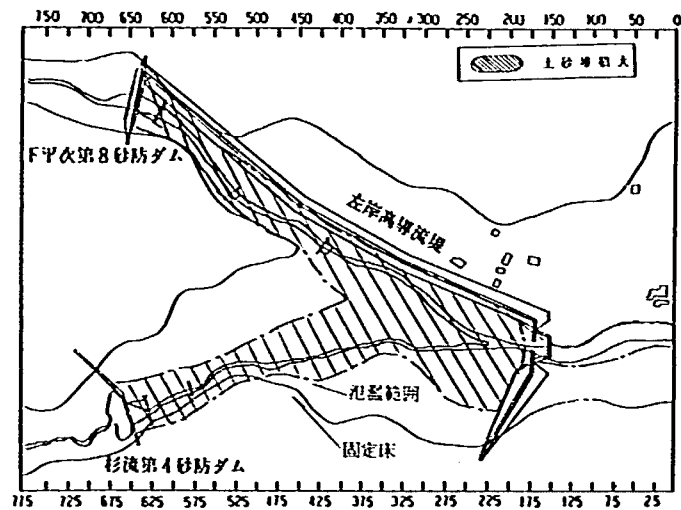


図-3.34 高導流堤：斜 (CASE-11) の氾濫範囲
(流量 46.8 m³/s, 土砂量 210,000 m³ (通水時間15分))

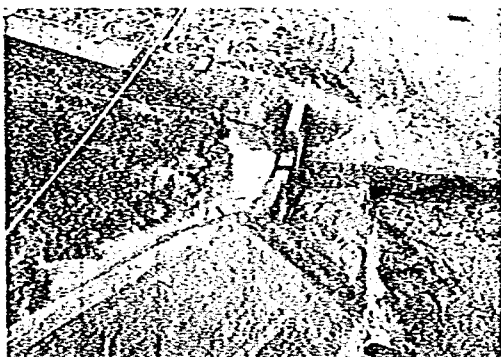


写真-3.26
通水終了後の砂防ダム地点の状況。上流からの流下土砂は砂防ダムのせき上げによりダム上流で停止する。そのためダム下流への土砂の流出は少ない。

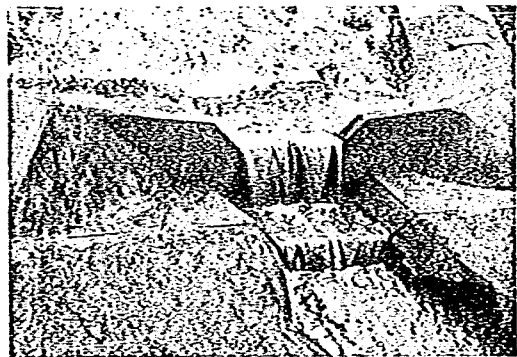


写真-3.27
砂防ダム水通し天端を0.5～1mで越流する。

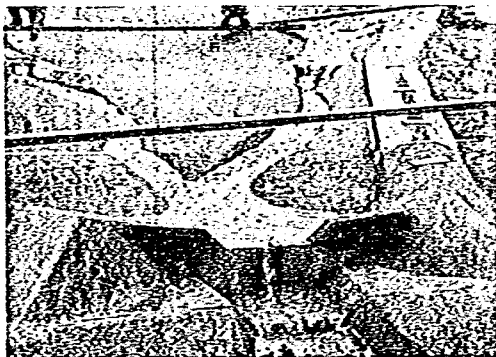


写真-3.28
通水開始直後の砂防ダム地点の流下状況を示す。

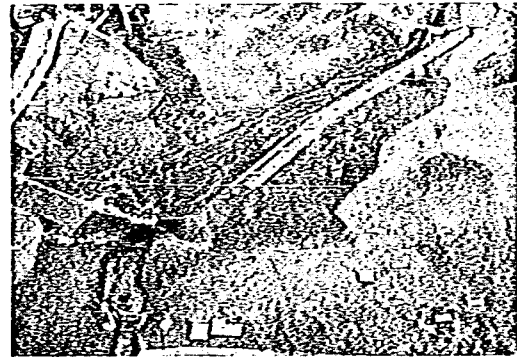
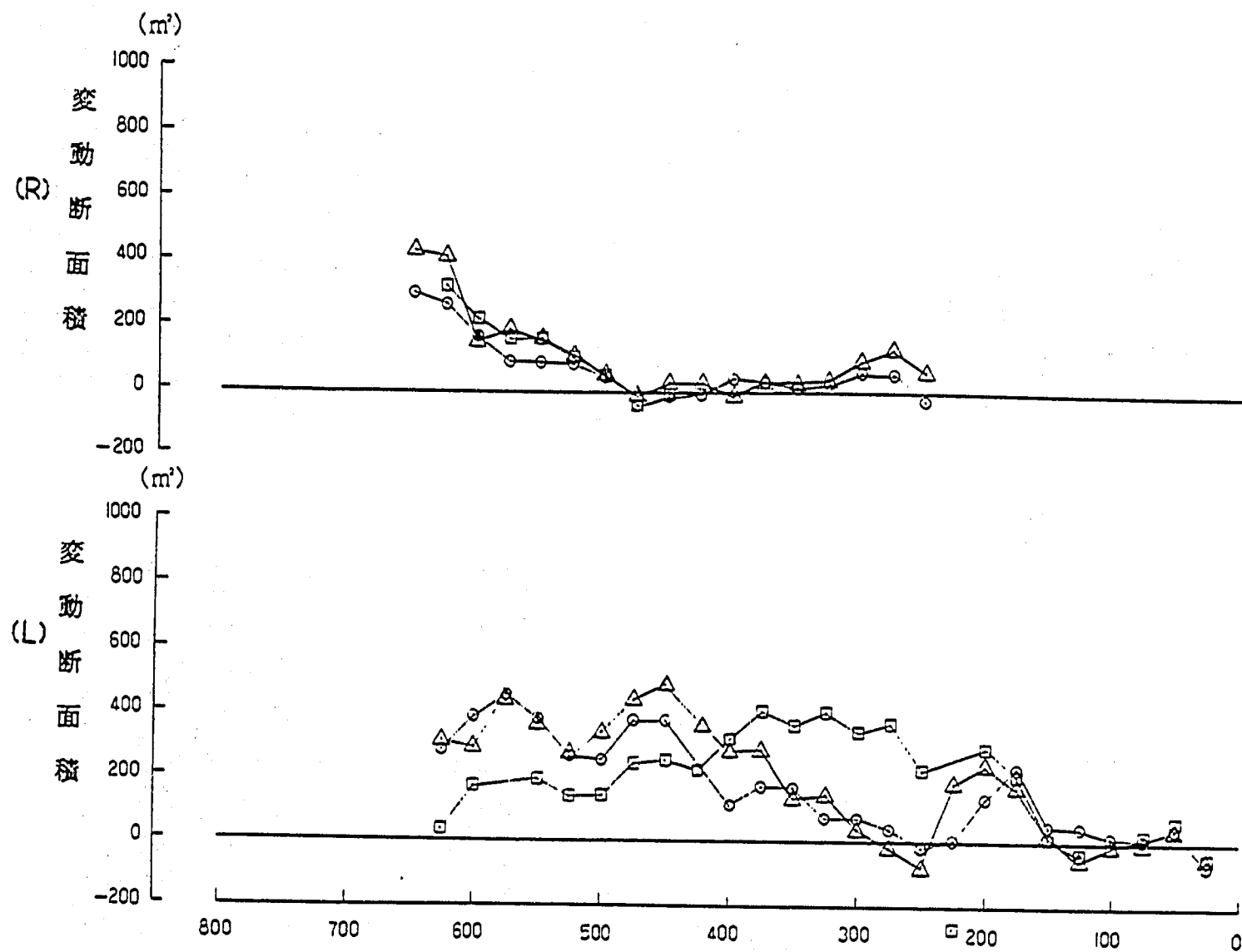


写真-3.29
通水終了後の河道状況を示す。砂防ダム地点へ流下しているのは、下平次谷からの流出土砂が大半である。



CASE	記号
9	○
10	△
11	□

図-3.35 河床変動縦断面図

3.2.4 沈砂池に関する実験について (CASE-12~14)

高導流堤 (砂防ダム) 下流に沈砂池を設けた場合について検討を行った。

実験条件は表-3.10 に示す通りである。

表-3.10 実験条件

CASE No	流 量	模 型 形 状
12	93.6 m ³ /s	高導流堤：スリット幅 3.0m, スクリーンなし 高導流堤下流に沈砂池を設ける
13	93.6 m ³ /s	CASE-12 と同じ形状
14	46.8 m ³ /s	CASE-12 と同じ形状

(1) 流木が流下した場合について

計画流量の 2 倍の流量を与え流木を流下した場合, 図-3.36, 3.37 及び 3.40 に示すように流木の大半は高導流堤 (砂防ダム) により捕捉され下流への流出は少ない。また, 沈砂池内の 2 号床固工にも流木止めのスクリーンを設けたことにより数本の流木が捕捉された。

(2) 沈砂池の効果について

高導流堤 (砂防ダム) 下流に沈砂池を設けた結果, 沈砂池が無い場合の模型下流端への流出土は約 6,000m³ (CASE-11) に対し, 沈砂池を設けることにより表-3.11 に示すように約 4,000m³に減少している。また, 流木が流下した場合には高導流堤 (砂防ダム) により流木が捕捉されるため, 図-3.38, 3.39 に示すように砂防ダム上流での土砂堆積が著しく, 砂防ダムからの土砂流出が少ない。

(3) 実験の再現性について

実験条件を同じにして実験の再現性について検討を行った。その結果, 図-3.36, 3.37 及び 3.39 に示すように, 流木の堆積範囲及び土砂の堆積状況についてもほぼ同じ傾向にあることから, 実験の再現性はあるものと認められる。

表-3.11 土 砂 収 支

名 称	CASE No	流 量 (m ³ /s)	扇状地内流入土砂量 (m ³)	扇状地内堆 砂 量 (m ³)	流 出 土 砂 量 (m ³)	備 考
高導流堤：斜 + 沈砂池	12	93.6	210,000	202,000	8,000	流木有り
	13	93.6	210,000	204,000	6,000	流木有り
	14	96.8	210,000	206,000	4,000	

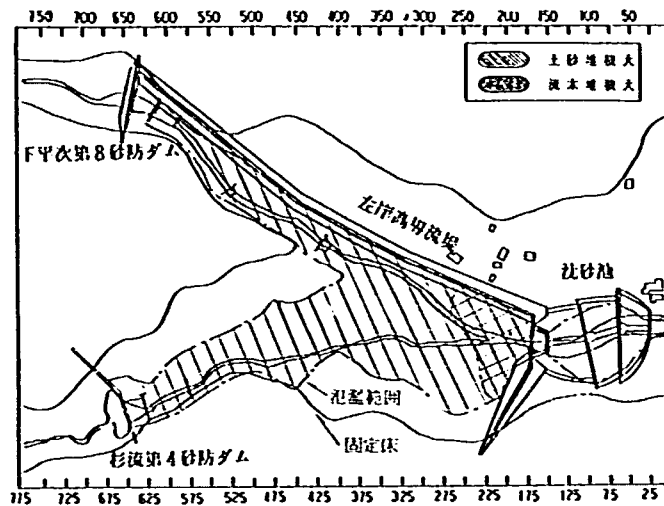


図-3.36 高導流堤：斜+沈砂池 (CASE-12)の氾濫範囲
(流量 46.8m³/s, 土砂量 210,000m³ (通水時間15分))

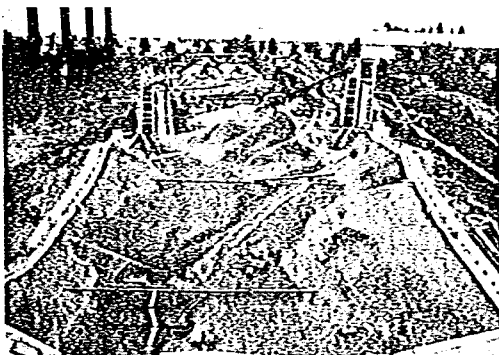


写真-3.30
通水前模型概要。
砂防ダムの下流に沈砂池を設けた。
砂防ダム：水通し幅 20.0m
スリット幅 3.0m
スリット高 13.0m
(スクリーンなし)

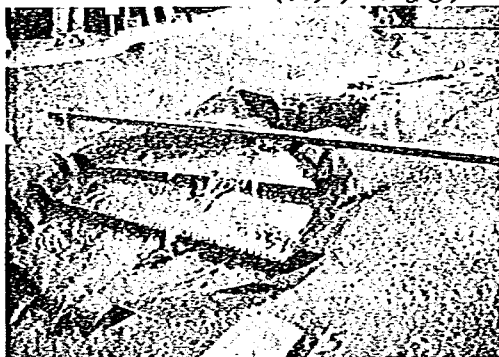


写真-3.32
砂防ダム上流に流木が堆積し、せき上げが生ずるため下流への土砂の流出も少ない。

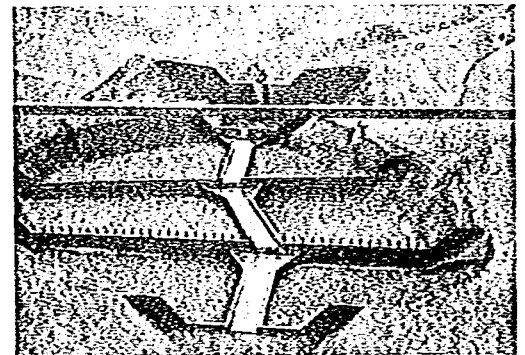


写真-3.31
沈砂池内床固工形状：水通し幅 5.0m
常水路幅 5.0m
常水路勾配 1/20
2号床固工水通し部に高さ1.5m, 間隔2.0m (φ=0.25m)のスクリーンを設ける。

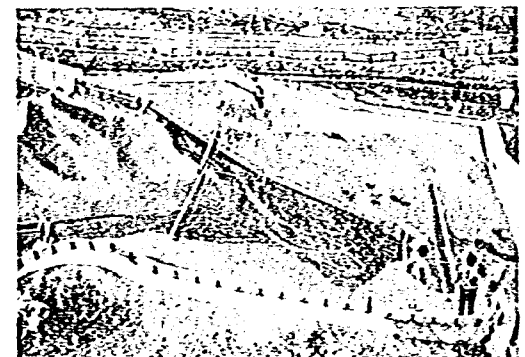


写真-3.33
通水終了後の砂防ダム上流の流木の堆積状況。

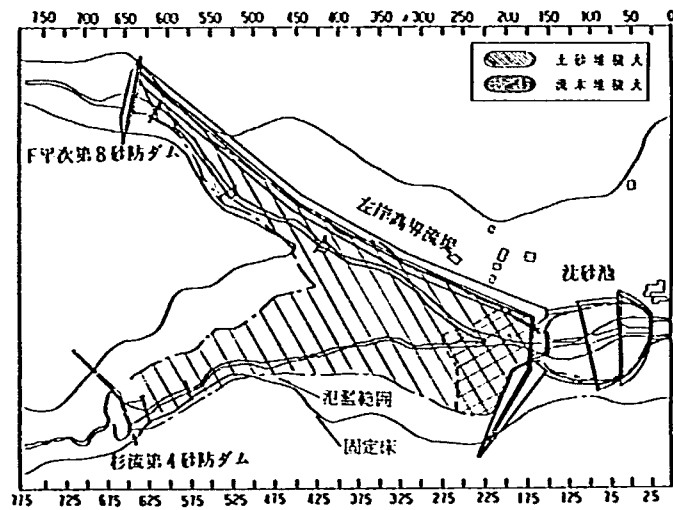


図-3.37 高導流堤：斜+沈砂池 (CASE-13)の泥壅範囲
(流量 $93.6 \text{ m}^3/\text{s}$, 土砂量 $210,000 \text{ m}^3$ (通水時間15分))

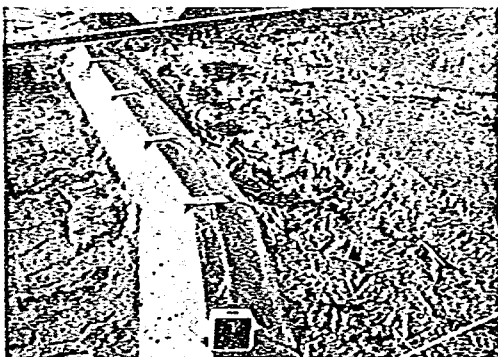


写真-3.34

通水開始より5分経過後の左岸高導流堤沿いの土砂及び流木の流下状況。

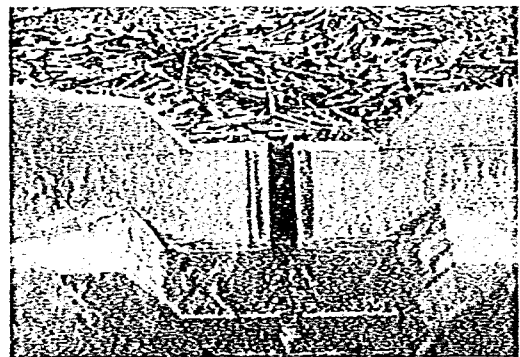


写真-3.35

砂防ダム上流の流木の堆積状況を示す。

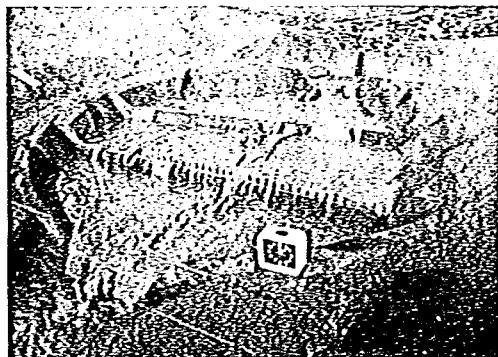


写真-3.36

通水開始より7分経過後の沈砂池内の土砂の流下状況を示す。流木の大半は砂防ダムにより捕捉され、沈砂池内への流入は少ない。砂防ダム水通し部は越流しない。

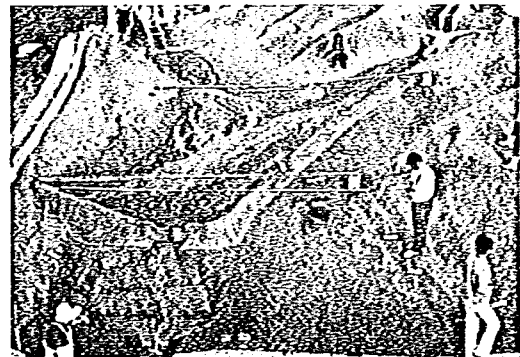


写真-3.37

通水開始15分経過後の流下状況を示す。

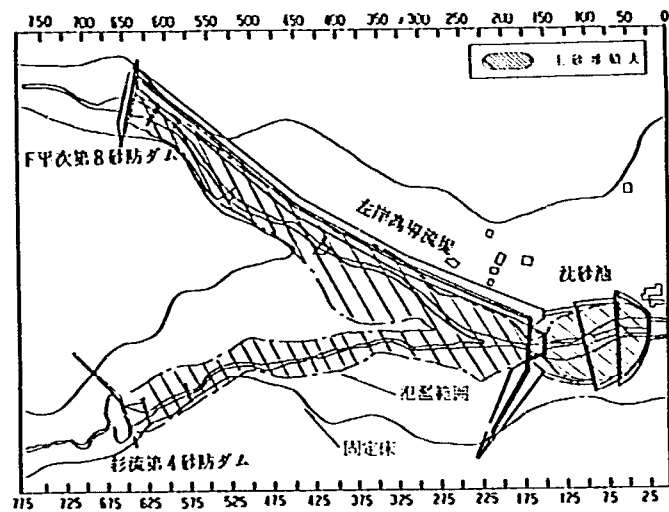


図-3.38 高導流堤：斜+沈砂池 (CASE-14) の氾濫範囲
(流量 $46.8 \text{ m}^3/\text{s}$, 土砂量 $210,000 \text{ m}^3$ (通水時間15分))



写真-3.38
沈砂池内の堆積土砂は、元河床勾配(1/10)の1/2程度で堆積している。

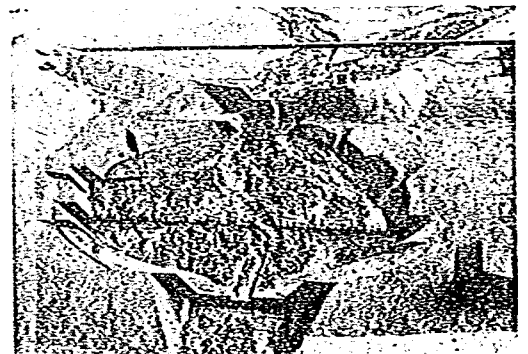


写真-3.39
通水終了後の沈砂池内の土砂堆積状況を示す。

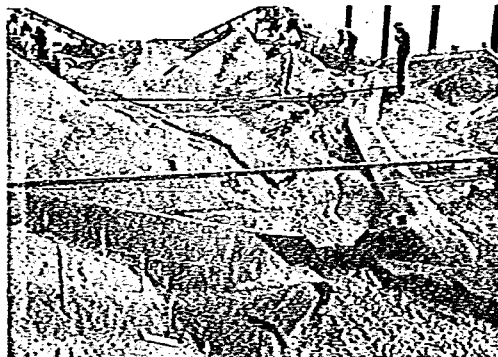


写真-3.40
通水開始より13分経過後の流下状況を示す。
砂防ダム上流での土砂の堆積は少ない。

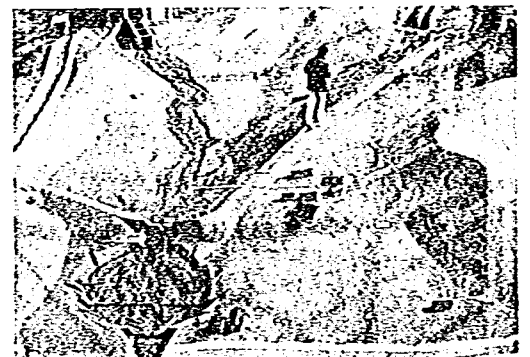
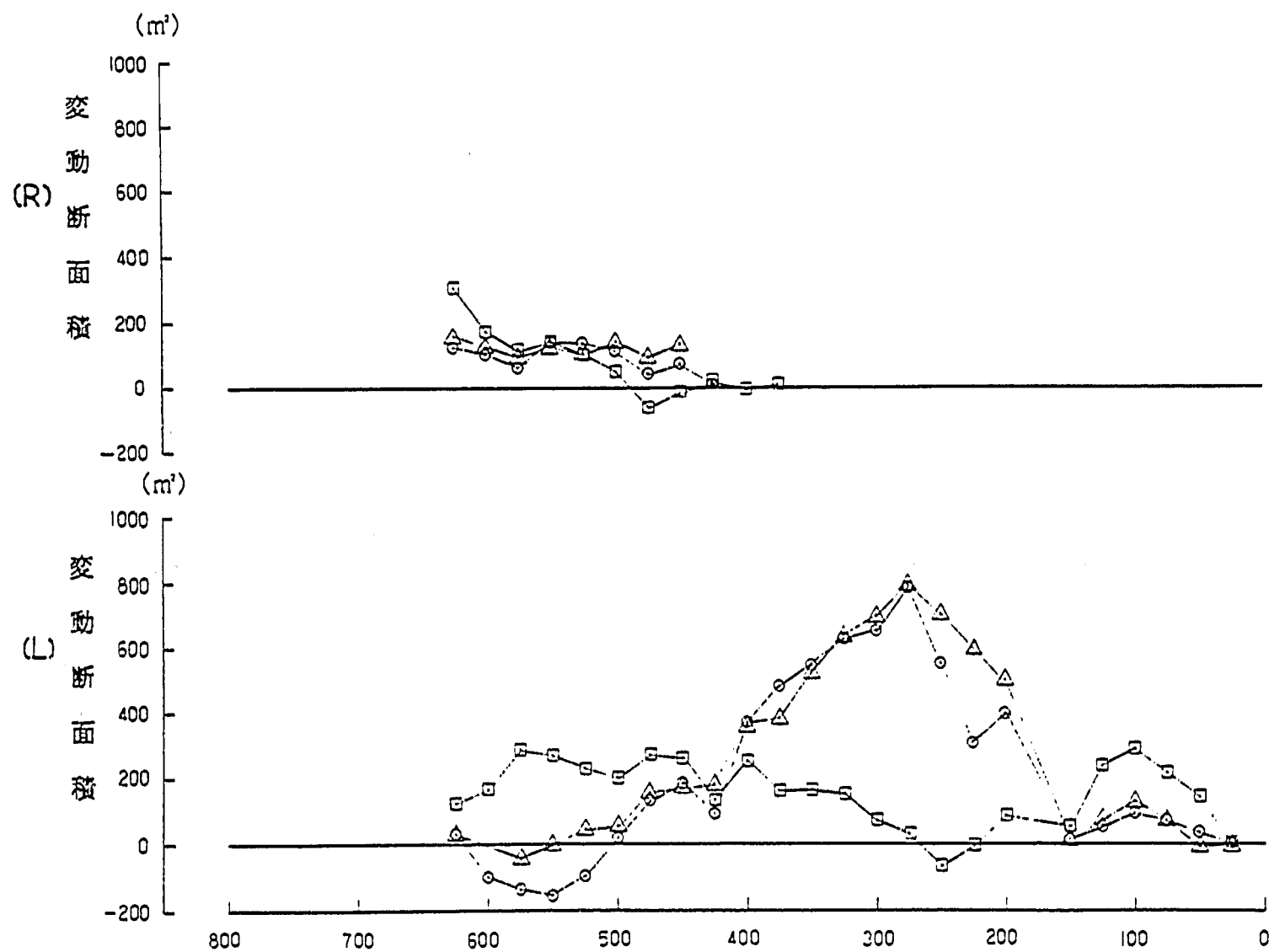


写真-3.41
通水終了後の河道状況。



CASE	記号
12	○
13	△
14	□

図-3.39 河床変動縦断面図

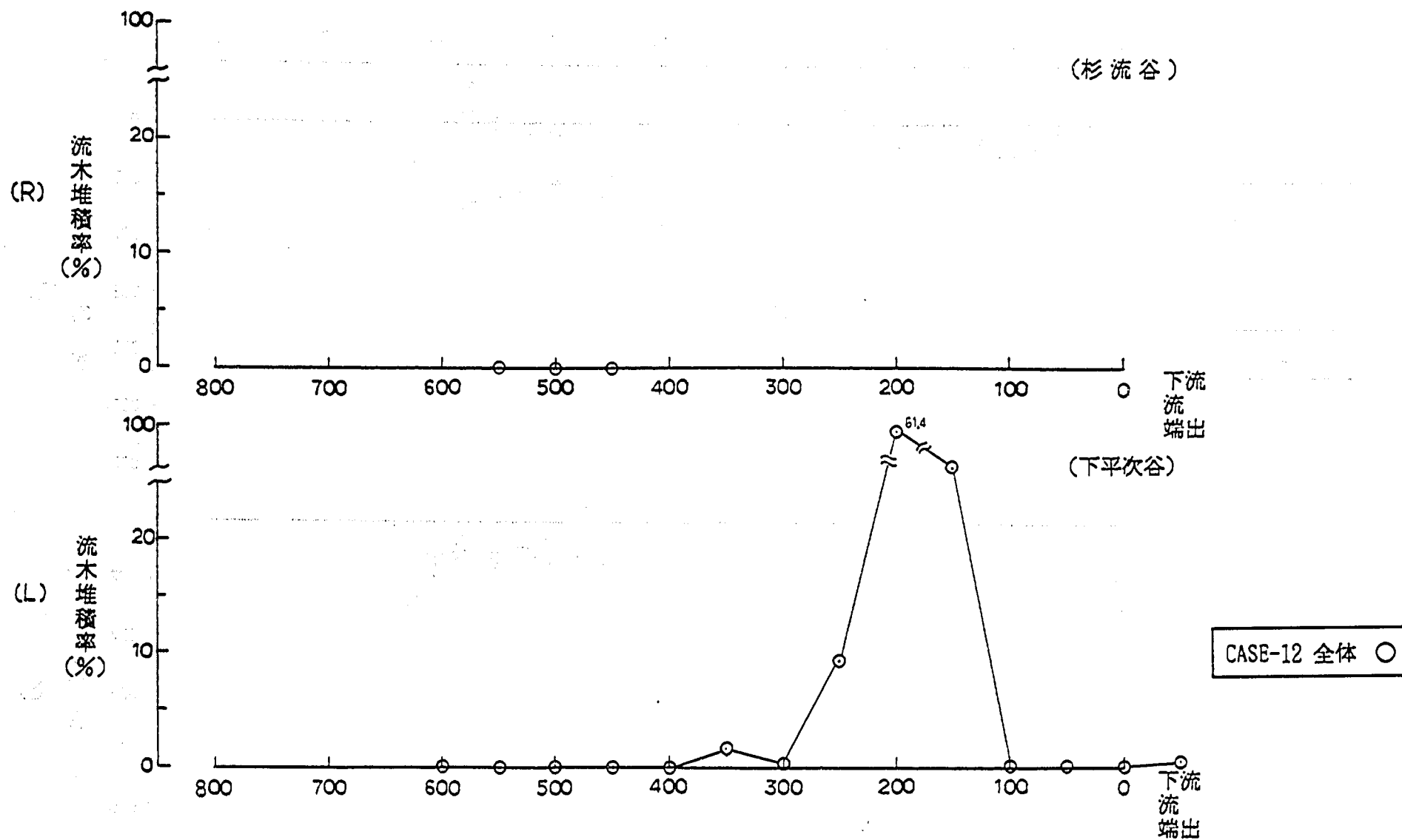


図-3.40 流木の堆積状況

3.2.5 床固工群に関する実験について (CASE-15~22)

扇頂部模型上に形状及び間隔の異なる4種類の床固工群の模型を設置し、土石流対策に最適な床固工の形状と間隔について検討する。

実験条件は表-3.12に示す通りである。

表-3.12 実験条件

CASE No	流量	模 型 形 状	構 造
15	46.8m ³ /s	床固工形状は水平とし、45m間隔で12基設置した場合について	CASE-16以降、8~9号床固工間の中央導流堤を撤去
16	46.8m ³ /s		
17	46.8m ³ /s	床固工形状は水平 (CASE-15, 16と同じ形状) 30m間隔で17基設置した場合について	—
18	46.8m ³ /s	床固工形状は地形に沿った形状とし、30m間隔で17基設置した場合について	CASE-16以降、3号床固より下流に低水路護岸を設置
19	93.6m ³ /s		
20	46.8m ³ /s	床固工形状はCASE-18, 19と同じく現地形に沿った形状とし、45m間隔で12基設置した場合について	CASE-21以降、水通高を変えた。9号2m低、3号3m高、2号1.5m高
21	46.8m ³ /s		
22	46.8m ³ /s	模型形状はCASE-21と同じ形状とし流木が流下した場合について	—

(1) 床固工の横断形状の違いについて

1) 氾濫範囲について

床固工の水通し形状を水平にした場合と地形に沿った形状にした場合について検討を行った結果、床固工形状を水平にした場合には、流水が河道全体に広がる傾向があるが、床固工が地形に沿った形状では現主流路 (水通し部) に沿って流下するため、河道全体が有効に利用されない傾向にある。図-3.41~3.48, 写真-3.76, 3.77に示すように流下範囲の広がりの違いが明らかである。

2) 流出土砂について

下流への流出土砂については、表-3.14に示すように床固工が水平の場合には5,000m³~7,000m³ (CASE-15, 16, 17) であるが、地形の場合には5,000m³~10,000m³ (CASE-18, 20, 21) と流水が現河道に集中して流下するため流出土砂が多くなる傾向がある。

図-3.49~3.51は初期河床を基準とした河床変動を示したものである。

3) 床固工前庭部の局所洗掘について

図-3.52は床固工前庭部の局所洗掘を示したものである。床固工が水平の場合には3m前後、地形の場合には4m前後の局所洗掘を生じており、床固工形状が水平の場合の方が地形形状に比べ流水が全体に分散することから、局所洗掘はやや小さくなる傾向にある。

河床高縦断図を図-3.53~3.56に示す。

(2) 床固工の間隔について

1) 氾濫範囲について

床固工の間隔の違いによる土砂の堆積範囲は図-3.41~3.48に示すようにほとんど変化は認められなかった。

2) 床固工前庭部の局所洗掘について

床固工間隔は、30mと45mについて検討を行った。床固工前庭部の局所洗掘について図－3.52に示すように、30m間隔に比べて45m間隔の方が若干大きいが大差はなく、床固工前庭部で3～4mの局所洗掘が生じている。

3) 流出土砂量について

床固工の間隔の違いによる流出土砂量は表－3.13に示すように、床固工の形状の違いにおいても床固工間隔が狭いほど少ない。

表－3.13 流出土砂量の変化

床固工横断形状	床固工間隔	流出土砂量	CASE
水 平	45 m	7,000m ³	16
	30 m	5,000m ³	17
地 形	45 m	9,000m ³	21
	30 m	5,000m ³	18

(3) 流木が混入した場合の氾濫範囲の変化

流木が混入することにより、土石流の流動性が減少し、土砂が上流で堆積し易くなる。図－3.47、3.48は流木を含まない場合(CASE－22)と流木が混入した場合(CASE－22)の土砂の堆積範囲を示したものであるが、土砂の流下範囲は流木を含んだ場合の方が上流で堆積している。

また、全体の12%の流木が下流へ流出しており、別途流木止めが必要と考えられる。

表－3.14 土 砂 収 支

名 称	CASE No	流 量 (m ³ /s)	扇 状 地 内 流入土砂量 (m ³)	扇 状 地 内 堆 砂 量 (m ³)	流 出 土 砂 量 (m ³)	備 考
床固工群：水平 (12基)	15	46.8	210,000	204,000	6,000	
	16	46.8	210,000	203,000	7,000	
床固工群：水平 (17基)	17	46.8	210,000	205,000	5,000	
床固工群：地形 (17基)	18	46.8	210,000	205,000	5,000	
	19	93.6	210,000	188,000	22,000	
床固工群：地形 (12基)	20	46.8	210,000	200,000	10,000	
	21	46.8	210,000	201,000	9,000	
	22	46.8	210,000	205,000	5,000	流木有り

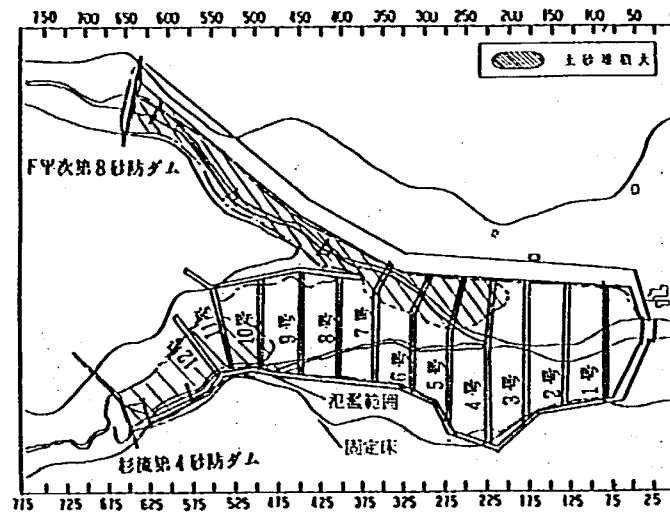


図-3.41 床固工群：水平（ $L=45\text{m}$ 間隔）（CASE-15）
の氾濫範囲
（流量 $46.8\text{ m}^3/\text{s}$ 、土砂量 $210,000\text{ m}^3$ （通水時間15分））

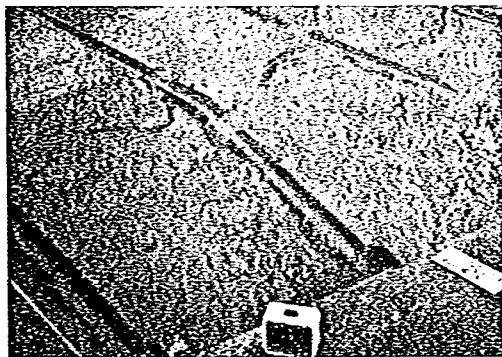


写真-3.42

上流からの土砂の流下の少ない区間の床固工前庭部では、2 m前後の局所洗掘を生じる。

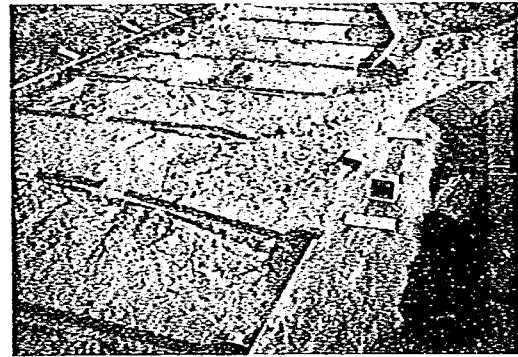


写真-3.43

床固工（水平）を計画したことにより、流れはほぼ河道全体を流下する。下平次谷の合流点上流では中央導流堤の影響（河道幅が狭くなっている）により土砂堆積が生じている。



写真-3.44

通水終了後の河床状況を示す。砂防ダムからの土砂の流出は少ない。

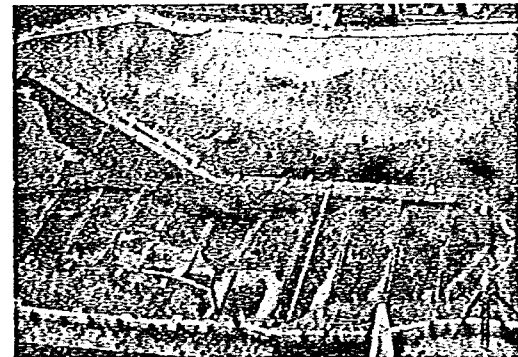


写真-3.45

通水終了後の河道状況を示す。下平次谷からの流下土砂は、4号床固工付近まで達している。

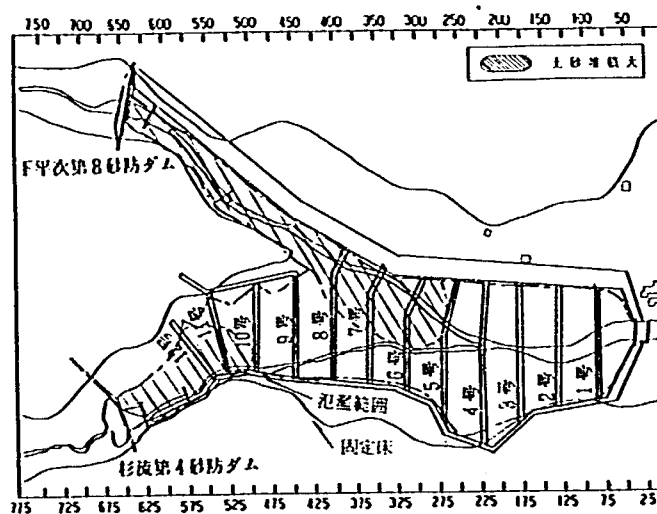


図-3.42 床固工群：水平（ $L=45\text{m}$ 間隔）（CASE-16）
の氾濫範囲
（流量 $46.8\text{m}^3/\text{s}$ 、土砂量 $210,000\text{m}^3$ （通水時間15分））

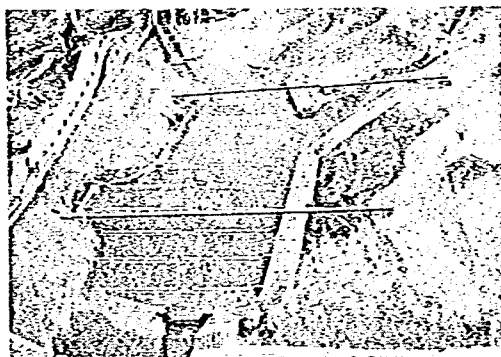


写真-3.46

通水前の模型形概要（床固工はCASE-15
と同形状）8号～9号床固工間の中央導流堤を撤去する。

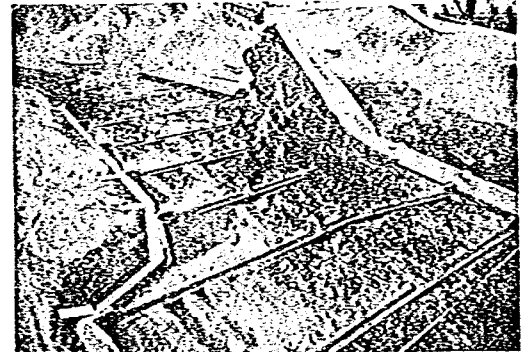


写真-3.47

通水終了後の河道内の状況を示す。下平次
谷からの流れは中央導流堤の一部を撤去し
たことにより河道中央へ広がる傾向にある。

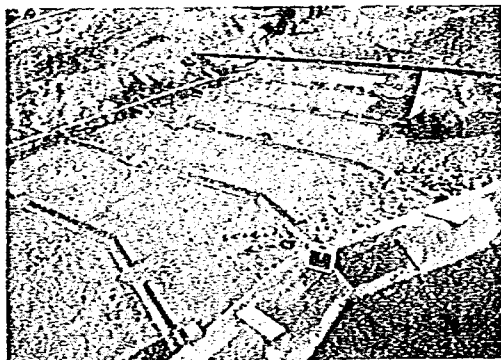


写真-3.48

8号～9号床固工間の中央導流堤を撤去し
たことにより、下平次谷からの流れは河道
中央部分に流下する。



写真-3.49

通水終了後の河道状況を示す。下平次谷か
らの流下土砂は5号床固工付近まで達して
いる。また、杉流谷からの流下土砂は9号
床固工付近まで達している。

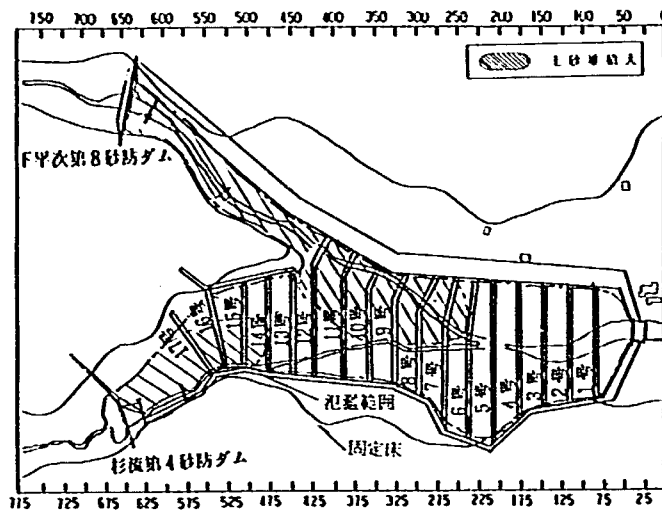


図-3.43 床固工群：水平（ $L=30\text{m}$ 間隔）（CASE-17）
の氾濫範囲
（流量 $46.8\text{m}^3/\text{s}$ 、土砂量 $210,000\text{m}^3$ （通水時間15分））



写真-3.50
床固工水通し前庭部で2m前後の局所洗掘
を生じる。（7号床固工）

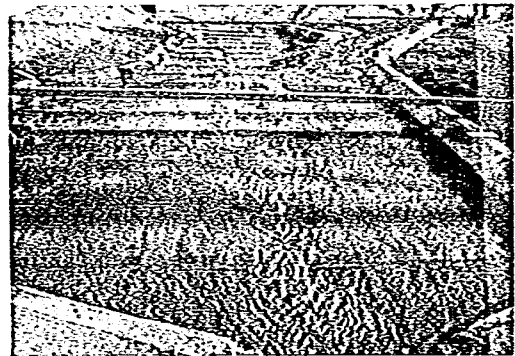


写真-3.51
河道内の流れは、ほぼ全体に分散し流下
する。



写真-3.52
通水終了後の河道状況を示す。下平次谷
からの流れは、6号床固工付近まで達する。
また、杉流谷からの流れは15号床固工付
近まで達する。

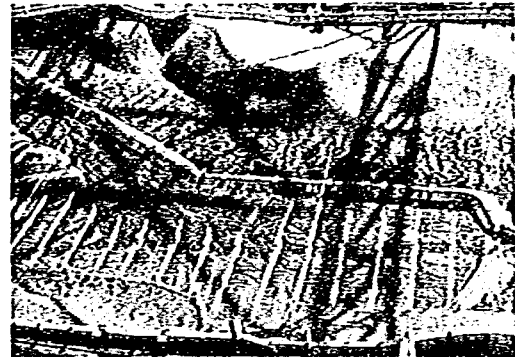


写真-3.53
通水終了後の河道状況を示す。下平次谷
からの流れは、6号床固工付近まで達する。
また、杉流谷からの流れは15号床固工付
近まで達する。

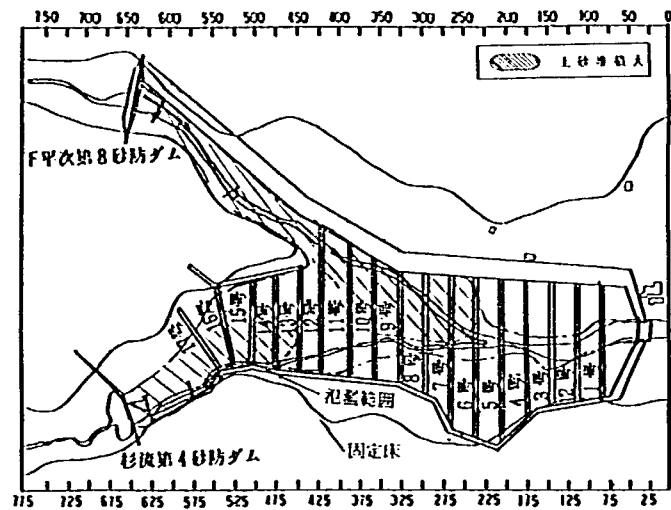


図-3.44 床固工群：地形（ $L=30\text{ m}$ 間隔）（CASE-18）
の泥溜範圍
（流量 $46.8\text{ m}^3/\text{s}$ ，土砂量 $210,000\text{ m}^3$ （通水時間15分））



写真-3.54

通水前の模型概観。
床固工：地形（17基） 水通し長 袖天端幅
杉流谷 7.0 m 3.0 m
下平次谷 9.0 m 3.0 m
合流後 10.0 m 3.0 m

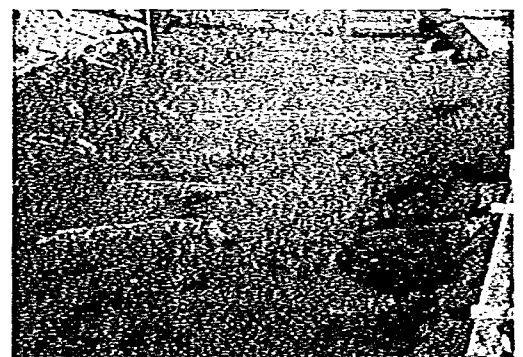


写真-3.55

流れは、低水路部分（現主流路部）に集中し流下する。



写真-3.56

通水開始より15分経過後の流下状況。床固工形状が水平の場合に比べ、現主流路に沿って流下するため、流水の広がりはない。

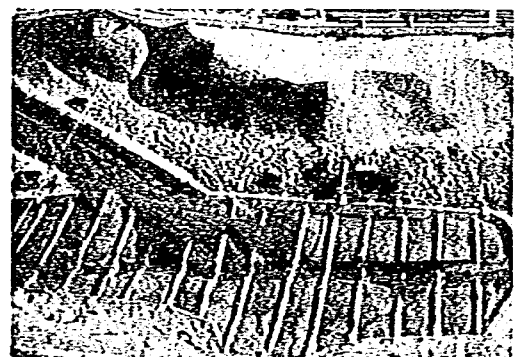


写真-3.57

通水終了後の河道状況を示す。下平次谷からの流下土砂は、6号床固工付近まで達する。また、杉流谷からの流下土砂は、12号床固工付近まで達する。

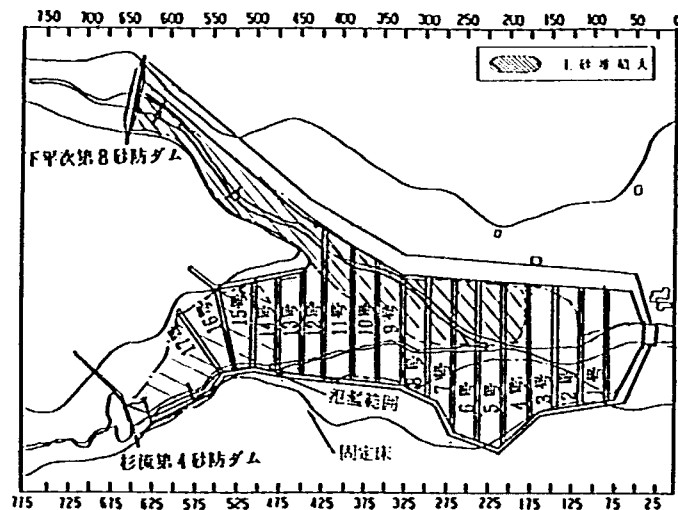


図-3.45 床固工群：地形（ $L=30$ m間隔）（CASE-19）
の氾濫範囲
（流量 $93.6 \text{ m}^3/\text{s}$ 、土砂量 $210,000 \text{ m}^3$ （通水時間15分））



写真-3.58

11号床間工より下流では、流水の広がり方が小さく堆砂域は有効に利用されない。

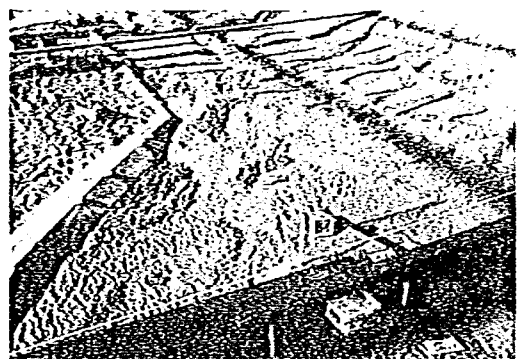


写真-3.59

計画高水流量の2倍の流量を与えた結果、CASE-18に比べ流れは広がる傾向にある。



写真-3.60

砂防ダム上流では、上流からの移動土砂により河床が上昇傾向にある。



写真-3.61

通水開始より15分経過後の流下状況。11号床固工より下流の現主流路より右岸側の部分については流水の広がり方が小さく堆砂域は有効に利用されない。

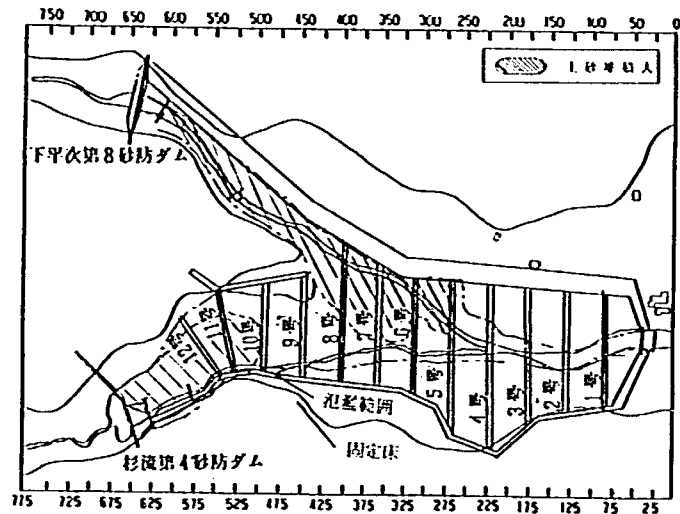


図-3.46 床固工群：地形（L=45m間隔）（CASE-20）
の氾濫範囲
（流量 46.8m³/s, 土砂量 210,000m³（通水時間15分））

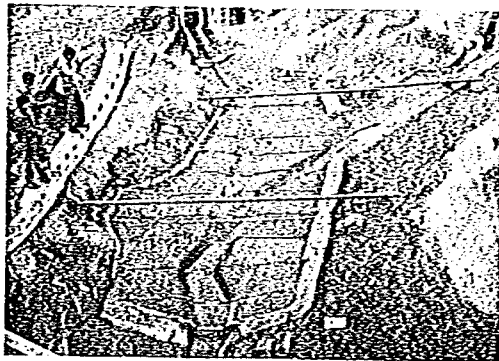


写真-3.62
通水前の模型概要。
床固工の形状は、CASE-19 と同じである。
砂防ダムから3号床固工間の現流路工部分
に護岸を設置する。



写真-3.63
通水開始より12分経過後の合流点付近の流
下状況。杉流谷からの流出土砂は9号床固
工付近まで及んでおり、9号～7号床固工
前庭部では2～3mの局所洗掘を生じてい
る。



写真-3.64
通水開始より15分経過後の砂防ダム上流の
河道状況を示す。4号床固工前庭部では4
～5mの局所洗掘を生じる。（現河床勾配
が急になっているため）

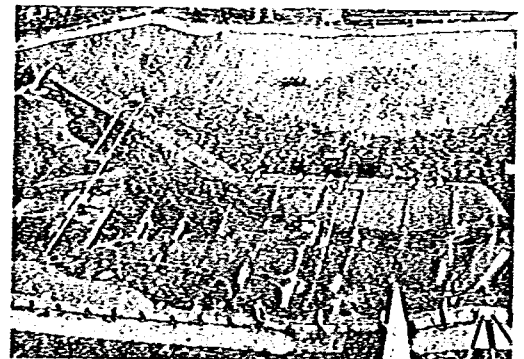


写真-3.65
通水終了後の河道状況を示す。下平次谷から
の流出土砂は5号床固工付近まで達している。
また、杉流谷からの流出土砂は9号床固工付
近まで達している。その下流の9号～7号床
固工前庭部では2m前後、4号床固工前庭部
では4m～5mの局所洗掘が生じている。

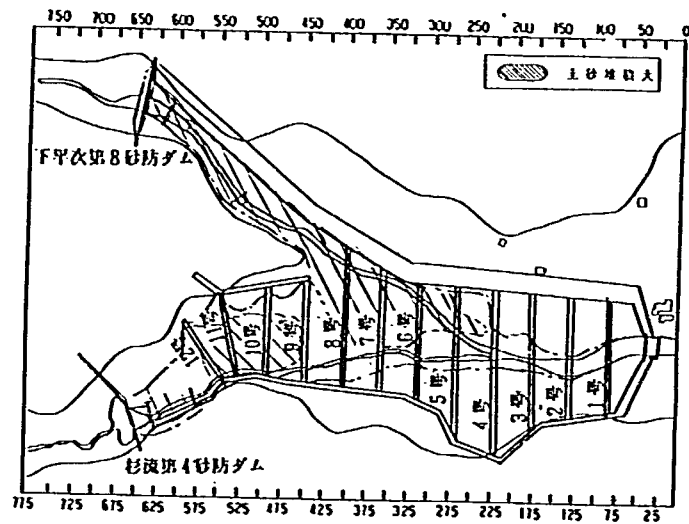


図-3.47 床固工群：地形（L=45m間隔）（CASE-21）
の氾濫範囲
（流量46.8m³/s、土砂量210,000m³（通水時間15分））

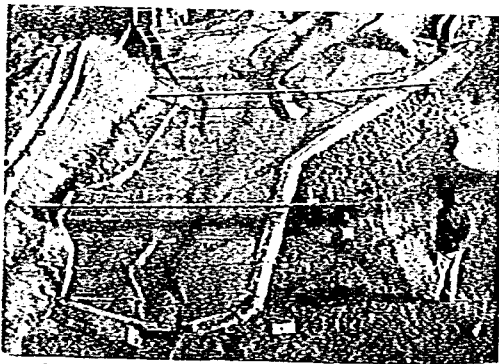


写真-3.66

通水前の模型概要。床固工：地形（12基）
床固工の位置はCASE-20と同位置とし、
次の3基の床固工を改良した。
・9号床固工水通し高を2m低くする。
・3号床固工水通し高を3m高くする。
・2号床固工水通し高を1.5m高くする。

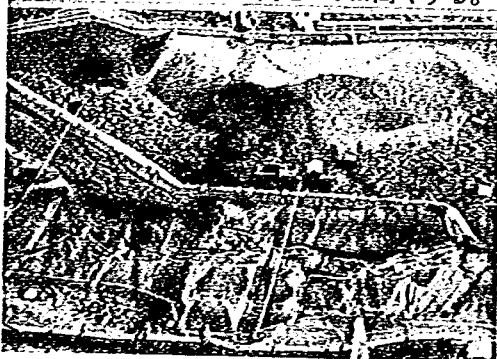


写真-3.68

通水終了後の河道状況を示す。下平次谷
からの流出土砂は5号床固工地点まで達して
いる。また、杉流谷からの流れは9号床固
工付近まで達する。

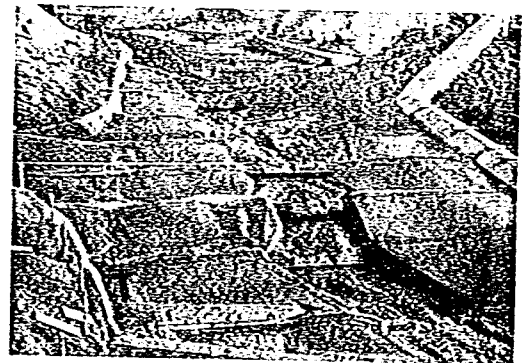


写真-3.67

4号床固工前庭部での局所洗掘は、2m程
度（CASE-20では4～5mの洗掘）に緩和
された。

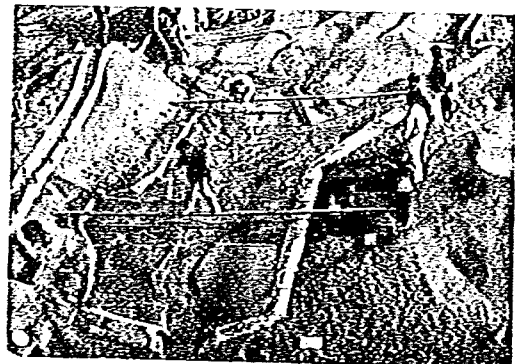


写真-3.69

通水開始より15分経過後の流下状況。

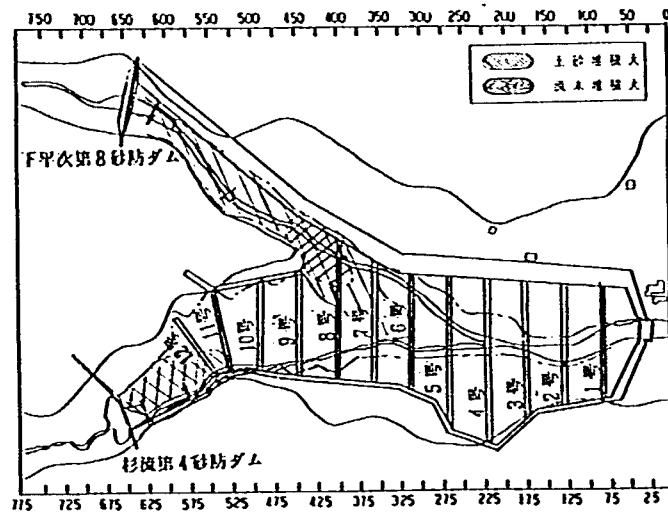


図-3.48 床固工群：地形（L=45m間隔）（CASE-22）
の氾濫範囲
（流量46.8m³/s、土砂量210,000m³（通水時間15分））

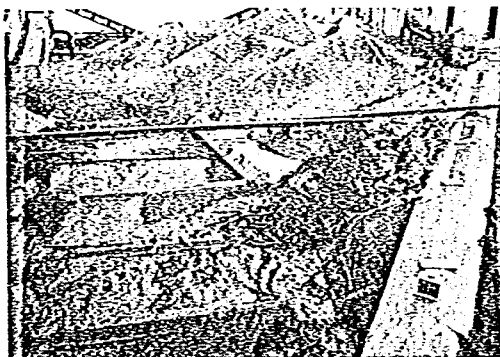


写真-3.70

通水開始より12分経過後の合流点付近の流木の流下状況を示す。下平次谷からの流木は8号床固工上流で、また杉流谷からの流木は10号床固工上流で大半が堆積する。

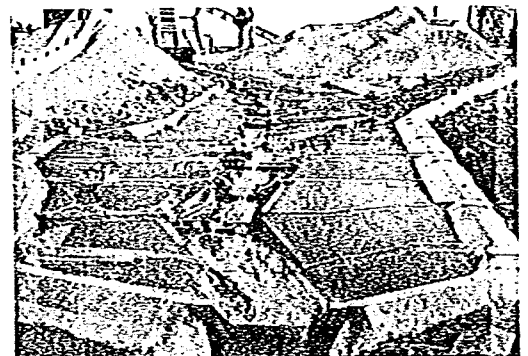


写真-3.71

通水開始より15分経過後の河道内の流木の堆積状況。流木は床固工の左右岸の袖部分に主に堆積している。



写真-3.72

通水終了直後の河道内の流木の堆積状況を示す。下平次谷からの流木は8号床固工上流で、また杉流谷からの流木は10号床固工上流で大半が堆積する。

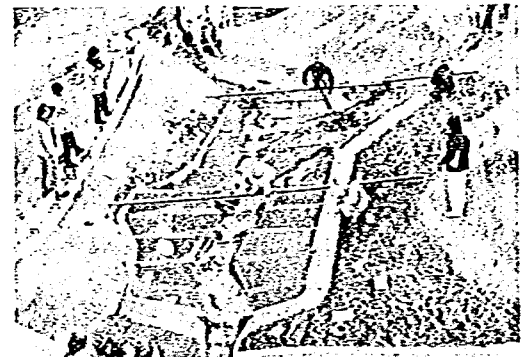


写真-3.73

通水開始より15分経過後の流下状況。

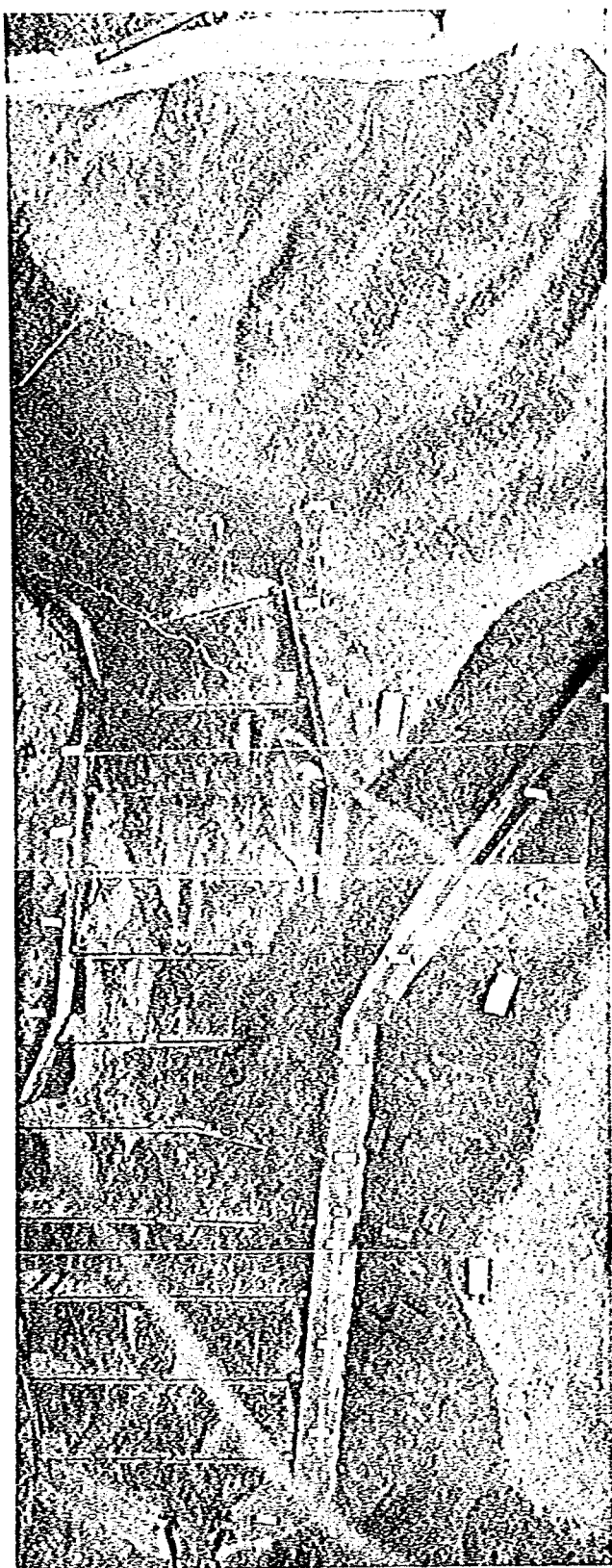


写真-3.74 CASE-15 (水平, 45m間隔,
46.8 m³/s)

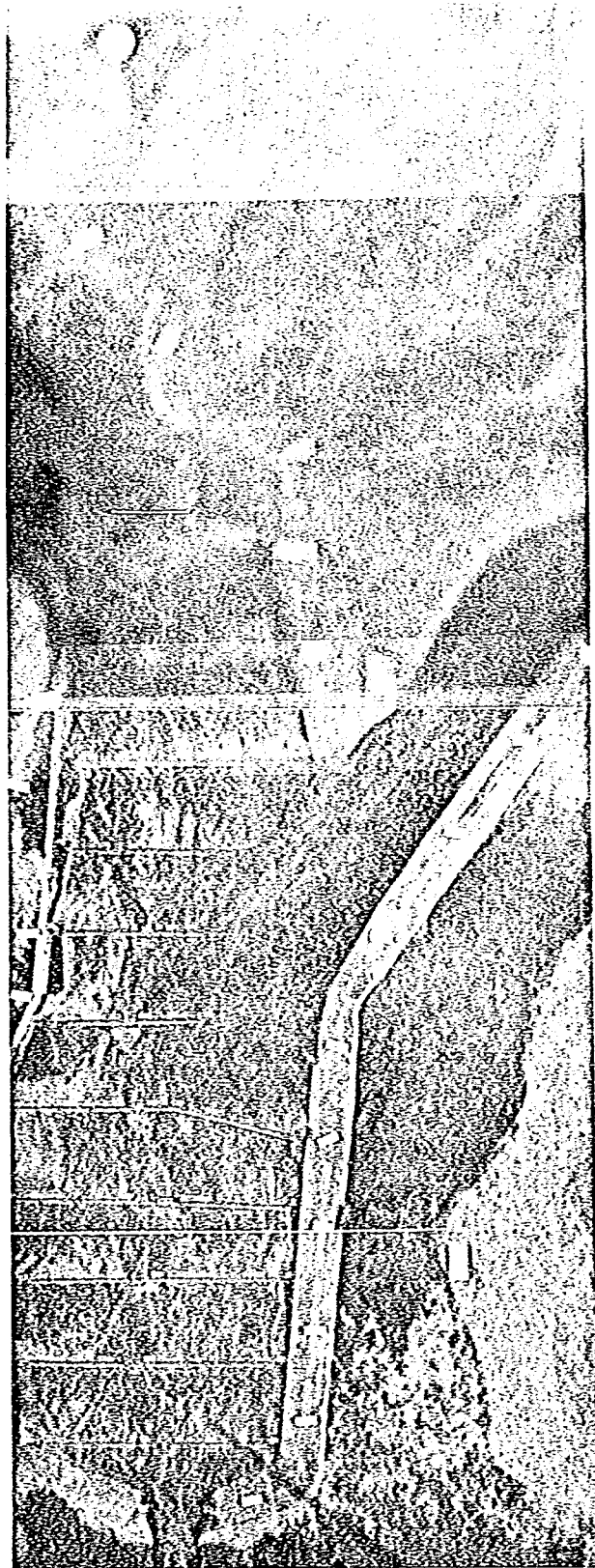


写真-3.75 CASE-16 (水平, 45m間隔,
46.8 m³/s)

最終形状

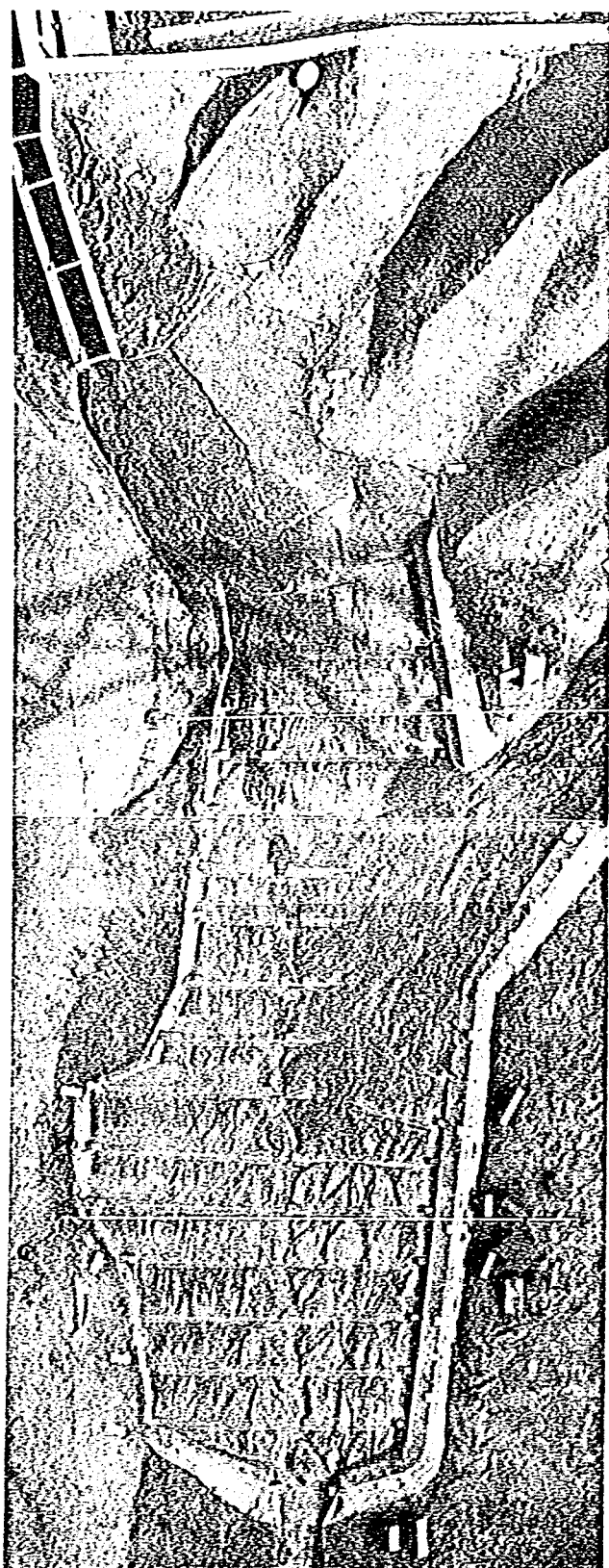


写真-3.76 CASE-17 (水平, 30m間隔,
46.8m³/s)

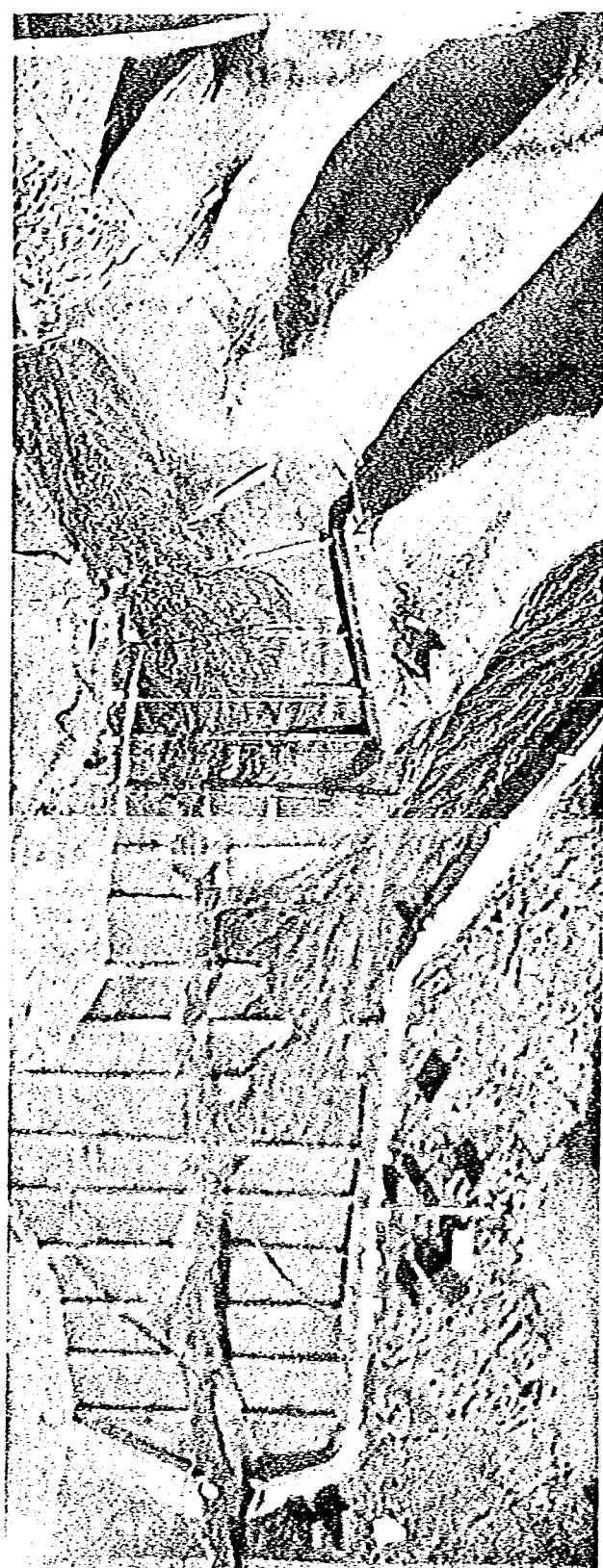


写真-3.77 CASE-18 (地形, 30m間隔,
46.8m³/s)

最終形状

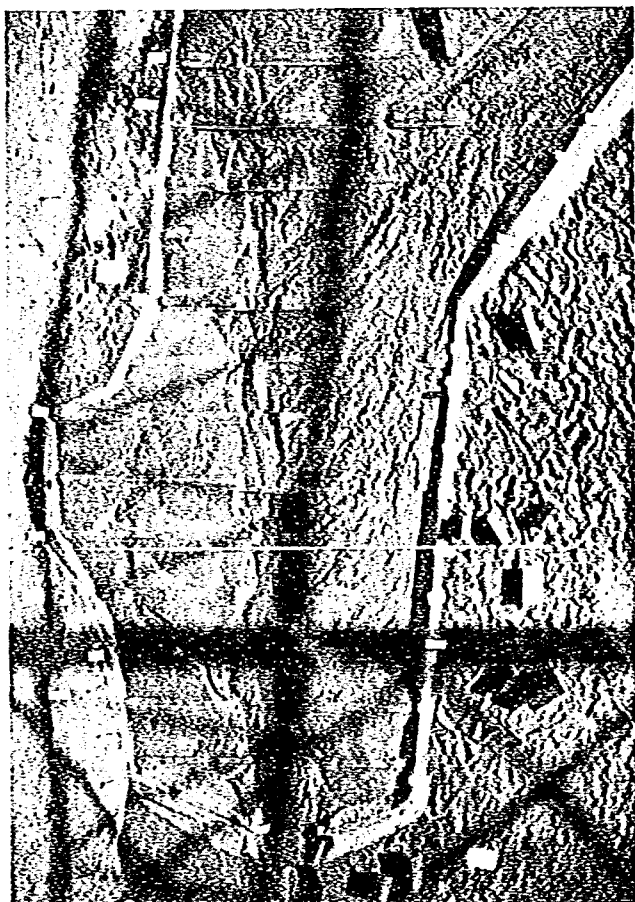


写真- 3.78 CASE-19 (地形, 30 m間隔,
93.6 m³/s)

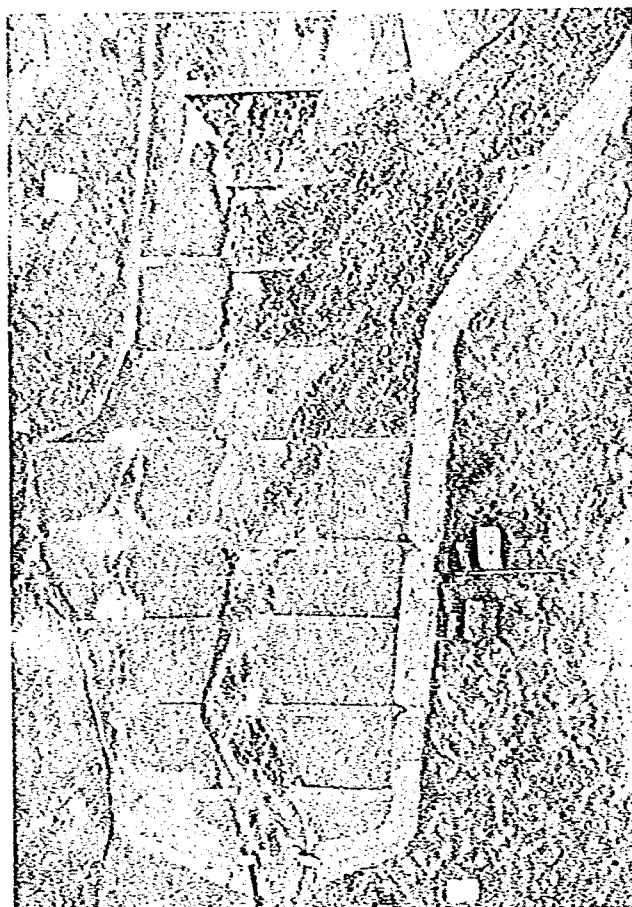


写真- 3.79 CASE-20 (地形, 45 m間隔,
46.8 m³/s)

最 終 形 状

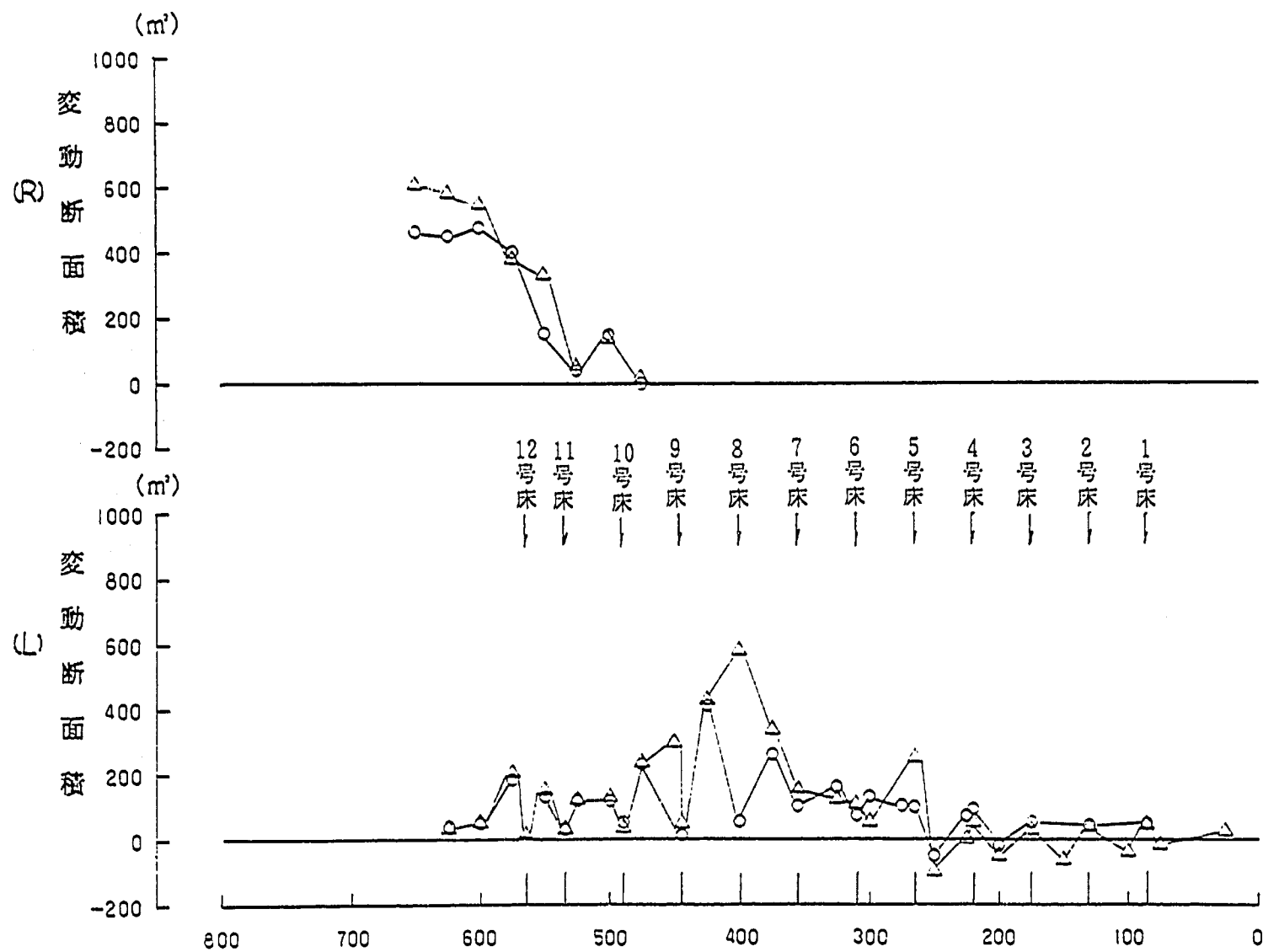


写真-3.80 CASE-21 (地形, 45 m間隔,
46.8 m³/s)



写真-3.81 CASE-22 (地形, 45 m間隔,
46.8 m³/s, 流木有)

最 終 形 状



CASE	記号
15	○
16	△

图-3.49 河床变动纵断面图

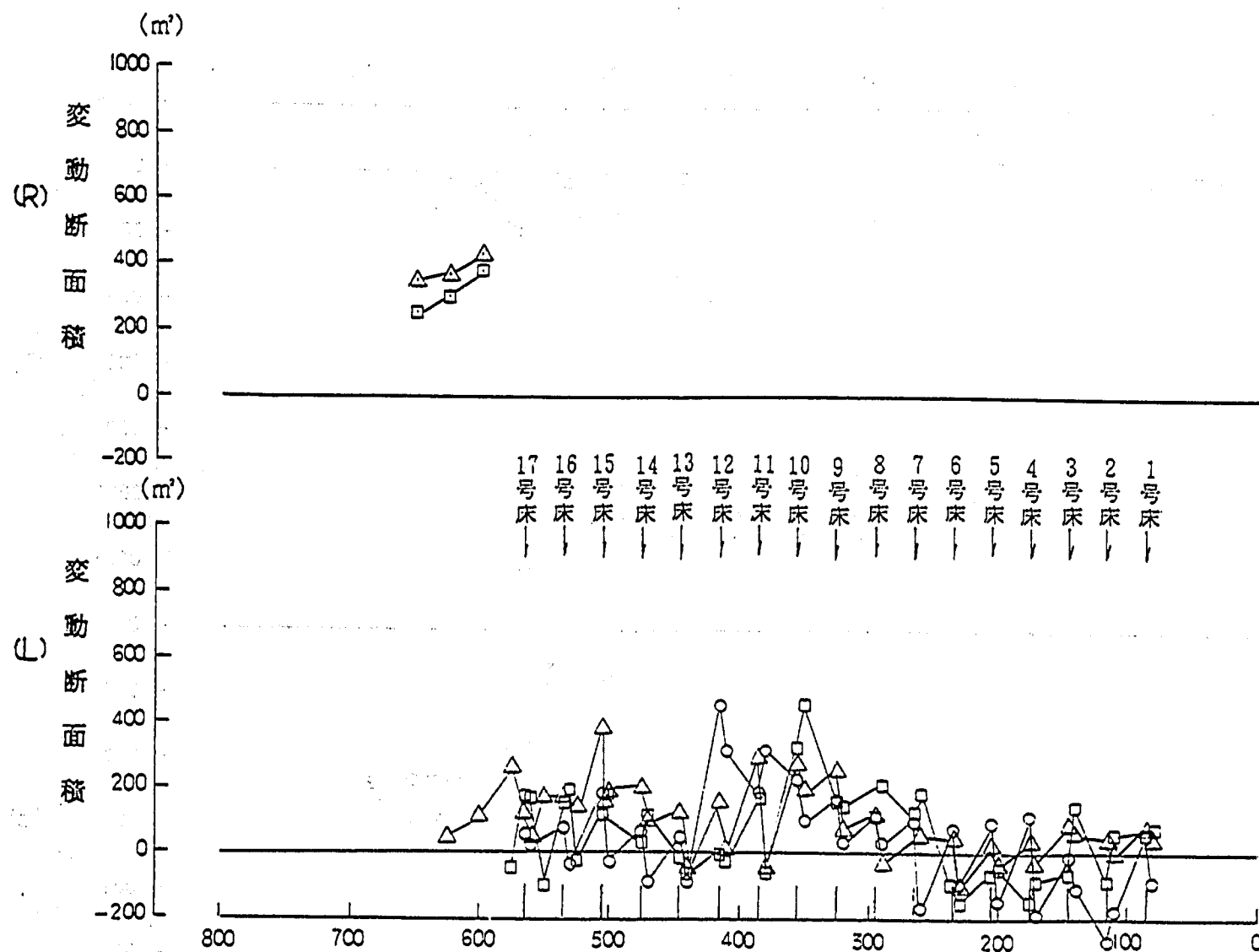


図-3.50 河床変動縦断図

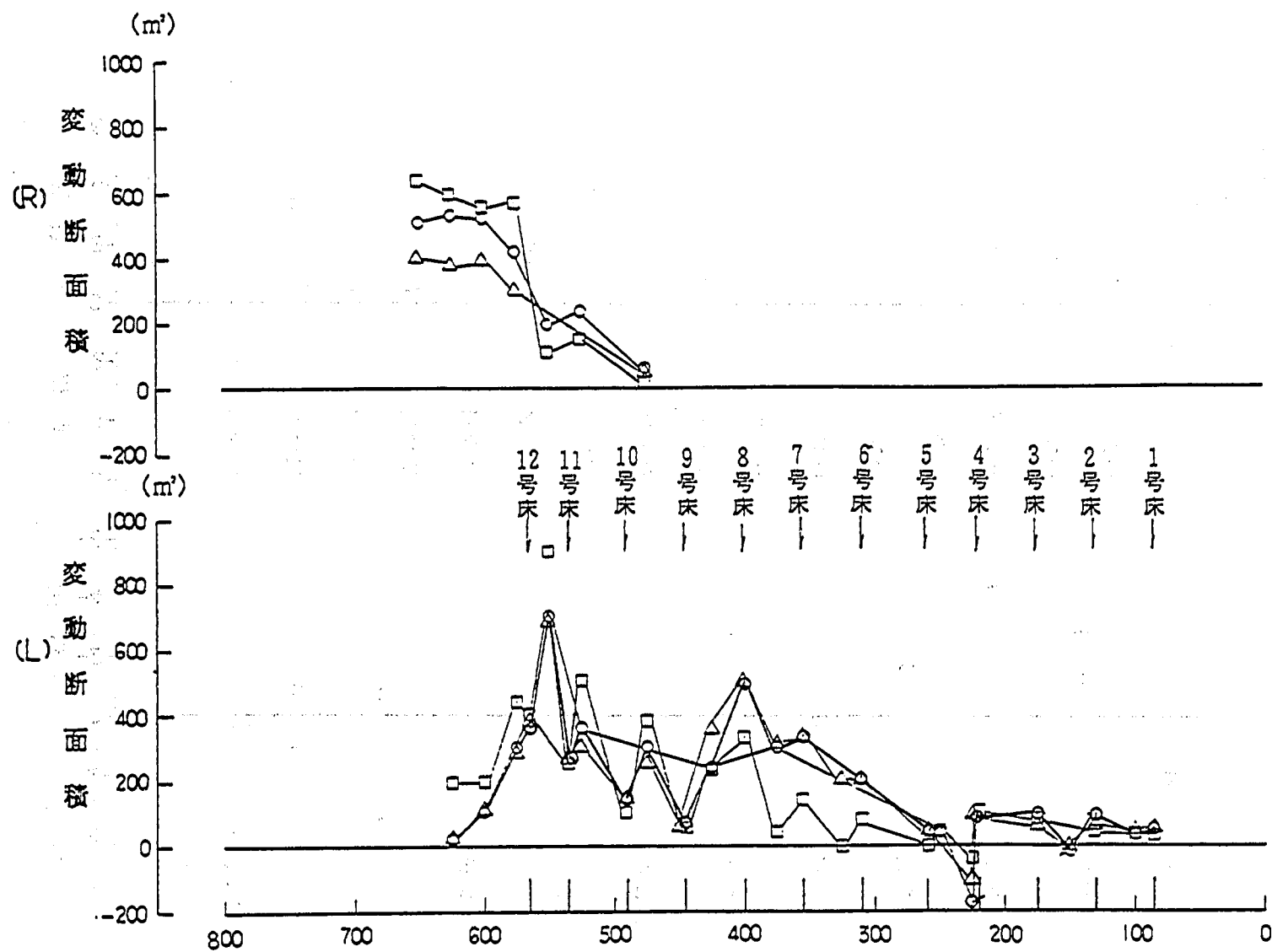


图-3.51 河床变动纵断面图

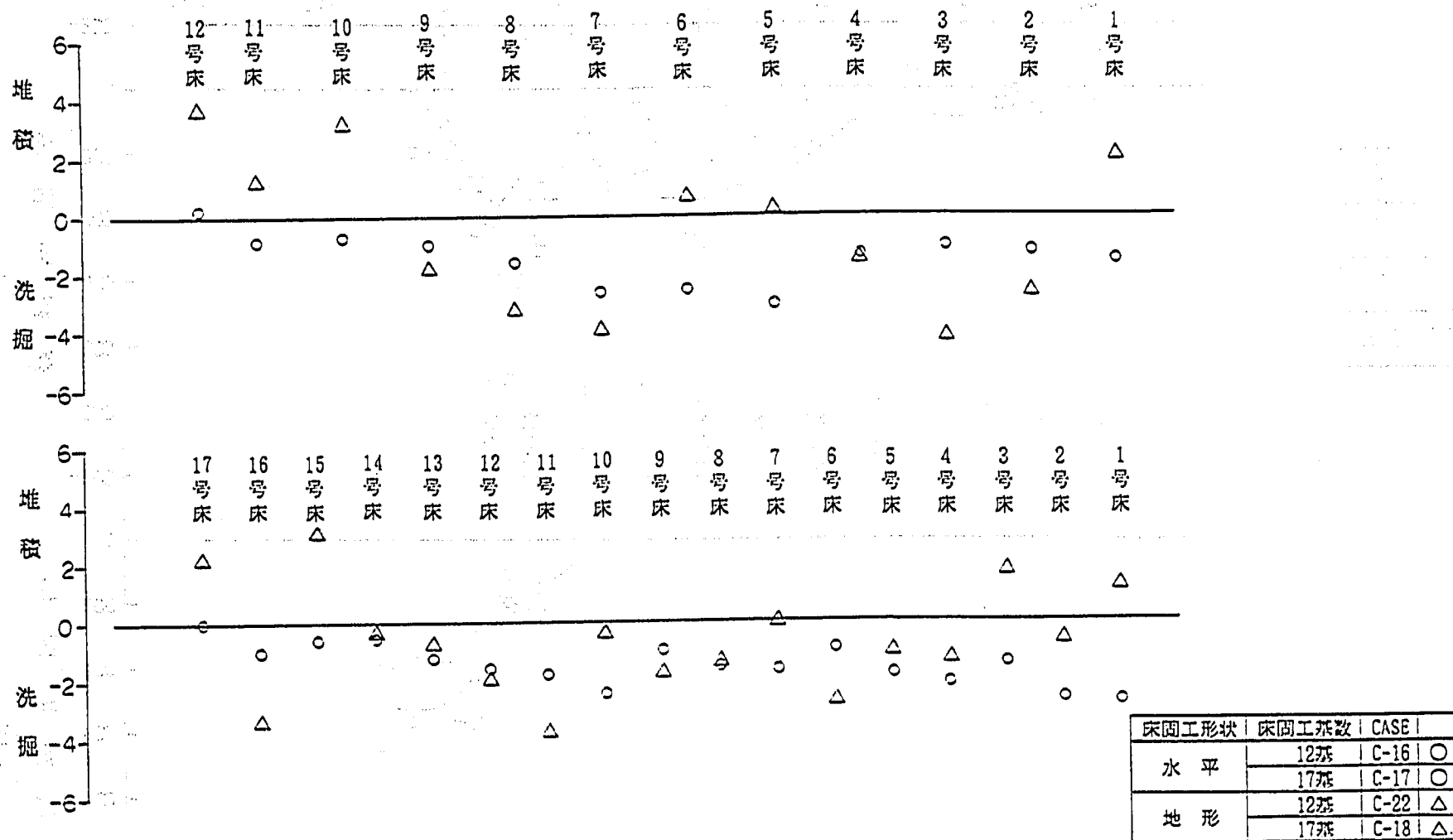


図-3.52 床固工前庭部の河床高変動縦断面図

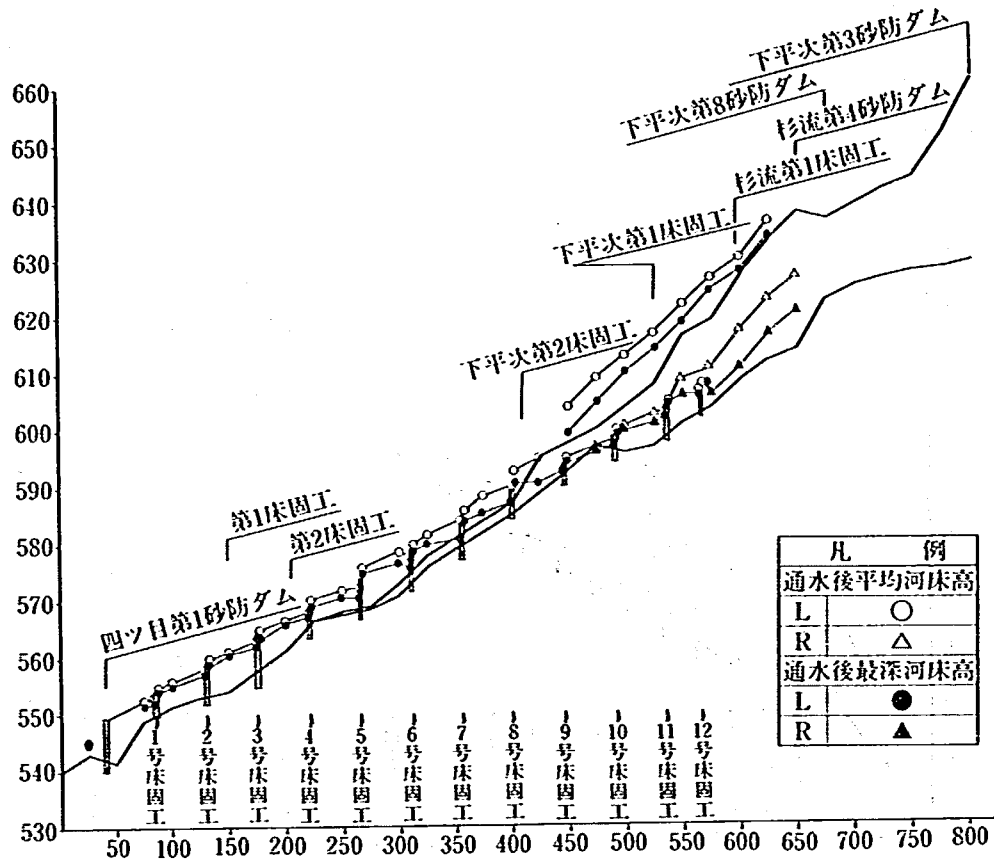


図-3.53 河床高縦断図 CASE-16

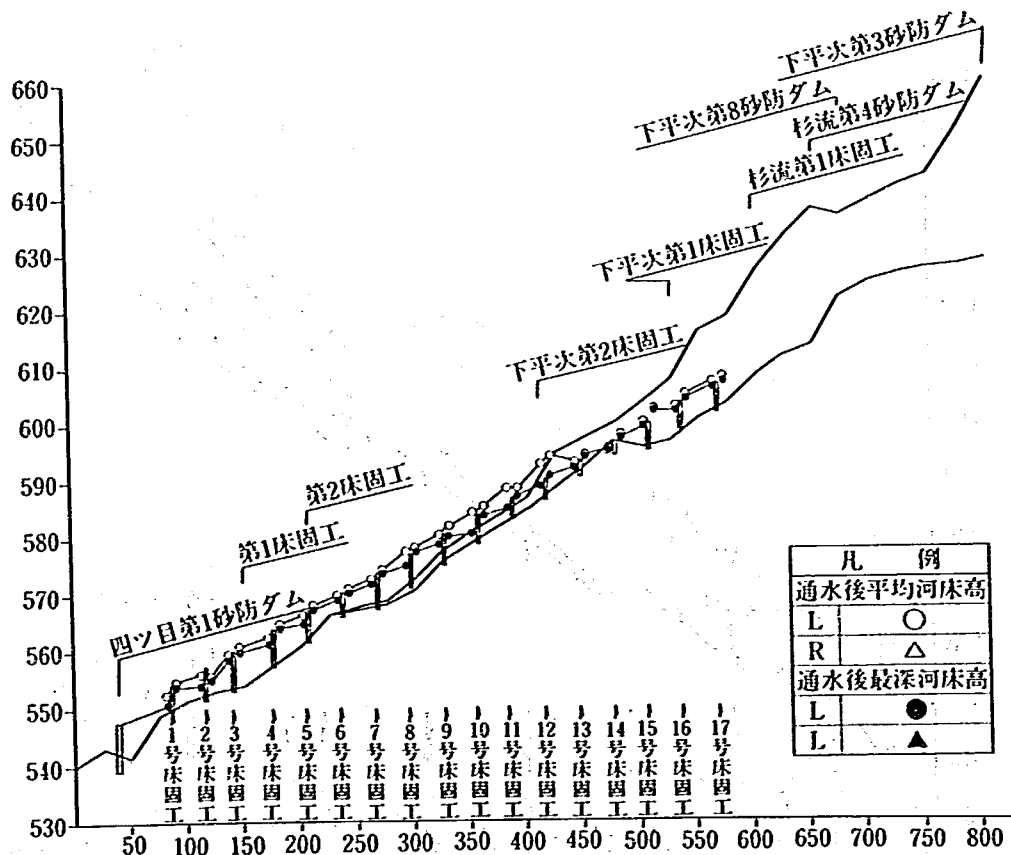


図-3.54 河床高縦断図 CASE-17

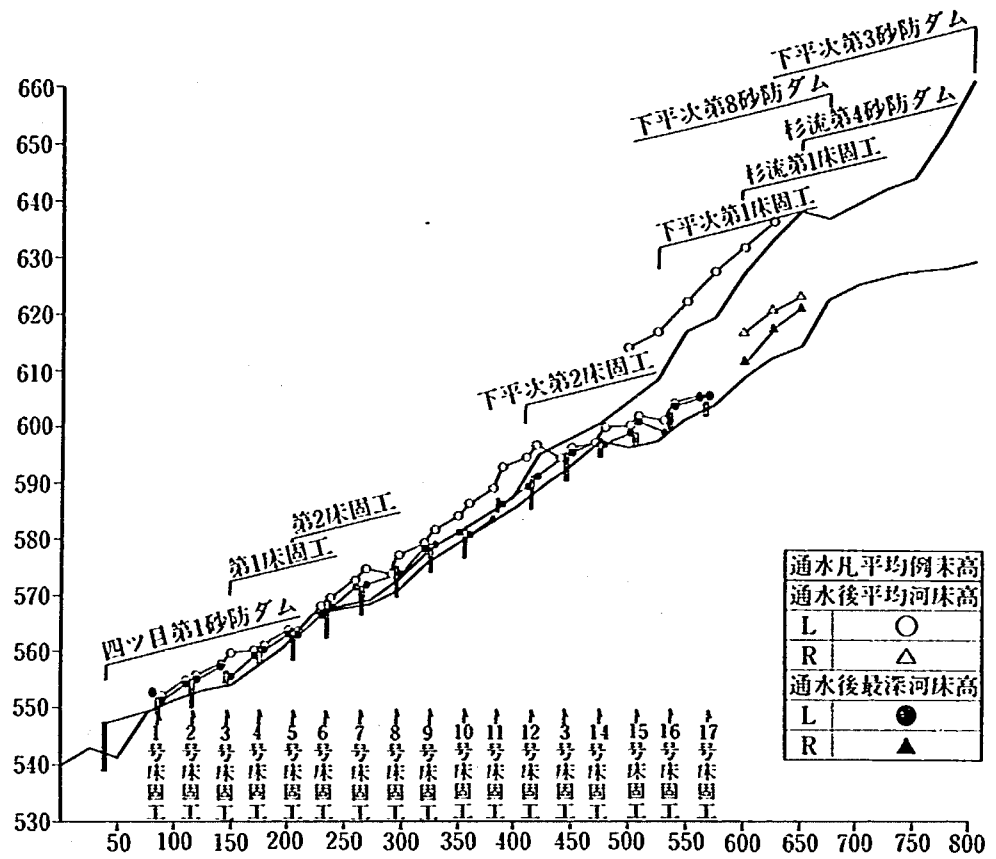


図-3.55 河床高縦断図 CASE-18

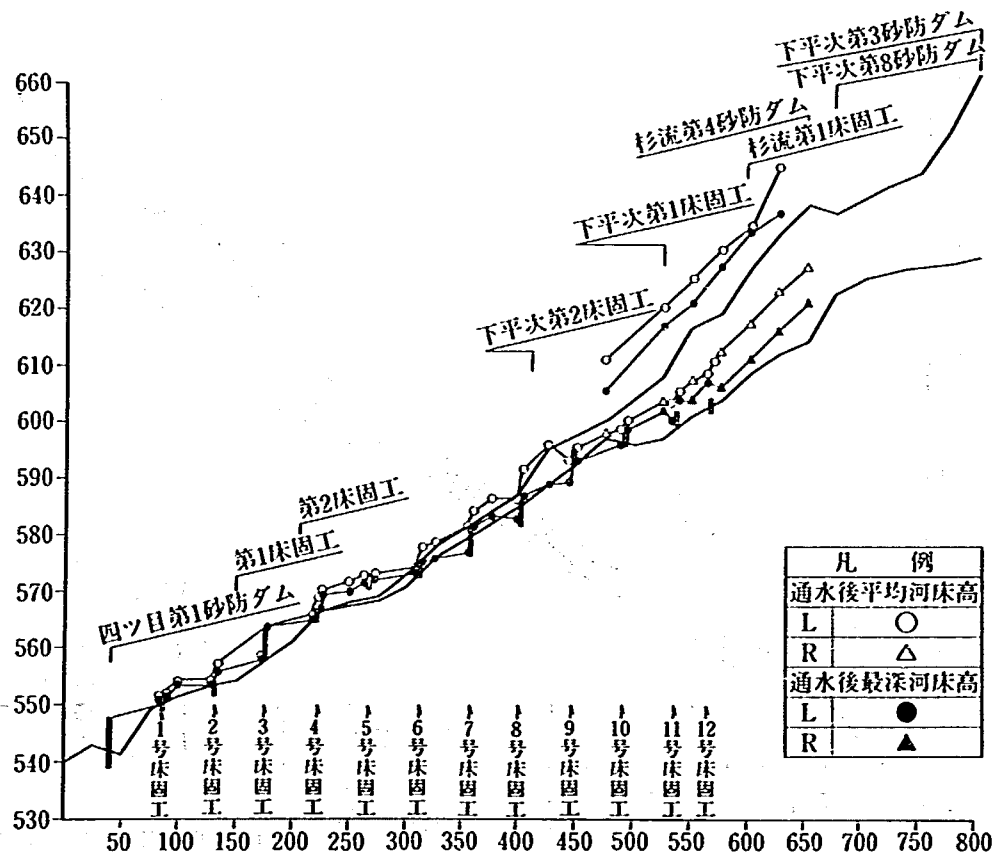


図-3.56 河床高縦断図 CASE-22

3.2.6 流木の流下状況について

無施設時の状態、現況河道、高導流堤及び床固工群の場合について流木が流下した場合の検討を行った。

各タイプごとの流木の流下状況は次の通りである。(図-3.57 参照)

- ① 無施設時には約46%の流木が下流端より流出している。杉流谷からの流れは大半が扇頂部に堆積している(CASE-4)。
- ② 現況河道では下流端より約12%の流出を生じており、流木の大半が扇頂部に堆積している(CASE-7)。
- ③ 高導流堤及び沈砂池を設けた場合、高導流堤上流で大半が堆積しており、下流端からの流出はわずか0.4%と少ない(CASE-12, 13)。
- ④ 床固工群を設置した場合には、上流端に設置した床固工により多くの流木が捕捉され、下流端からは約12%の流木が流出している。

以上より、高導流堤及び沈砂池を設けた場合最も流木捕捉率が高い。

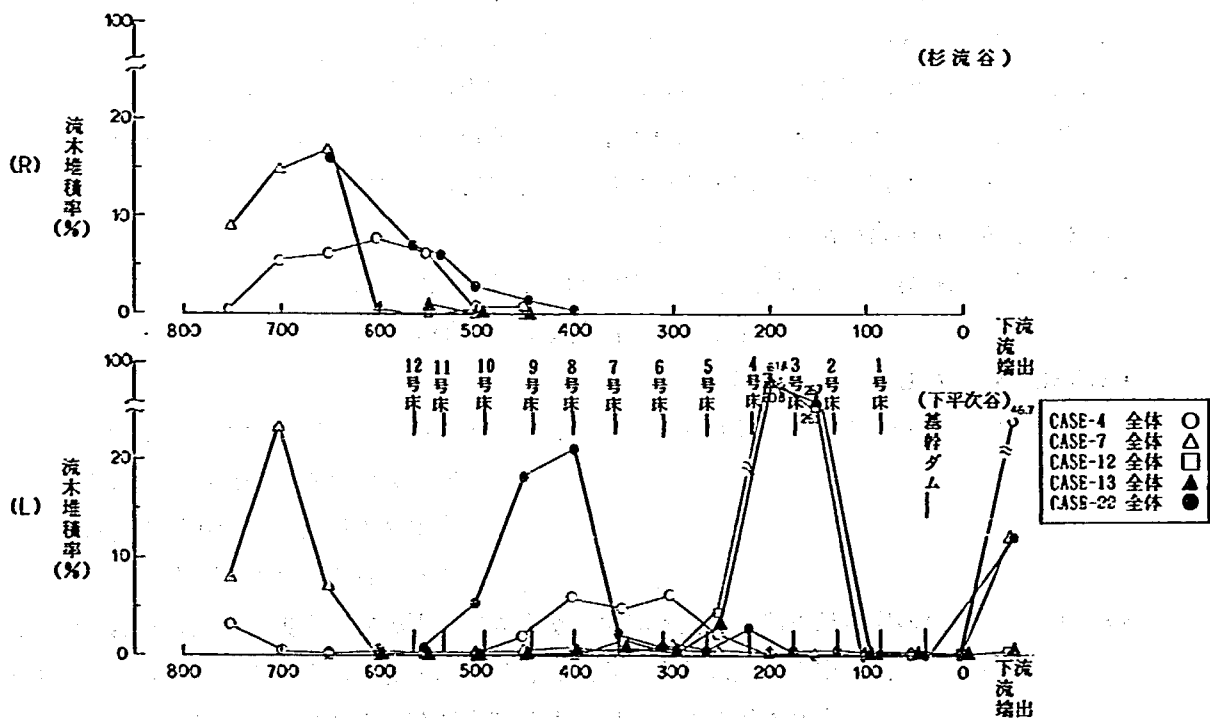


図-3.57 流木の堆積状況縦断面図

3.3 ま と め

模型実験の結果をまとめると以下のとおりである。

(1) 無施設

1) 粒径分布を変化させた場合の氾濫範囲の変化

- 共通条件 流量 $46.8 \text{ m}^3/\text{s}$, 供給土砂量 $310,000 \text{ m}^3$

	細 粒 分 (フライアッシュ)	流出土砂量 (現地換算)	氾 濫 堆 積 状 況
• CASE-1	0 %	$4,000 \text{ m}^3$	上流 2 次元水路出口で大部分の土砂が堆積する。 扇状地上に氾濫, 堆積する土砂は少ない。
CASE-3	25 %	$55,000 \text{ m}^3$	扇状地上に氾濫する。
• 結論	細粒分を増加させると粗粒分が流動化し易くなりより本物の土石流に近い状態で流れる。実際の土石流においても細粒分の果たす役割は大きいと推定される。		

2) 流量を変化させた場合の氾濫範囲の変化

- 共通条件 細粒分 25 %, 供給土砂量 $310,000 \text{ m}^3$

	流 量 m^3/s	流出土砂量	氾 濫 堆 積 状 況
• CASE-2	93.6	$56,000 \text{ m}^3$	扇状地上に氾濫
CASE-3	46.8 (基本)	$55,000 \text{ m}^3$	扇状地上に氾濫
• 結論	流量を倍にすると氾濫範囲は若干増加するが下流への流出土砂量は大差ない。従って流量が氾濫範囲, 流出土砂量に与える影響は少ない。		

3) 流木を混入した場合の氾濫範囲の変化

- 共通条件 細粒分 25 %, 供給土砂量 $310,000 \text{ m}^3$, 流量 $46.8 \text{ m}^3/\text{s}$

	流 木	流出土砂量	氾濫範囲	氾 濫 堆 積 状 況
• CASE-3	なし	$55,000 \text{ m}^3$	中	
CASE-4	有 (6,000 本)	$47,000 \text{ m}^3$	大	• 46.7 % の流木は下流へ流出する。 • 約半数の流木は扇頂部に堆積する。 • 流木ダムに近いものが形成されてその脇を流れる流水により氾濫域が広がる。
• 結論	無施設の場合は下流への流木流出率が高い。下流で流木災害を起こす危険性がある。一方, 流出土砂量は減少する。これは流木の混入により土砂の流動化が減少することと, 流木ダム状のものが形成されて土砂が抑止されるためである。			

(2) 現況砂防施設がある場合

供給土砂量は $310,000 \text{ m}^3$ から $210,000 \text{ m}^3$ に減少する。

1) 無施設と現況施設の違いによる氾濫範囲の変化

- 共通条件 細粒分は 25 %, 流量 $46.8 \text{ m}^3/\text{s}$

	供給土砂量	流出土砂量	氾濫範囲	氾 濫 堆 積 状 況
• CASE-3	$310,000 \text{ m}^3$	$55,000 \text{ m}^3$	中	
• CASE-6	$210,000 \text{ m}^3$	$20,000 \text{ m}^3$	大	• 下平次第 8 砂防ダム付近から氾濫域が

広がる。

- ・結論 現況施設では下流への流出土砂量は減少する。

2) 流木を混入した場合の氾濫域の変化

- ・共通条件 細粒分 25 %, 流量 $46.8 \text{ m}^3/\text{s}$, 供給土砂量 $210,000 \text{ m}^3$

	流 木	流出土砂量	氾濫範囲	氾 濫 堆 積 状 況
・ CASE-6	なし	$20,000 \text{ m}^3$	大	V ・下流への流木流出率は12%である。 ・下平次第8砂防ダム、杉流第4砂防ダム堆砂地に大半の流木が堆積する。
CASE-7	有(6,000本)	$12,000 \text{ m}^3$	中	

- ・結論 現況施設では無施設に比較して流木流出率は減少する。流木が混入されると下流の土砂流出および扇状地氾濫範囲が減少する。

3) 扇頂部砂防ダムの堆砂機能を考慮しない場合の氾濫範囲

CASE-7 までは下平次第8砂防ダムおよび杉流第4砂防ダムの堆砂域での堆砂が著しいことからCASE-8以降ではこれらの砂防ダムの堆砂機能を考慮しないように堆砂地上に直線水路を設置した。

- ・共通条件 細粒分 25 %, 流量 $46.8 \text{ m}^3/\text{s}$, 供給土砂量 $210,000 \text{ m}^3$

	砂防ダム堆砂地内水路	流出土砂量	氾濫範囲	氾 濫 堆 積 状 況
・ CASE-7	なし	$20,000 \text{ m}^3$	中	^ ・扇状地内への流下土砂量が増加し、氾濫範囲が増加した。
CASE-8	あり	$32,000 \text{ m}^3$	大	

- ・結論 実験では下平次第8砂防ダム、杉流第4砂防ダム堆砂域における土砂堆積量が多い。これは直線水路から急に川幅が増し勾配が減少するためと考えられる。

(3) 高導流堤(スリット砂防ダム)を設置した場合

1) 扇状地上に高導流堤(スリット砂防ダム、高さ14m)を設置した場合の流出土砂量の変化と高導流堤の機能

- ・共通条件 細粒分 25 %, 流量 $46.8 \text{ m}^3/\text{s}$, 供給土砂量 $210,000 \text{ m}^3$

	高 導 流 堤	スリット幅	スクリーン縦方向純間隔(H)	流出土砂量	高導流堤下流への氾濫
・ CASE-9	横断方向のみ	4 m	2 m	$13,000 \text{ m}^3$	なし
CASE-10	横断方向のみ	3 m	1 m	$8,000 \text{ m}^3$	なし
CASE-11	左支川左岸沿いにも設置	3 m	1 m	$6,000 \text{ m}^3$	なし
CASE-8	なし	なし	なし	$32,000 \text{ m}^3$	(あり)

- ・結論 ①高導流堤により下流扇状地への氾濫は防止できる。
②スクリーン縦方向純間隔(H)が2m(模型で4cm)であると土砂が閉塞せず下流への土砂の流出も多いが、Hが1m(模型で2cm)であると土砂やゴミが閉塞してせき上げが生じ下流への土砂流出は減少する。
③左支川左岸沿いに高導流堤を設置(堆積域を狭める)しても流出土砂は増加しない。従って土砂量に関する限りではこの形状でも良い。

2) 高導流堤による流木捕捉機能

- 共通条件 細粒分 25 %, 流量 $93.6\text{ m}^3/\text{s}$, 供給土砂量 $210,000\text{ m}^3$, 流木有り, 高導流堤有り
- | | 縦方向純間隔(W) | 横桁 | 流木によるスリット部閉塞状況 | 流出土砂量 | 流木流出量 |
|-----------|-----------|----|----------------|--------------------|-------|
| • CASE-12 | 3.0 m | なし | あり | $8,000\text{ m}^3$ | 1%未満 |
| CASE-13 | 3.0 m | なし | あり | $6,000\text{ m}^3$ | 1%未満 |
- 結論 高導流堤のスリット部に流木が閉塞し, 流木の流下が減少するとともに土砂の流下も減少する。スリットを流木により積極的に閉塞させることで土石流ピーク直後の土砂の流出を減少させることができる。

(4) 高導流堤+沈砂池を設置した場合

- 共通条件 細粒分 25 %, 流量 $46.8\text{ m}^3/\text{s}$, 供給土砂量 $210,000\text{ m}^3$, 高導流堤有り
- | | 沈砂池 | スリット幅(W) | 縦方向純間隔(H) | 流出土砂量 |
|----------|-----|----------|-----------|---------------------|
| • CASE-9 | なし | 4 m | 2.0 m | $13,000\text{ m}^3$ |
| CASE-14 | あり | 3 m | なし | $4,000\text{ m}^3$ |
- 結論 沈砂池を設置すると土砂の堆砂機能は高くなり下流への流出土砂量は減少する。高導流堤のスリットに横桁は不要となる。

(5) 床固工群を設置した場合

1) 床固工の横断形状の違いによる氾濫範囲の変化

床固工の横断形状を水平にした場合と現地形に合わせた場合の2種類を作成した。これらの2種類について土砂の氾濫, 堆積形状を比較する。

- 共通条件 細粒分 25 %, 流量 $46.8\text{ m}^3/\text{s}$, 供給土砂量 $210,000\text{ m}^3$, 床固工間隔 45 m
- | | 横断形状 | 氾濫範囲 | 流出土砂量 |
|-----------|------|-----------------|--------------------|
| • CASE-16 | 水平 | 大: ほぼ堆砂域全体 | $7,000\text{ m}^3$ |
| CASE-21 | 地形 | 小: 下流左岸側には氾濫しない | $9,000\text{ m}^3$ |
- 結論 土砂の堆積機能の面から水平床固工の方が良い。地形床固工では堆砂池下流左岸側が不要となる。

2) 床固工間隔による流出土砂量の変化

床固工間隔を 30 m と 45 m の2段階に変化させた。

- 共通条件 細粒分 25 %, 流量 $46.8\text{ m}^3/\text{s}$, 供給土砂量 $210,000\text{ m}^3$
- | | 横断形状 | 床固工間隔 | 氾濫範囲 | 流出土砂量 |
|-----------|------|-------|------------|--------------------|
| • CASE-16 | 水平 | 45 m | ほぼ堆砂域全面 | $7,000\text{ m}^3$ |
| CASE-17 | 水平 | 30 m | ほぼ堆砂域全面 | $5,000\text{ m}^3$ |
| CASE-21 | 地形 | 45 m | 中: 下流左岸はなし | $9,000\text{ m}^3$ |
| CASE-18 | 地形 | 30 m | 中: 下流左岸はなし | $5,000\text{ m}^3$ |
- 結論 土砂堆積機能については床固工間隔が狭いほど良い。床固工下流側の洗掘深の大きさを比較すると30 m 間隔に比べて45 m 間隔の方が若干大きい大きな差はなく, 床固工前庭部で3~4 m の局所洗掘が生じている。

3) 流木を混入した場合の氾濫範囲の変化

- 共通条件 細粒分 25 %, 流量 $46.8\text{ m}^3/\text{s}$, 供給土砂量 $210,000\text{ m}^3$

床固工横断形：地形

	流木	流出土砂量	氾濫範囲	下流への流木流出率
• CASE-21	なし	9,000m ³	下流左岸には氾濫しない	—
CASE-22	あり	5,000m ³	同上	12%

- 結論 流木の混入により土石流の流動化が減少し上流へ堆砂し易くなる。流木を混入すると下流への流出土砂量は減少する。また、床固上群では比較的多くの流木が下流へ流出する。

表-3.15 実験条件及び土砂収支

名 称		CASE No	実 験 条 件			扇状地内 流入土砂量 (m ³)	扇状地内 堆砂量 (m ³)	流 出 土砂量 (m ³)	最 大 流出 土砂量 (m ³ /s)	流量に対 する流砂 量の割合 (%)
			流 量 (m ³ /s)	模 型 改 良 他	流木					
無 施 設		1	46.8		無	310,000	306,000	4,000	2.6	5.6
		2	93.6	以下細粒分 25%	〃	〃	254,000	56,000	14.1	15.1
		3	46.8		〃	〃	255,000	55,000	11.2	24.0
		4	〃		有	〃	263,000	47,000	12.1	25.9
		5	93.6	以下実験時間 15分	無	〃	250,000	60,000	15.0	16.0
現 況 河 道		6	46.8		〃	210,000	190,000	20,000	5.0	10.7
		7	〃		有	〃	198,000	12,000	3.0	6.4
		8	〃	以下2次元水路延長	無	〃	178,000	32,000	6.2	13.2
高導流堤：直		9	〃	スリット幅4m スクリーン間隔2m	〃	〃	197,000	13,000	2.8	6.0
		10	〃	スリット幅3m スクリーン間隔1m	〃	〃	202,000	8,000	1.1	2.3
高導流堤：斜		11	〃	〃	〃	〃	204,000	6,000	1.4	3.0
高導流堤：斜 + 沈 砂 地		12	93.6	スリット幅3m スクリーン無し	有	〃	202,000	8,000	3.2	3.4
		13	〃	No 12 の検証実験	〃	〃	204,000	6,000	3.3	3.5
		14	46.8	C-12 と同形状	無	〃	206,000	4,000	2.2	4.7
床 固 工 群	水 平 45m間隔	15	〃	以下スクリーン・スリット 無し	〃	〃	204,000	6,000	1.9	4.0
		16	〃	以下中央導流堤一部除去	〃	〃	203,000	7,000	2.4	5.1
	水 平 30m	17	〃		〃	〃	205,000	5,000	1.4	3.0
	地 形 30m間隔	18	〃		〃	〃	205,000	5,000	1.7	3.6
		19	93.6	以下底水路護岸一部設置	〃	〃	188,000	22,000	5.4	5.8
	地 形 45m間隔	20	46.8		〃	〃	200,000	10,000	3.4	7.3
		21	〃	以下水通し高一部変更	〃	〃	201,000	9,000	2.1	4.5
		22	〃		有	〃	205,000	5,000	2.8	6.0

(6) 各種の土石流対策施設の比較

以上、大別すると4種類（高導流堤のみ、高導流堤＋沈砂池、水平床固工群、地形床固工群）の土石流対策施設について、主として、土石流の氾濫範囲、土砂流出量、河床洗掘、流木混入時の土砂流出量の変化について比較、検討してきた。

実際の土石流対策施設の選定に当たってはこれらの他に環境、施工性、費用、用地、維持管理等の多くの事項について考慮して現地に最も適する対策工を選定する必要がある。以下概略の比較を試みる（表－3.16）。

表－3.16 土石流対策施設の比較表

対策工	土砂 堆積量	局所洗掘 ・堆積	堆砂域の 有効性	流木混入 に対する 土砂堆積 機能保持	流木捕捉 機能	環 境			施 工		費 用	用 地	維 持 管 理	そ の 他
						現 地 改変度	景 観	氾 濫 内への立入	施工中 の環境	施工性				
高導流堤	スクリーン付 ○	◎	◎	○	◎	○	△ 導流堤上 へ植樹 →○	△	○	○	◎	△	△	
高導流堤 (斜) ＋ 沈砂池	◎	○	◎	◎	◎	△	△ 導流堤上 へ植樹 →○	×	△	△	○	○	△	
床固工群 (水平)	○	△	◎	○	△	×	△ 堆砂域へ 植樹 →○	◎	×	×	×	○	○	
床固工群 (地形)	○	△	○	○	△	◎	◎	○	◎	○	△	○	○	

注) ◎は大変良い、◎は良い、△は少し悪い、×は悪い。

4. まとめと今後の検討課題

土石流危険渓流下流の扇頂部における、景観を考慮した土石流対策施設の適用性を検討する目的で、岐阜県中津川市を流れる四ツ目川を例にとり、土石流氾濫シミュレーション計算および模型実験により検討を実施した。

土石流氾濫シミュレーション計算では扇状地全体を対象として25mメッシュで覆い、昭和7年の土石流災害の再現を行うとともに各種の土石流対策施設の設置による土石流、土砂流の氾濫区域の減少効果を検討した。その結果、水通し部の高さを上げた導流堤 ($H=15\text{m}$)、沈砂池 ($A=37,500\text{m}^2$)、あるいは床固工群 ($H=1\text{m}$) により大部分の土砂が捕捉されて下流扇状地への土石流、土石流の氾濫は生じないという結果が得られた。

シミュレーション計算ではメッシュ間隔を25mとしたため現地の複雑な地形条件や土石流対策施設の形状を的確には表現できなかった。また構造物沿いの局所洗掘等も十分には表現できなかった。さらに周囲の景観との調和についても土石流対策施設のイメージがつかみ難く、検討が困難であった。そこでこのようなシミュレーション計算の欠点を補足するために、模型実験により土石流対策施設の適用性の検討を行った。

模型実験においては、環境・景観を考慮した土石流対策施設として高導流堤、沈砂池工、床固工群について、縮尺1/50の模型を製作した。この模型に土石流および流木を発生、流下させて土石流対策施設による土砂および流木の捕捉、調節機能を検討した。また模型では、河道部のみならず周辺の地形や家屋の配置等も再現して、土石流対策施設の周辺の景観との調和についても定性的な検討を行った。実験の結果では、土砂の捕捉機能については実験に用いたいずれの対策施設でも十分な機能を有しているという結論が得られた。但し、床固工群では床固工直下の局所洗掘が大きくなるため護床工等による保護が必要と考えられる。

以上の結果より、土石流の捕捉、堆積機能に関しては今回実験した規模の施設ならば、どの土石流対策施設でも良いと考えられる。また周辺に対する景観の点では床固工群（地形）が最も優れており、他の工種では導流堤や土木工事跡地へ、植樹等を行うことが望ましいと考えられる。実際の土石流対策施設の選定・計画に当たっては以上の項目の他に、環境、施工性、費用、用地、維持管理等の多くの項目について考慮して最終的に、現地に最も適する土石流対策施設を選定・計画する必要がある。

なお、今後の検討課題としては、土石流氾濫シミュレーションの精度を向上させることと、模型実験においてもより現実の土石流に近い土石流を発生、流下させるように改良を進める必要がある。さらに土石流対策施設内の樹林帯による土石流制御効果の評価手法についても検討を進める必要がある。

今回のシミュレーション計算、模型実験では四ツ目川を対象としたが、この結果は他の同様の土石流危険渓流における土石流対策施設の計画の際にもある程度適用できるものと考えられる。本研究の成果が今後の土石流対策施設計画の参考となれば望外の幸せである。

参考文献

- 1) 高橋・辻本：土石流氾濫・堆積の数値シミュレーション，京大防災研究所年報第27号，1984
- 2) 高橋・中川・西崎：堤防決壊による洪水危険度の評価に関する研究，京大防災研究所年報第29号，1986
- 3) 多治見工事事務所：昭和47年度木曾川流域最大礫調査報告書，1972
六甲砂防工事事務所：昭和46年度土石流調査における堆積構造調査報告書，1971

土石流対策施設計画に
関する研究

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2838号
平成2年3月(1990)

水山高久
石川芳治
福澤 誠

要 旨 岐阜県中津川市を流れる四ッ目川を例にとり、中規模の土石流危険渓流の扇頂部に適する土石流対策施設をシミュレーション計算および模型実験により検討した。模型実験では環境、景観を考慮した土石流対策施設として、高導流堤、沈砂池工、床固工群の模型を製作し、土石流および流木を発生させて土石流および流木の捕捉機能を検討するとともに周辺の景観に対する影響も検討した。

キーワード：土石流対策施設、シミュレーション計算、模型実験、高導流堤、沈砂池工、床固工群、景観

郵便はがき

は41円
切手を
貼る

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
砂防部砂防研究室 行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2838号

土石流対策施設計画に関する研究 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印

土木研究所資料第2838号