

土 木 研 究 所 資 料

火 山 噴 火 に 伴 う 泥 流 災 害 の 予 測 と 対 策 に 関 す る 研 究

昭和63年2月

建 設 省 土 木 研 究 所
砂 防 部 砂 防 研 究 室

Copyright © (1988) 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。

火山噴火に伴う泥流災害の 予測と対策に関する研究

砂防研究室

室長 水山高久

主任研究員 石川芳治

福本晃久

要 旨

火山噴火に伴う泥流の氾濫範囲、影響の程度の予測方法と対策を大正15年(1926年)に泥流災害が発生した十勝岳を例として研究した成果をとりまとめた。

キーワード：火山泥流，火山，土砂災害，氾濫範囲予測，泥流対策

Estimation of mudflow hazard areas associated with volcanic eruptions and mitigation of the hazards

Sabo Division Head of Division : Takahisa MIZUYAMA

Senior Researcher : Yoshiharu ISHIKAWA

Akihisa FUKUMOTO

Synopsis

Mudflow hazard in Nevado del Ruiz, 1985 was one of the most serious ones in this century. Mudflow occurred in Japan, too. The Tokachi-dake's one (1926) was famous. This research project was organized by the National Land Agency to find out methods to mitigate coming volcanic mudflow hazards. Mount. Tokachi was selected as a subject of the research. The method and results of mudflow hazard area estimation were explained. Methods to mitigate this kind of hazard were discussed.

Key words: Volcano, volcanic mudflow, hazard area, mitigation of hazard.

ま え が き

1985年11月コロンビア共和国ネバド・デル・ルイス火山の噴火に伴い大規模な火山泥流が発生し、下流のアルメロ市が全滅するという今世紀最大級の大災害となった。日本においても1926年5月北海道の十勝岳において火山泥流が発生し144名の死者を出すなど、火山泥流の危険性をもつ火山が各地に分布している。近年の火山山麓の開発の進捗を考えると、火山泥流に対する防災対策を早急に確立する必要がある。しかし、火山泥流の機構については未解明な部分が多く、対策を検討するためにはまず基礎的な研究が必要である。本報告書は、昭和61年度と62年度の2ヶ年にわたり実施された国土庁災害対策総合推進調整費による「火山噴火による泥流災害対策確立のための調査」の内、土木研究所が分担した、火山泥流の流動機構のモデル化、十勝岳をモデル流域とした数値シミュレーションによる泥流の氾濫堆積の予測、対策の検討結果をとりまとめたものである。

なおこの研究は(財)砂防・地すべり技術センターに委託し鈴木宏、安養寺信夫、宮本邦明、山下伸太郎氏が担当して実施された。記して感謝の意を表したい。

昭和63年2月

目 次

まえがき

I 火山泥流の流動機構とシミュレーションモデル	1
1. 火山泥流の流動機構	3
1.1 火山泥流の実態	3
1.2 火山泥流の流動機構に関する既往研究	4
1.3 火山泥流の流動機構の統一的把握	13
2. 大正15年十勝岳泥流の実態	16
2.1 火山活動と火山泥流の発生状況	16
2.2 火山泥流の流下・氾濫・堆積特性	19
3. 火山泥流シミュレーションモデルの検討	26
3.1 流下モデルの検討	26
3.2 氾濫・堆積モデルの検討	27
3.3 大正15年十勝岳泥流のシミュレーション	29
3.4 大正15年泥流実態との比較	34
II 火山泥流対策	73
1. 富良野川流域における砂防計画および砂防施設現況	75
1.1 富良野川砂防基本計画の基本方針	75
1.2 施設配置計画	80
2. 十勝岳西側斜面富良野川流域における泥流の発生、流下、堆積モデル	89
2.1 大正15年火山泥流の特性	89
2.2 火山泥流の発生、発達、堆積モデル	89
3. 現況砂防施設の泥流災害防止効果	93
3.1 効果の検討	93
3.2 現況施設・計画の効果	93
4. 泥流災害防止のための工法	95

4.1	発生、発達域の工法	95
4.2	流下区間の工法	96
4.3	氾濫・堆積域の工法	96
5.	泥流対策施設の計画、設計、施工時の留意事項	97
5.1	発生・発達域における留意事項	97
5.2	流下域における留意事項	97
5.3	氾濫・堆積域における留意事項	97
5.4	全体を通しての留意事項	97
6.	十勝岳西側斜面、富良野川流域における泥流災害対策施設の概略配置	98
6.1	対象規模	98
6.2	施設配置の方針	98
6.3	概略施設配置	100
7.	シミュレーションによる施設の効果の検討	109
7.1	スリットダムによる泥流の洪水調節機能に関するシミュレーション	109
7.2	導流堤、流路工に関する2次元氾濫シミュレーション	111
7.3	泥流の洪水調節、氾濫シミュレーションの組合せ	111
8.	泥流対策施設の維持管理	126
	あ と が き	127

I. 火山泥流の流動機構と シミュレーションモデル

1. 火山泥流の流動機構

1.1 火山泥流の実態

火山泥流には、火山の噴火そのものが誘因となって発生する泥流と火山噴出物の堆積物が降雨等の他の誘因で発生する泥流に分けることができる。前者の例としては、コロンビアのネバド・デル・ルイス火山（昭和60年11月13日）や、第2章で詳説し、第3章でシミュレートの対象とする十勝岳（大正15年5月24日）のように火山の噴火による氷河や積雪の融解により発生した泥流、さらには、昭和55年5月18日アメリカのセント・ヘレンズ火山のように火山の爆発により生じた山体崩壊によりひきおこされた泥流等がある。後者の例としては、現在でも活発な活動を続ける桜島で頻繁に発生する泥流や、昭和52年8月の有珠山の噴火後に頻繁に発生した泥流等が挙げられる。

両者の代表的な泥流について1洪水の総流出量およびピーク流量で比較すると表-1.1のようになる。各泥流の観測点・推定点は次のとおりである。すなわち、セント・ヘレンズはタートル川とカウリツ川との合流点直下流のキャッスル＝ロック、ネバド・デル・ルイスはラグニラス川のアルメロ扇状地への流入点、十勝岳は富良野川とピリカフラヌイ川との合流点、桜島は野尻川の野尻橋直上流の地点、有珠は大有珠川および壮瞥温泉川2の沢である。

表-1.1 火山泥流の例とその規模

火 山	総流出量($\times 10^3 \text{ m}^3$)	ピーク流量 (m^3/s)
セント・ヘレンズ ¹⁾	約 76,000	約 3,300
ネバド・デル・ルイス ²⁾	約 43,300	約 29,000
十 勝 岳 ³⁾	約 13,300	約 1,300
桜 島 ⁴⁾	約 100 ～ 300	約 100 ～ 500
有珠山*（大有珠川）	約 4.00	約 100
有珠山*（壮瞥温泉川）	約 4.10	約 57

* 有珠山の泥流の流量に関する資料はほとんどない。ここであげた資料は昭和56年8月23日に大有珠川で観察された泥流のビデオ解析⁵⁾の結果である。

表-1.1より、火山の噴火に伴い発生した場合の1洪水の泥流の規模が、降雨等の誘因で発生した場合に比べはるかに大きいことがわかる。すなわち、降雨により生じる泥流は、泥流を構成する土砂の材料特性、流域面積、降雨強度、降雨の継続時間等によって多少異なるが、オーダー的にはほぼ桜島で観測された値に近い数値（大きくとも総流出量で数十万 m^3 、ピーク流量で数百 m^3/s ）をとり、火山の噴火に伴い生じる泥流はその1～3オーダー大きな値をとる。

降雨により生じる泥流程度の流れの規模であると、流動はダイラタント流体としての挙動を示すことが多く、まれに泥流の規模が小さく微細粒子を多く含むような場合はビンガム流体としての挙動を示す。火山の噴火に伴い発生する泥流では、その規模が大きく、マニング則がよく現象を説明し、乱流としての性質をもっているようである。

このように、火山地帯において発生する泥流はその発生の誘因・規模によって流動機構が大きく異なり、対象とする現象毎に予測・推定のためのモデルを構築する必要がある。

火山泥流の発生誘因ごとに過去の泥流について整理すると図-1.1に示すように分類される。すなわち、火山の噴火・爆発に伴い発生する泥流としては 噴火・爆発時の山体崩壊あるいは火砕流に河川等から大量の水が供給されることにより泥流化する場合、河口湖の決壊あるいは湖水のオーバーフローによる急激な給水で火山噴出物と混合し、さらにその堆積層が侵食されることにより泥流化する場合、高温の火山噴出物が積雪・氷河を融解して泥流となる場合がある。また、火山噴出物の堆積層の噴火以外の誘因による泥流は、主に降雨による泥流と、火砕流等の堆積層（特に天然ダム）の流動化（天然ダムの決壊）による泥流とに分けられる。図-1.1には、その主な例が記載されている。

これら火山泥流は、固体粒子である土砂を高濃度に含み、土砂（固相）と水（液相）が一体となって流下する現象という共通の特徴を持っており、そういう点から固・液混相流としての取り扱いが可能である。

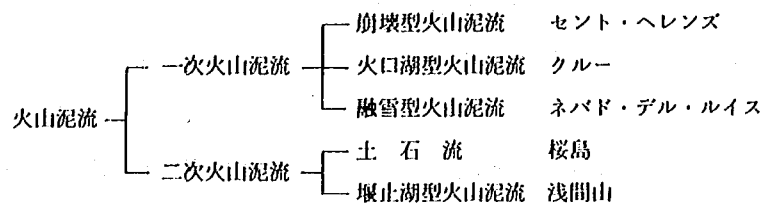


図-1.1 火山泥流の分類

1.2 火山泥流の流動機構に関する既往研究

火山泥流そのものの流動機構に関する研究は現象論的なもの（たとえば泥流の氾濫実験やベントナイト泥を用いた実験）を除くとほとんどないに等しい。しかし、火山泥流を固・液混相流としてとらえると、固・液混相流の流動機構に関する研究のレビューは火山泥流の流動機構を明らかにしていくうえで重要な示唆をあたえる。

固・液混相流では流れの応力が流れを構成している固相と液相に分配される。この応力の分配のされかたにより流動現象が異なるわけであるが、従来の固・液混相流の流動機構に関する研究は個々の流動の形態毎にそのメカニズムを追及しており、それらの流動の領域区分やその条件といった問題についてはあまり行われていない。

高濃度固・液混相流としての火山泥流は、条件によって図-1.2に示すようなレオロジー的な性質を示す。

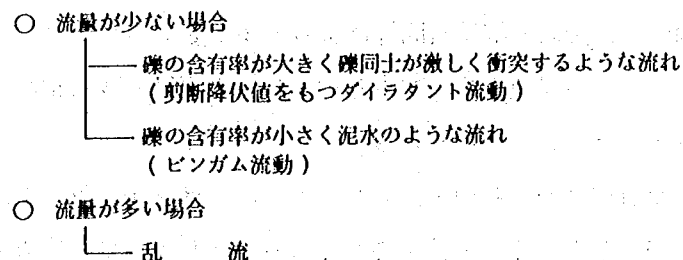


図-1.2 火山泥流のレオロジー

それぞれのレオロジー的性質は、次のような流動式で表わされる。

・ビンガム流動

$$\tau = C_0 + \mu \left(\frac{du}{dz} \right) \quad (1.1)$$

・ダイラタント流動

$$\tau = \tau_y + f(C) \sigma d^2 \left(\frac{du}{dz} \right)^2 \quad (1.2)$$

・乱流

$$\tau = \rho (\kappa z)^2 \left(\frac{du}{dz} \right)^2 \quad (1.3)$$

ここで、 τ は流動により生じる剪断応力、 C_0 は粘着成分、 μ はみかけの粘性係数、 C は粒子濃度、 $f(C)$ は粒子濃度 C の関数、 τ_y は剪断降伏応力、 σ は粒子の密度、 d は粒子の代表粒径、 ρ は水の密度、 κ はカルマン定数で、 u (流速) と座標系は図-1.3 に示すように設定する。以下、それぞれの流動式についてみる。

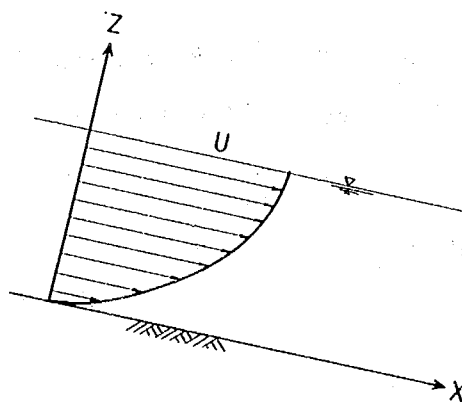


図-1.3 座 標 系

1.2.1 ビンガム流体の流動式

ビンガム流体としての固・液混相流の流動機構に関する研究は、微細粒子を多量に含むスラリーや、シルト・粘土を含む泥流・高濃度流の剪断降伏値とみかけの粘性係数について行われている⁶⁾⁷⁾⁸⁾。このような流動を支配する要因についての基本的な考え方について述べると以下のようなものである。

・剪断降伏応力 (粘着成分)

- (1) 粒子間吸着力
- (2) 粒子の表面電荷による水分子の吸着・膠着

・みかけの粘性係数

(1) 粒子の存在による剪断空間の減少

(2) 微細粒子のフロック化による剪断空間の減少, あるいは微細粒子の表面電荷による水分子間の結合エネルギーの増加

具体的なこれらのレオロジー定数の関数形は研究者によって異なるが, シルト・粘土が流れの性質を決定しているような泥流については, ほぼ同じような値を持っている。ここでは, 芦田等の方法⁷⁾について概説する。

芦田等はシルト・粘土を含む流れにおいては, 粒子の表面電荷による粒子間, および粒子流体間の電気化学的な相互作用がこれらの性質を決定している本質的な要因であることから, これらの相互作用をモデル化しレオロジー定数を得ている。

粒子は, 図-1.4 に示すように流れの中ではほぼ均等に分散していると同時に粒子同士接触と分離を繰り返している。このとき流れの応力は, 粒子の接触分離に伴う粒子間応力と粒子の間隙の剪断によって生じる応力の和で表わされる。

はじめに粒子間応力 τ_s を求める。粒子間の接触一個を切るのに要するエネルギーを ϕ_i とすると外力の成す仕事が応力の成す仕事に等しいという条件から,

$$\tau_s \left(\frac{du}{dz} \right) = \left(\frac{1}{2} \right) n \cdot N_c \cdot \phi_i \quad (1.4)$$

が成り立つ。ここに, n は単位体積当たりの粒子数, N_c は単位時間当たりの粒子一個当たりの接触回数, 右辺の $(1/2)$ は一回の接触に対して両側の粒子から数えていることによる。ところで, N_c は歪速度に比例するから,

$$N_c = N \cdot (du/dz) \quad (1.5)$$

とおいて,

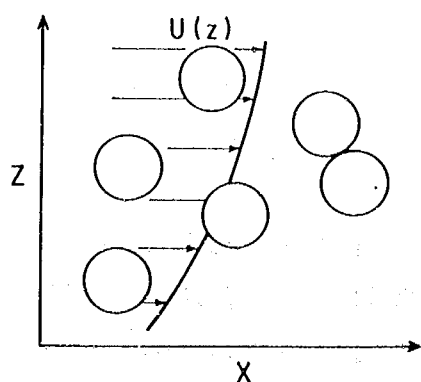


図-1.4 固・液混相流中の粒子

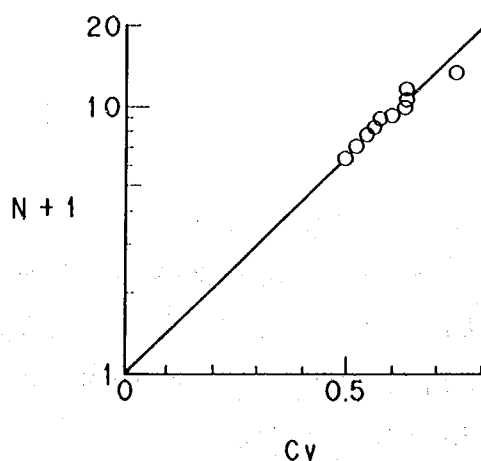


図-1.5 粒子濃度と接触点数

$$\tau_s = \left(\frac{1}{2}\right) n \cdot N \cdot \phi_i \quad (1.6)$$

と書き改められ、 τ_s が歪速度に依存しない剪断降伏応力であることがわかる。ここで、問題は N の取り扱いであるが、 τ_s が剪断降伏応力であることから、静止状態での粒子の接触点数に相当するとして、濃度が高いところでは充填状態での粒子の接触点数に相当し濃度が 0 のとき $N = 0$ となるような指数関数において、

$$N = \exp(\Lambda C) - 1 \quad (1.7)$$

と仮定する。充填状態における粒子の接触点数に関する従来の研究から係数 Λ の値を求めると、図-1.5 から $\Lambda = 3.71$ を得る。単位体積当たりの粒子個数を粒子濃度で表現し、式(1.7)を式(1.6)に代入すると

$$\tau_s = \left(\frac{3}{\pi d^3}\right) C \{ \exp(3.71 C) - 1 \} \phi_i \quad (1.8)$$

と求まる。

つぎに流体相の応力 τ_f を求める。粒子相の応力 τ_f は粒子・流体間の電気化学的な相互作用をどのように表現するかが問題となる。

微細土砂が水に含まれると微細土砂はその表面に負の電荷を生じ、その周りに図-1.6 に示すような電気二重層を生じる。グイ層内の電位 ϕ の分布は、 ζ 電位を ϕ_z として

$$\phi = \phi_z \exp(-kz) \quad (1.9)$$

で与えられる。ここで、 k はデバイ・ヒュッケルのパラメーターで、

$$\phi_z = \frac{4\pi\sigma_z}{\epsilon} \cdot \frac{1}{k} \quad (1.10)$$

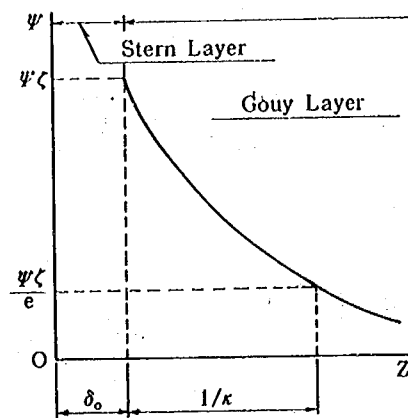


図-1.6 電気二重層

を満たすようなパラメーターである。ここで、 σ_z はグイ層に関する有効表面電荷密度、 ϵ はグイ層の誘電率である。式 (1. 10) が表す k の物理的意味は電荷密度 σ_z を持つ平板コンデンサーが誘電率 ϵ の空間に置かれている時、平板の間隔が $1/k$ になるということであるが、一般には $1/k$ をもってグイ層の厚さであると考えられている。このような電位場を水のような双極子が充填していると、分子は電位にしたがって向きをかえ一定の方向へ並ぼうとし、その結果、分子運動が抑制され水素結合による結合エネルギーが増加する。こうした粒子の近傍では化学的に安定した領域が形成されるが、その程度は、結局、電位の分布で与えられるので、電位 ϕ と同じ結合エネルギーの分布 ϕ を考えることができる。すなわち、

$$\phi = \phi_z \exp (- k z) \quad (1. 11)$$

ここに、 ϕ_z はスターン層とグイ層の境界面での結合エネルギーである。

結局、式 (1. 11) が微細砂が水中に含まれる時の粒子・流体間の電気化学的な相互作用をモデル化したものといえる。式 (1. 11) で与えられる結合エネルギーで結合している双極子を活性化させるのに必要な単位時間、単位体積当たりのエネルギーは Φ_z は、

$$\Phi_z = \phi_z \cdot \exp (- k z) \cdot \xi \quad (1. 12)$$

で与えられる。ここに、 ξ は単位時間あたりに結合を切る回数で、単位長さを ℓ として、

$$\xi = \frac{\delta u}{\ell} = \frac{\ell (du/dz)}{\ell} = \frac{du}{dz} \quad (1. 13)$$

と表される。一方、水の粘性によって失われるエネルギー Φ_o は、

$$\Phi_o = \mu_o \left(\frac{du}{dz} \right)^2 \quad (1. 14)$$

で与えられる。流動時に外力の成す仕事は式 (1. 12) 及び式 (1. 14) の和に等しいから、

$$\begin{aligned} \tau_f \left(\frac{du}{dz} \right) &= \Phi_z + \Phi_o \\ &= \phi_z \cdot \exp (- k z) \cdot \left(\frac{du}{dz} \right) + \mu_o \left(\frac{du}{dz} \right)^2 \end{aligned} \quad (1. 15)$$

が成り立つ。両辺を (du/dz) で割って、

$$\tau_f = \phi_z \cdot \exp (- k z) + \mu_o \left(\frac{du}{dz} \right) \quad (1. 16)$$

を得る。式 (1. 16) から

$$\tau_f < \tau \phi \equiv \phi_z \cdot \exp (- k z) \quad (1. 17)$$

のところでは歪速度は生じない (図-1.7 参照)。したがって、粒径が流れの大きさにくらべはるかに小さいことから間隙に作用している応力 τ_f の分布が一定であると仮定すると、粒子間の純間隔を s として、

$$\tau_{fy} = \phi z \cdot \exp \left(-k \cdot \frac{s}{2} \right) \quad (1.18)$$

が、剪断降伏値としての性質をもつことがわかる。すなわち、

$$\tau_f \leq \tau_{fy} \quad (1.19)$$

の条件のもとでは流動は生じない。

式 (1.16) を粒子間の純間隔の空間にわたって積分することでマクロな流動の流動式が導かれる。すなわち、マクロな流動とミクロな流動との関係、

$$\frac{\delta u}{\delta z} = \left(\int_0^s u \cdot dz \right) / s \quad (1.20)$$

より、

$$(1) \quad \tau_{fy} < \tau_f < \phi z$$

$$\mu = (1 + \lambda) \frac{1 - \frac{\phi z}{\tau_f} \exp \left(-\frac{kd}{2\lambda} \right)}{1 - \frac{2\lambda}{kd} \left\{ 1 + \log \left(\frac{\phi z}{\tau_f} \right) - \frac{\phi z}{\tau_f} \exp \left(-\frac{kd}{2\lambda} \right) \right\}} \mu_0 \quad (1.21)$$

$$(2) \quad \phi z \leq \tau_f$$

$$\mu = (1 + \lambda) \frac{1 - \frac{\phi z}{\tau_f} \exp \left(-\frac{kd}{2\lambda} \right)}{1 + \frac{2\lambda}{kd} \cdot \frac{\phi z}{\tau_f} \left\{ \exp \left(-\frac{kd}{2\lambda} \right) - 1 \right\}} \mu_0 \quad (1.22)$$

と求まる。

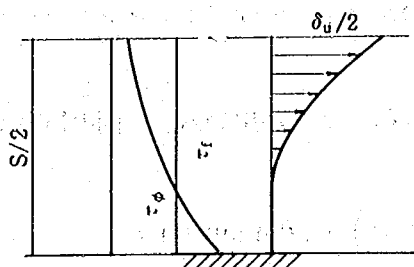


図-1.7 間隔における間隙水の流速分布

こうして、ビンガム流体としてのレオロジー的性質は、芦田等にしがうと、剪断降伏値（粘着成分） C_0 としては式（1.8）と式（1.18）の和で、みかけの粘性係数については式（1.21）および式（1.22）で与えられる。

1.2.2 ダイラタント流体の流動式

ダイラタント流体としての固・液混相流の流動機構については、基本的に立場の異なる二つの方法論がある。すなわち、

- (1) 流れの剪断応力は、粒子の衝突時の粒子の非弾性的な性質によるエネルギー損失から、あるいは粒子の衝突後の粒子・流体間の速度差の流体によるエネルギー散逸から評価される^{9) 10)}。
- (2) 流れの剪断応力は、粒子の衝突時の粒子の弾性的性質による反発力の流れ方向成分として評価される^{11) 12)}。

の互いに背反する二つの立場である。

ここでは、(1)の立場に立つ研究から、粒子間の非弾性的性質に着目して応力を求めた宮本の方法について概説する⁹⁾。

砂礫を高濃度に含む流れにおいて、砂礫粒子は、ほぼ同一の層内を移動していき、粒子同士の衝突の際非弾性的なふるまいをする¹²⁾。粒子のこのような非弾性的性質は、流れが本質的に圧縮性であることを示唆する。実際、外部からのエネルギーの供給を急激に断ってやると（たとえば開水路で勾配変化点下流での勾配を0にセットする）急激な堆積を生じ（粒子一個あたりの占有空間の減少）、流れが圧縮性であることがわかる。流動が定常的に継続しているとき、流れは“非圧縮”な状態にあるが、ここでいう“非圧縮”とは時間的に平均化した粒子濃度に変化がないことを示している。すなわち、“非圧縮”とは

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} = 0 \quad \bar{C} : \text{時間平均濃度} \quad (1.23)$$

な状態を示しており、その間に実際には、

$$C = \bar{C} + C' \quad C' : \text{濃度の変動成分} \quad (1.24)$$

なる変動をしている。流動によるエネルギーのやりとりは、この濃度の変動成分が受け持っている。すなわち、図-1.8に示すように、衝突時に粒子の非弾性的性質によって運動エネルギーを失い濃度が増加し粒子の占有空間が減少するが、つぎの衝突までの間にポテンシャルエネルギーなどからエネルギーの供給を受け衝突前と同じ状態になる。

粒子の配列モデルとしてバグノルドのモデルを用いる。一回の衝突で失うエネルギーは

$$\phi_i = \frac{1}{2} (1 - e^2) \left(\frac{1}{6} \pi d^3 \right) \sigma (\delta u \sin \alpha_i)^2 \quad (1.25)$$

で表される。単位時間当たりの衝突回数 N は、

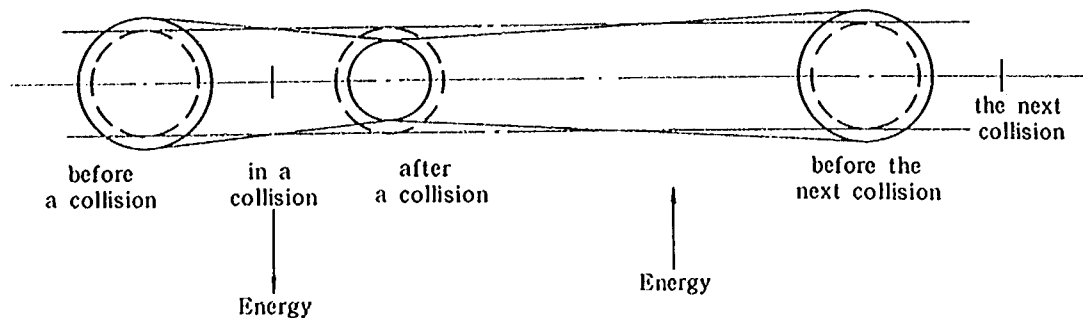


図-1.8 衝突から衝突までのエネルギーの収支

$$N \Rightarrow \delta u / bd = du / dz \quad (1.26)$$

である。従って、単位時間・単位堆積あたりのエネルギー散逸量 ϕ は粒子一個あたりの占有体積が $(bd)^3$ であることから

$$\phi = \frac{N \phi_i}{(bd)^3} = \frac{\pi}{12} (1-e^2) \sin^2 \alpha_i \sigma \frac{1}{b} d^2 \left(\frac{du}{dz} \right)^3 \quad (1.27)$$

と表される。流れは“非圧縮”であるので、みかけの（流動式の上での）エネルギーの体積散逸はないから、結局、剪断力 τ が

$$\tau = A (1-e^2) \sigma \frac{1}{b} d^2 \left(\frac{du}{dz} \right)^2 \quad (1.28)$$

$$A = \frac{\pi}{12} \sin^2 \alpha_i \quad (1.29)$$

と求まる。一方、基準エネルギーを衝突前にとると、このエネルギーから散逸エネルギーを差し引いた残りは常に流れのなかに蓄えられているので、流動によって散逸されない非散逸のエネルギーと考えることができ、これは圧力 p_d に相当するはずなので

$$p_d = A e^2 \sigma \frac{1}{b} d^2 \left(\frac{du}{dz} \right)^2 \quad (1.30)$$

と表すことができる。式(1.28)と式(1.30)から流動時の動的内部摩擦角が

$$\tan \phi_d = \frac{\tau}{p_d} = \frac{1-e^2}{e^2} \quad (1.31)$$

と求まる。

式(1.28)、式(1.29)は、衝突時のエネルギーの収支から得られたものであり、無重力の環境のもとでのジェット流に関する実験はこの関係を満たさなければならない。実際、実験は両式の間関係を支持する

が、流体と粒子に密度差がある場合の開水路における重力流動については、実験から得られた応力が両式より1オーダー大きくなっている。この流動にかかわる応力以外の応力は、粒子間の固体摩擦に起因する静的な応力で、

$$\tau_y = p_s \cdot \tan \phi_s \quad (1.32)$$

で表される。

式(1.30)と式(1.32)の p_s と p_d は、粒子の水中重量を支えている。

1.2.3 高濃度流の乱流

ビンガム流動とダイラタント流動はその流動式の誘導からも分かるように、流体素分の軌跡は互いに平行で層状をなしている。したがって、流体素分に与えられるエネルギーは同一の体積素分で消費される。このような流れは層流と呼ばれ、流れのトレーサー（高濃度固・液混相流では固体粒子）は同一の層に留まる。このとき、連続流体としての固・液混相流の微小流体素分の運動は運動方程式

$$\rho \frac{\partial u}{\partial t} + \rho (u \text{ grad}) u = \rho g - \text{grad } p + \text{div } \tau \quad (1.33)$$

によって記述される。

流れのトレーサーが同一の層に留まらなくなると、すなわち、流体素分の軌跡が混合し同一の層内に留まらなくなると、流体要素の運動は

$$u = \bar{u} + u' \quad (1.34)$$

と平均流の流速 $\bar{u}$ と乱れ速度 u' の和で表される。 $\bar{u}$ は u の平均であるから、

$$\overline{u'} = 0 \quad (1.35)$$

が成り立つ。式(1.34)を式(1.33)に代入し、式(1.35)を考慮すると、

$$\rho \frac{\partial u}{\partial t} + \rho (\bar{u} \text{ grad}) \bar{u} = \rho g - \text{grad } p + \text{div } \tau - \rho \overline{u' u'} \quad (1.36)$$

となり、平均流について運動方程式をたてると、式(1.33)に最後の項が加わった形をとる。式(1.36)右辺の最後の項は、流れを平均流速と乱れ速度に分けて表現し、平均流速に対しての運動方程式で表現したため現れた、本来、運動方程式の左辺にあるべき、加速度項のうち乱れ速度による対流項であり、平均流からみた乱れ速度によるみかけの応力（レイノルズ応力）を表している。

固・液混相流におけるレイノルズ応力を明らかにするためには、乱流構造に関する知識が必要であるが、ここで問題としているような土砂を高濃度に含む流れの乱流構造に関する研究はまだ系統的には行われていない。せいぜい、いくつかの半理論的（実験的）研究があるにすぎない^{14) 15)}。それらによると、十分発

達した乱流では多少の差はあるが、実用的には、ほぼ、清水の乱流に関する知識で近似しうるようである。
レイノルズ応力をプラントル・カルマンの混合距離理論で近似すると

$$\rho \overline{u' u'} = \rho (\kappa z)^2 \quad \kappa : \text{カルマン定数} \quad (1.37)$$

1.3 火山泥流の流動機構の統一的把握¹⁵⁾

泥流がその構成成分（粒度分布、粒子濃度等）およびその規模によって流動特性が変化することが1.2での検討から明らかにされた。その結果、泥流の発生から発達、流下、氾濫、停止・堆積と変化していく過程で、その構成材料、規模も変化することから、流動の特性も変化することが十分考えられる。

ここでは、1.2で検討したそれぞれの流動特性を統一的にながめそれぞれの流動形態の領域区分を行う。

1.2の検討からビンガム流体としての応力を生じている空間とダイラタント流体としての応力を生じている空間は独立であり、さらに、レイノルズ応力は運動量の輸送量を表しているので、この三者は線型に加えることが可能である。すると、火山泥流の流動式として一般的に

$$\tau = C_0 + \tau_y + \mu \left(\frac{du}{dz} \right) + A (1 - e^2) \sigma \frac{1}{b} d^2 \left| \frac{du}{dz} \right| \left(\frac{du}{dz} \right) + \rho \overline{u' u'} \quad (1.38)$$

が成り立つ。火山泥流の様々な流動形態は、式(1.38)のどの項が卓越するかによって決まる。

流れが定常であると仮定すると、流線に対して（平均流に対して）運動方程式を立てた時、レイノルズ応力が生じるか否かが乱流か層流かの領域区分の条件となる。もし、レイノルズ応力が大きければ乱流であるし小さければ層流である。ここでいう乱流・層流は、微小流体素分が流れに含まれる粒子程度の大きさを持っているので、それぞれ、図-1.9に示すような流れの構造を持っていることになる。乱流と層流の領域区分は流れのレイノルズ数でおこなわれるが、みかけの粘性係数が剪断力の大きさに伴って水深方向に変化するので、粘性底層の厚さ、あるいは粒子レイノルズ数で評価するほうが便利である。すなわち、

$$M = \mu + A (1 - e^2) \sigma \frac{1}{b} d^2 \left| \frac{du}{dz} \right| \quad (1.39)$$

を火山泥流のみかけの粘性係数として、レイノルズ数を、

$$Re = \frac{\rho u_* h_e}{M} \quad (1.40)$$

で定義すると、ほぼ、

$$Re > 100 \rightarrow \text{乱流}, \quad Re < 100 \rightarrow \text{層流}$$

と、領域区分される。

流れが層流の場合、ビンガム流動であるかダイラタント流動であるかは、ビンガム流体としての応力が卓越するかダイラタント流体としての応力が卓越するかによって領域区分される。すなわち、ビンガム流体としての応力を τ_B 、ダイラタント流体としての応力を τ_D とすると、

$$G \equiv \frac{\tau_D}{\tau_B} = \frac{A(1-e^2)(\sigma d^2/b) |du/dz|}{\mu} \quad (1.41)$$

と G を定義することにより、

$$\begin{aligned} G > 1 &\rightarrow \text{ダイラタント流動,} \\ G < 1 &\rightarrow \text{ビンガム流動} \end{aligned} \quad (1.42)$$

と領域区分される。

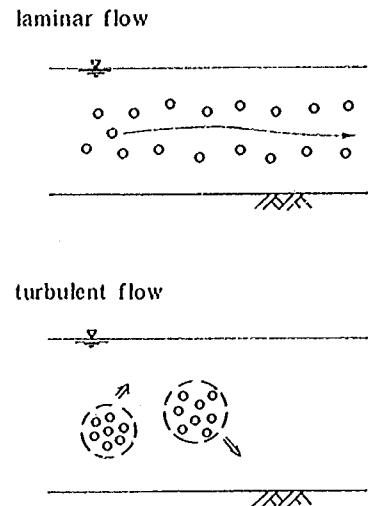


図-1.9 固・液混相流の層流と乱流

参考文献

- 1) 高橋 保：セントヘレンズ火山の噴火に伴う災害現象と対応 京都大学防災研究所年報第24号A, 1981, pp.538～557
- 2) 勝井義雄 他：南米コロンビア国ネバド・デル・ルイス火山の1985年噴火と災害に関する調査研究 文部省自然災害特別研究突発災害研究成果No.B-60-7, 1986
- 3) 村野義郎：十勝岳の土石流について 新砂防 No.59, 1965, pp.14～23
- 4) 建設省九州地方建設局大隅工事事務所：昭和60年度桜島砂防基本計画検討業務報告書 1986
- 5) 北海道土木部：昭和56年度有珠山土石流観測調査報告書, 1982
- 6) 大同淳之：土石流に関する基礎的研究, 京大学位論文, 1970
- 7) 芦田和男, 山野(宮本)邦明, 神田昌幸：高濃度流れに関する研究(II), 京都大学防災研究所年報29号, B-2, pp.301～375
- 8) 滝 和夫：高濃度泥流の流動特性, 第30回水理講演会論文集, pp.475～482, 1986
- 9) 宮本邦明：Newton流体を含む粒子流の流動機構に関する研究, 立命館学位論文, 1986
- 10) 芦田和男, 江頭進治, 神矢弘, 佐々木浩：斜面における土塊の抵抗則と移動速度, 京都大学防災研究所年報, 第28号 B-2, 1985年, pp.297～307
- 11) R. A. Bagnold: Experiments on a Gravity-Free Dispersion of Large Solid Spheres in a Newtonian Fluid under Shear, Proc. Roy. Soc. London A 225, 1954, pp.49～63
- 12) 椿東一郎, 橋本春行, 末次忠治：土石流における粒子間応力と流動特性, 土木学会論文集 第317号 pp.79～91, 1982
- 13) 新井宗之, 高橋 保：泥流型土石流の流動機構, 土木学会論文集 第375号/II-6, 1986. 11, pp.69～77

- 14) 高橋 保, 藤井山之: 土石流の流動機構, 昭和61年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集, 1986, pp. II-68-1 ~ II-68-2
- 15) 芦田和男, 山野(宮本)邦明, 神田昌幸: 高濃度流れに関する研究(I), 京都大学防災研究所年報28号 B-2, 1985, pp. 367 ~ 377

2. 大正 15 年十勝岳泥流の実態

2.1 火山活動と火山泥流の発生状況

十勝岳は北海道のほぼ中央部に位置する活火山である。北方には旭岳、黒岳、北嶺岳などからなる大雪山火山群が位置し、その南方に忠別岳、トムラウシ山が続き、さらにオプタテシケ山、美瑛富士、美瑛岳、十勝岳、カミホロカメットグ山、富良野岳が北東－南西方向に連なり、これらは十勝火山列と呼ばれている（図－2.1）。これらの峰々はいずれも洪積世～沖積世に活動した火山である。この火山列の中で現在も活動を続けているのは、十勝岳山頂直下にある昭和火口と、カミホロカメットグ山の北西側に開いた爆裂火口である安政火口である。昭和火口は昭和37年の大爆発によりグランド火口と呼ばれる火口原の北西端に開口した。この直下で大正15年5月の大爆発によって崩壊した大正火口が位置する。

十勝岳の火山活動は1857年（安政4年）、1887年（明治20年）、1926年（大正15年）、1962年（昭和37年）とほぼ30～40年間隔で活発化している。このうち、とくに大正15年の大爆発時には爆発と同時に火山泥流が発生して、十勝岳北西斜面に開折された富良野川と美瑛川を流下し、当時の上富良野村と美瑛村に甚大なる被害が生じた。

大正15年の活動は前年の11月頃より始まり、5月24日の大爆発をはさんで昭和3年12月の小噴火を最後に終息した。最大の活動であった5月24日の一連の活動をまとめると以下のとおりである（図－2.2）。

- (1) 12時11分（第1回爆発）；この時、小規模の火山泥流が発生し、現在の望岳台付近にあった丸谷温泉を襲い、さらに下流の現白金温泉にあった畠山温泉の風呂場と宿前の橋を破壊して美瑛川に流れ込んだ。美瑛村では美瑛川が灰汁のように変色して刻々と増水するのが目撃された。
- (2) 14時頃（第2回爆発）；この小噴火によって泥水が美瑛、富良野の両川を濁した。
- (3) 16時17分過ぎ（第3回爆発）；最大の爆発によって中央火口丘の北西斜面が崩壊し、崩壊物は急速な流れとなって斜面を流下した。同時に斜面上の積雪を融かして火山泥流に発達した流れは、富良野川筋にあった硫黄採鉱所の事務所を流失し、富良野川を下った。また、望岳台斜面を下った泥流は白金温泉上流の熔岩地で分派し、一部は富良野川方向へ、残りは台地の急崖を飛び越えて美瑛川の谷へ流れ込んだ。
- (4) 富良野川筋では谷の出口付近にあった新井牧場に16時33分頃泥流の第1波が到達し、上富良野には17時頃には流出した。
- (5) 美瑛川筋では大部分が本川河道に流入したが、幅広い谷の左岸側を流れる不動滝川に流下した泥流は平地部に入って農地を流れ、18時頃には美瑛市街地まで到達した。

この火山泥流による被害は下流の上富良野村、美瑛村に及び、死者行方不明144名、被害総額255万円（当時）にのぼった（表－2.1）。

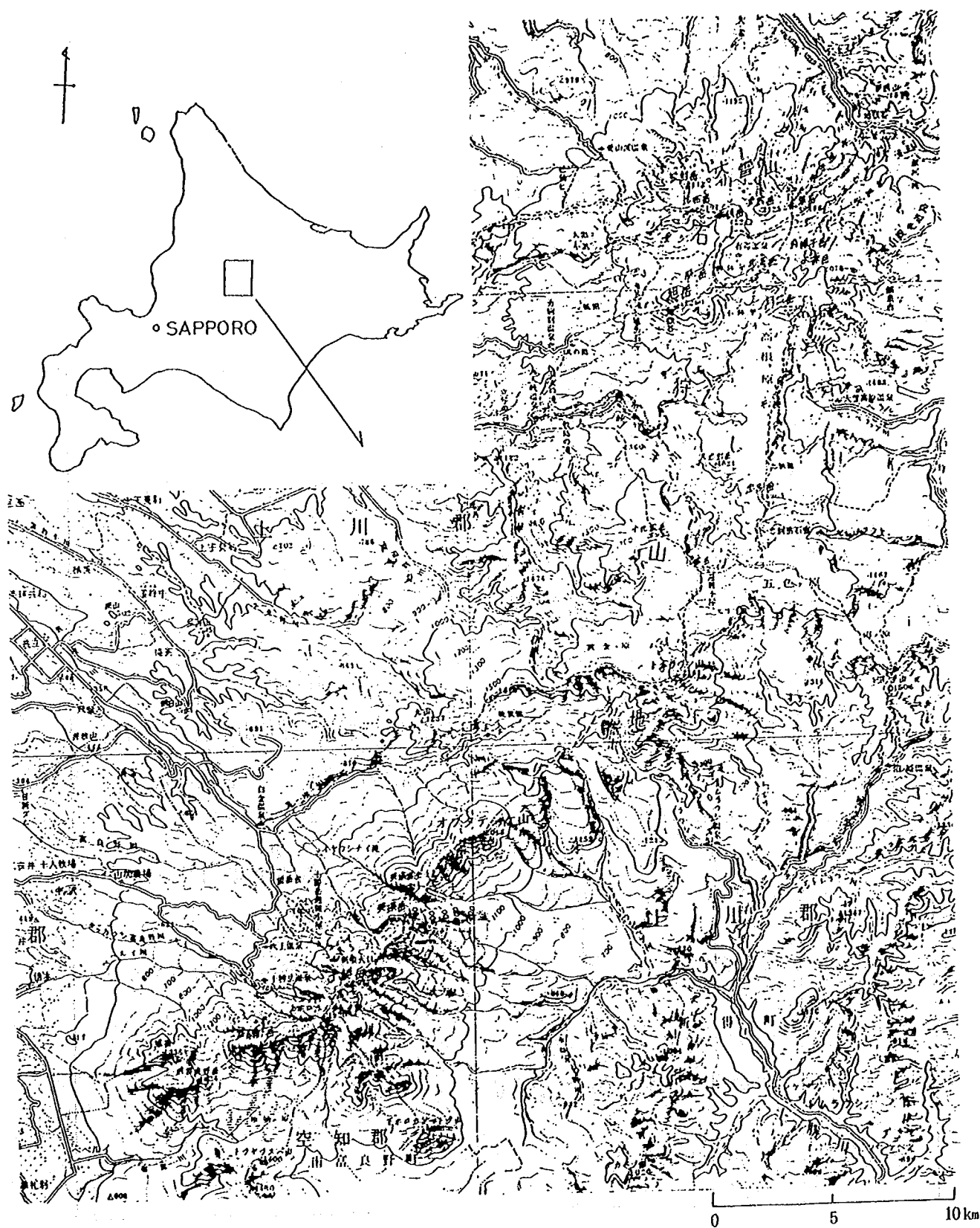


図-2.1 十勝岳周辺の地形と火山分布

時 間	火 山 活 動 と 火 山 泥 流 の 経 過
1926年 5/24	朝から降雨。南風により気温上昇
12:11	(第1回爆發) 小規模泥流の発生 ↓ 丸谷温泉 (望岳台付近) ↓ 畠山温泉 (白金付近) ↓ 美瑛川へ流入
14:00 頃	(第2回爆發) 小噴火 小規模泥流の発生 ↓ 美瑛川 富良野川 (河川が異常に変色した)
16:17	(第3回爆發) 大噴火 山 体 崩 壊 ↓ 火山泥流の発生 ↓ (美瑛川) (富良野川)
	硫黄沢 尻無沢 ↓ ↓ 畠山温泉 → 破壊 ↓ ↓ 美瑛川本川 不動滝川 ↓ ↓ 美瑛市街地 農地氾濫 平山硫黄鉱業所元山事務所 → 破壊 ↓ ↓ 富良野川本川 真水の沢 ↓ ↓ 新井牧場 (16:33 分) ↓ 日 新 ↓ 上富良野市街地 (17:00 頃) (氾濫・堆積)
17:00	
18:30	(破堤・浸水) 美瑛橋の水位 7~8 尺
22:00 頃	減水が始まる

図 - 2.2 大正15年十勝岳噴火と火山泥流の発生経過

表－2.1 大正15年十勝岳火山泥流の被害

人的被害	地名		死者行方不明者	負傷者	備考
	美瑛村	丸谷温泉	3人	0	当時推定人口
		富山温泉	4人	0	10,028人
	上富良野村	平山硫黄鉱業所	25人	0	当時推定人口
		農場及び市街地	112人	209人	8,148人
合計			144人	209人	
経済的損害	建物	住家・非住家	372棟		211,235円
		公共建物	7,646坪		248,513
	家畜		68頭, 602羽		8,120
	水田		680町歩		1,155,000
	畑		507町歩		113,418
	雑種地, 学校用地, 宅地		12.6町歩		9,080
	道路		延長14里15町		68,689
	橋梁		49ヶ所		33,100
	灌漑溝				121,334
	河川				66,380
	御料林(美瑛村)		8,470石		2,280
	御料林(上富良野村)		194,224石		26,315
	鉄道				26,332
	電信・電話				13,000
	平山硫黄鉱業所				350,000
	合計				

2.2 火山泥流の流下・氾濫・堆積特性

大正15年の十勝岳爆発に起因する火山泥流の概要は前節に記したとおりである。本節ではこの火山泥流について砂防学的観点から整理を行い、火山泥流の流下・氾濫・堆積の特徴を検討する(図－2.3参照)。

(1) 爆裂崩壊堆積物

十勝岳北西斜面に開口した爆裂火口から落下した崩壊土砂は標高1,000mより上部の斜面に堆積した。この堆積物はかなりの高温であったと考えられ、周辺の積雪を急速に融かした(表－2.2,3)。また、噴出物中にも熔融硫黄や熱水が含まれていたとされ、これらは下流へ流下している。

この堆積物は水による影響を殆ど受けていない崩落残土部と、流動化したものの泥流としての取り扱いが難しい崩壊物質停止部とに区分される。後者は多田らの言う一次泥流に相当し、流速は崩壊に伴う崩壊速度項が支配的と考えられる。質量保存則を用いると初速として50m/s程度が推定される。

このような爆裂によって生じるこれらの現象を防止することは砂防学的には不可能である。

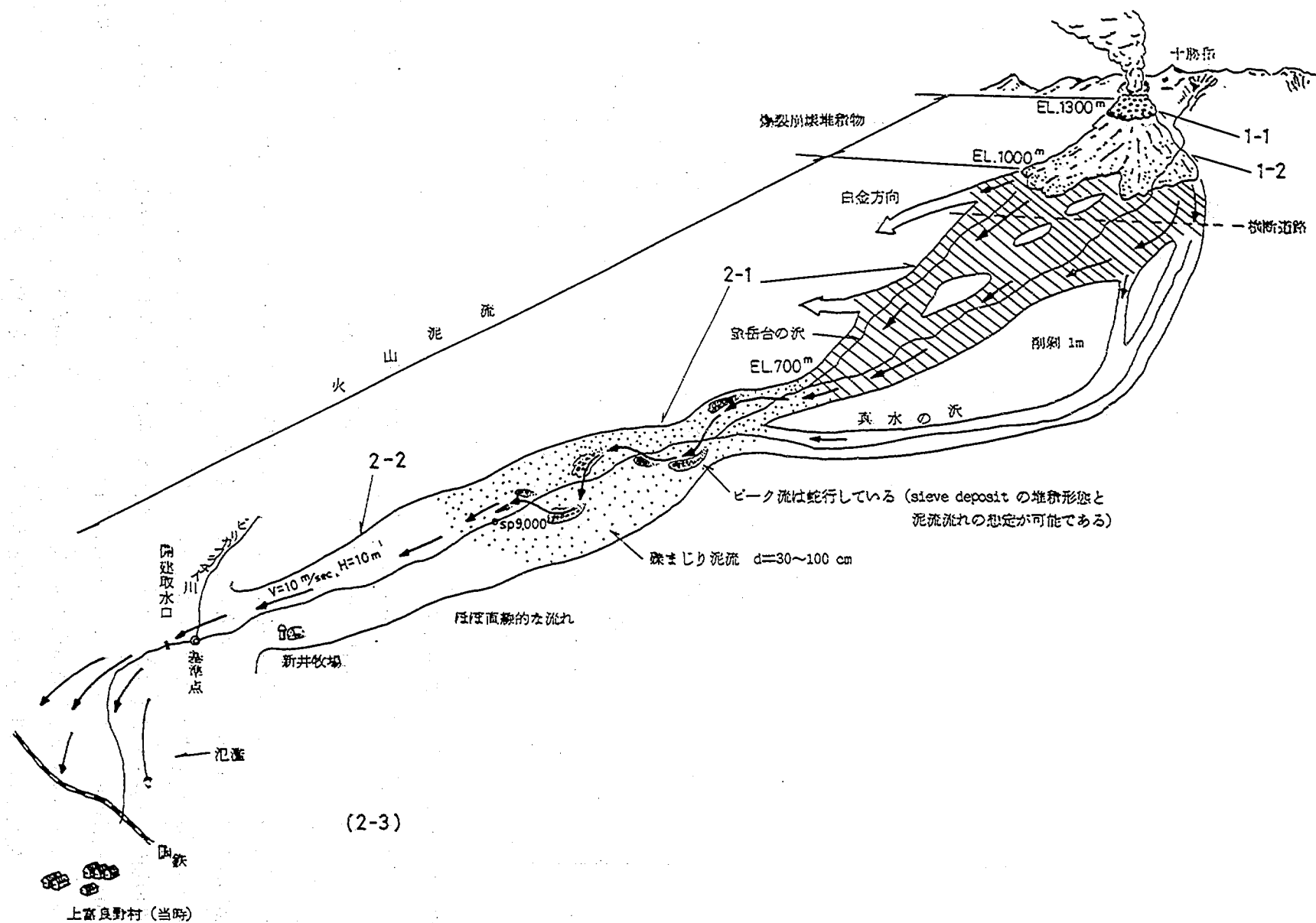


図-2.3 火山泥流の流下状況概念図

表-2.2 積雪深の測定値

村野による

標高 (m)	積雪深 (cm)	測定月日	位 置	文 献
1,200	80	5月31日		災 害 誌 p25
1,100	100 ~	5月24日	元山事務所	十勝岳の爆発p71
1,000	50	5月31日	付近森林中	災 害 誌 p25
600	20 ~ 30	5月24日		十勝岳の爆発p71

注) 5月31日から6月2日までの3日間の平均融雪深は、標高1,100mの位置の森林中で1日平均12~15cmであった。

表-2.3 融雪量の推定*

村野による

		融雪面積 (km ²)	平均融雪深 (m)	融 雪 量 (×10 ³ m ³)	富良野川への流出量 (×10 ³ m ³)
国 有 林	I	0.66	1.2	238	238
	II	0.32	1.5	144	144
	III	1.70	1.5	765	765
	IV	1.03	0.9	278	278
	V	0.96	0.6	173	173
計		4.67		1,598	1,598
御 料 林	VI	0.88	1.2	316	221**
	VII	0.78	1.5	329	230**
	VIII	2.00	1.5	900	0
	計	3.66		1,545	451
合 計		8.33		3,143	2,049

注)* 中野理学士が吹上温泉付近の森林中で実験した結果、雪からその体積の33.3%の水を得たという(災害誌p71)。

** VI, VII地区の融雪水の70%は富良野川へ流出したものとする(災害誌p168)。

*** 本表の推定には疑問点が多い。

(2) 火山泥流 I (表-2.4, 5, 図-2.4)

融雪水および噴出物中の流動成分と土石が混じって流動化し、火山泥流に発達した。標高1,000mより下の斜面を流下しながら発達していった泥流は、エゾマツ、トドマツやカンバ類から成る森林を破壊し、斜面表土を削剥した。削剥深は最大1m平均0.4mと推定され、約4km²の範囲でガリー侵食区間も含んで約150万m³の土砂量が泥流中に含まれた。

この泥流の流れはビンガム流体としての取り扱いが可能であるが、斜面や崩壊土砂から供給された径1m前後の大礫を多量に含んでいたことが特徴である。流れは谷幅一杯に拡がっていたとは考えにくく、何波かに分流して地形に従って移動したと考えられる。富良野川本流と望岳台斜面を流れた泥流のうち、前者はさらに本川と真水の沢に分派し、また後者は美瑛川方向と富良野川方向に分派した。そして、主流は

表-2.4 泥流の速度

中村による

区 間	平均速度 (m/s)	距 離 (km)	時 間 (min)
火 口 ～ 元 山	46	2.4	0.9
元山～富良野川溪谷	21.8	4.0	3.1
富 良 野 川 溪 谷 内	15.5	13.6	14.6
富 良 野 平 野	10	4.2	7.0

表-2.5 土石流の速度

村野による

地 点	累加距離	区間距離	到達時間	所要時間	平均速度
	km	km	時 分	分	m/s
火 口	0.0		16 : 18		
元 山 事 務 所	2.4	2.4	16 : 19	1	40.0
清水の沢合流点	6.5	4.1	16 : 22	3	21.8
新 井 牧 場	16.5	10.0	16 : 33	11	15.5
国 鉄 線	20.5	4.0	16 : 45	12	6.6
上富良野町裏手	23.1	2.6	17 : 00	15	2.9
合 計	23.1			42	9.2

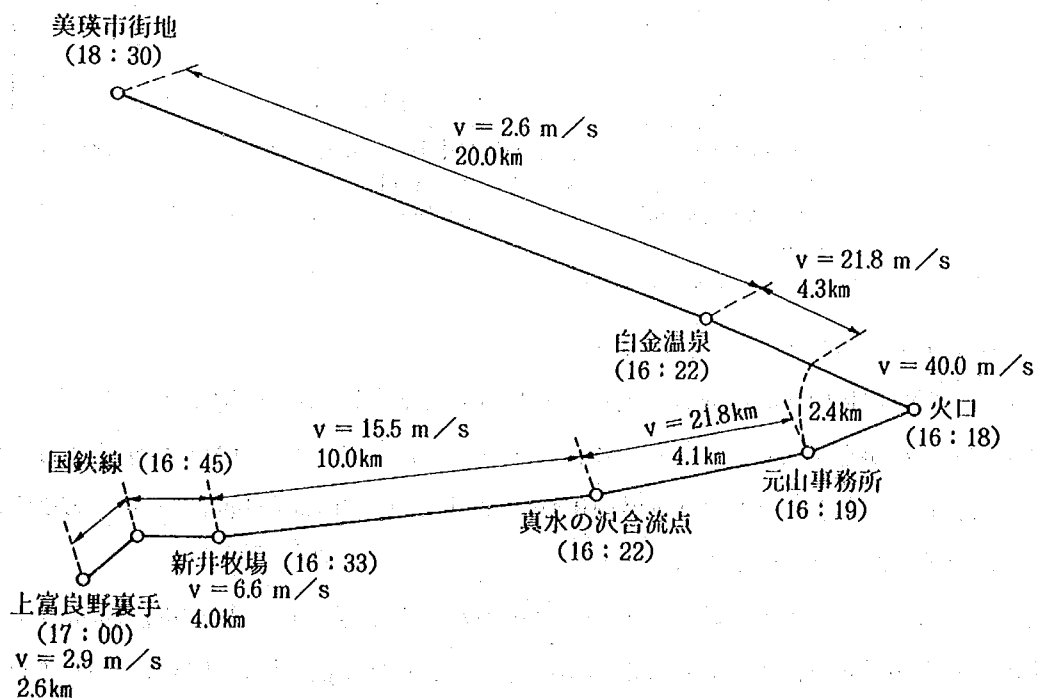


図-2.4 大正15年十勝岳火山泥流の流出過程

礫を多量に含み蛇行しながら流下した。その流下痕跡と河道の彎曲部において偏流した痕跡は噴火後60年以上経た現在でも空中写真等によって明瞭である。さらに、現地では泥流中の大礫が放出された堆積物が認められる。

この大礫の堆積物は河床勾配約 1/30 の富良野川の谷の出口から 9,000 m 付近までに 16 ケ所確認されているが、美瑛川筋では未確認である（図-2.5）。礫の停止条件はこの付近で約 6,000 m³/s の流量を想定し、平均粒径 0.4 m、土砂濃度 20% の条件のもとで流砂量式にブラウン式を用いて逆算すると、約 1/20 の移動限界勾配が得られ、移動礫の慣性を考慮すると現地条件の 1/30 とほぼ一致する。

(3) 泥 流 II

泥流中に含まれた大礫を放出した後の細粒分の卓越した流れで、ビンガム流体として捉えられるが対策上はニュートン流体としての取り扱いが可能である。谷の出口付近にあった新井牧場での目撃によると、波高は 10 m 程度とされており、これから河床勾配を 1/50 として Manning 式で流速を求めると約 20 m/s となる（ $n=0.03$ ）。また、流速を 10 m/s と仮定すると、波高は約 3 m 程度となり、概略波高 3～10 m、流速 10～20 m/s のオーダーが想定される。このことから、ピーク流量は約 3,000～6,000 m³/s の範囲であったと考えられる。

したがって、対策上は泥流の衝撃力や流体力に関してはニュートン流体の扱いで構造を決定することが可能である。

いっぽうの目撃によると、泥流の前面は小山のような樹木が迫って来たとされており、流木が相当あったことが認められる。これは下流の富良野原野に流出堆積した泥流の記録写真にも流木堆積が大量に見られることから伺える事であろう。そこで、実際上はこのような流木対策が災害を軽減するという意味で重要であろう。

(4) 泥 流 III

富良野川の谷を出て平野部で氾濫した泥流は粒径 10 mm 以下の火山灰などの細粒分と流木が含み、次第に氾濫域を拡げていった。泥流 II と III の境界はほぼ勾配 1/100 付近であるが、(2) の推定と同様にこの区間区分を説明できる。

谷の出口から約 1 km 下流に走っていた鉄道盛土はこの泥流を横方向から受け、線路がめくり取られていることから、流体力はまだまだかなりあったと考えられる。したがって、泥流を大規模流路工などで導流しようとする場合には護岸構造等は強固にしておく必要がある。

以上に関連する資料として、表 2.6, 7 を示す。

参 考 文 献

渡瀬正五郎；十勝岳の爆発と水害の原因，地学雑誌 38-451，pp 503-513 p 1926

中村左衛門太郎；十勝岳泥流の速さ，地球 vol. 1.6 no. 2，pp 79-82，1926

多田文男・津屋弘達；十勝岳の爆発，東大地震研究所彙報 2，pp 40-84，1927

田中館秀三；十勝岳硫黄山噴火原因と現状，地学雑誌 38-451，pp 518-527，1926

加瀬清雄；十勝岳噴火口に登りて，ヌプリ No. 4 十勝岳爆発号（北海道山岳会），pp 3-8，1926

表-2.6 上富良野第1地区・第2地区平均粒度分布

粒 径 mm	粒 度 %	加 積 %
10 ~	5.08	100.00
8 ~ 10	1.57	94.92
6 ~ 8	2.18	98.35
4 ~ 6	3.19	91.17
2 ~ 4	5.65	87.98
小 計	17.67	
0.25 ~ 2.00	37.77	82.33
0.05 ~ 0.25	20.22	44.56
0.01 ~ 0.05	9.66	24.34
0.01 以下	14.68	14.68
小 計	82.33	
合 計	100.00	

表-2.7 泥流体積物の粒度組成

(北海道農事試験場)

粒 径 (mm)	上富良野村泥流		中富良野村泥流 (%)	美 瑛 村 泥 流 (%)
	第1地区 (%)	第2地区 (%)		
10 ~	—	10.17	—	3.40
8 ~ 10	0.94	2.20	—	0.61
6 ~ 8	1.75	2.61	—	1.63
4 ~ 6	2.29	4.09	—	3.10
2 ~ 4	3.06	8.23	—	3.43
石 礫 合 計	8.04	27.30	—	12.17
原土中細土百分率	91.96	72.70	100.00	87.83
0.25 ~ 2.00	44.33	47.43	59.78	44.82
0.05 ~ 0.25	26.07	23.05	24.53	24.27
0.01 ~ 0.05	12.99	10.46	5.45	12.78
0.01 以下	16.61	19.06	10.27	18.13

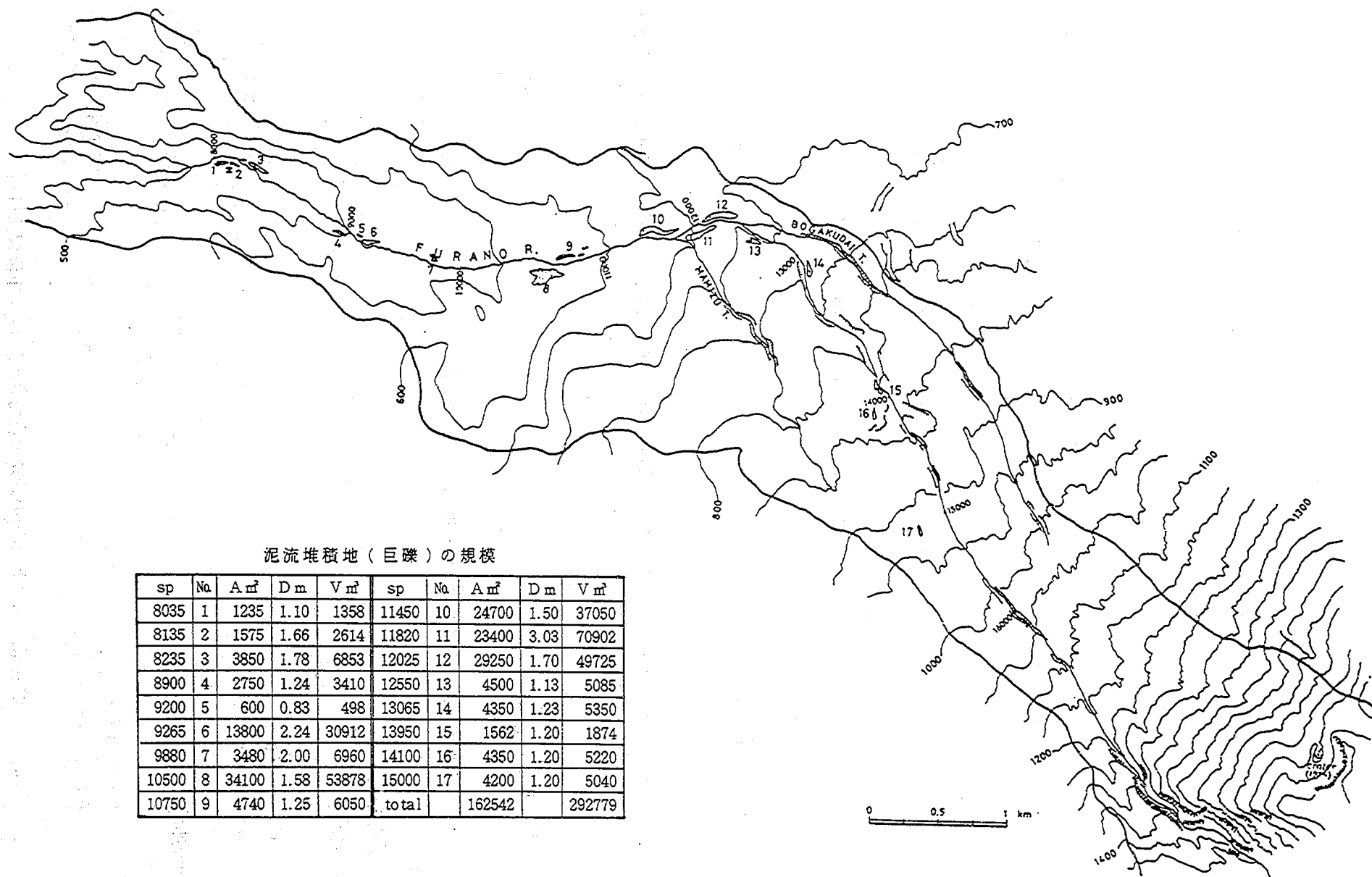
注) 大正15年農学会協定による土壌の機械的組成成分の分類による。

資料採取地点

上富良野泥流(第1地区): 新井牧場事務所跡前 上下両層
 " (第2地区): 西3線北29号~北30号間 上層土
 中富良野泥流: 基線 北18号 泥流層
 美 瑛 村 泥 流: 16線美瑛川左岸約50m 上下両層

参考文献

- 林常夫: 火山活動と森林, ヌプリNo.4十勝岳爆発号(北海道山岳会), pp3-8, 1926
 林野義郎: 十勝岳の土石流について, 新砂防 59, pp14-23, 1965
 北海道旭川土木現業所・砂防地すべり技術センター: 昭和55年度富良野川砂防全体計画報告書, 1971
 北海道防災会議編: 十勝岳(北海道における火山に関する研究報告書第1編), pp37-49, 1971



図－2.5 火山泥流大礫堆積地の分布と規模（富良野川）

3. 泥流シミュレーションモデルの検討

本シミュレーションでは、泥流の流下・堆積・氾濫について、河道への泥流流入地点から谷出口までの泥流流下区間と、谷出口から下流の泥流氾濫域に分割して数値シミュレーションを行った。

泥流流下区間については一次元解析によって、上流端で境界条件として与えた泥流ハイドログラフの、流下に伴う谷出口での変形状況を求めた。そして、計算によって求めた谷出口でのハイドログラフを境界条件として、泥流氾濫域での泥流の氾濫状況を二次元氾濫計算によって求めた。

以下、各モデルの概要を示す。

3.1 流下モデルの検討

泥流流下区間での泥流ハイドログラフの追跡は、次項で述べる二次元氾濫・堆積シミュレーションモデルを、一次元に縮小したモデルを用いた。

運動方程式は、泥流流下区間では x 方向のみを考えればよいから、河幅一定として、

○運動方程式

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \beta \frac{\partial (qu)}{\partial x} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{F}{r} \quad (3.1)$$

ここに、 q : 単位幅流量、 u : 平均流速、 H : 流動高 (水深 + 河床高)、 r : 流水の密度、 F : 摩擦抵抗抗力である。

$$F = g n^2 \frac{u |u|}{h^{1/3}} \quad (3.2)$$

g : 重力加速度、 n : マニングの粗度係数、 h : 水深

で表される。

また、連続式は、

○水の連続式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = 0 \quad (3.3)$$

○土砂の連続式

$$C_* \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial q_B}{\partial x} = 0 \quad (3.4)$$

h : 水深、 z : 堆積深、 C_* : 堆積層の砂礫の容積濃度、 q_B : 単位幅流砂量

で表される。

単位幅流砂量の計算には、Meyer - Peter - Muller 式を用いた。

$$\frac{q_B}{\sqrt{s g d^3}} = 8 (\tau_{*c} - \tau_{*c}^*)^{3/2} \quad (3.5)$$

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

$$\tau_{*c} = u_{*c}^2 / (s g d)$$

ここに、 q_B ：単位幅掃流砂量、 τ_{*c} ：無次元限界掃流力、 σ ：砂礫の密度、 ρ ：泥流の密度、 d ：平均粒径、 τ_{*c}^* ：有効無次元掃流力、 u_{*c} ：有効摩擦速度である。

3.2 氾濫・堆積モデルの検討

本シミュレーションでは、二次元平面上における連続流体の漸変流の運動方程式を用いて解析を行った。

○運動方程式

x方向：

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \beta \frac{\partial (Mu)}{\partial x} + \beta \frac{\partial (Mv)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{F_x}{r} \quad (3.6)$$

y方向

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \beta \frac{\partial (Nu)}{\partial x} + \beta \frac{\partial (Nv)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{F_y}{r} \quad (3.7)$$

ここに、 M ：x方向の単位幅流量、 N ：y方向の単位幅流量、 u ：x方向の平均流速、 v ：y方向の平均流速、 H ：流動高（水深+河床高）、 r ：泥流の密度、 F_x ・ F_y ：x及びy方向の摩擦抵抗抗力である。

本シミュレーションでは、摩擦抵抗抗力としてマニング則を用いた。

$$F_x = g n^2 \frac{u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}}, \quad F_y = g n^2 \frac{v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (3.8)$$

g ：重力加速度、 n ：マニングの粗度係数、 h ：水深である。

また、連続式は、

○水の連続式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (3.9)$$

○土砂の連続式

$$C_* \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (C_M M) + \frac{\partial}{\partial y} (C_N N) = 0 \quad (3.10)$$

ここに、 h ：水深、 z ：堆積深、 C_* ：堆積層の砂礫の容積濃度、 C_M ： x 方向の流水の土砂濃度、 C_N ： y 方向の流水の土砂濃度である。

土砂濃度は、林・尾崎式によって求めた。

$$\frac{q_B}{\sqrt{s g d^3}} = 12 \tau_{*c}^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_{*e}} \right)^{3/2} \quad (3.11)$$

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

$$\tau_{*c} = u_{*e}^2 / (s g d)$$

ここに、 q_B ：掃流砂量、 τ_{*c} ：無次元限界掃流利、 σ ：砂礫の密度、 ρ ：水の密度、 d ：平均粒径、 τ_{*e} ：有効無次元掃流利、 u_{*e} ：有効摩擦速度である。

ここで、泥流氾濫時には $\tau_{*c} \ll \tau_{*e}$ と仮定できるから式(3.11)は

$$\frac{q_B}{\sqrt{s g d^3}} = 12 \tau_{*e}^{3/2} \quad (3.12)$$

となり、単位幅流砂量は

$$q_B = 12 \tau_{*e}^{3/2} \sqrt{s g d^3} \quad (3.13)$$

で表される。

一方、Manning 式において $R \equiv h$ として

$$u = \frac{1}{n} h^{2/3} i^{1/2} \quad (3.14)$$

u ：流速、 h ：水深、 i ：エネルギー勾配、 n ：Manning の粗度係数

より、単位幅流量は

$$q = u h = \frac{1}{n} h^{1/3} i^{1/2} \cdot h \quad (3.15)$$

よって、土砂濃度 C は、

$$C = \frac{q_B}{q} = \frac{12 \tau_{*e}^{3/2} \sqrt{s g d^3}}{\frac{1}{n} h^{1/3} i^{1/2} \cdot h} \quad (3.16)$$

で表される。

式(3.16)を解くと

$$C = \frac{12 n \sqrt{g}}{s h^{1/6}} i \quad (3.17)$$

となり、土砂濃度はエネルギー勾配と水深の関数で表される。

実際の計算にあたっては、氾濫域をメッシュ分配し、各メッシュの標高を与えた上で、差分化した式 (3.6), (3.7) 式を用いて流量フラックスを与え、連続式より水深、河床高の変化をもとめた。差分には、陽的な解法である staggered scheme¹⁾ を用いた。

計算格子と各諸量との関係を図-3.2.1 に、計算プログラムのフローチャートを図-3.2.2 に示す。

3.3 大正15年十勝岳泥流のシミュレーション

3.3.1 泥流ハイドログラフ

泥流の流下・氾濫のシミュレーションを行うにあたり、境界条件として上流端における泥流ハイドログラフを設定しなければならない。泥流のハイドログラフを決定するには、火山の噴火に伴う融雪のメカニズムと融雪水のハイドログラフ、融雪水による火山噴出物堆積層の侵食のメカニズムを知る必要がある。

しかし、これらのメカニズムに関する研究はほとんどなされておらず、つい最近になって始まったばかりである²⁾。とくに、これらの問題の解決を困難なものにしているのは、融雪時の熱収支の複雑さと、流域界の比高が小さく侵食による流域の争奪が大きいことによる。したがって、ここではセント・ヘレンズ、

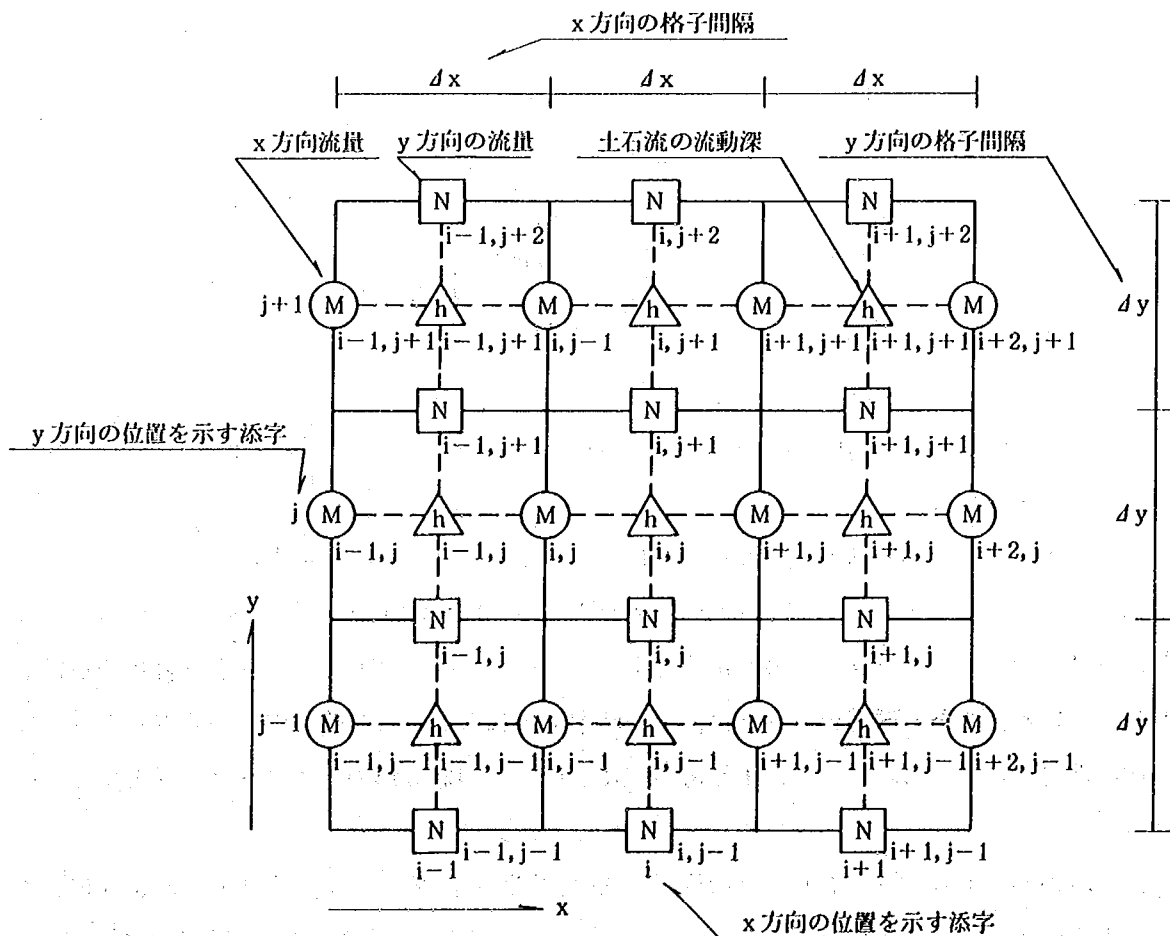


図-3.2.1 計算格子と各諸量との関係

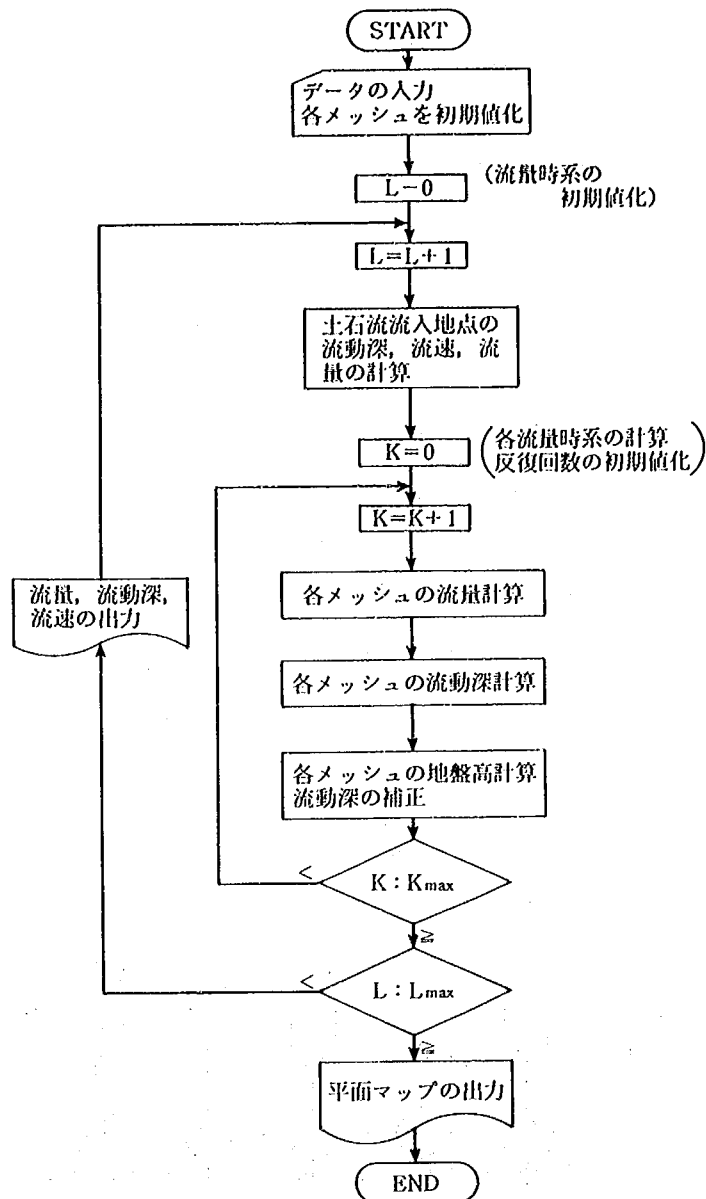


図- 3. 2. 2 計算プログラムのフローチャート (メイン・プログラム)

ネバド・デル・ルイスでの調査結果・解析を参考に泥流ハイドログラフを決定する。

図- 3. 3. 1 はネバド・デル・ルイスのアルメロ²⁾, 図- 3. 3. 2 はセント・ヘレンズのキャスル・ロック³⁾における泥流ハイドログラフの推定値であるが, いずれのハイドログラフも継続時間が長くとも数時間となっている。また, 泥流のピークは, 早い時期に現れるが, この前集中型ハイドログラフは火山泥流に共通の性質である。したがって, 十勝岳泥流においても同様の形のハイドログラフを持っていたと推察される。

そこで, 泥流のハイドログラフをピークの位置と継続時間で評価するため, 図- 3. 3. 3 に示すような継続時間 T を底辺, ピーク流量 Q_p を高さとする三角形で表現することにする。三角形の面積 S は, 境界条件を与える断面での想定総流量 Q_0 に等しくとる。すると, ハイドログラフの特徴は継続時間 T とピー

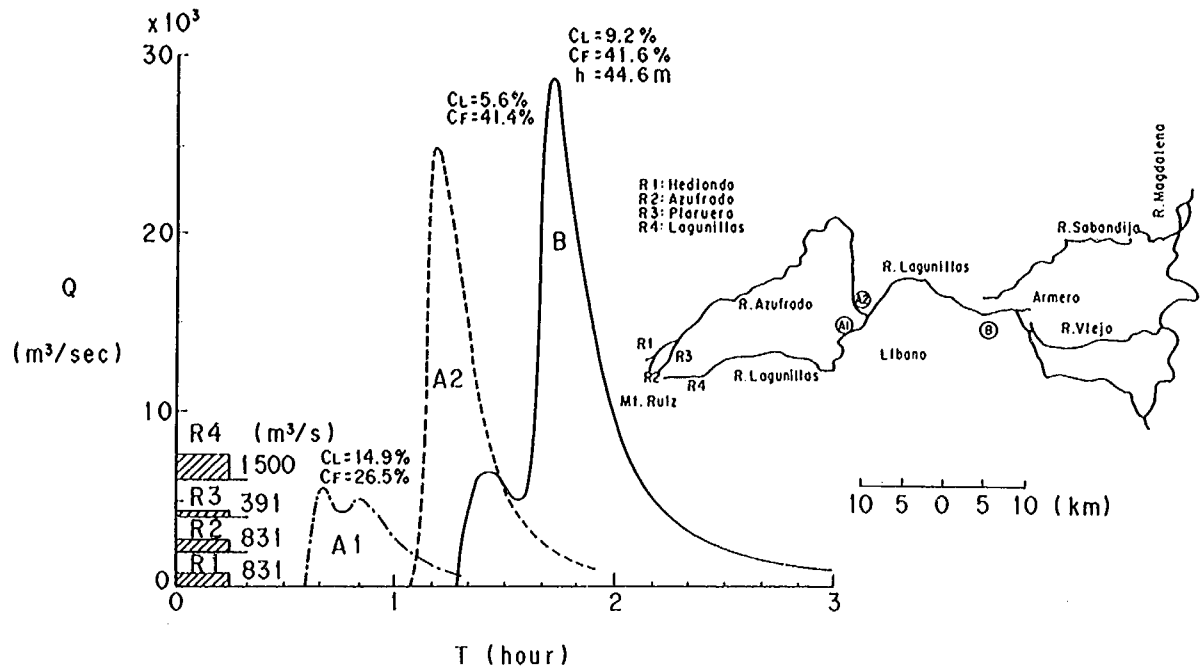


図- 3.3.1 ネバド・デル・ルイス, アルメロにおける泥流ハイドログラフの推定²⁾

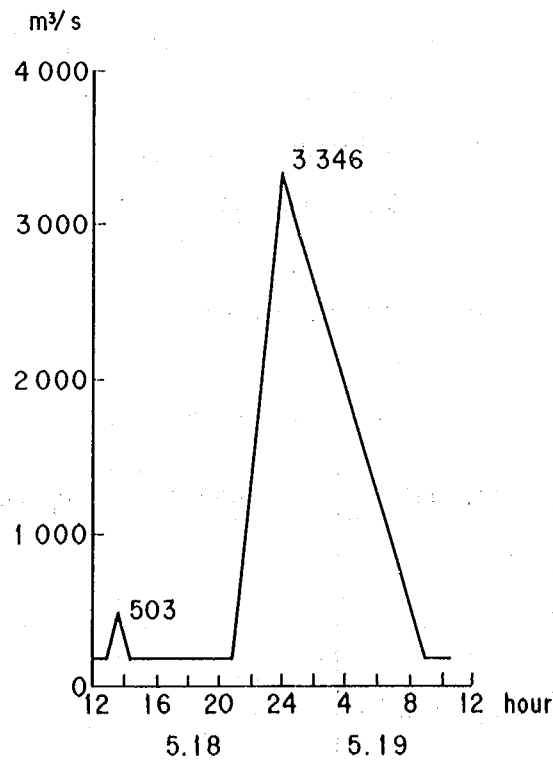
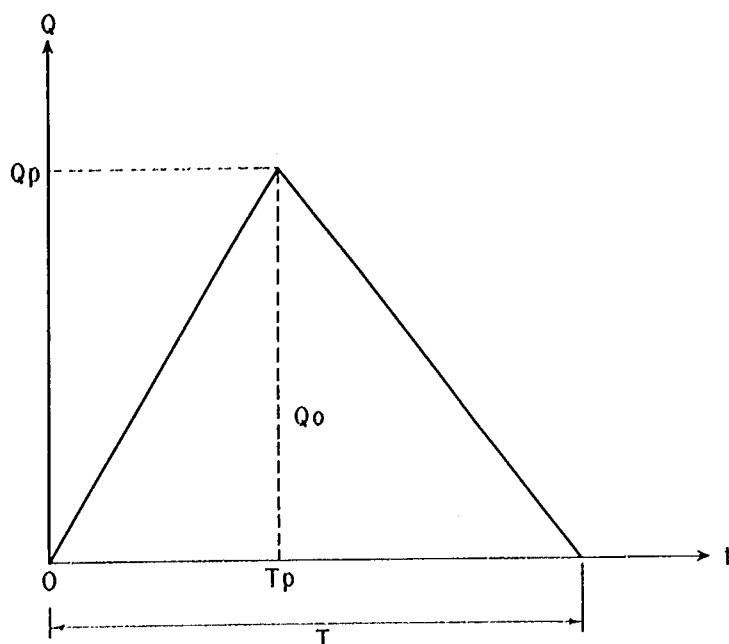


図- 3.3.2 セント・ヘレンズ, キャスル・ロックにおける泥流ハイドログラフの推定³⁾



図－ 3.3.3 泥流ハイドログラフの一般形

ク流量時の時刻 T_p の二つのファクターで評価される。先にも述べたように、ハイドログラフのピークは早い時期に現れるが、ここでは T と T/T_p を表－ 3.3.1 に示すようにパラメトリックに与える。

大正15年十勝岳泥流の総流量は、泥流氾濫域への流入点に近い日新橋付近の値として、村野(1965)⁴⁾により $13,300 \times 10^3 \text{ m}^3$ と推定されている。よって、本検討でも、推定総流量 Q_0 として $13,300 \times 10^3 \text{ m}^3$ を用いる。このときのピーク流量 Q_p は継続時間 T が1時間の時 $Q_p = 7400 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 T が2時間の時 $Q_p = 3700 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。シミュレーションでは、流下区間の計算開始点(望岳台の沢合流点・標高704 m)から表－ 3.3.1 に示す泥流ハイドログラフを与え、泥流が泥流氾濫域への流入点まで流下したときのハイドログラフの変形を求めた。

また、泥流ハイドログラフの土砂濃度は以下のように定めた。

表－ 3.3.1 泥流ハイドログラフ一覧表

計算CASE	$Q_0 \text{ (m}^3\text{)}$	$T \text{ (hour)}$	$Q_p \text{ (m}^3\text{/s)}$	T_p / T
CASE-1-1	$13,300 \times 10^3$	1	7,400	0.0
CASE-1-2				0.2
CASE-1-3				0.5
CASE-1-4				0.8
CASE-2-2		2	3,700	0.0
CASE-2-2				0.2
CASE-2-2				0.5
CASE-2-2				0.8

泥流流下区間の計算開始点の上流約 1000 m の 1 号砂防ダムからの流出土砂量は報告⁵⁾によると $6.100 \times 10^3 \text{ m}^3$ と推定されている。よって本検討でも泥流に含まれる総土砂量を $6.100 \times 10^3 \text{ m}^3$ とし、このときの土砂濃度を求める。

$$V_s = V \frac{r_s}{G_s} \quad (3.18)$$

ここに、 V_s : 泥流含有土砂の実容積 (m^3)、 V : 堆積土砂容積 (m^3)、 G_s : 土粒子比重

r_s : 堆積土砂単位堆積重量 (t/m^3)

であるから、

$$V = 6.100 \times 10^3 (\text{m}^3), \quad G_s = 2.5, \quad r_s = 0.9 (\text{t}/\text{m}^3)$$

とすれば、

$$V_s = 6.100 \times 10^3 \times 0.9 / 2.5 = 2.196 \times 10^3 (\text{m}^3)$$

であるから泥流の土砂濃度 C_d は、

$$C_d = V_s / Q_0 = 2.196 \times 10^3 / 13,300 \times 10^3 = 0.165$$

となる。

しかし、この泥流の土砂濃度には、大粒径の礫から細粒の土砂までが含まれている。泥流では、大粒径の礫が水と細粒の土砂からなる間隙流体によって流送されるので、泥流は大粒径の礫と水と細粒の土砂からなる間隙流体によって構成されていると考える。1号砂防ダム上流の河床および河岸堆積物中に占める大粒径の礫の割合は報告⁵⁾では約15%と推定しているので、泥流含有土砂に占める大粒径の土砂の割合を15%として検討する。

間隙流体中の大粒径の礫の容積濃度 C_d' を求める。

$$V_s' = V_s \times 0.15 = 2.196 \times 10^3 \times 0.15 = 329.4 \times 10^3 (\text{m}^3)$$

よって、泥流中の大粒径の礫の土砂濃度 C_d' は、

$$C_d' = V_s' / Q_0 = 329.4 \times 10^3 / 13,300 \times 10^3 = 0.0248$$

である。

次に、間隙流体の密度を求める。

泥流中の水のための容積 V_w は、

$$V_w = \frac{1 - C_d}{C_d} V_s = \frac{1 - 0.165}{0.165} \times 2.196 \times 10^3 = 11.113 \times 10^3 (\text{m}^3)$$

また、泥流含有土砂に占める、細粒分の実容積 V_s'' は、

$$V_s'' = V_s \times (1 - 0.15) = 2.196 \times 10^3 \times (1 - 0.15) = 1.867 \times 10^3 (\text{m}^3)$$

よって、間隙流体の密度 ρ は、

$$\rho = \frac{r_s V_s'' + r_w V_w}{V_s'' + V_w} = \frac{2.5 \times 1.867 \times 10^3 + 1.0 \times 11.113 \times 10^3}{1.867 \times 10^3 + 11.113 \times 10^3} = 1.216$$

となる。

3.3.2 地形データの整理

(1) 計算対象範囲

a) 泥流流下区間

計算区間は富良野川の望岳台の沢合流点（標高 704 m）から日新橋（標高 269 m）までの 12.8 km の区間とした（図－ 3.3.4 ）。

b) 泥流氾濫域

対象範囲は、氾濫域への流入点から現上富良野町市街地南部までの範囲とし、大正 15 年の泥流氾濫範囲を取り込んだ範囲とした（図－ 3.3.4 ）。

(2) メッシュ分割方法

a) 泥流流下区間

流下区間は河道沿いに 100 m ピッチで測点を設けた。

b) 泥流氾濫域

対象範囲を 100 m × 100 m の正方形メッシュに分割した（図－ 3.3.5 ）。上記の範囲でメッシュ数は 54 × 40 個となる。

(3) 地形計測

地形計測は縮尺 1 : 5,000 の平面図を用いて計測を行った。

a) 泥流流下区間

流下区間では各測点において河道の平均的な標高を読み取った。また、本検討のシミュレーションモデルでは河幅一定としているので、流下区間の平均的な河幅として 100 m を採用した。

b) 泥流氾濫域

地盤高は各メッシュの中心の標高を読み取った。

3.3.3 数値実験定数

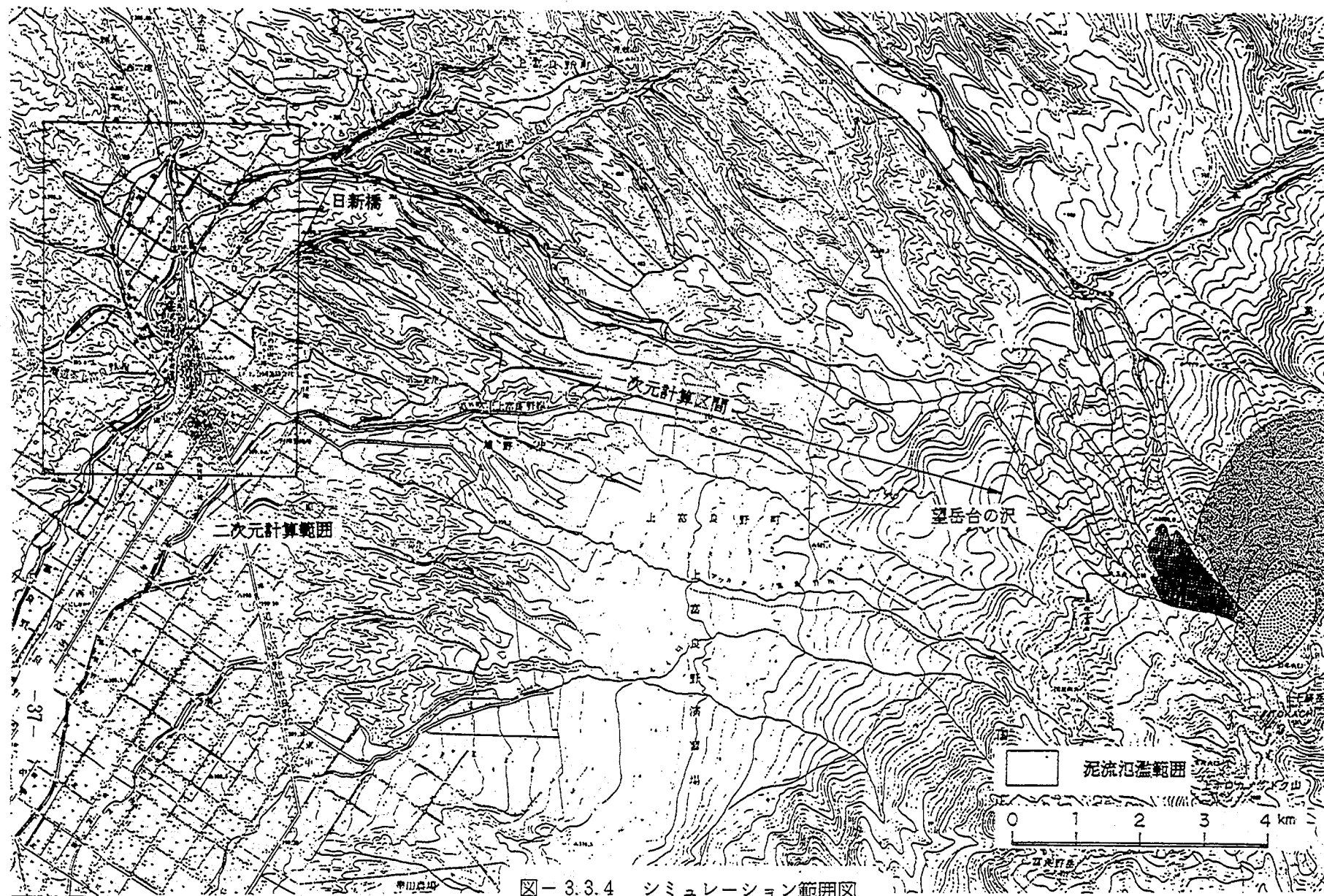
数値シミュレーションに用いた諸定数は以下のとおりである。

- 泥流の密度 (ρ) : 1.216
- 砂礫の密度 (σ) : 2.65
- Manning の粗度係数 (n) : 0.04
- 運動量補正係数 (β) : 1.0
- 堆積層の土砂濃度 (C_*) : 0.65

3.4 大正 15 年泥流実態との比較

a) 泥流流下区間

各計算ケースの泥流流下区間の一次元解析による流入ハイドログラフを図－ 3.4.1 ～図－ 3.4.8 に示す。また、表－ 3.4.1 に泥流の流下時間、ピーク流量の流下時間および流出ピーク流量を示す。



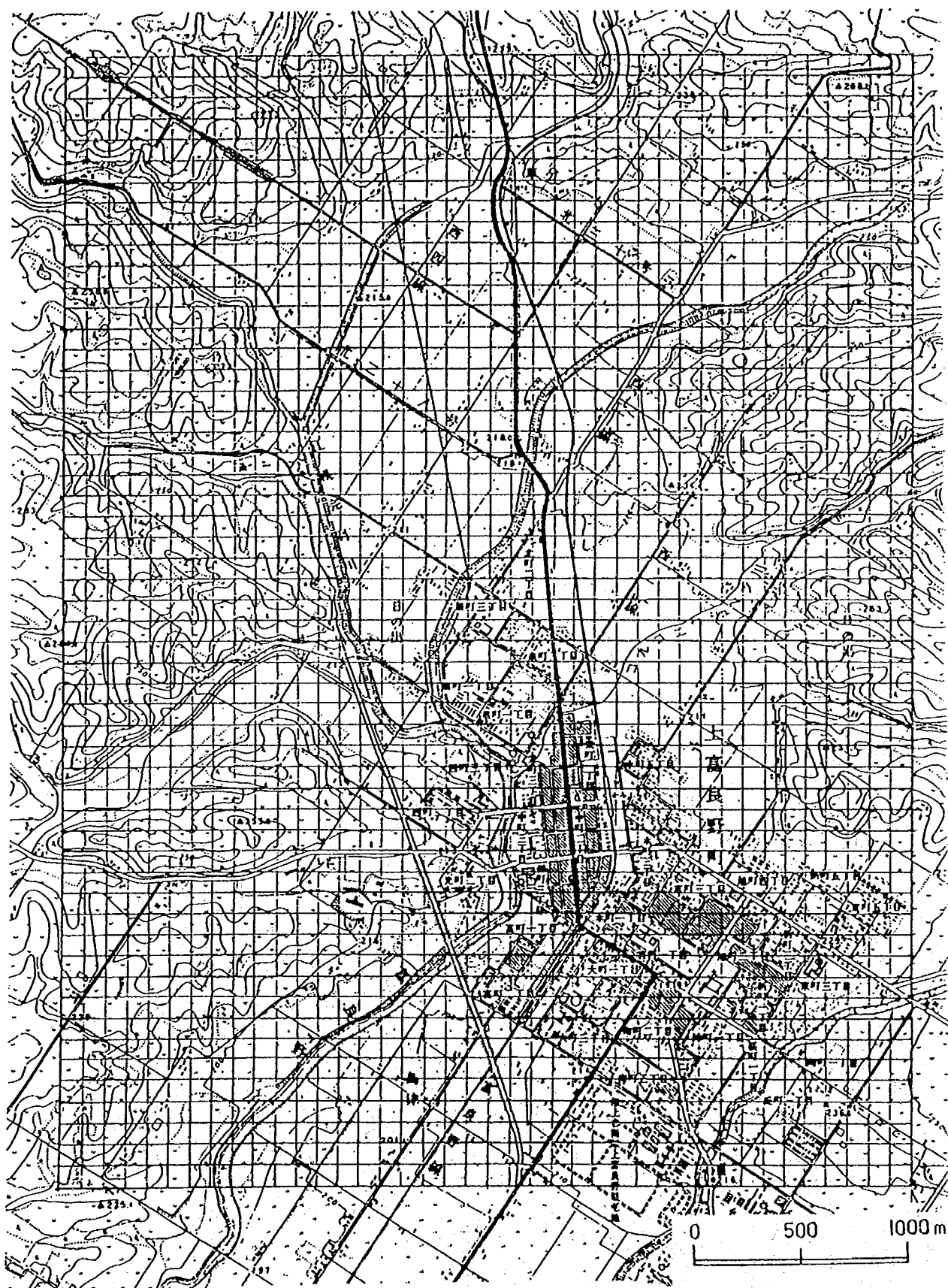


図- 3.3.5 二次元解析メッシュ分割図

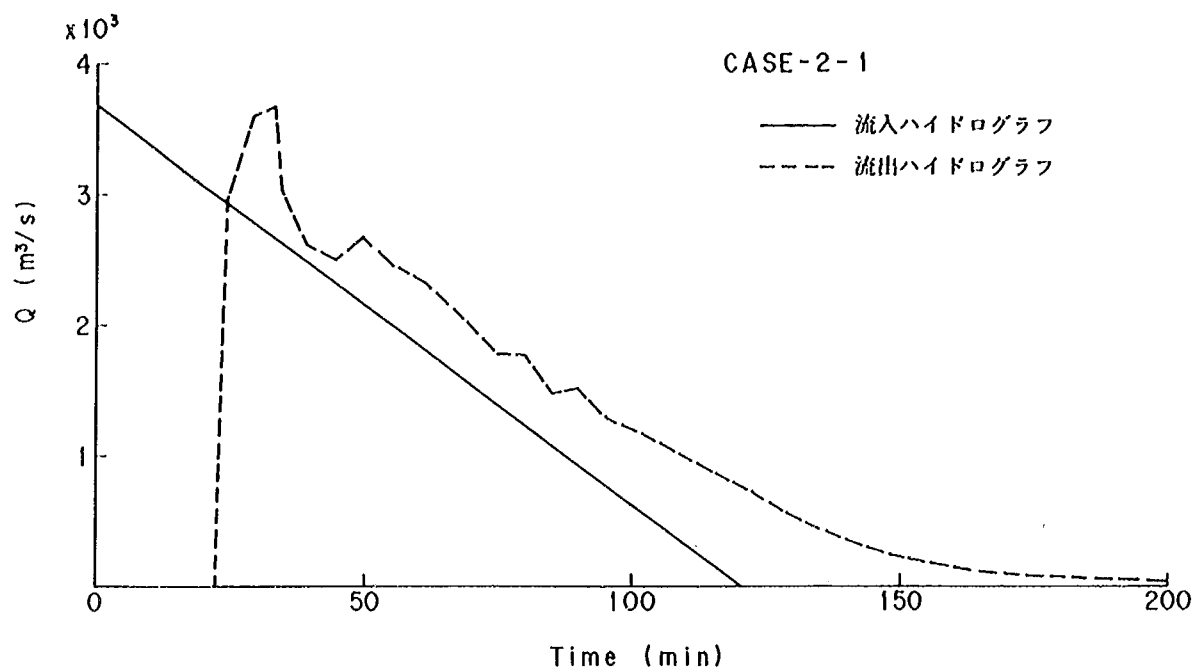


図-3.4.5 流入ハイドログラフと流出ハイドログラフ (CASE-2-1)

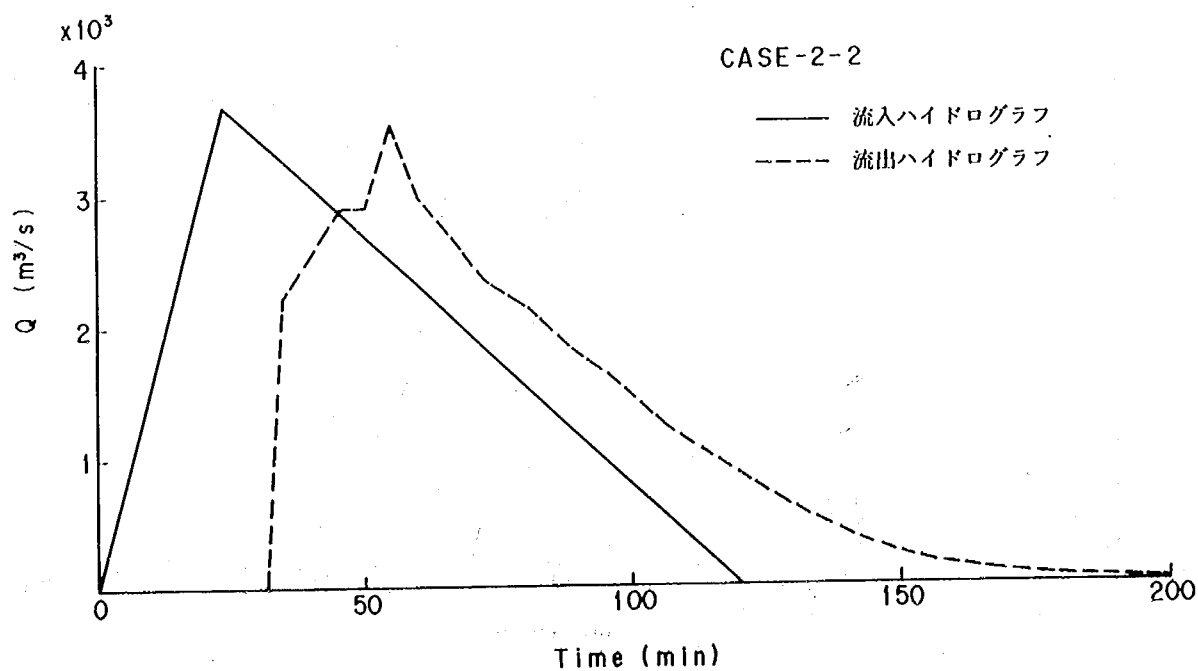


図-3.4.6 流入ハイドログラフと流出ハイドログラフ (CASE-2-2)

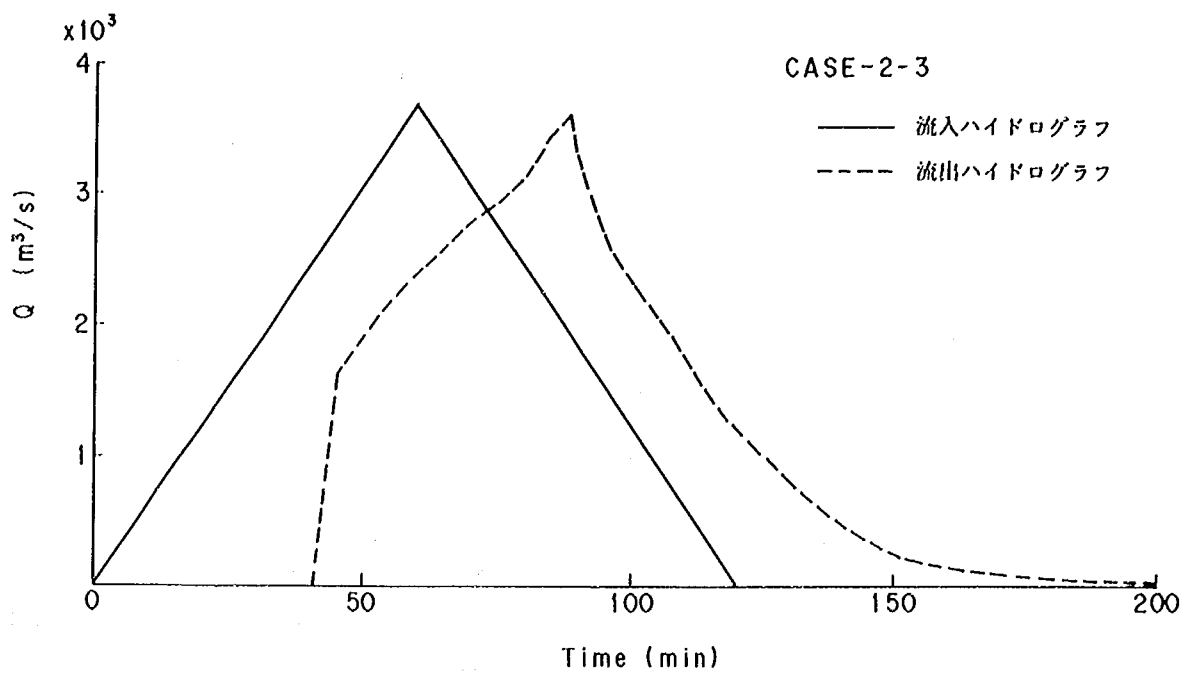


図-3.4.7 流入ハイドログラフと流出ハイドログラフ (CASE-2-3)

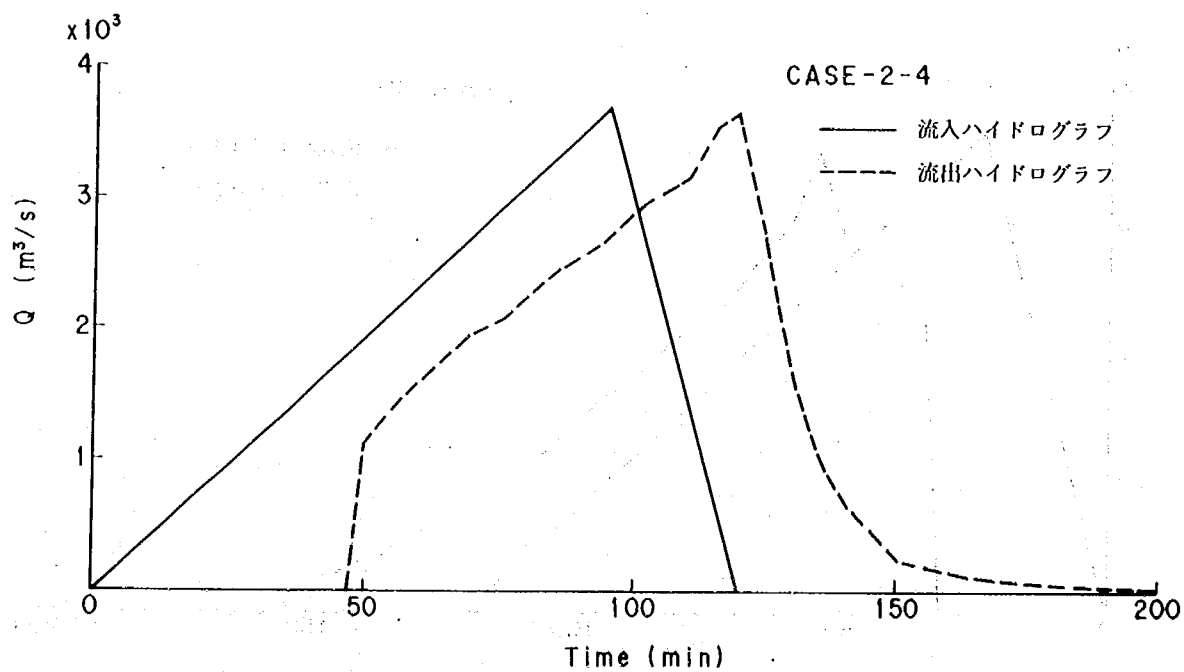


図 3.4.8 流入ハイドログラフと流出ハイドログラフ (CASE-2-4)

各ケースの泥流ハイドログラフの下流端での変化をみると、いずれのケースも泥流の流下ハイドログラフの波形とは大きな変化はないといえる。しかし、ハイドログラフの初期に比較的小流量であるCASE-1-3, CASE-1-4, CASE-2-3, およびCASE-2-4では流出時にはハイドログラフ前の部分が切り落とされ、急激に流量が増加する波形をもつようになる。

ピーク流量が7,400 m³/sであるCASE-1-1～CASE-1-4では流出時には流入時のピークが小さくなり、階段状のピークをもって流れるのが特徴である。しかし、ピーク流量が3,700 m³/sであるCASE-2-1～CASE-2-4では流出のピーク流量は流入時と大きな差はない。

また、表-3.4.1より泥流の下流端への到達時間は、ピーク流量が大きく、ピークの位置がハイドログラフの前にあるほど早くなっていることがわかる。大正15年の泥流では本検討での計算開始点の下流約1000mの真水の沢合流点から谷の出口まで11分で泥流が到達している。本シミュレーションでは、最も到達時間の速いCASE-1-1でも約17分であり、約1.5倍の時間を要している。本流下モデルはピーク流量や泥流の継続時間に推定があるが、実際の現象よりやや遅いといえる。

次に、大正15年泥流の河道での泥流堆積地の分布図を図-3.4.9に、一次元解析による各計算ケースの泥流堆積地の計算結果を図-3.4.10～図-3.4.17に示す。

これらを見ると、ピーク流量の大きなCASE-1-1～CASE-1-4では、比較的下流にまで礫の堆積が起こり、ピークの位置が前にあるほど下流にまで礫が流送されている。また、ピーク流量が3,700 m³/sのCASE-2-1～CASE-2-4では流入点の上流側に堆積地は集中しているが、やはりピークが前にある計算ケースのものほど下流まで礫が流送される傾向がある。堆積地の位置を図-3.4.9と比較すると、大正15年泥流の堆積地は下流側では確認されていないが、上流側の堆積地はいずれの計算ケースも、実績に近い堆積状況であるといえる。

表-3.4.1 泥流到達時間と流出ピーク流量

計算CASE	泥流到達時間	ピーク流量到達時間	流出ピーク流量 (m ³ /s)
CASE-1-1	17 分 17 秒	26 分 45 秒	4,951
CASE-1-2	23 分 57 秒	23 分 11 秒	5,854
CASE-1-3	28 分 30 秒	26 分 05 秒	5,896
CASE-1-4	31 分 53 秒	16 分 24 秒	6,076
CASE-2-1	22 分 41 秒	33 分 32 秒	3,669
CASE-2-2	31 分 53 秒	31 分 17 秒	3,536
CASE-2-3	40 分 44 秒	28 分 55 秒	3,620
CASE-2-4	46 分 32 秒	24 分 25 秒	3,653

b) 泥流氾濫域

大正15年泥流の氾濫域での氾濫範囲と二次元解析による泥流氾濫域の時間変化を各計算ケースごとに図-3.4.18～図-3.4.23に示す。

各図を見ると流下区間と同様に、ピーク流量が大きく、ピークの位置がハイドログラフの前にある計算

ケースのものほど、泥流の氾濫域の広がる速度は速くなっている。泥流の速度を大正15年泥流と比較すると、CASE-1-1～CASE-1-4では上富良野町市街地に達するまで約30分かかっており、二次元解析の位置にはほぼ一致する新井牧場～上富良野裏手の泥流到達時間27分とよく一致する。しかし、ピーク流量の小さいCASE-2-1～CASE-2-4では到達時間が約40分～50分であり、実際よりもやや遅いようである。

最終的な泥流の氾濫範囲は、いずれの計算ケースもほぼ同様である。この、計算による氾濫範囲は、各図に示した実績の泥流氾濫範囲とよく一致しており、現象をよく表している。

参考文献

- 1) 岩佐義郎 他：氾濫水の水利の数値解析法，京都大学防災研究所年報第23号B-2，1980， pp 305～317
- 2) 高橋 保：セントヘレンズ火山の噴火に伴う災害現象と対応，京都大学防災研究所年報第24号A，1981， pp 538～557
- 3) 勝井義雄：他：南米コロンビア国ネバド・デル・ルイス火山の1985年噴火と災害に関する調査研究，文部省自然災害特別研究突発災害研究成果No B-60-7，1986
- 4) 村野義郎：十勝岳の土石流について，新砂防 No.59，1965， pp 14～23
- 5) 北海道旭川土木現業所：昭和55年度富良野川砂防工事基本計画報告書，1971

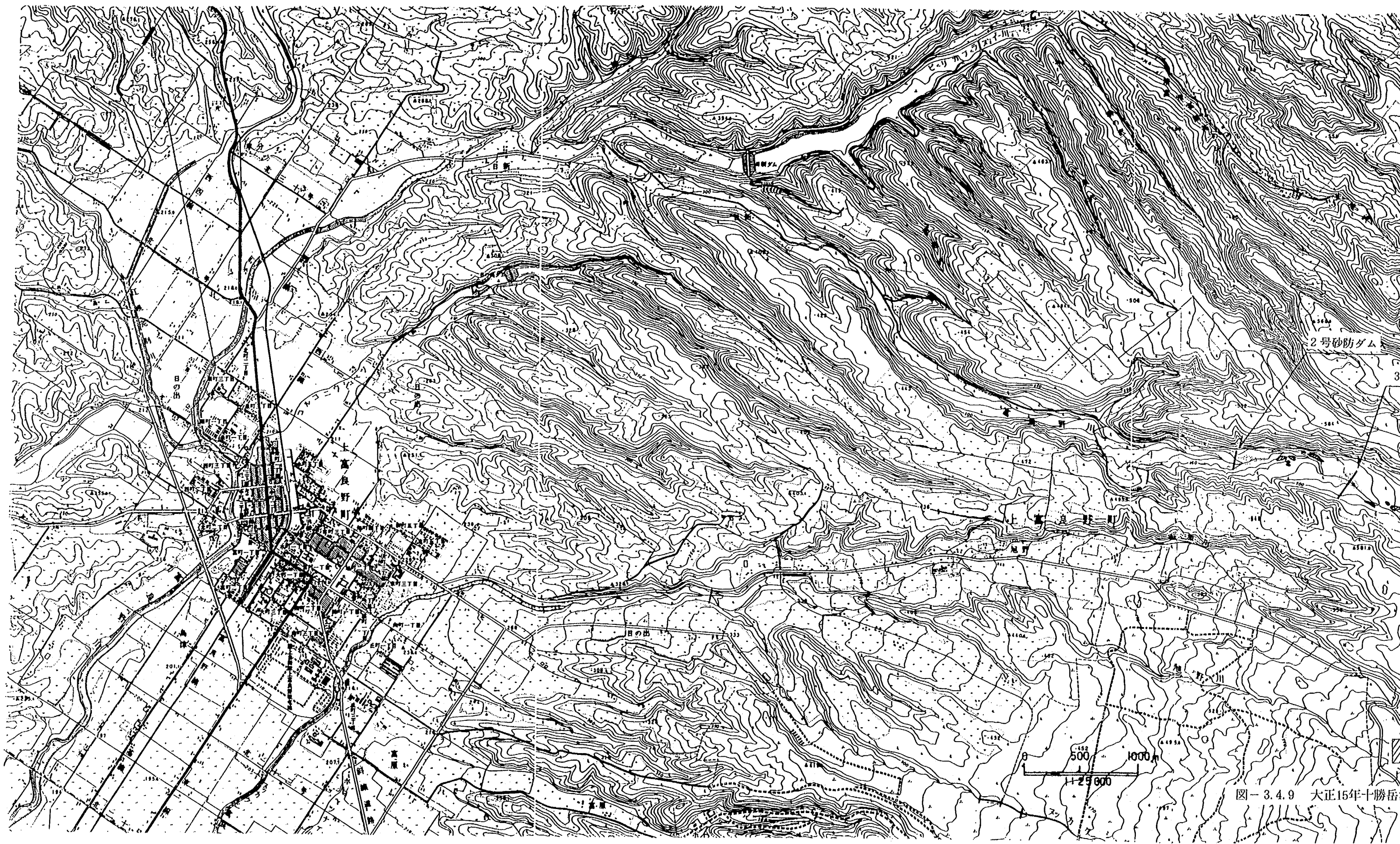


図-3.4.9 大正15年十勝岳

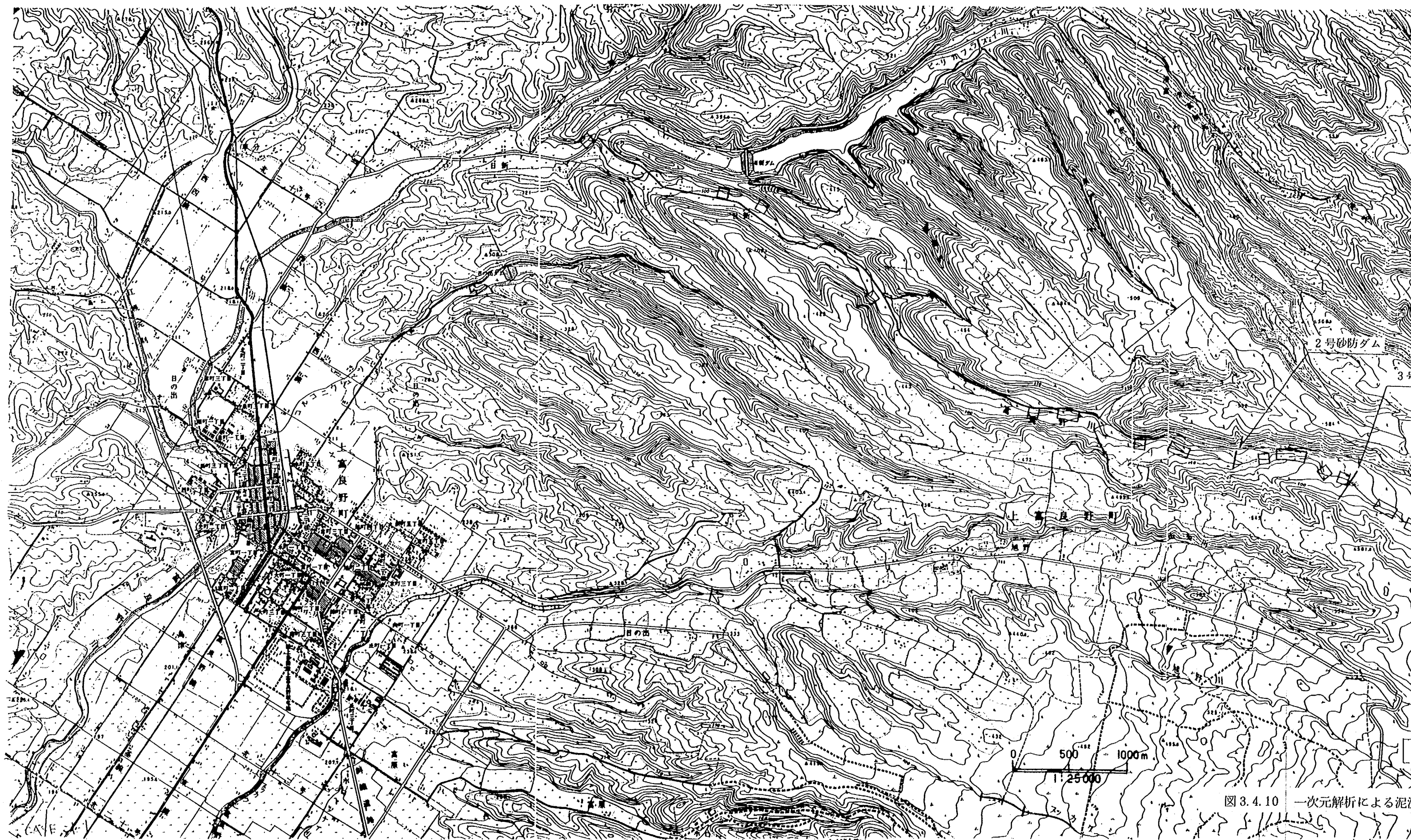


図 3.4.10 一次元解析による泥

117

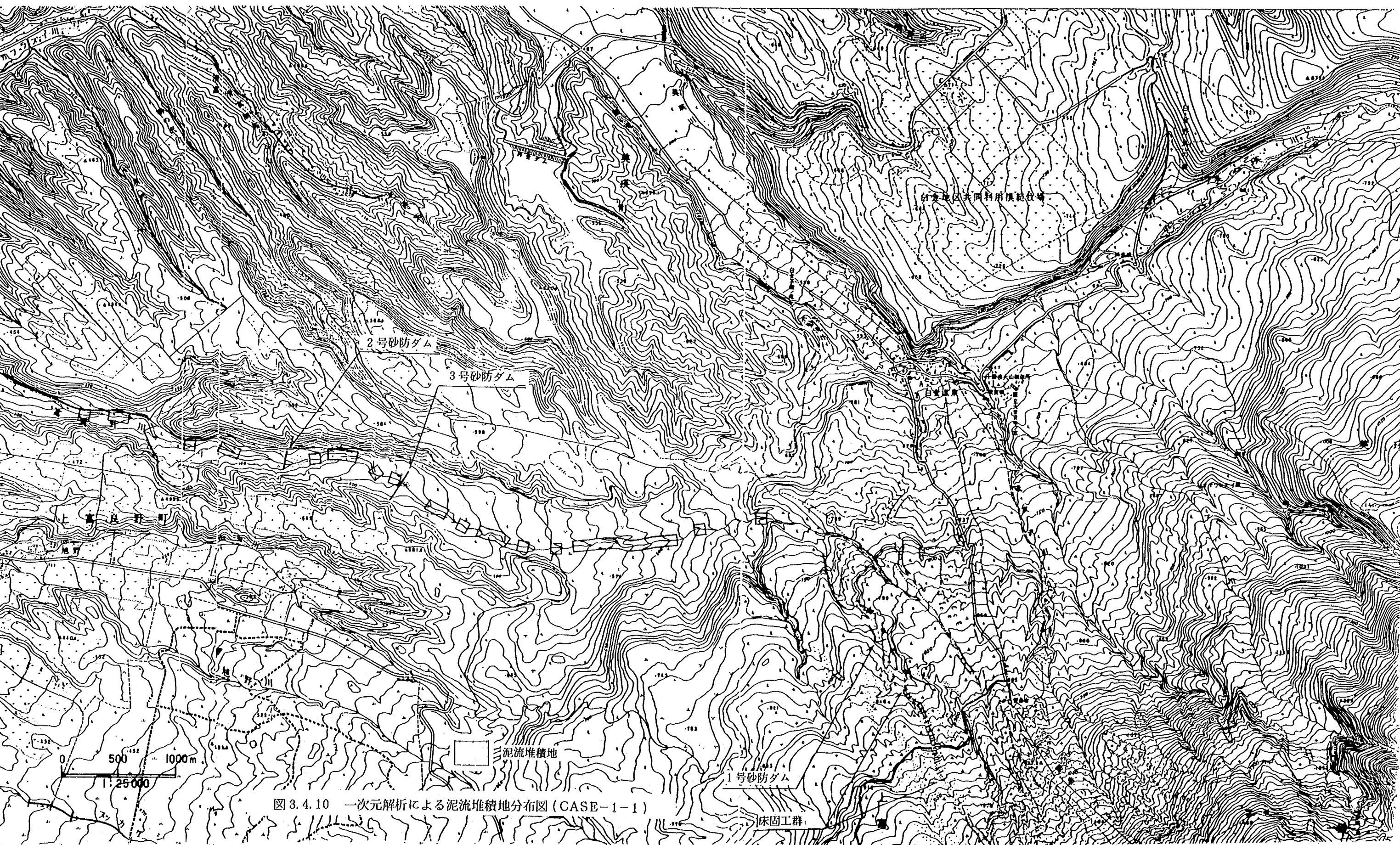


図 3.4.10 一次元解析による泥流堆積地分布図 (CASE-1-1)

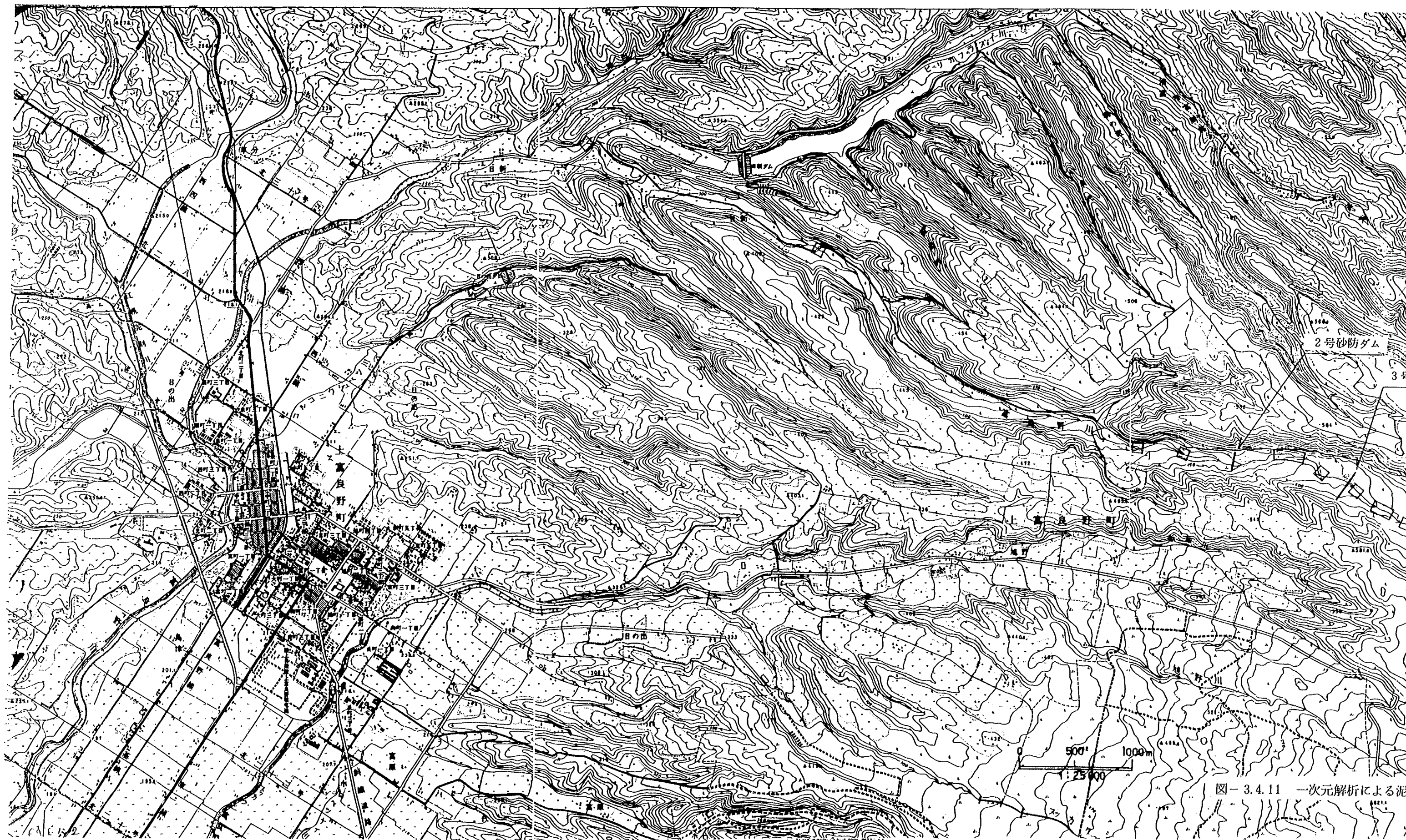


図-3.4.11 一次元解析による泥

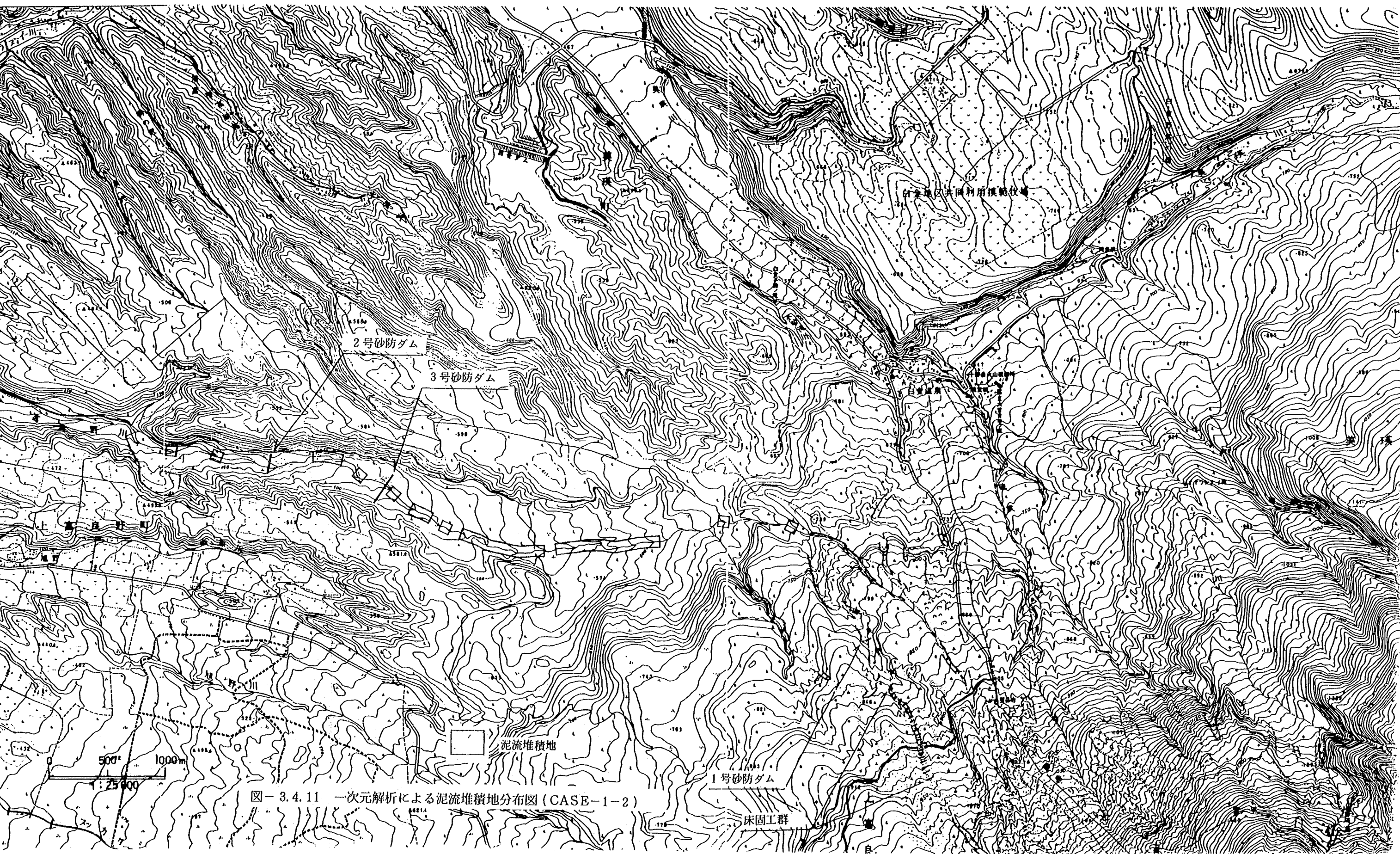


図-3.4.11 一次元解析による泥流堆積地分布図(CASE-1-2)

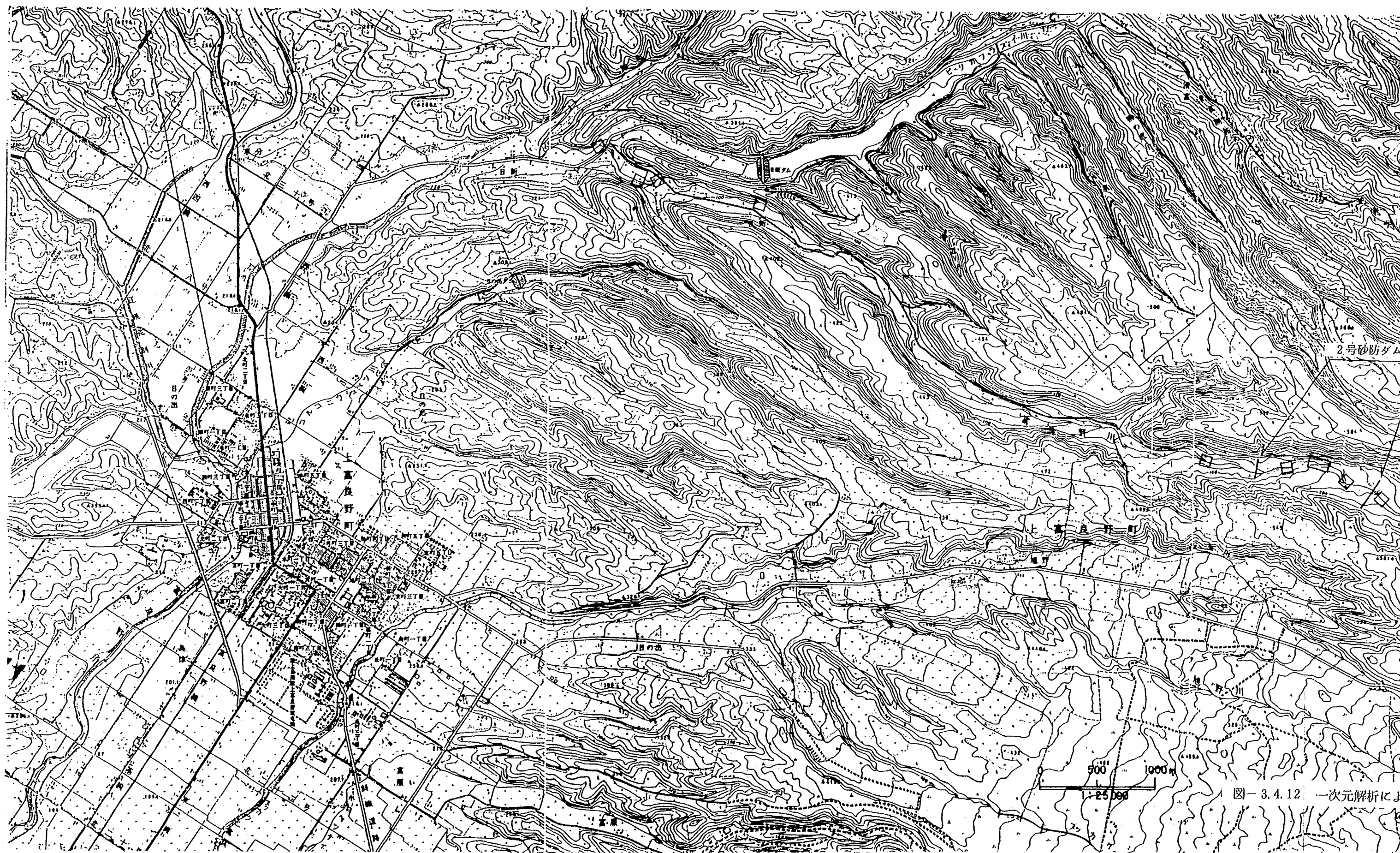


図-3.4.12 一次元解析による

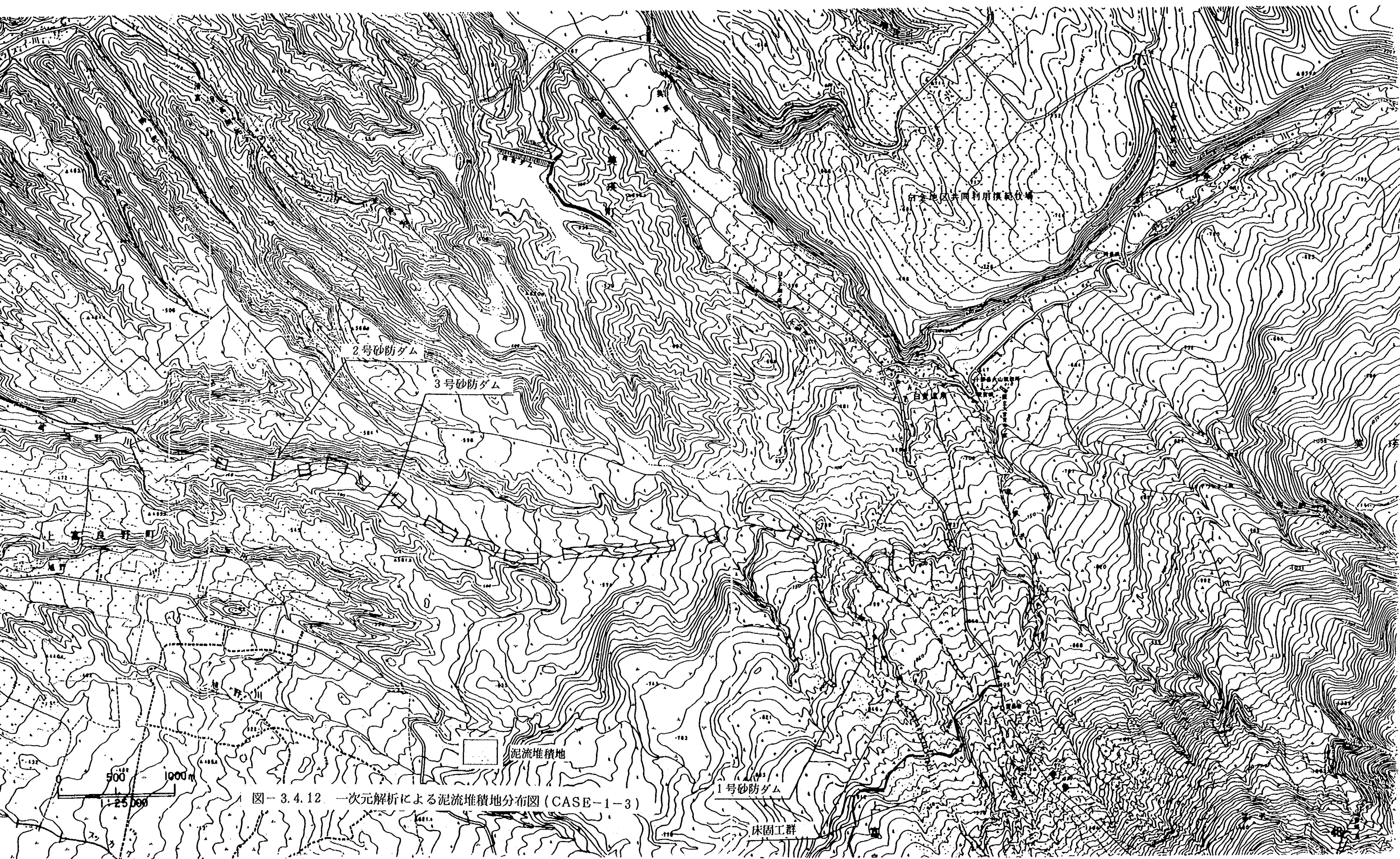


図-3.4.12 一次元解析による泥流堆積地分布図 (CASE-1-3)

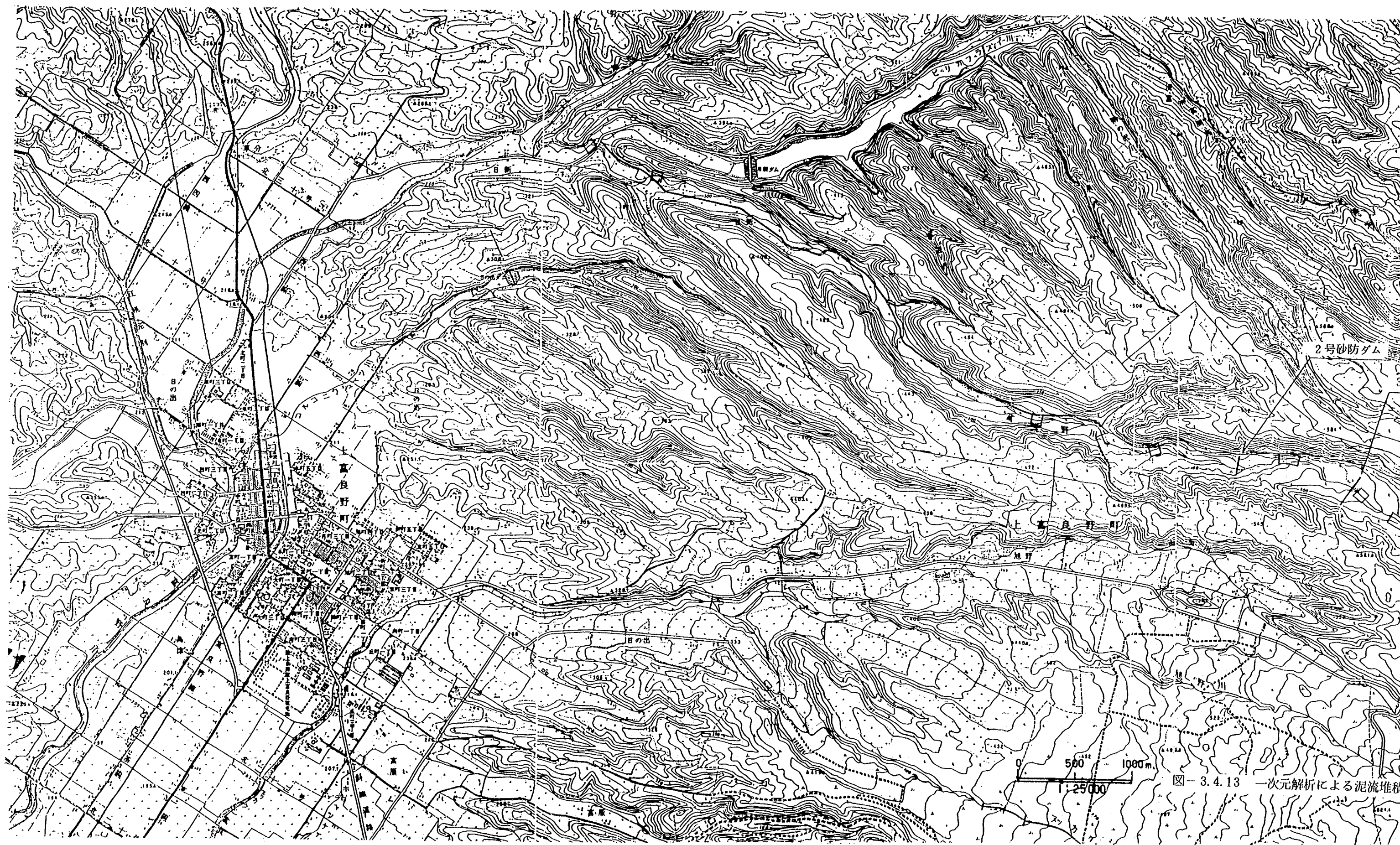
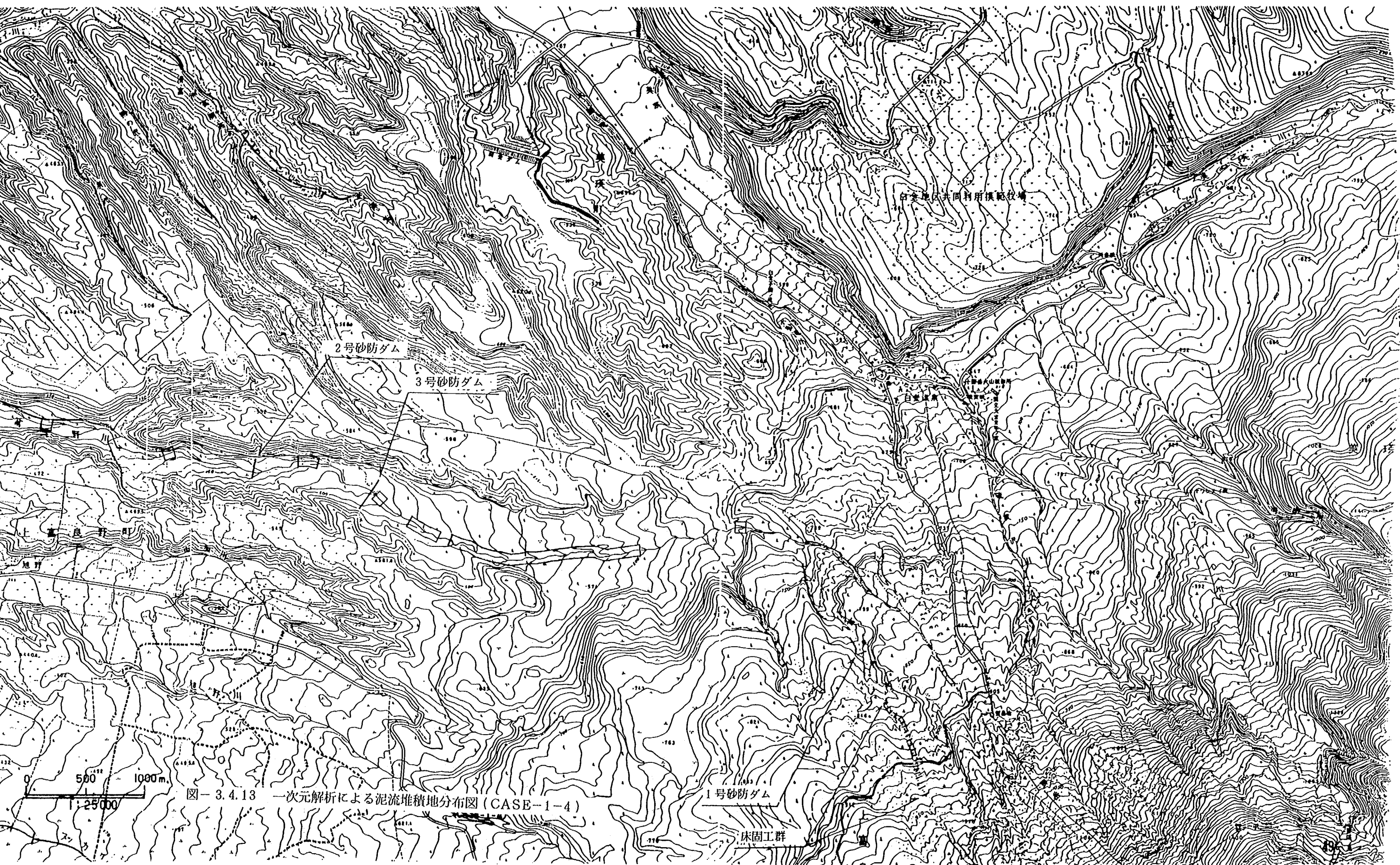


図-3.4.13 一次元解析による泥流堆積



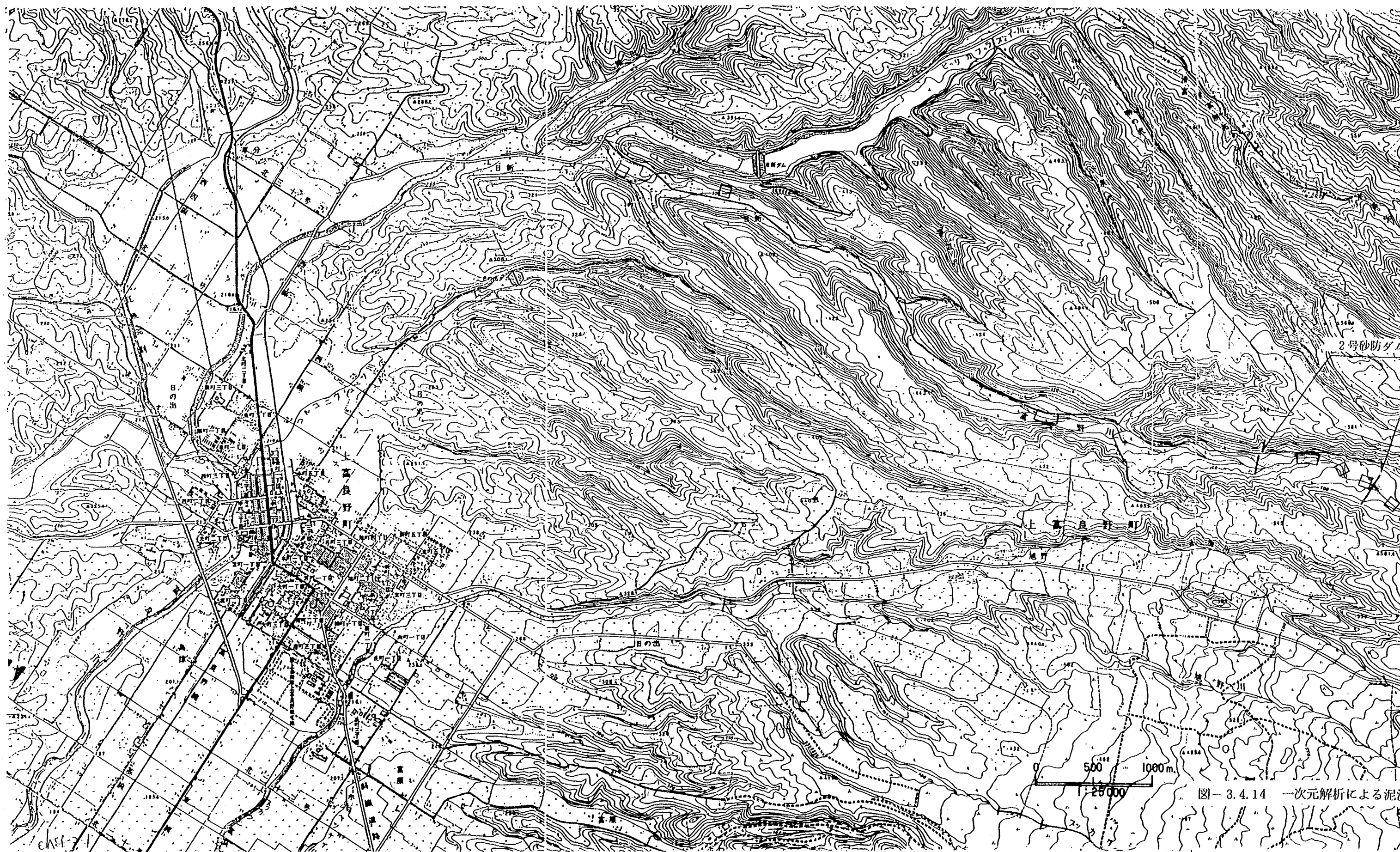


図-3.4.14 一次元解析による泥

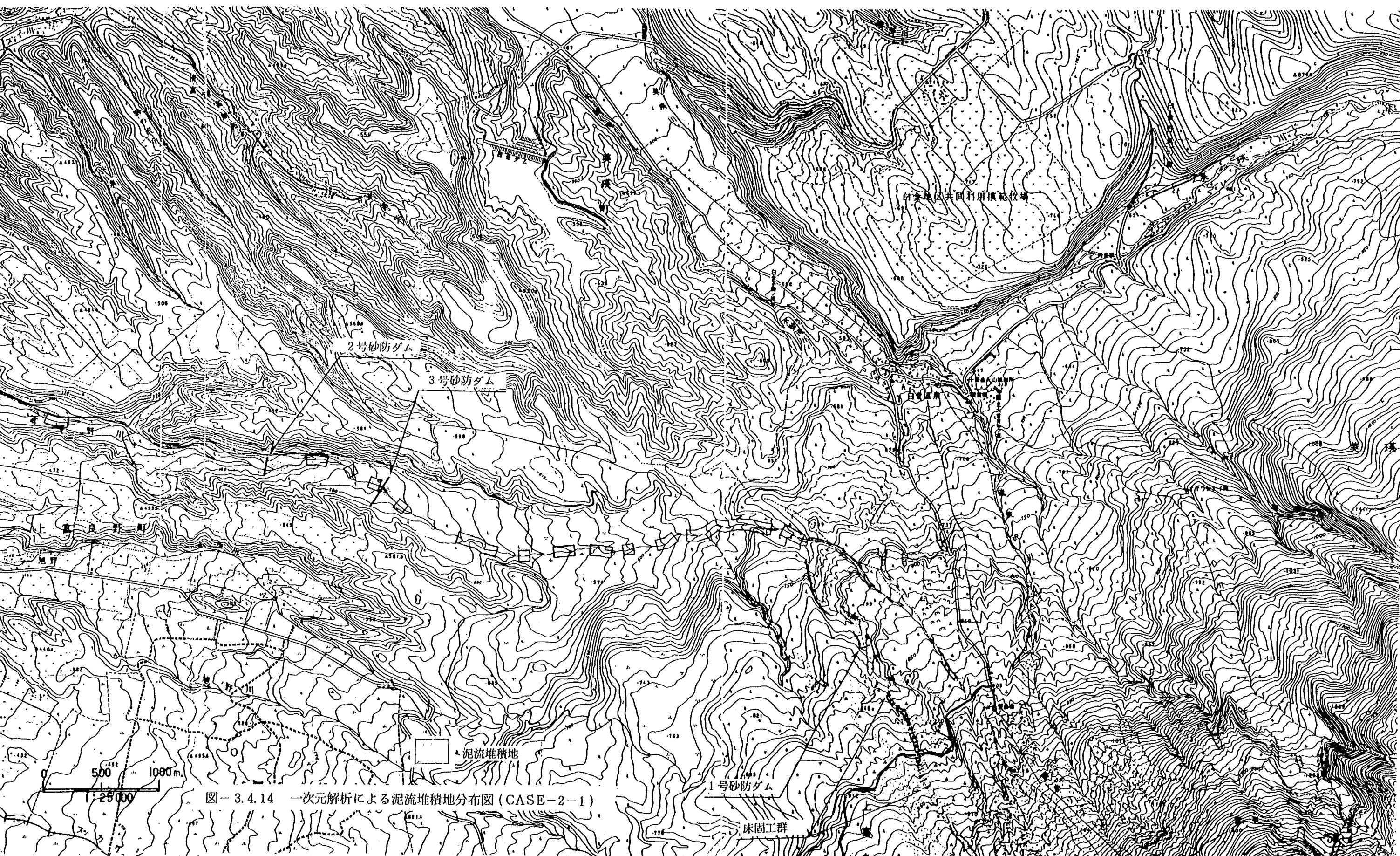


図-3.4.14 一次元解析による泥流堆積地分布図 (CASE-2-1)

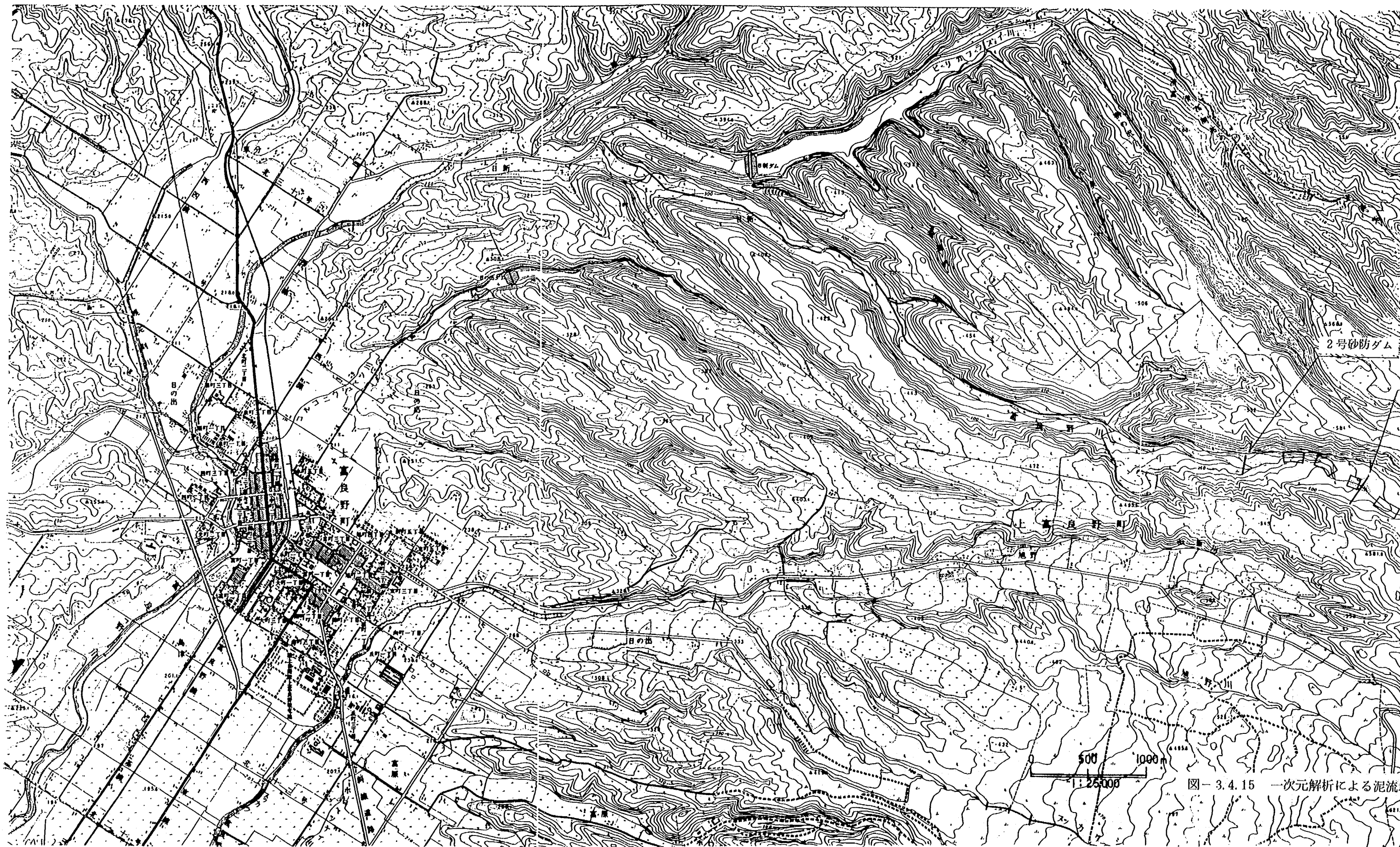


図-3.4.15 一次元解析による泥流

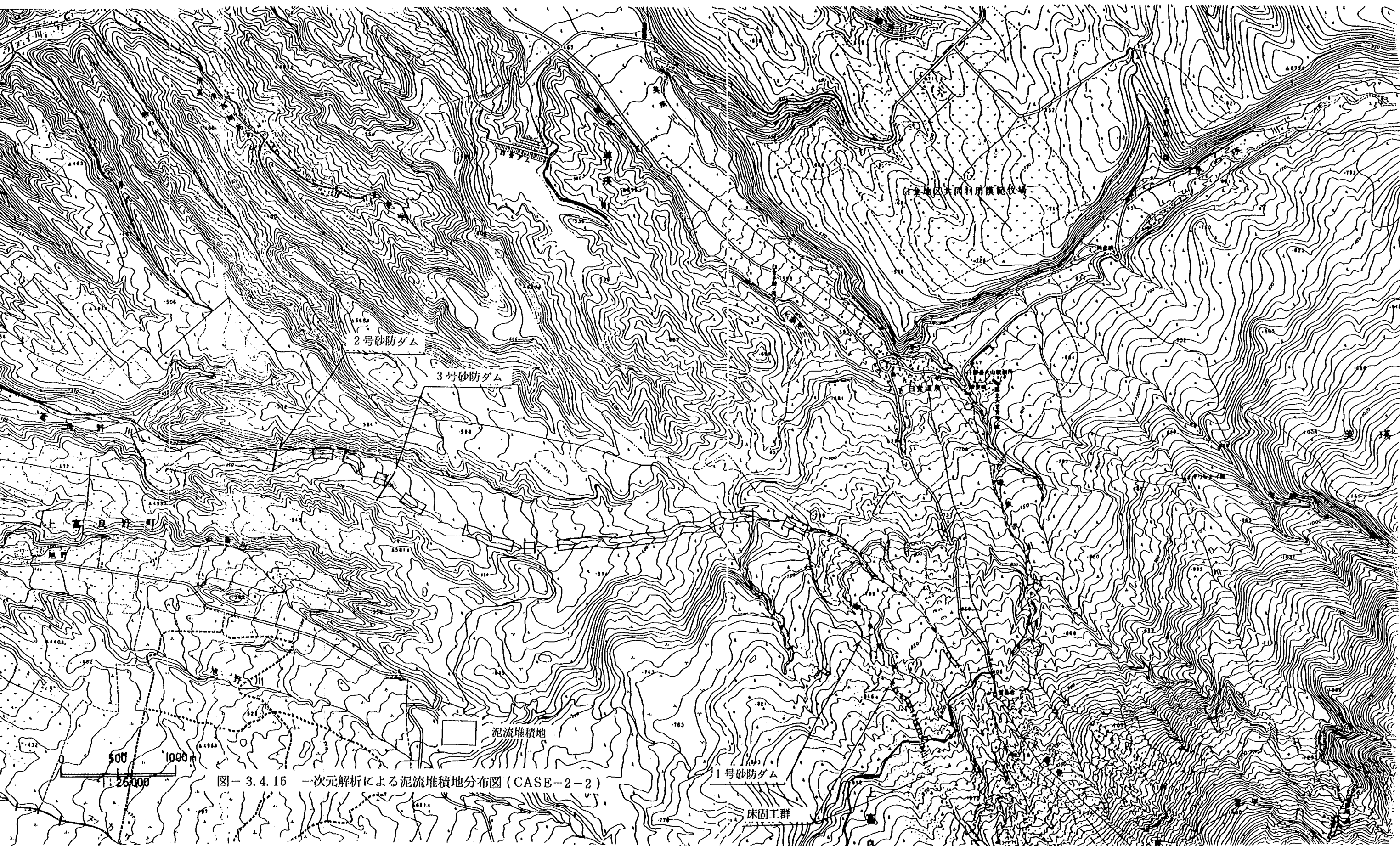


図-3.4.15 一次元解析による泥流堆積地分布図 (CASE-2-2)

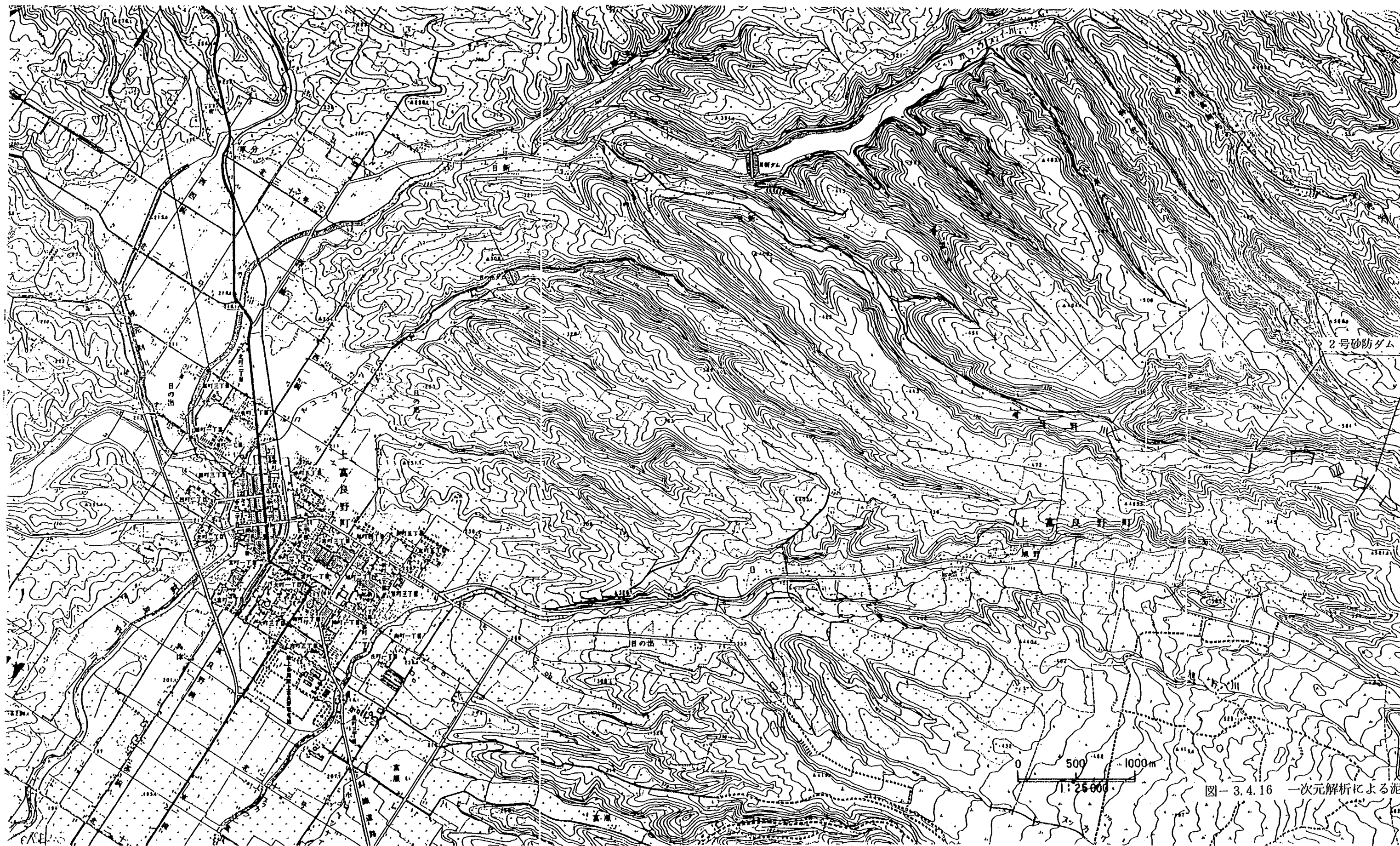


図-3.4.16 一次元解析による泥

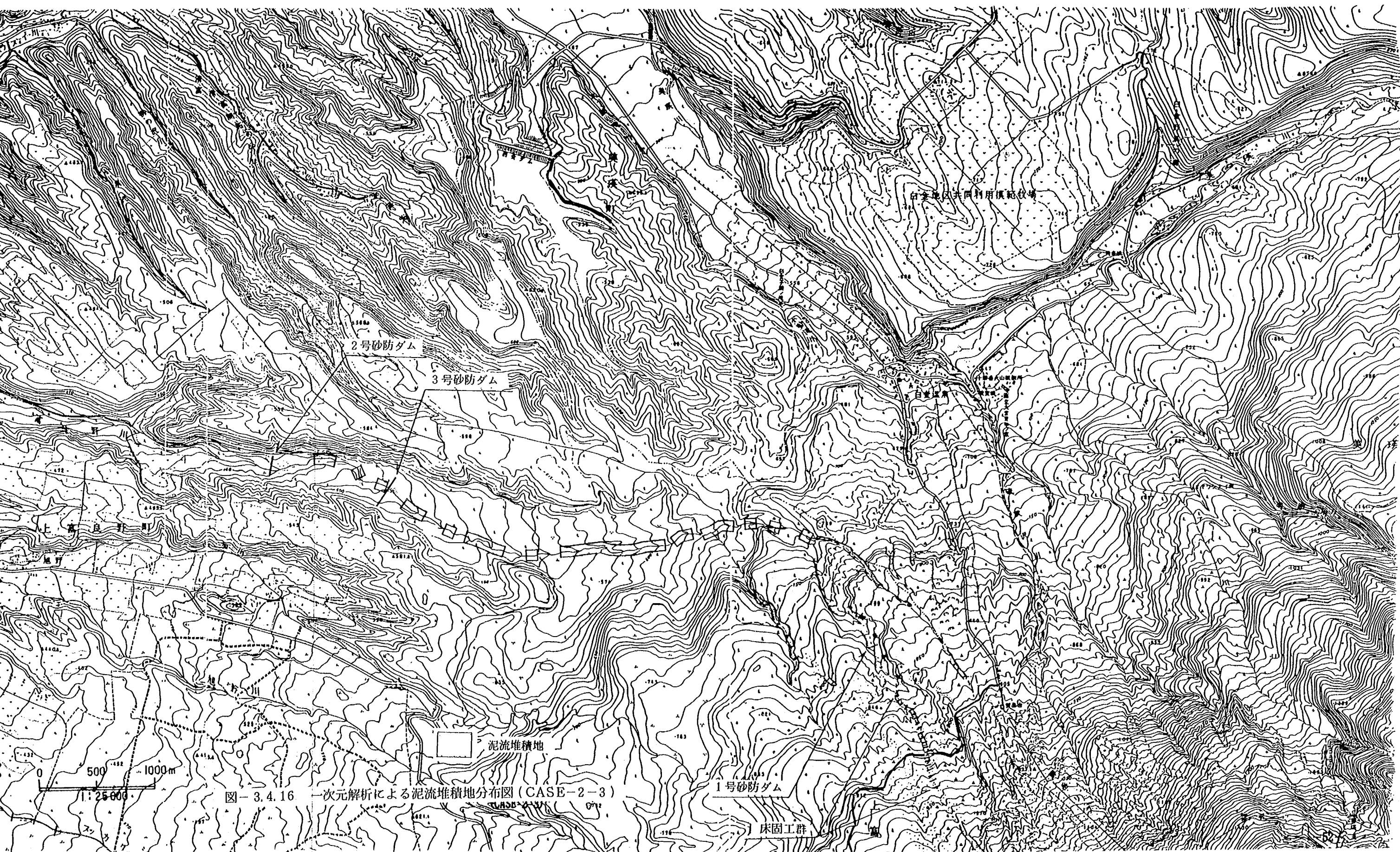


図-3.4.16 次元解析による泥流堆積地分布図 (CASE-2-3)

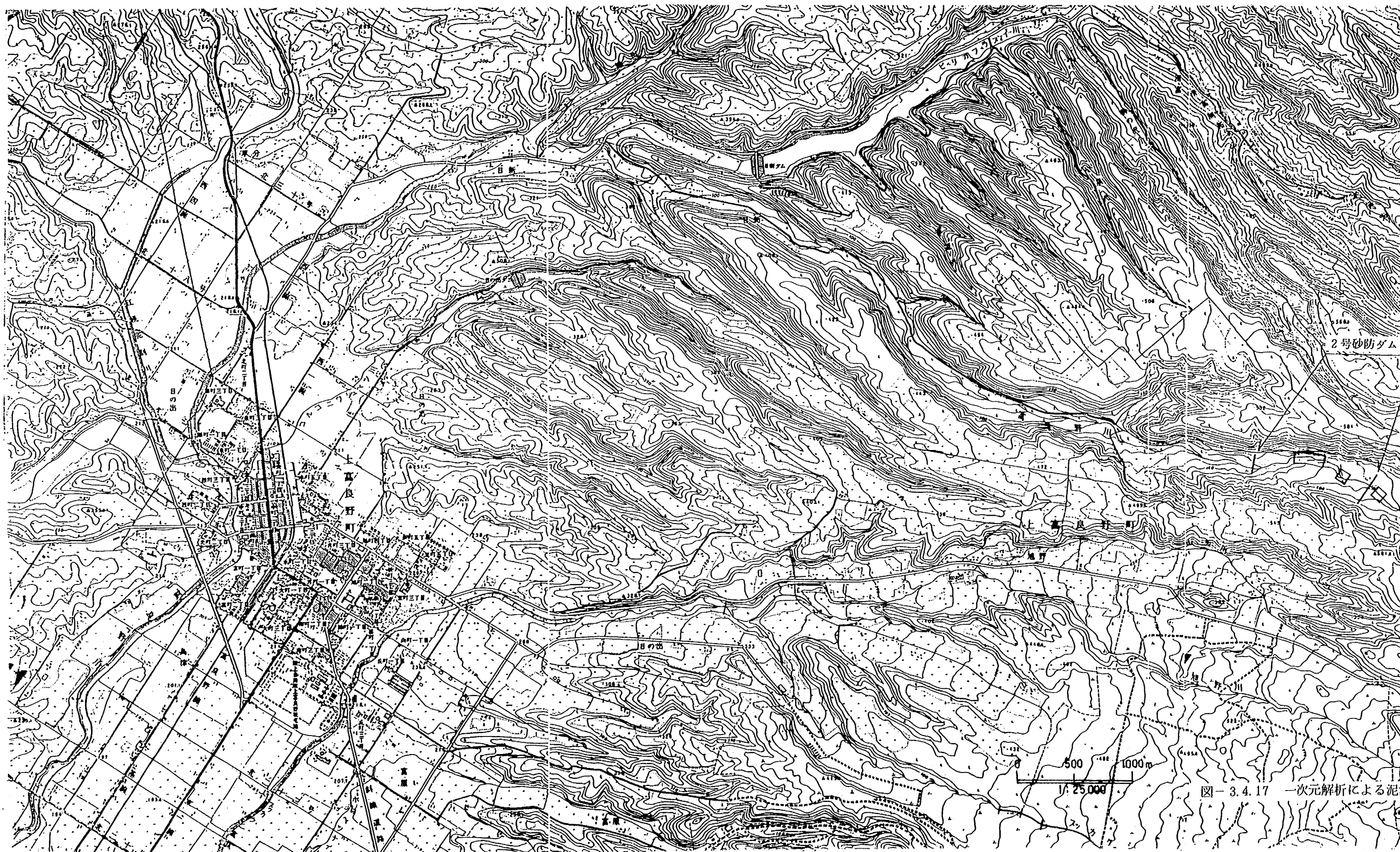


図-3.4.17 次元解析による泥

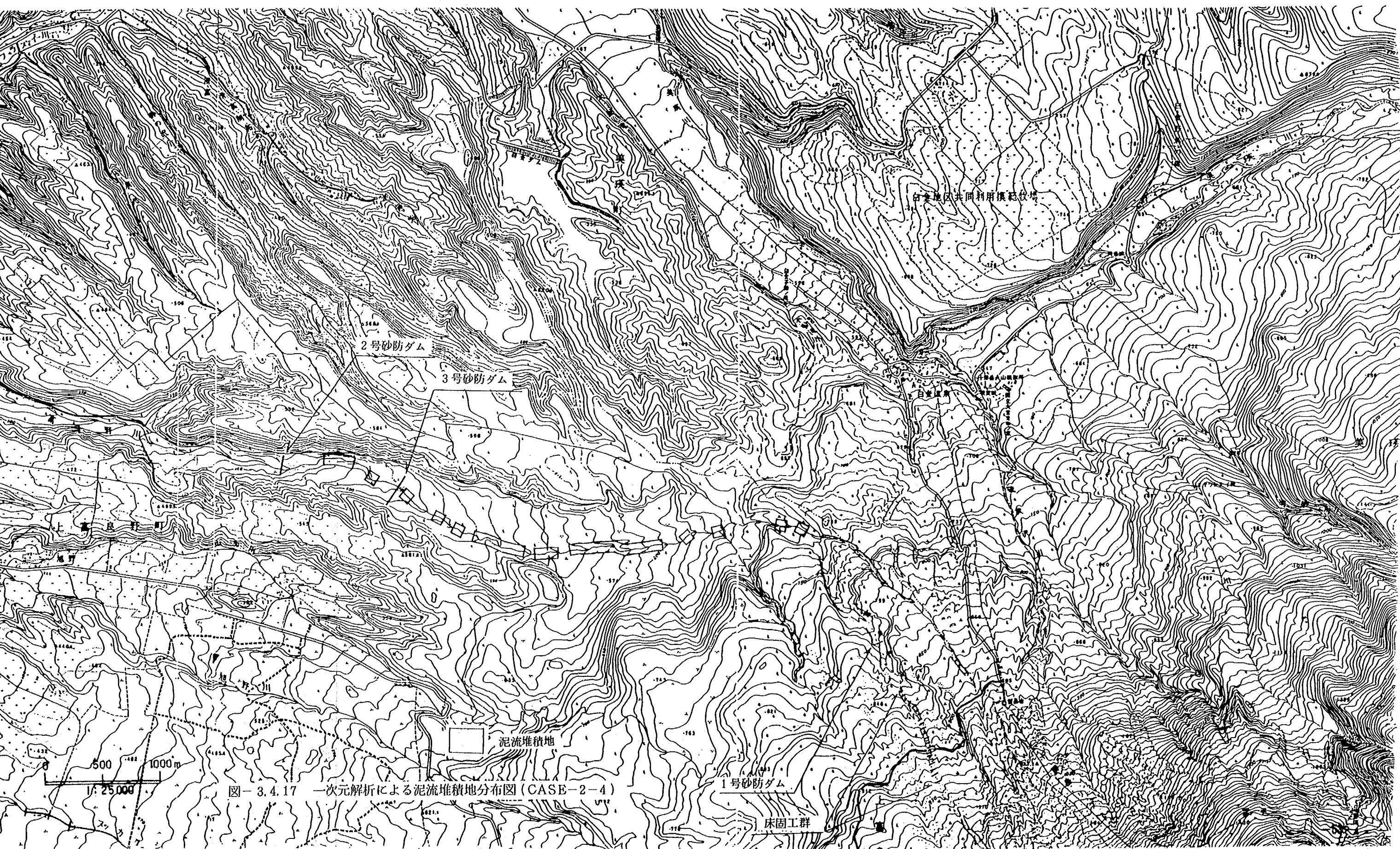
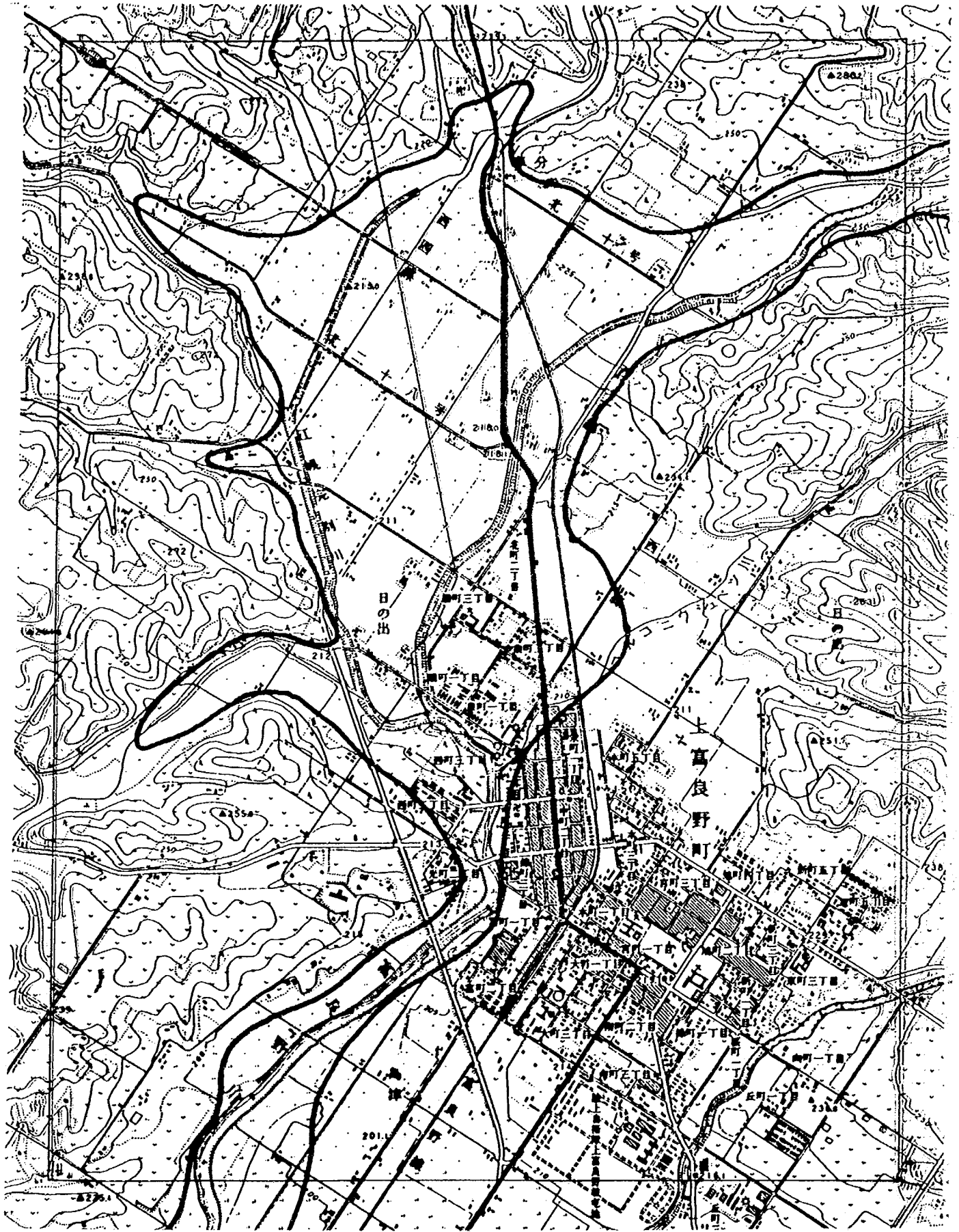


図-3.4.17 一次元解析による泥流堆積地分布図(CASE-2-4)



TOKACHI DAKE -FURANO- HOKKAIDO CASE-1-2

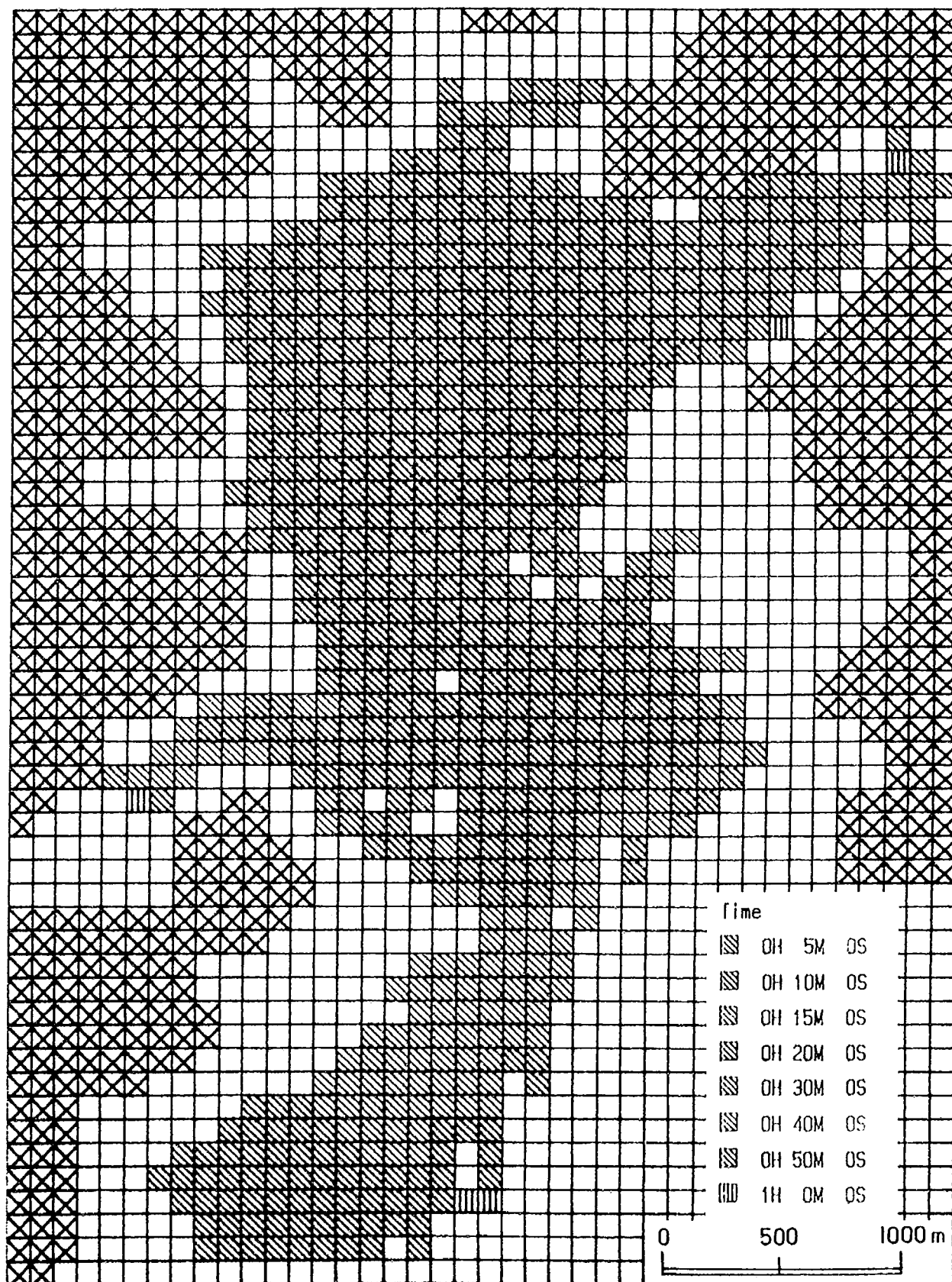


図- 3.4.18 泥流氾濫域の時間変化 (CASE-1-2)

TOKACHI DAKE -FURANO- HOKKAIDO CASE-1-3

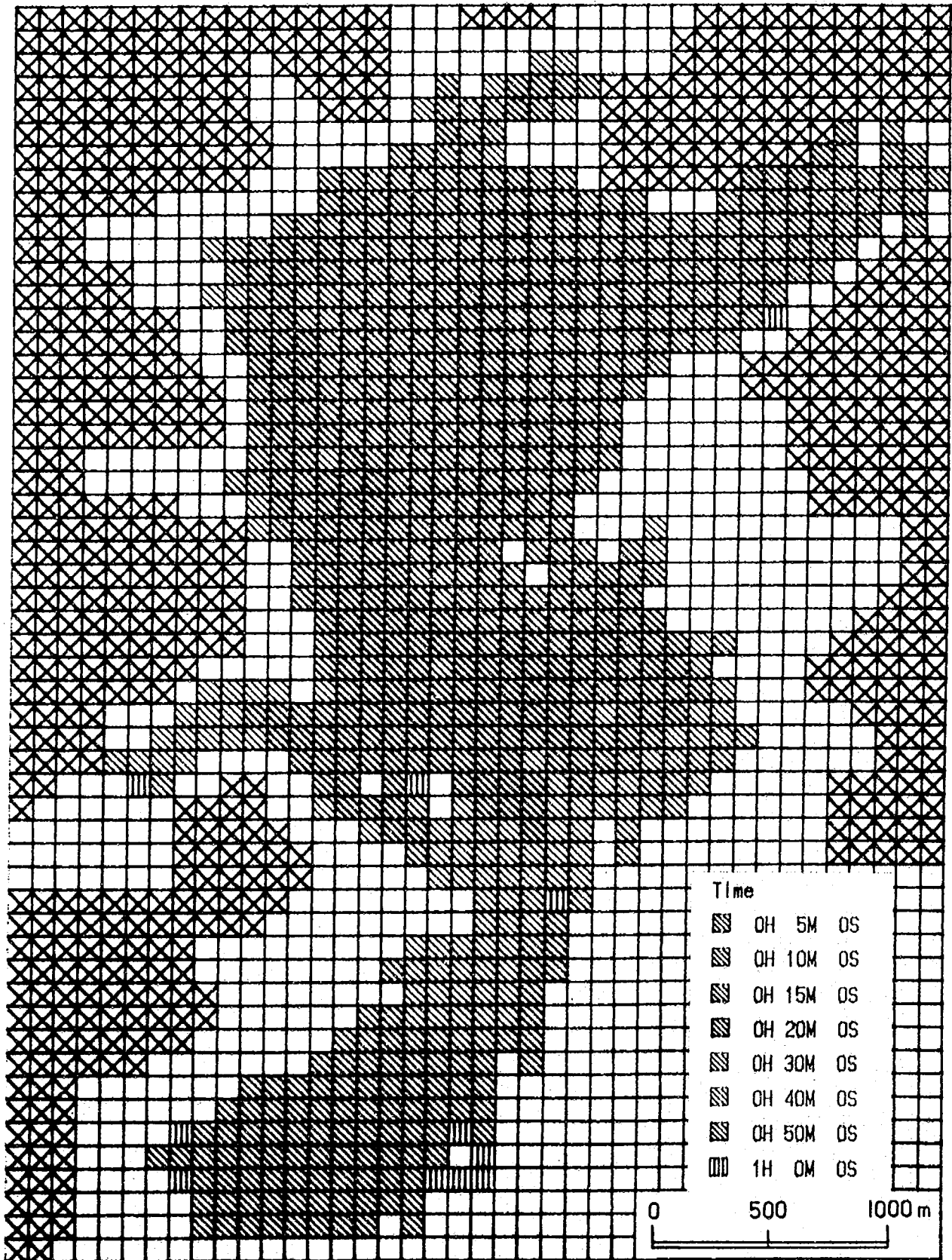


図- 3.4.19 泥流氾濫域の時間変化 (CASE-1-3)

TOKACHI DAKE -FURANO- HOKKAIDO CASE-1-4

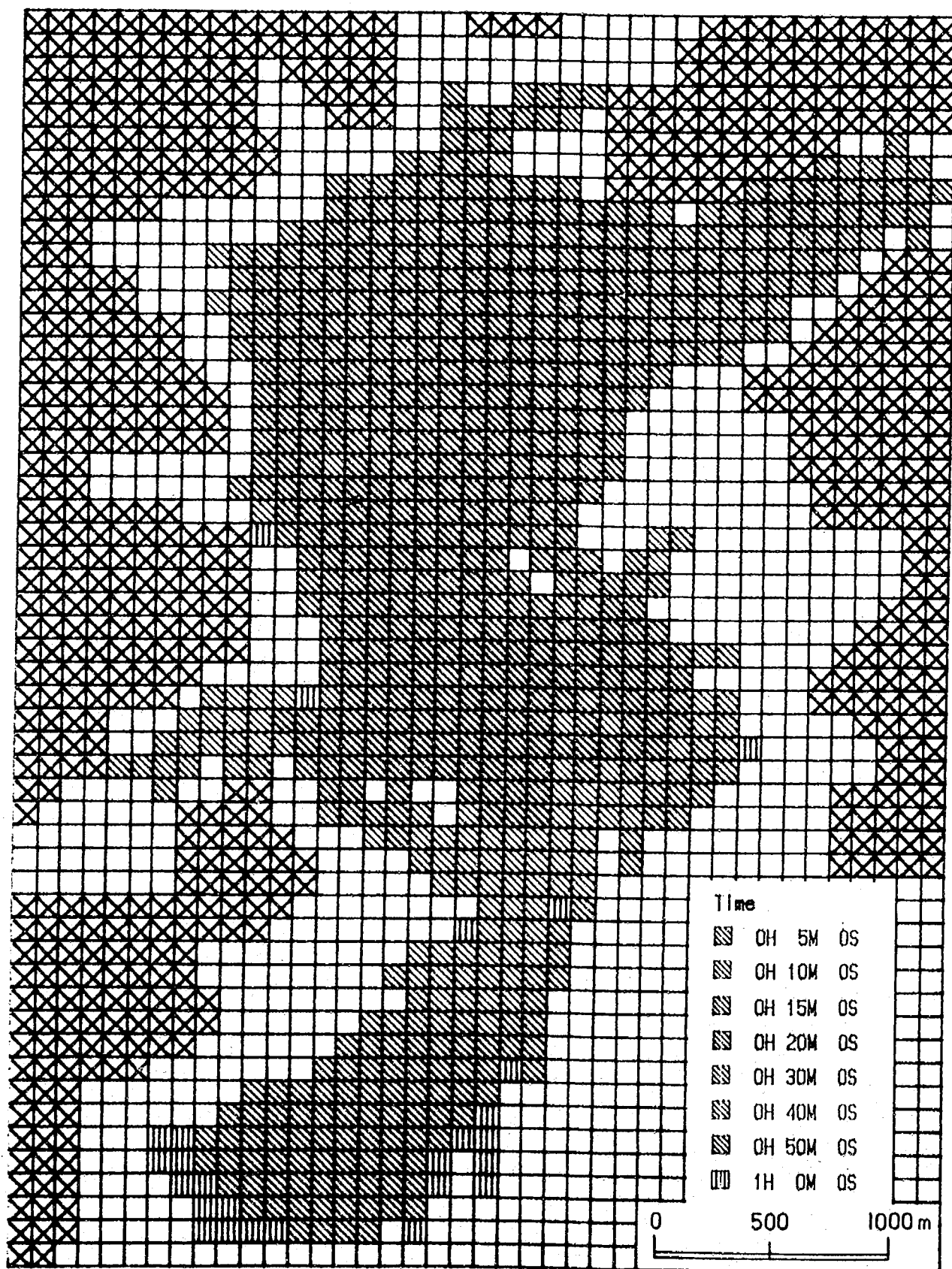


図- 3.4.20 泥流氾濫域の時間変化 (CASE-1-4)

TOKACHI DAKE -FURANO- HOKKAIDO CASE-2-2

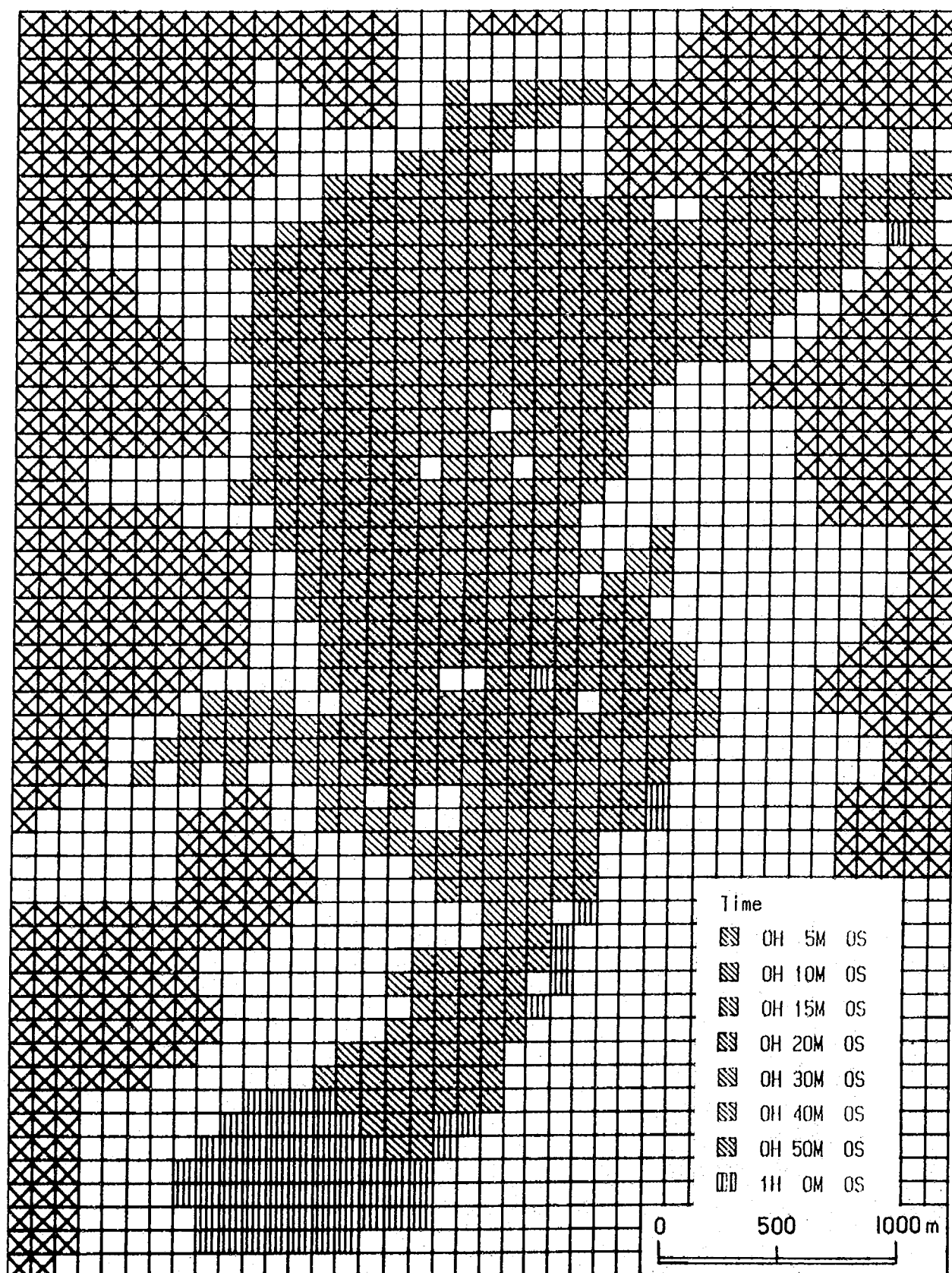
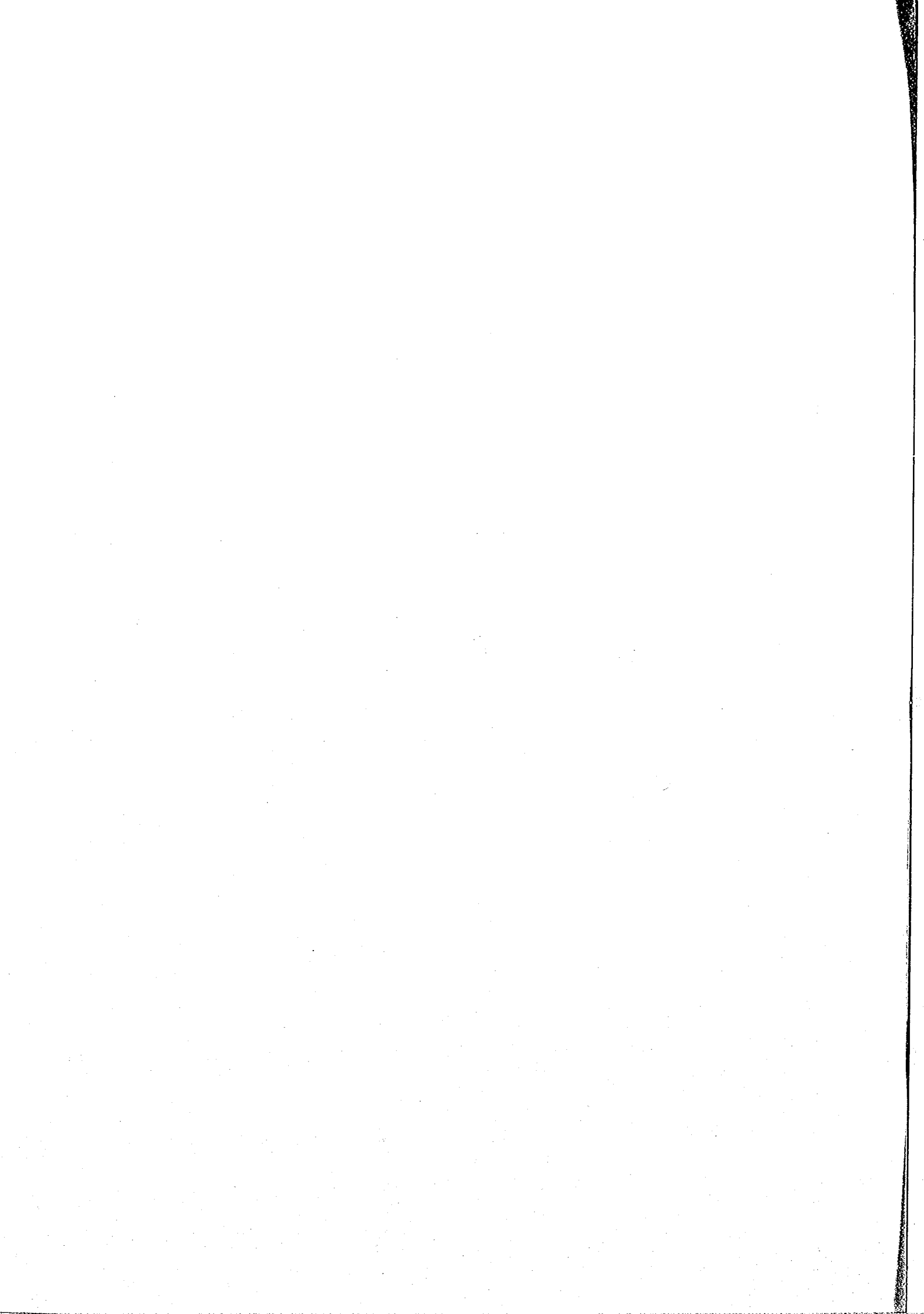


図- 3.4.21 泥流氾濫域の時間変化 (CASE-2-2)



TOKACHI TAKE -FURANO- HOKKAIDO CASE-2-3

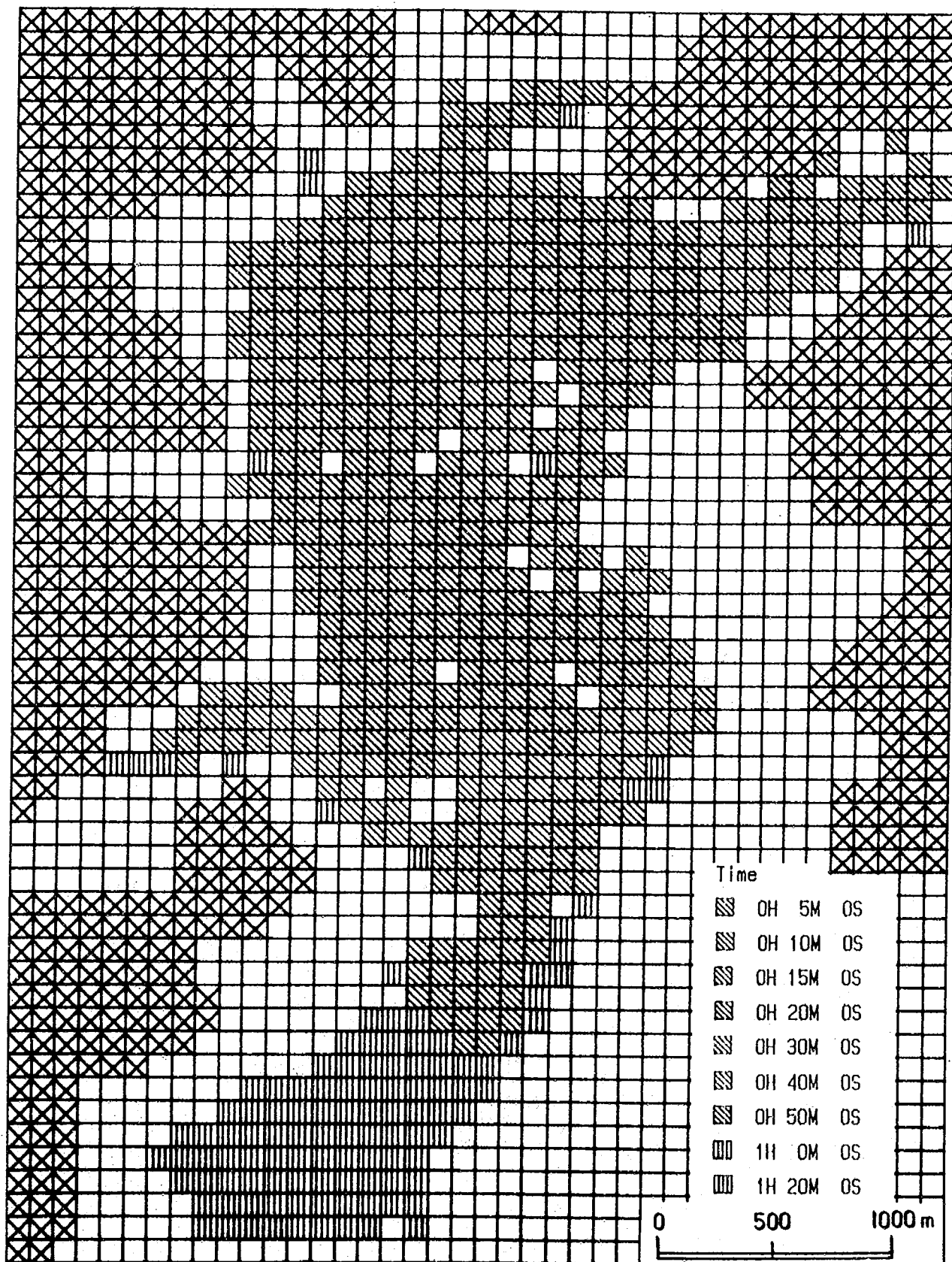


図- 3. 4. 22 泥流氾濫域の時間変化 (CASE-2-3)

TOKACHI DAKE -FURANO- HOKKAIDO CASE-2-4

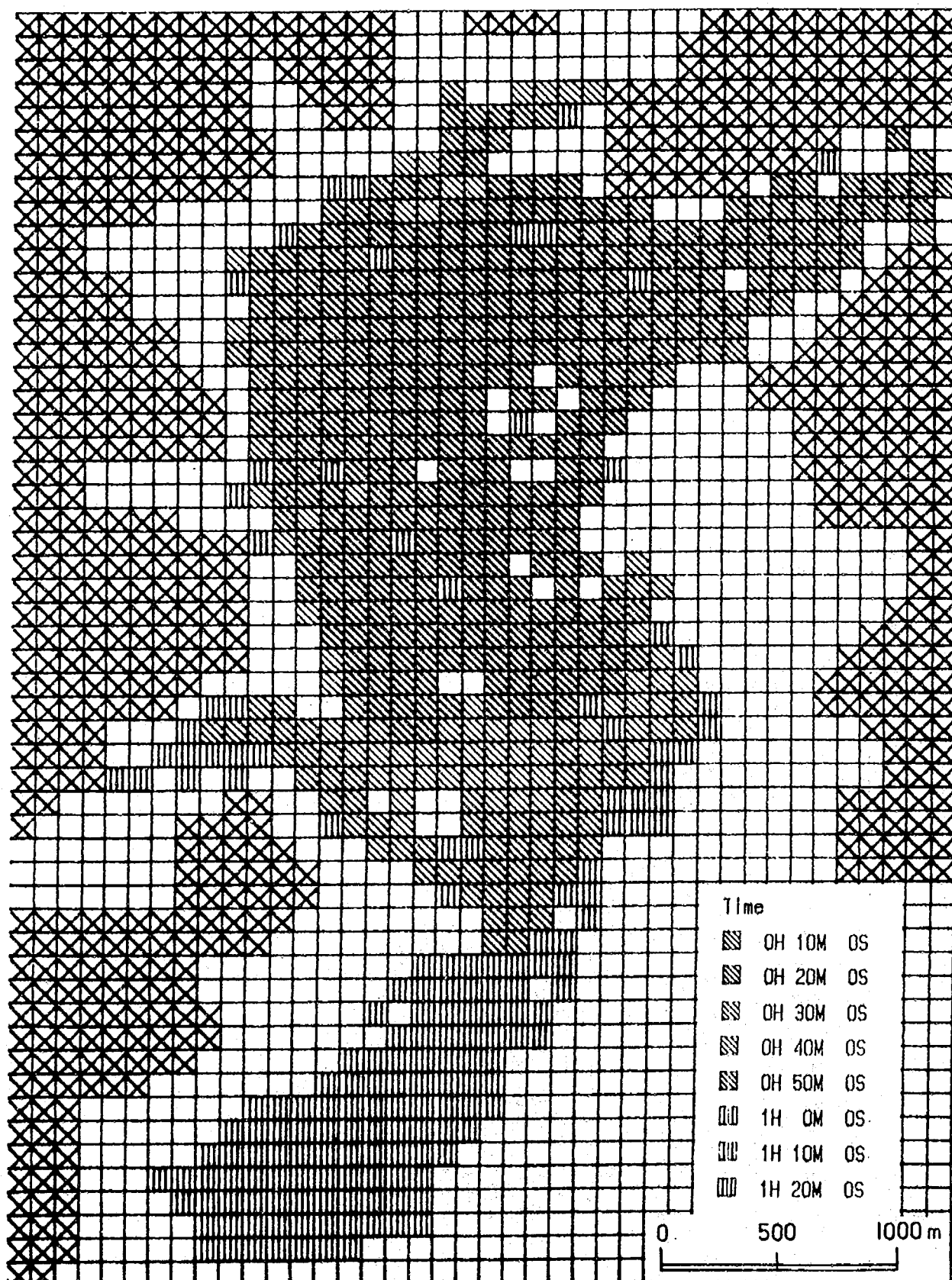
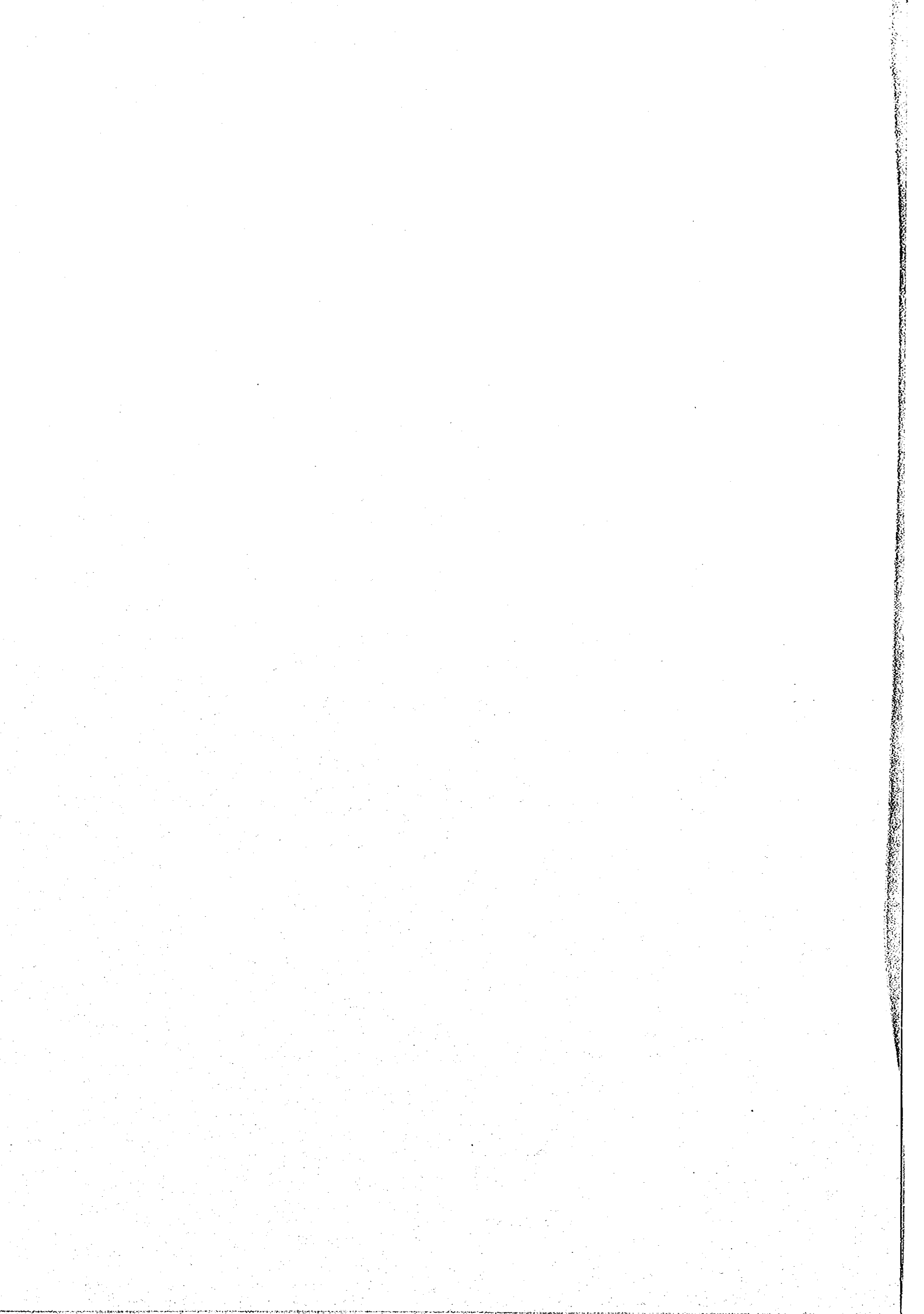


図- 3.4.23 泥流氾濫域の時間変化 (CASE-2-4)

II. 火山泥流対策



1. 富良野川流域における砂防計画および砂防設備現況

富良野川においては、大正15年の泥流の溪床堆積物の再移動、荒廃の拡大に対処するため、北海道土木部において昭和38年から砂防事業に着手し、現在までに3基の大型砂防ダム及び多数の床固を設置してきた。昭和55年には、富良野川砂防基本計画を策定しており、現在では、この基本計画のもとで施設の配備が進められている。本章では、昭和55年に策定された基本計画の考え方、および、施設配置の実際について取りまとめる。

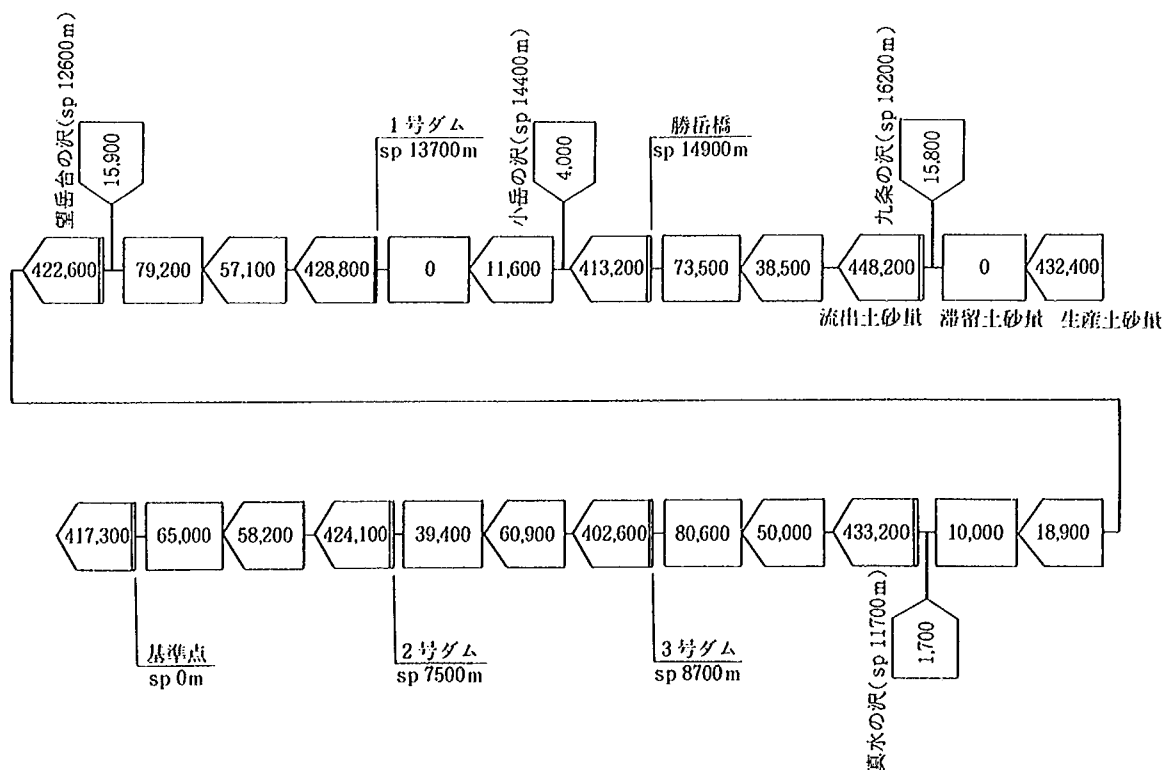
1.1 富良野川砂防基本計画の基本方針

昭和55年策定の富良野川砂防基本計画¹⁾では、大正15年の泥流による災害とその溪床堆積物の侵食・再移動、および、十勝岳噴火の周期(30～40年)とを考え合わせて、計画対象を年超過確率1/100に対応する降雨だけでなく、大正泥流程度の泥流についても検討を加えている。

1.1.1 降雨を対象とした計画

(1) 無施設時の土砂収支

図－1.1に無施設時の土砂収支を示す。



図－1.1 土砂収支図(無施設)

(2) 許容流砂量, 超過土砂量

許容流砂量は, 基準点下流約 300 m 地点の取水口付近での一洪水の流出土砂量 (ブラウン式で求めている) 57,900 m³ から 50,000 m³ と定められている。無施設時の基準点からの流出土砂量は 417,300 m³ であることから, 処理すべき超過土砂量は 367,300 m³ となる。

(3) 土砂処理計画

① 生産土砂抑制計画

計画生産土砂量は全流域で 765,000 m³ であり, そのうちの約 59% にあたる 448,200 m³ が九条の沢合流点 (Sp 16,200) より上流で生産されるが, この土砂のほとんどが現在のところ山腹工などによる土砂干止工が施工困難な最上流域の崩壊および拡大生産土砂であるため, この区域での生産土砂の抑制は計画されていない。当時, 九条の沢合流点 (Sp 16,200) から Sp 15,300 までの約 900 m の区間と, 勝岳橋付近 (Sp 14,850) から 1 号ダム上流 Sp 14,200 までの 650 m の区間の溪床が侵食傾向にあり, 側方侵食も顕著にみられる生産区間となっていたことからできるだけこの区間での生産土砂量を抑制している。

また, 勝岳橋下流では勝岳橋橋脚保護等のため, 計画生産土砂量 10,900 m³ の全量を, また勝岳橋上流の洗掘区間では計画生産土砂量 38,500 m³ のうち 30,000 m³ 以上を抑制するよう計画している。

② 流出土砂調節計画

砂防ダムだけでなく, 床固工群にも土砂の調節効果を期待している。その量は, 同道の自然調節量 (河道堆積量) と同様の策定方法をとっており,

$$\{ (\text{洪水時流路幅}) - (\text{通常時流路幅}) \} \times \text{堆積深} (1 \sim 2 \text{ m})$$

で求めている (図-1.2 参照)。

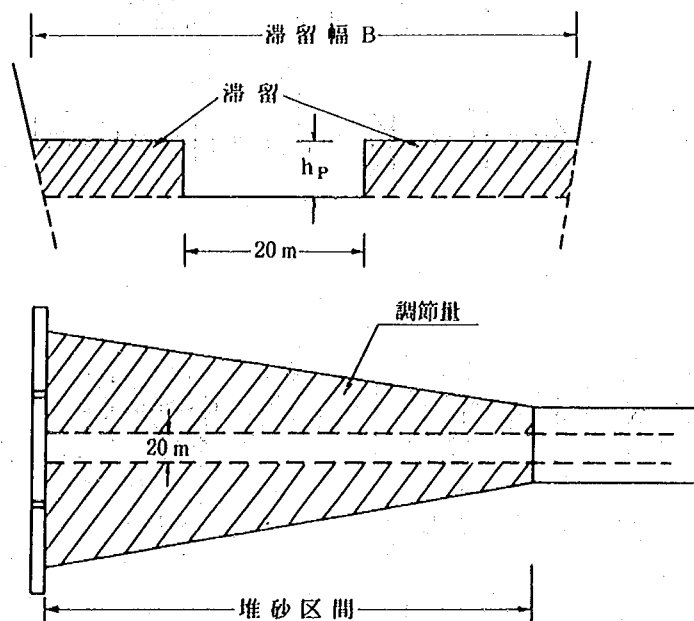


図-1.2 調節量模式平面図

1.1.2 火山泥流対策計画の概要

(1) 計画規模

大正15年5月24日に発生した火山泥流程度とする。

(2) 計画の目標

- ① 火山泥流のピーク量をカットし、流出土砂量の減少及び衝撃力の緩和をはかる。
- ② 火山泥流のピークの到達時間を遅延させ、避難による人命の防護をはかる。
- ③ 大粒径の流出土砂を打止調節し、被害程度を軽減する。
- ④ 流木を抑止し、被害の程度を軽減する。
- ⑤ 火山泥流警報システムを施設計画に組み込み、避難を容易にし、少なくとも人命の保護に万全を期す。
- ⑥ 泥流の発生に備えて、施設機能（ダムの空要領確保、構造物の修復等）の管理を計画に組みこんでおく。

(3) 通常砂防計画との関連

火山泥流対策は、降雨による洪水を対象にした通常の砂防計画を前提に計画する。

すなわち、通常の砂防計画では不足する機能及び、容量を付加する。

(4) 大正泥流の土砂収支

① 土砂収支の前提

大正泥流の土砂収支は、次の諸量を基本として検討している。

i) 基準点 Sp. 0 における泥流流量は、村野²⁾が、泥流の目撃談及び水理実験を参考に作成したハイドログラフにより計算した $13,300 \times 10^3 \text{ m}^3$ を用いる。

また、上富良野盆地下流部（北14号橋地点）に流出した流量として、前記と同様に村野²⁾が算定した $3,700 \times 10^3 \text{ m}^3$ を用いる。

ii) 平地部に堆積した土砂量は、道庁耕地課が調査した耕地の土砂堆積深調査をもとに村野²⁾が算定した $5,200 \times 10^3 \text{ m}^3$ を用いている。

iii) 上流地域で泥流により削剥された土砂量は、昭和55年、富良野土木現業所（国土防災技術KK調査³⁾）が行なった調査結果 $1,500 \times 10^3 \text{ m}^3$ を用いている。

② 収支計算の方法

大正泥流の土砂収支は、上富良野盆地に堆積した土砂（平地部堆積量と呼ぶ）を中心に次式による。

$$Vd_1 = (Vp_1 + Vp_2 + Vp_3) - (Vd_2 + Vr) \quad (1.1.1)$$

ここに、

Vd_1 ：平地部堆積土砂量

Vp_1 ：削剥による生産土砂量

Vp_2 ：河道侵食による生産土砂量

Vp_3 ：火山噴出物等からの生産土砂量

V_{d2} : 上流部河道堆積土砂量

V_r : 平地部下流 (北14号橋地下流) への流出土砂量

単位: 10^3 m^3

平地堆積部ほぐれ量換算, 計算結果を表-1.1に示す。

(注) この土木研究所資料の執筆者 (水山他) は, 「ほぐれ」という考え方には反対である。

表-1.1 ほぐれ土量算定結果

土砂量単位: 10^3 m^3

区 分	記 号	生産量	乾燥密度*土粒子			ほぐれ 率	ほぐれ 土 量	備 考
			地山	ほぐれ状態	比重			
平地部堆積土砂量	V_{d1}	—	—	0.9	2.5	—	5,200	ほぐれ土量は10万単位 でまるめる。
削剥生産土砂量	V_{p1}	1,500	2.0	0.9	2.5	2.22	3,300	
河道侵食生産土砂量	V_{p2}	1,200*	1.5	0.9	2.5	1.67	2,000	
火山噴出物等土砂量	V_{p3}	500*	1.5	0.9	2.5	1.67	800	
上流部堆積土砂量	V_{d2}	—	—	1.5	2.5	—	300	平地部まで流出しない ので, 換算しない。
平地部下流流出土砂量	V_r	—	—	0.9	2.5	—	600	

注)* 河道侵食 河道侵食量のうち大石礫の比率 15%
 " " の量 $300 \times 10^3 \text{ m}^3$
 $\therefore V_{p2}$ (地山量) = $300 \times 10^3 \times 1.5 / 2.5 \times 1 / 0.15 = 1,200 \times 10^3 \text{ m}^3$
 * 火山噴出物 山体破壊地山量 $2,000 \times 10^3 \text{ m}^3$
 崩壊堆積物乾燥密度 2.0 ton/ m^3
 " 流出比率 20%
 $\therefore V_{p3}$ (地山量) = $2,000 \times 10^3 \times 2.5 / 2.0 \times 0.2 = 500 \times 10^3 \text{ m}^3$

③ 土砂量の算定

各項目別土砂量は次のとおりである。

i) 平地部堆積土砂量 V_{d1} : 村野が算定した量とし, $5,200 \times 10^3 \text{ m}^3$ とする。

ii) 削剥による生産土砂量 V_{p1} : 昭和55年度調査結果による削剥土砂量 $1,500 \times 10^3 \text{ m}^3$ をほぐれ量換算した $3,300 \times 10^3 \text{ m}^3$ とする。

iii) 河道侵食による生産土砂量 V_{p2} : 大正泥流前の河道形状や, 堆積物の質が明確でないことから, 以下のように推定している。

現在 Sp 8,035~15,000 の区域に粒径 40cm以上を主体とした泥流堆積物が約 $300 \times 10^3 \text{ m}^3$ あるが, この大粒径の石礫は, 真水の沢合流点~九条の沢間の河床及び河岸の侵食により生産されたものである。河床及び河岸堆積物中に占めるこれら大粒径の石礫の割合を, 河床及び河岸段丘面の状況を写真から読みとり, 約15%としている。これから, 河道侵食量を推定すると $1,200 \times 10^3 \text{ m}^3$ となり, ほぐれ量換算で $2,000 \times 10^3 \text{ m}^3$ となる。

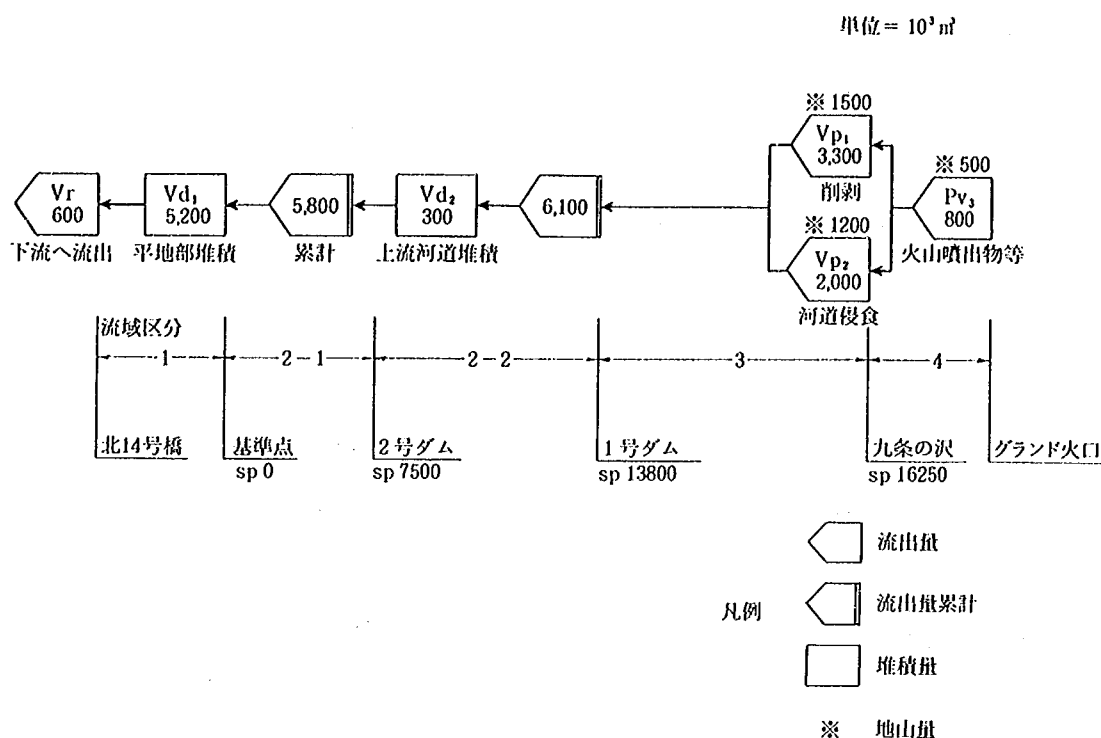
iv) 火山噴出物等からの生産土砂量 V_{p3} : 既往調査・文献から, 噴火時の山体破壊量 $2,000 \times 10^3 \text{ m}^3$ の火口下堆積量換算量 $2,500 \times 10^3 \text{ m}^3$ のうち, 下流に流出した土砂量を20%とし, $500 \times 10^3 \text{ m}^3$, ほぐれ量換算 $800 \times 10^3 \text{ m}^3$ で与えている。

v) 上流部河道堆積土砂量 V_{d2} : 昭和55年度調査結果の泥流堆積物とし, $300 \times 10^3 \text{ m}^3$ とする。

vi) 平地部下流（北14号橋地下流）への流出土砂量 V_r : 上富良野盆地へ湛水した泥流が、下流へ流出する形態は、貯水池における状況に近いと考え、Brownの貯水池における流入土砂の捕捉率を算出して求める。捕捉率は88.8%、流出土砂は約600,000 m^3 となる。

④ 土砂収支

図－1.3 に大正15年火山泥流の土砂収支図を示す。



図－1.3 大正泥流土砂収支図

(5) 計画基本土砂量

以上を整理すると、以下のようなものである。

計画基本土砂量 (計画基準点、無施設の場合)

- | | |
|---------------|---------------------------------|
| ① 計画生産土砂量 | $6,100 \times 10^3 \text{ m}^3$ |
| ② 計画河道調節土砂量 | 300 |
| ③ 計画流出土砂量 ①－② | 5,800 |
| ④ 計画許容流砂量 | 600 |
| ⑥ 計画超過土砂量 ③－④ | 5,200 |

(6) 計画流木量

昭和55年の基本計画では流木量を計画の中にとりこんでおりその量を大正15年火山泥流と同様の57,000 m^3 としている。

(7) 土砂処理計画

① 泥流により生産される土砂量の内訳は、

- | | |
|-------|---------------------------------|
| ① 削 剥 | $3,300 \times 10^3 \text{ m}^3$ |
|-------|---------------------------------|

② 河道侵食	2,000
③ 火山噴出物	800
計	$6.100 \times 10^3 \text{ m}^3$

(いずれも平地部堆積ほぐれ率換算)

となっており、このうち、対処不可能な③を除いて②についてはほぼ全量、①については当地域が、国立公園第一種特別地域であり、景観との調和及び保全が重要な区域であることから、削剥地区のうち、特に土砂生産が激しい区域について抑制計画を樹てるとしている。

② 流出土砂抑制・調節計画

ここで対象とする土砂は砂防ダム等で処理できる掃流砂に限り、浮遊砂、wash loadは対象としないとしている。粒度分布調査から生産土砂を掃流砂・浮遊砂、wash loadの各域分毎に分類して、それぞれの土砂量として

掃 流 砂	30 %	$1.830 \times 10^3 \text{ m}^3$
浮 流 砂	25	1,525
ウォッシュロード	45	2,745
計	100	6,100

を挙げている。

1.2 施設配置計画

1.2.1 基本方針

昭和55年策定の基本計画においては、降雨を対象とした施設配置を行ない、火山泥流対策については、計画配置された施設を火山泥流対策の面から再評価を行ない、不足する施設を配置する方針としている。施設の評価は、生産土砂の扞止量及び流出土砂の調節量に分けて行ない、それぞれ、以下のように求める。

(1) 生産土砂扞止量

扞止土砂量は施設によって抑制される不安定土砂の全量を計上する。渓床については渓床堆積不安定土砂の抑制される量を、山腹斜面の削剥に対しては施工面積に削剥深を乗じた値を扞止量とする。

(2) 流出土砂調節量

流出土砂の調節はダム工、および床固工群での効果を期待する。床固工の調節量は河道の自然調節量(河道堆積土砂量調査をもとに推定)の求め方と同様に、

$$\{ (\text{洪水時の流路幅}) - (\text{通常時の流路幅}) \} \times (\text{堆積深})$$

で求めている。堆積深はSp0～Sp8,700間で1 m Sp8,700～12,600間で2 mとしている。

1.2.2 降雨を対象とした施設配置計画

(1) 昭和55年当時既往施設とその効果量

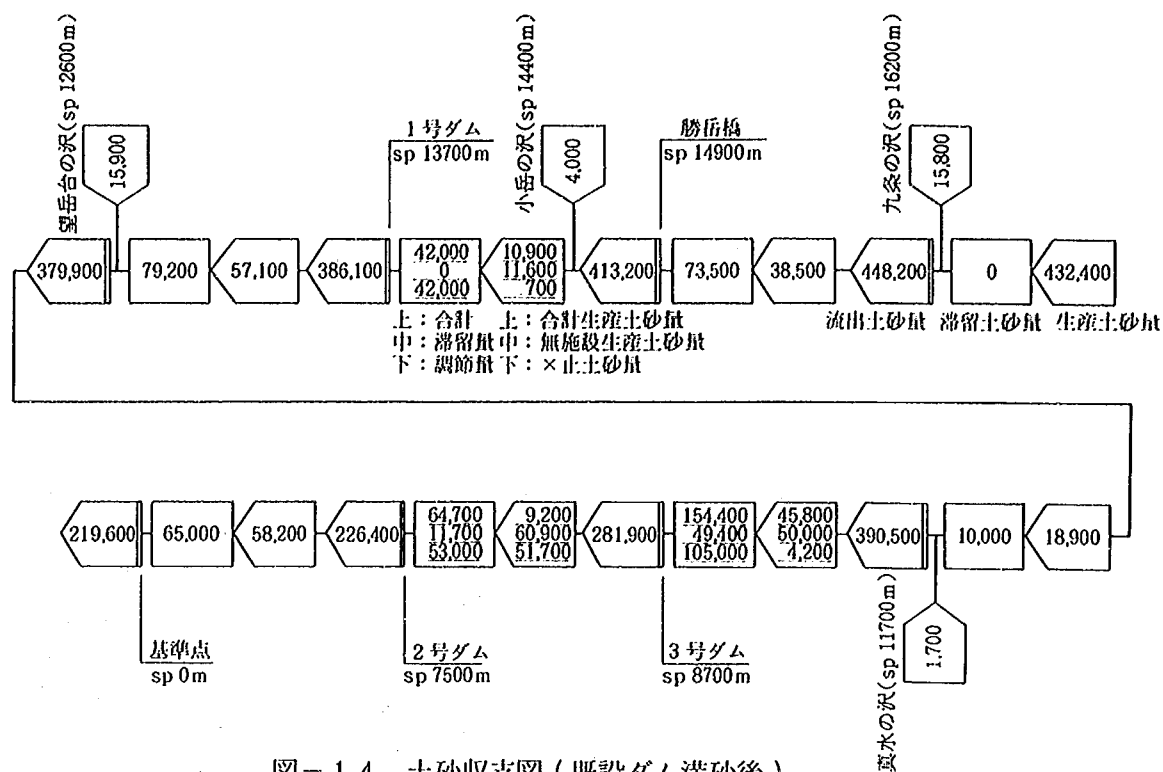
昭和55年当時の既往施設として、3基のダムがあった。それらの諸元と効果量を表-1.2に示す。

表-1.2 降雨による土砂移動対策新規計画施設一覧表

施設名	有効高 m	堤 長 m	貯砂量 m³	堆砂長 m	平均堆砂 幅 m	杆止量 m³	調節量 m³	備 考
4号ダム	12	155	121,300	320	88	4,500	43,500	
5号ダム	10	140	144,100	280	81	12,800	34,200	
6号ダム	5	80	16,200	100	41	2,600	6,200	
(小計)			281,600			19,900	83,900	
1号床固工	3	38		65	17		900	
2号床固工	3	30		50	13		300	
3号床固工	3	29		70	13		400	
4号床固工	3	40		45	18		700	
5号床固工	3	29		50	13		300	
6号床固工	3	30		50	13		300	
7号床固工	3	34		40	18	8,300	600	SP 14400 ～勝岳橋ま での区間の 溪床固定
8号床固工	3	35		50	18		800	
9号床固工	3	48		40	18		600	
10号床固工	3	35		50	18		800	
11号床固工	3	28		60	14		500	
12号床固工	3	30		45	13		300	
13号床固工	3	29		50	16		600	
(小計)						8,300	7,100	
14～20号 低ダム群	3	平均 80		全長 400	平均 70	24,300	72,000	勝岳橋上流 掘込式とする
21号床固工	2	48		100	41		9,300	
22号床固工	2	45		100	35		7,500	
23号床固工	2	36		100	29	11,300	5,700	
24号床固工	2	23		100	21		3,300	
25号床固工	2	37		100	26		4,800	
26号床固工	3	28		100	17		2,100	
(小計)						11,300	32,700	
合 計			281,600			63,800	195,700	
望岳台の沢 1号～12号 床固工 (山腹工)	3	平均 30		全長 600	平均 20	8,500	—	望岳台の沢 SP 1300 ～1900 泥流対策
	施工面積	62.8 ha				680,000		

(2) 昭和55年当時既往施設配置時の土砂収支

図－1.4に既往施設配置時の土砂収支図を示す。



図－1.4 土砂収支図（既設ダム満砂後）

(3) 施設配置計画

① 生産土砂抑制施設

土砂収支から1号砂防ダム上流を生産土砂抑制区域として、地形的条件から連続的な床固工により生産土砂を扞止する計画としている。

② 流出土砂抑制調節施設

既設の比較的規模の大きい2号・3号ダムがほとんど堆砂が見られないことから、これらのダムを火山泥流対策用に空の状態で確保するよう真水の沢合流点より上流、1号ダムまでの間に300,000 m³程度の土砂の流出抑制のためのダムを計画している。

③ 施設配置計画

表－1.3に計画配置される諸施設とその諸元を示す。これらの施設を配置した場合の土砂収支を、2号、3号ダムが未満砂の場合と満砂の場合について、それぞれ図－1.5、図－1.6に示す。

表－1.3 既設砂防ダム諸元

No.	完成 年度	堤高 m	堤長 m	通 水 天端幅 m	堤体積 m³	計 画 貯砂量 m³	扞止量 m³	調節量 m³	元河床 勾 配	計画堆 砂勾配	堆砂 延長 m	計画 流量 m³/sec	堆砂 状況 %
1	昭和43	8.0	126.0	44.5	6,346.5	60,000	700	42,000	1/12.5	1/18	240.0	50.0	90~100
2	47	15.0	220.0	50.0	18,803.0	424,000	51,700	53,000	1/33.0	1/45	835.0	150.0	8
3	55	15.0	375.0	50.0	25,843.0	690,000	4,200	105,000	1/30.0	1/45	784.0	220.0	0

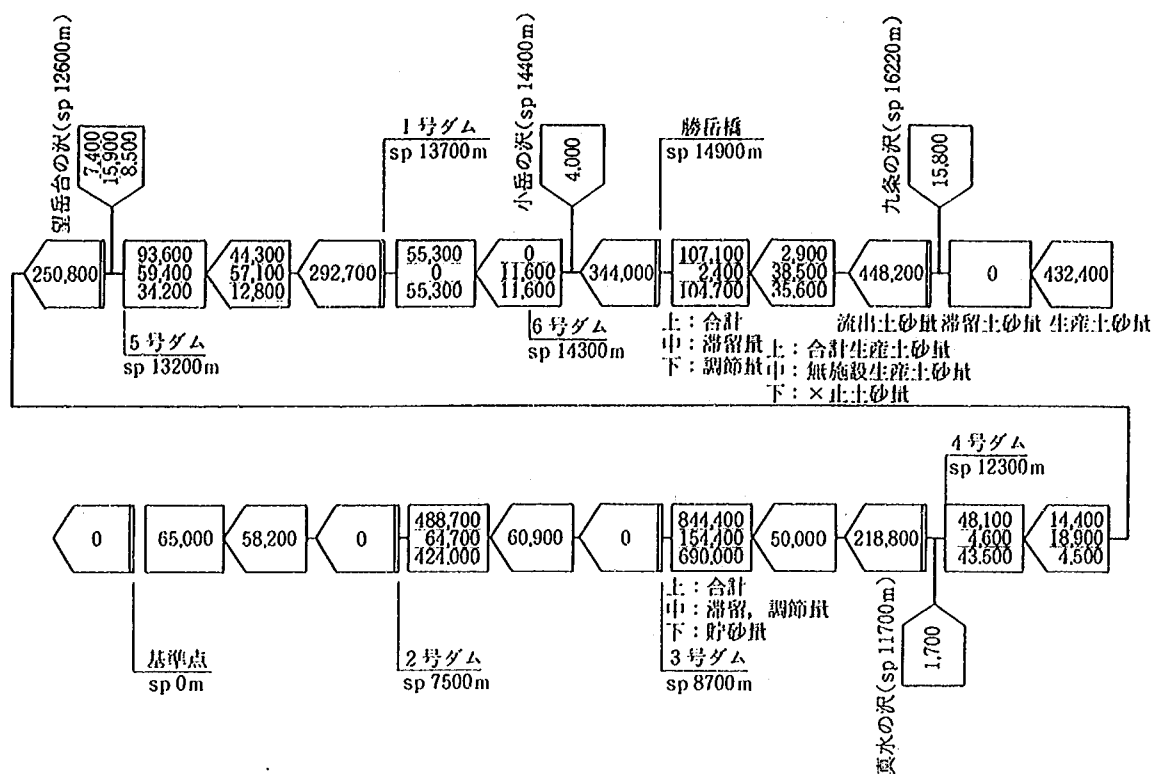


図- 1.5 計画土砂収支-降雨による土砂移動-(2号, 3号ダムが空の場合)

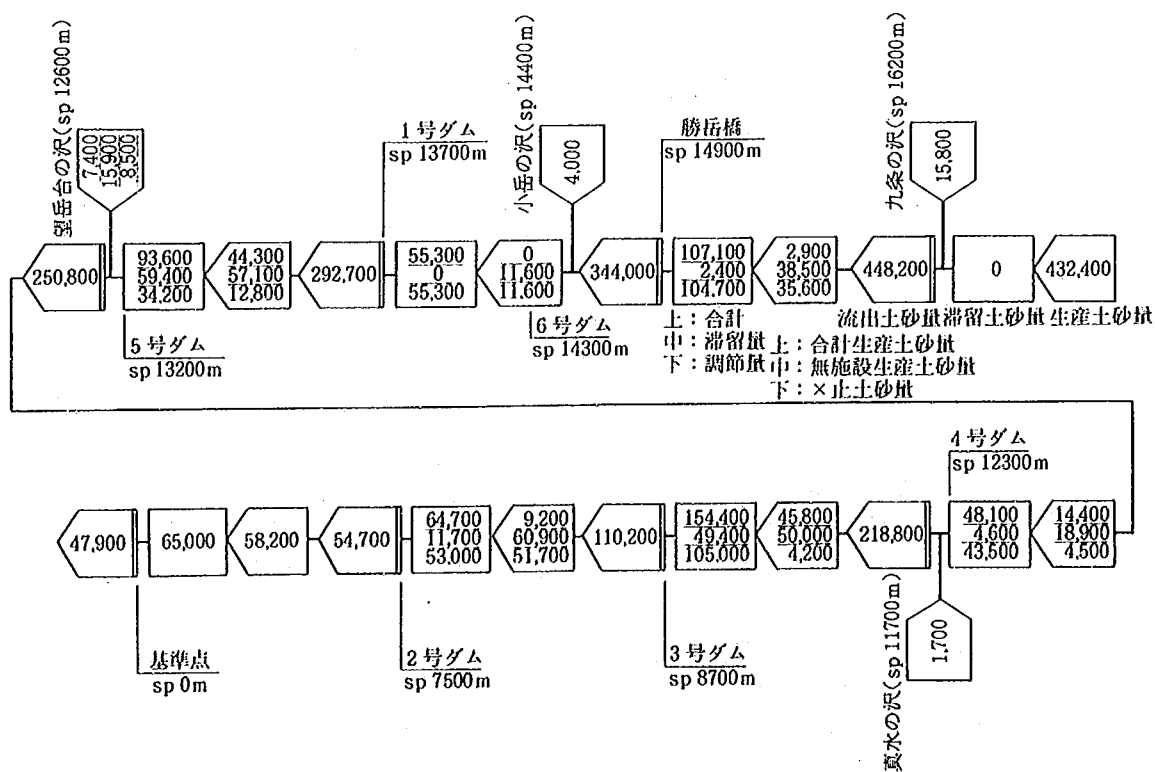


図- 1.6 計画土砂収支-降雨による土砂移動-(2号, 3号ダムが満砂の場合)

1.2.3 火山泥流を対象とした施設配置計画

火山泥流対策の砂防施設配置計画について、以下に示すA, B, Cの3つの案を比較・検討し、砂防効果の高いA案を採用している。なお、3案の効果の比較を表-1.4に示す。

A案…泥流によって生じる山腹削剥等の土砂生産抑制を積極的に計画し、并止不可能な流出土砂量については、砂防ダムの貯砂調節により対処する。

流出土砂の貯砂・調節は、主として既設施設の2号・3号ダムの貯砂空間確保により対処する。

このため、2号・3号ダムの貯砂空間は堆砂が進んできた場合、排砂等を行ない確保する。

B案…泥流によって生産される山腹削剥土砂の并止と流出土砂の貯砂・調節を考える計画により対処する。

貯砂・調節計画は、砂防工事として対処することが可能な最大限度の規模とする。

C案…生産土砂并止計画はB案と同様である。流出土砂については主として既設の2号・3号ダムの貯砂・調節空間確保により対処する。

図-1.7に以上の施設の配置図を示す。

表-1.4 火山泥流対策砂防施設計画一覧表

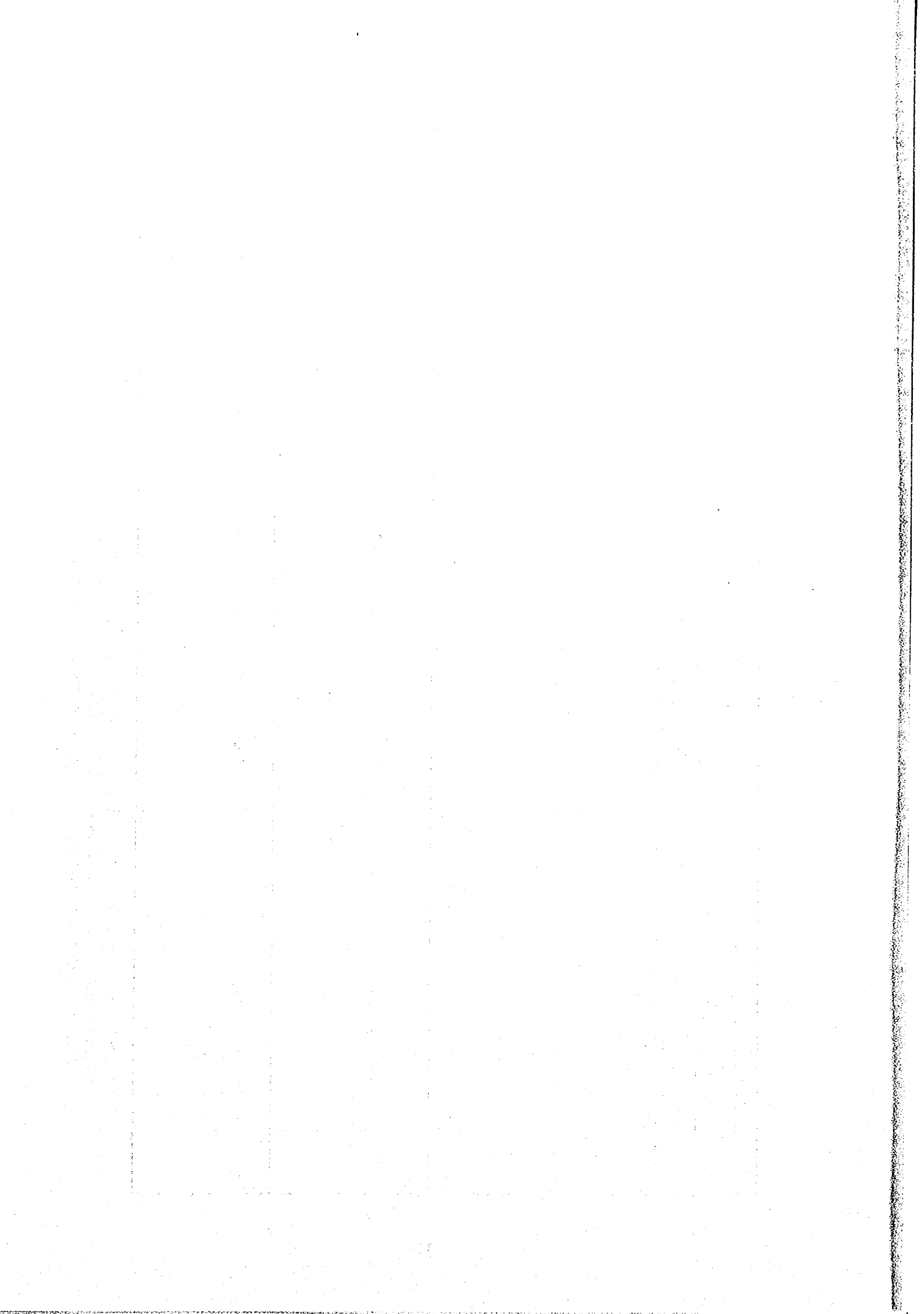
(単位 = 10³ m³)

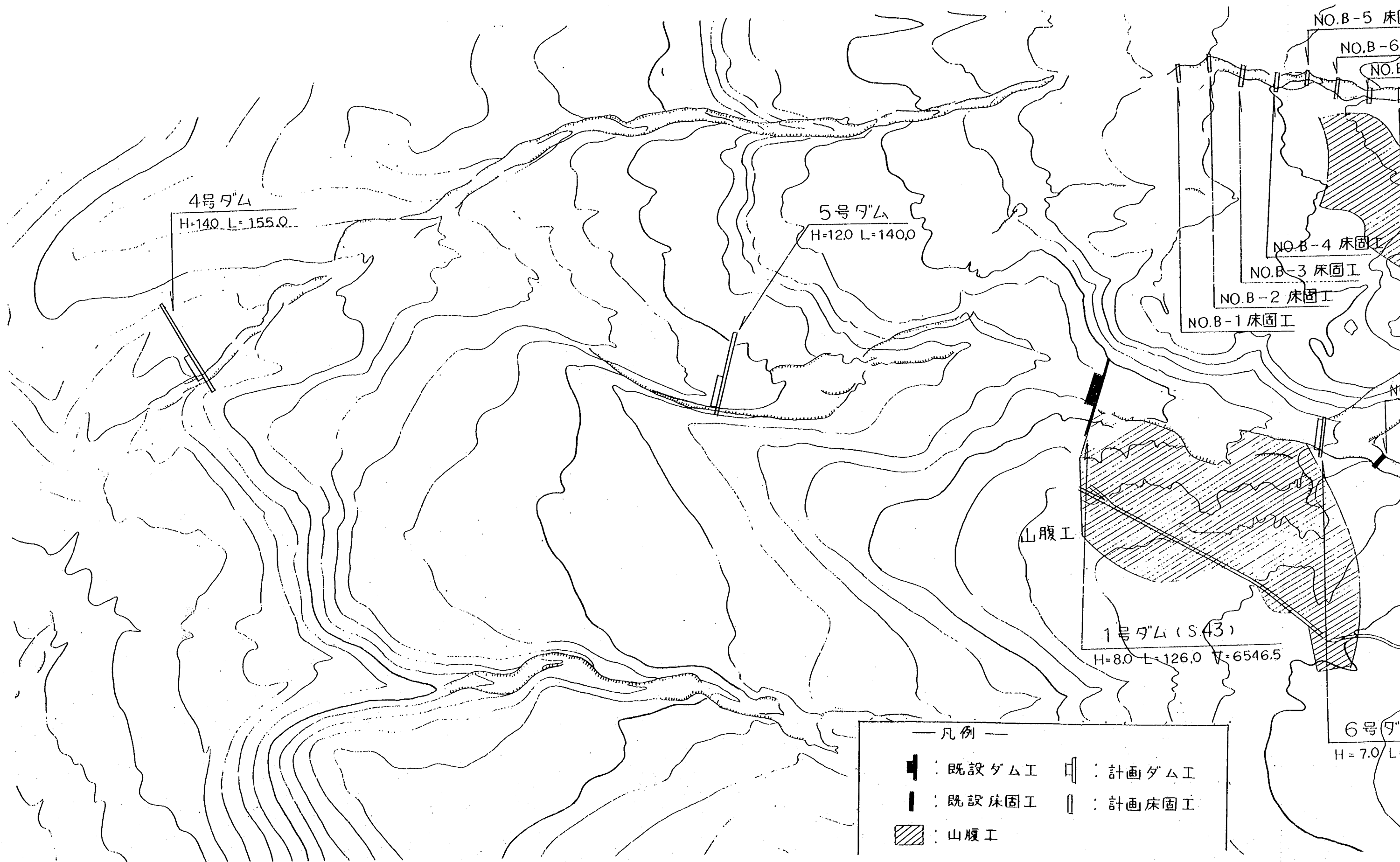
	計画方針			土 砂 処 理 計 画										対 策 工				
	生 産 土砂抑制		流出 土砂	流 出 土砂量	平地部 下 流 の 流出量	超 過 土砂量	河 道 調 節 土砂量	修 正 超 過 土砂量	施設による効果量				処 理 不 能 量 (平地部 堆積量)	山腹工	＊ 床固工	ダ ム 工		
	山腹	河道	抑制 調節						生産土砂 抑 制 量	流 出 土 砂 抑制調節量	計	土 砂 カット率				2, 3号	1, 4, 5, 6号	7号
A 案 (採用案)	○	○	○	① 5,800	② 600	③=①-② 5,200	④ △300	⑤=③+④ 5,500	⑥ 1,630	⑦ 1,340	⑧=⑥+⑦ 2,970	③ / ⑤ 54	⑤ / ⑧ 2,530	62.8 ha ○ 杆止 680	38 基 ○ 950 貯砂 調節 計	○ ○ 1,114 158 1,272	○ ○ - 127 127	-
B 案	-	○	○	5,800	600	5,200	△300	5,500	950	1,830	2,780	51	2,720	- 杆止	38 基 ○ 950 貯砂 調節 計	○ 1,114 158 1,272	○ - 127 127	○ 431
C 案	-	○	○	5,800	600	5,200	△300	5,500	950	1,399	2,349	43	3,151	- 杆止	○ 950 貯砂 調節 計	○ 1,114 158 1,272	○ - 127 127	-

注) ⑤修正超過土砂量 …… ダム設置により、河道調節量は0となるため、超過土砂量に河道調節量を加え修正超過土砂量とした。

⑦流出土砂抑制調節量 …… 抑制調節必要量であり、対策工の貯砂調節容量と同一でない場合(A案)がある。

* 床固工、ダム工に関しては7号ダムを除き降雨による土砂移動対策の施設として計画する。





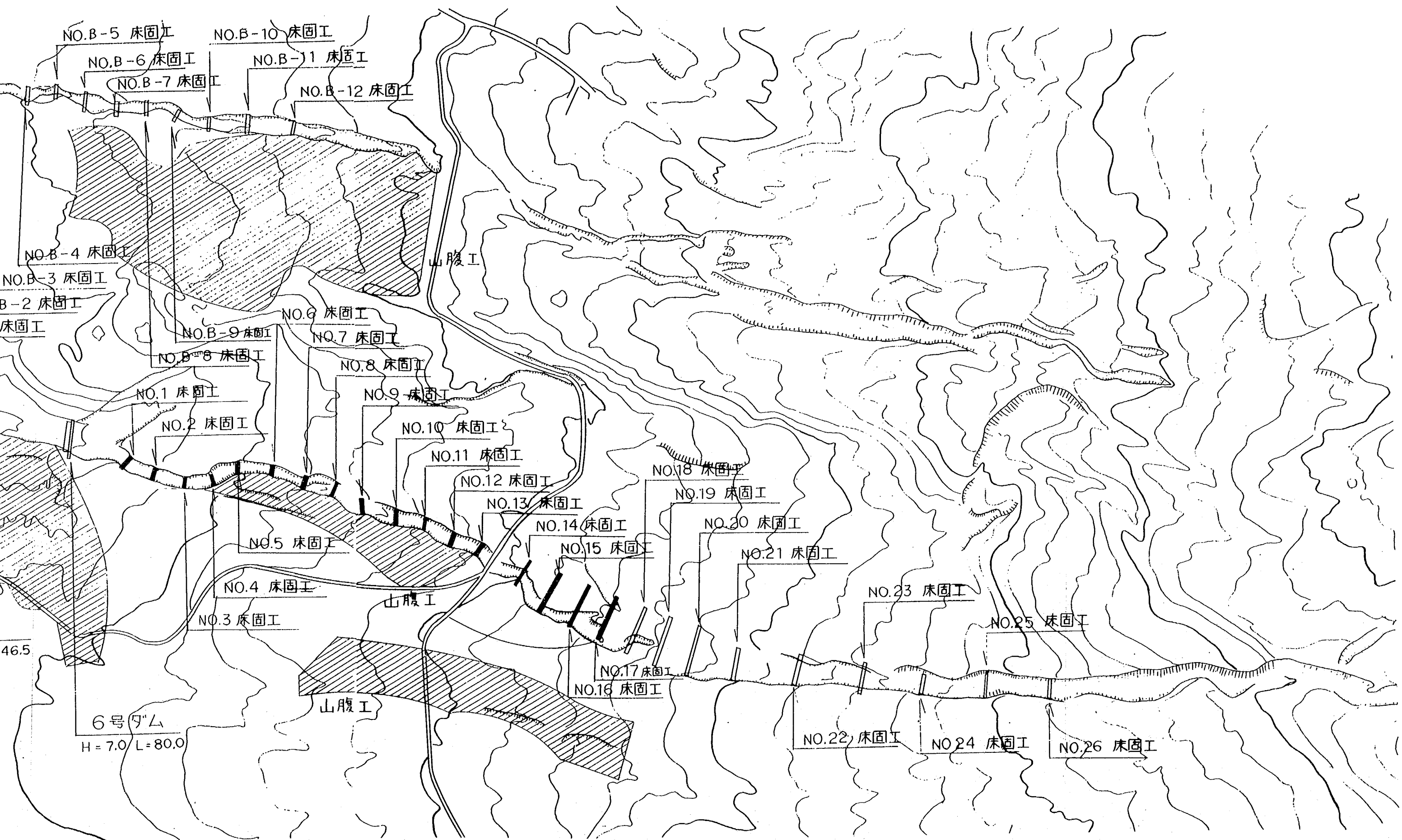


図-1.7 施設計画平面図

2. 十勝岳西側斜面富良野川流域における 泥流の発生、流下、堆積モデル

本章では、融雪により発生する火山泥流の発生、流下、堆積過程について、十勝岳西側斜面富良野川流域を例としてとりあげ検討する。

2.1 大正15年火山泥流の特性

大正15年泥流の発生、流下状況は以下のものであったと推定されている（第I編図－2.2～図－2.4参照）。

- (1) 標高1,000 mより上部の斜面には十勝岳北西斜面に開口した爆裂火口から落下した崩壊土砂の堆積物が見られる。この堆積物（崩壊土砂）はかなりの高温であったと考えられており、周辺の積雪を急速に融かした。また、噴出物中にも溶融硫黄や熱水が含まれていたとされ、これらは下流へ流下している。この堆積物は水による影響を殆ど受けていない崩落残土部と、一旦流動化したものの勾配変化点で堆積した崩壊物質堆積部とに区分される。実際、標高1,000 m以上の斜面は勾配が約 $12^{\circ} \sim 15^{\circ}$ 以上で、標高1,000 m以下の斜面は、勾配が約 $7 \sim 8^{\circ}$ 以下であり、標高1,000 mより上部で発生・発達した泥流が標高1,000 m近傍で石礫を急速に堆積させたことがうかがえる。
- (2) 標高1,000 m以下、700 m以上のところでは、泥流は森林を破壊するとともに斜面表土を侵食していった。標高700 m以下、450 m以上の区間では掃流状態で輸送してきたと思われる巨礫を堆積させている。標高450 m以下の区間では巨礫の堆積は表面には見られない。
- (3) 粒径の大きい石礫を堆積させながら流下してきた泥流は上富良野川平地部へと入り、次第に氾濫域を拡げていった。

2.2 火山泥流の発生・流下・堆積モデル

2.2.1 発生条件と発達過程

大正15年火山泥流の発生・発達域が勾配 $12^{\circ} \sim 15^{\circ}$ 以上の斜面にあることから、非粘着性材料の土石流の発生条件とほぼ同一の条件に従うと考えられる。すなわち、高温のかつ多量の火山噴出物、および崩壊土砂による融雪により、水がこれら噴出物・崩壊土砂のような非粘着石礫からなる堆積層上に急激に給水されたと考えられる。この条件のもとでの泥流（土石流）の発生勾配は 12° 以上であることが知られており、ここでの結果と一致する。また、勾配が $8^{\circ} \sim 12^{\circ}$ 程度の区間（標高1,000 m位の所）で一度泥流に取り込まれた石礫が堆積しているから、泥流は、ここに達するまでに、十分発達していたと考えることができる。そこで、標高1,000 mの地点で、泥流がどの程度発達しうるのか考察してみる。

標高1,000 m地点で泥流が十分に発達していたと考えられることから、土石流発生勾配の下限といわれている勾配 15° 以上の斜面の出口において泥流の土砂濃度が平衡濃度であると仮定すると、問題は、いかに融雪量を見積るかということに帰着する。1 gの温度マイナス $T_0^{\circ}\text{C}$ の雪を融解するのに必要な熱量 Q_h

は、氷の比熱を C_g 、氷の融解熱を q_m として

$$Q_h = T_o C_g + q_m \quad (2.2.1)$$

で与えられる。氷の融解熱、約 80 Cal/g に対して、氷の比熱が約 0.5 Cal/g · K と小さいため、実用上、マイナス T_o °C の雪を 0 °C にまで上昇させるのに要する熱量は無視しうる。雪を融解するのに必要な熱量がすべて火山噴出物や爆発時の高温の火口付近の山腹崩壊物により供給されるものとすれば、雪の融解に関する熱保存則は、土砂の比熱を C_s として、

$$q_m \cdot W_o = C_s \cdot T_s \cdot W_{so} \quad (2.2.2)$$

で表わされる。ここに、 W_o は融解する雪の重量、 T_s 、 W_{so} は、それぞれ供給される土砂の温度 (°C) と重量である。融解する雪の量を供給される土砂の量に対する比で表わすと、重量比で、

$$\frac{W_o}{W_{so}} = \frac{C_s \cdot T_s}{q_m} \quad (2.2.3)$$

と表わされる。体積比では土砂及び水の密度をそれぞれ σ 、 ρ として

$$\frac{V_o}{V_{so}} = \frac{\sigma}{\rho} \cdot \frac{C_s \cdot T_s}{q_m} \quad (2.2.4)$$

と表わされる。ここに、 V_o 、 V_{so} は、それぞれ水及び土砂の体積である。 $\sigma/\rho = 2.65$ 、 $T_s \approx 800$ °C とすると、式 (2.2.4) は、

$$V_o / V_{so} \approx 5 \quad (2.2.5)$$

なる値をとる。

火山の噴火により供給される高温の土砂の数倍の体積をもつ融解した水は、急勾配の斜面に急激に給水されることとなり、その下の堆積層を急速に侵食して行く。もし、この堆積層が飽和していると、この間隙に存在する水も同時に流れの中にとりこまれることになる。こうして発達・流下してきた泥流は、勾配が緩くなると、ある勾配の地点から急速に大礫を堆積させるようになる。この堆積をはじめる地点は、その地点の勾配と土砂濃度がつりあっており、ここまでの範囲で泥流は十分に発達したといえる。この地点の勾配を θ_c とすると、この θ_c に対して濃度がつりあっているから、この地点での土砂濃度を C_o として

$$C_o = \frac{\rho \tan \theta_o}{(\sigma - \rho) (\tan \phi - \tan \theta_o)} \quad (2.2.6)$$

が成立する。ここで $\tan \theta$ は流れの底での砂礫間の内部摩擦角である。ところで、泥流の発生時の濃度 C_i は、式 (2.2.5) より

$$C_i = \frac{V_{so}}{V_o + V_{so}} \approx \frac{1}{6} = 0.17 \quad (2.2.7)$$

となる。一方、式(2.2.6)は $\theta_o = 15^\circ \sim 20^\circ$ として、

$$C_o = 0.3 \sim 0.5 \quad (2.2.8)$$

となり、発生後、 $C_o = 0.3 \sim 0.5$ 程度になるまで侵食発達して行く。侵食して行く堆積層の飽和度を S とすると、水と土砂に対する連続条件から

$$C_o = \frac{V_{so} + V_e C_*}{\{V_o + V_e(1 - C_x)S\} + (V_{so} + V_e C_*)} \quad (2.2.9)$$

が成り立つ。ここに C_* は堆積層の土砂の堆積濃度、 V_e は侵食量である。供給される土砂量に対する侵食量の比は式(2.2.9)を変形して、

$$\frac{V_e}{V_{so}} = \frac{(C_o - 1) + C_o \frac{V_o}{V_{so}}}{[C_* \{C_* + (1 - C_*)S\} C_o]} \quad (2.2.10)$$

と求まる。 V_o/V_{so} を式(2.2.5)で与え、 C_* を0.6とおくと式(2.2.10)は

$$\frac{V_e}{V_{so}} = \frac{6C_o - 1}{0.6 - (0.4S + 0.6)C_o} \quad (2.2.10)$$

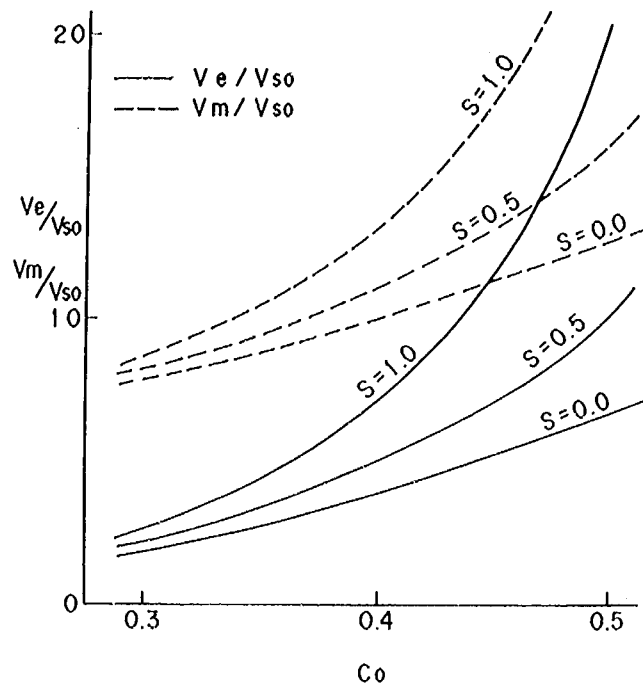
となる。供給土砂量に対する発達後の泥流の総体積 V_m の比は、

$$\frac{V_m}{V_{so}} = \frac{V_{so} + V_o + V_e}{V_{so}} = 6 + \frac{6C_o - 1}{0.6 - (0.4S + 0.6)C_o} \quad (2.2.11)$$

となる。飽和度 S をパラメーターとしたとき C_o と V_e/V_{so} 、 V_m/V_{so} の関係を図-2.1に示す。ところで式(2.2.5)、式(2.2.10)、式(2.2.11)は供給土砂の温度を 800°C としたときの十分に平衡に達するまでの斜面長がある場合の値であるので、供給土砂の温度、冠雪の状態、堆積土砂、あるいは斜面の受食性により異なってくる。一般的には溶岩を除く、火山灰等の火山噴出物は $600^\circ\text{C} \sim 800^\circ\text{C}$ といわれており、火砕流や、火口近傍の山腹斜面の崩壊土砂による融雪により生ずる泥流の規模としては、式(2.2.5)、式(2.2.10)、式(2.2.11)がいわゆる可能量として与えられると考えてよい。すなわち、条件さえそろえば、噴出あるいは崩壊土砂量の10~20倍の総流量をもつ泥流が発生することになる。

2.2.2 流下過程

標高1,000 m以下の区間では、泥流は巨礫を溪床沿いに堆積させながら、上富良野の平地部へと流下していった。この区間での巨礫の堆積は、そのほとんどを標高1,000 m以上の斜面で堆積させたあとの堆積



図－2.1 平衡濃度と泥流の規模との関係

であり，掃流の移動限界に対応する堆積である。巨礫を輸送してきたのは，水と比較的細い土砂からなる大規模な泥流であり，この区間では，レイノルズ応力が卓越する流れであったと推定される。泥流の流下に要した時間は泥流の発生から上富良野の平地の入口まで20分程度と言われており，この区間での泥流ハイドログラフの変形はほとんどなかったと想像される。以上から，流下区間での泥流を乱流と，それによる巨礫の輸送で特徴づけることができる。流下区間での泥流のふるまいは，たとえば抵抗則にて Manning 則を導入した 1 次元不定流解析と，河床変動を組合せたモデルで評価することができる。流砂量をどのように推定するかは重要な問題であるが，いわゆる掃流砂との相似性を期待し，かつ，移動限界付近の挙動に重点をあてることを考えると，形の単純な Meyer-Peter-Müller 式を用いてシミュレートしても十分現象を近似できると考えられる。

2.2.3 氾濫・堆積過程

上富良野の平地に入ってくると泥流は 2 次元的に広がりながら流下する。上富良野の市街地の下流から上富良野の盆地を見ると，この広大な氾濫地は，泥流ハイドログラフの自然の調節池としての役割をはたしている。この面的な広がりをもつ平地における，刻々と変化する氾濫域と流況の変化は 2 次元の不定流計算によってシミュレートすることができる。また，氾濫に伴う土砂の堆積は，急激な掃流力の減少によって生じるものの，掃流力の場所的，時間的变化が bed load, suspended load, wash load の成分を変化させるため，その定量的評価はむずかしい。しかし，堆積そのものは，むしろ氾濫域の掃流力の小さい場所で生じるため，流れが強いところでは，ほとんど堆積を生じない。すなわち，堆積は，洪水の後期，および流れの弱い所で進むことになるため，洪水の氾濫域を予測することが堆積を生じる範囲を予測することにつながる。

3. 現況砂防施設の火山泥流災害防止効果

現況では溪流沿いに砂防ダム、床固工が施工してある。本章ではこれらの施設が火山泥流を対象としたときどの程度の効果があるかについて検討する。

3.1 効果の検討

配置されている砂防施設の効果を数量化する場合、火山泥流そのものに対する泥流の貯留と洪水調節、および泥流に含まれる土砂の貯留と調節の両者に分けて、その評価法を検討する必要がある。効果を評価する前提として溪流に配置されているダムは除石をし、空の状態に泥流に対処するものとする。砂防ダムの強度が不足するときは補強するものとする。降雨を対象とする通常砂防の土砂扞止のための護岸の効果については通常洪水の疎通能力しかないため流量規模の大きい火山泥流に対してはほとんど効果を期待できない。床固工、帯工についても同様のことがいえ、火山泥流を考慮したこれら施設であれば扞止効果を望めるが、従来の砂防計画を対象とした施設であればその効果をほとんど期待できない。

(1) 砂防ダムの効果

砂防ダムの機能のうち、火山泥流そのものの貯留・洪水調節を評価する場合、貯留、調節の対象が流体であることから、貯留量としてはダム天端から水平に貯留された状態で効果量を見積ることができるが洪水調節についてはこのような定量的評価は困難である。しかし、洪水の継続時間が非常に短いことから、泥流の総流量にたいする貯留量の比でその程度を評価することはできるであろう。一方、泥流に含まれる土砂の貯留、調節に関する評価は、貯砂量に調節量を加えて行えばよい。

(2) 床固工、帯工

床固工、帯工による生産土砂の扞止効果は、従来の降雨を対象とした方法に準じて見積ることができる。

3.2 現況施設の効果

現況施設の効果について、3.1での方法で効果を評価してみる。対象とする火山泥流の規模は大正15年の火山泥流程度とし、総流量 1,330 m³とする。

(1) 泥流の貯留、調節

1号、2号、3号砂防ダムの容量は第1章で記述しているが表-3.1に示すようである。表-3.1には対象規模の泥流に対する各砂防ダムの効果の評価がともに示してある。表-3.1から既設の砂防ダムでは、泥流の貯留についてみると、1割弱とほとんど効果がないことがわかる。また、洪水調節についてもそれぞれのダムで評価して最大5%程度であり、ダムによる泥流ハイドログラフの調節はあまり期待できない。

(2) 土砂の扞止、貯留、調節

土砂については、昭和55年に策定された基本計画に記されているように、計画完成時には掃流砂についてはほぼ処理することができる。しかし、浮遊砂やウォッシュ・ロードについては処理できず泥流の構成

表-3.1 砂防ダムの効果の評価

ダ ム	流 入 量	貯 留 量	流 出 量	貯留量/流入量
1号砂防ダム	1,330 万 m ³	60,000 m ³	1,324 万 m ³	0.0045
2号砂防ダム	1,324 万 m ³	424,000 m ³	1,282 万 m ³	0.0320
3号砂防ダム	1,282 万 m ³	690,000 m ³	1,213 万 m ³	0.0538
全 体	1,330 万 m ³	1,174,000 m ³	1,213 万 m ³	0.0883

成分の一部として上富良野の平地部へと流下してゆく。以上から、現況、昭和55年に策定の基本計画を通して、火山泥流中の掃流砂についてはほぼ処理できるものの泥流本体に対してはほとんど効果がないといえる。

4. 泥流災害防止のための工法

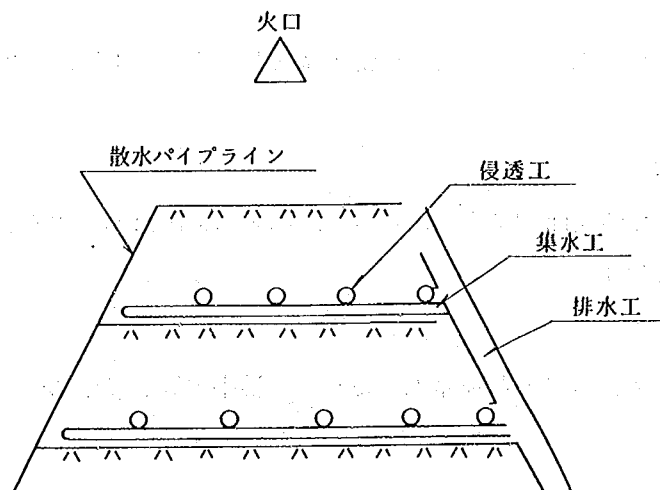
泥流災害防止のための工法を、泥流の発生・発達・流下・氾濫堆積の各過程毎に、それぞれの過程に要求される機能面から整理・検討する。

4.1 発生・発達域の工法

発生・発達過程に設ける施設に要求される機能は、外力を減少させるか、抵抗力を増加させるかである。

(1) 外力を減少させる工法

外力を減少させるには、供給水を減少させるか、排水する、あるいは広く分散させる等がある。供給水を減少させるには、火山噴火の可能性が高くなったとき、あらかじめ除雪、融雪し、噴火時に高温の火山噴出物、斜面崩壊物が到達する範囲に雪が存在しないようにする。融解後の水は、集水し、排水する。除雪のための工法というのは考えにくいですが、融雪は温水あるいは地下水のパイプラインを斜面に設置して散水する方法が考えられる（図－4.1）。ただし、必要な水量、水温、十分な水量の確保の可能性、搬送ポンプの容量等検討すべきことは多いが、ここでは具体的に検討していない。



図－4.1 散水による融雪工と集水・排水工の模式図

(2) 抵抗力を増加させる工法

抵抗力を増加させるには、①地表の侵食抵抗力を増加させる、②受動領域を設ける、ことが考えられる。①については、不安定堆積物をネット、幕状の人工物で被覆する。また、効果の程度は不明であるが笹や芝を植える等が考えられる。②については、床固工・帯工の他に杭等を設けることが考えられる。

(1)、(2)をそれぞれ目的として配置された施設は、目的の機能のみだけでなく、たとえば、(1)の目的で設けた施設が(2)の機能も同時に果すのが望ましい。

4.2 流下区間の工法

流下区間では、泥流の大きな掃流力による表面侵食による土砂、流木の生産の扞止、流砂の制御、泥流ハイドログラフの調節が目的となる。

(1) 表面侵食の防止工、流木生産の防止工

- ① 泥流により容易に流木となる植性の地域に泥流が流下しないように導流堤で誘導する。
- ② 裸地を笹などの植性で覆い、耐食性を増す。
- ③ 床固工、帯工などにより溪床・斜面の不安定土砂の扞止を行う。
- ④ 流路の彎曲部、狭さく部では側岸の護岸を行う。

(2) 流砂の制御

砂防ダム（スリットダムなどのオープンダムを含む）によって粒度分布、掃流砂を制御し、ひいては泥流の洪水波形の調節を可能とする。

(3) 泥流の洪水調節

大規模な砂防ダム（泥流貯留ダム）や、大きなスリットダムを設け、泥流の貯留、調節を行う。特に大規模なスリットダムを直列に数基設けると洪水調節能力が大きくなる。また、このスリットダムは単に泥流の洪水調節だけでなく、それによるせき上げ背水から大きな流出土砂の調節も期待できる。

4.3 氾濫・堆積域の工法

この区間では、平地への入口で、泥流を貯留・調節し、また、平地内の保全対象を守るべく氾濫域を制限する施設を必要とする。

(1) 泥流の貯留・調節工

平地部への入口で、泥流を面的に大量に貯留・調節するための導流堤を設ける。谷の出口を締切ることにより大きな空間を確保する。

(2) 氾濫制御工

氾濫域を制御するため、大規模な流路工、導流堤、輪中堤等を設ける。

5. 泥流対策施設の計画・設計・施工時の留意事項

本章では、第4章で述べた各種工法を計画・設計・施工するときの留意点について検討する。泥流の発生・発達、流下、氾濫・堆積の各過程に分けて検討し、さらに全体としての留意点について整理する。

5.1 発生・発達域における留意事項

泥流の発生・発達を防止・抑制するためには、施設を面的に配置する必要がある。そのため、ひとつの施設が外力の緩和と抵抗力の増加の両方に効果をもつのが望ましい。泥流の発生・発達域で十分な効果が発揮されると、泥流の規模がはるかに小さくなるため効果が高いが、その計画・施工範囲が噴火口の周辺に限られるため、噴火口の位置の予測がむずかしいと広範な範囲を対象としなければならない。したがって、過去の火山活動の記録、保全対象を考慮して危険度の高い斜面を選択する必要がある。

5.2 流下域における留意事項

流下域における諸施設は、泥流の大きな流体力にさらされるため、十分な強度を持った施設としなければならない。また、流動深も大きく、土砂深度も高いので摩耗についても十分留意する必要があるかもしれない。また、通常砂防を目的とした諸施設の泥流に対する効果を期待する場合は、安定でかつ十分な強度をもつ構造に改良する必要がある。ただし、強すぎる必要はない。泥流の発生頻度は高くないので機能さえ発揮すれば、一部被害があっても修繕すればよい。

5.3 氾濫・堆積域における留意事項

溪流出口の扇状地から平地にかけての区間では、土地利用が高くなり、また、施設も広い面積を有するものが多くなるため、施設の最適配置と普段の利用の仕方について検討しておく必要があるだろう。溪流の出口に設ける導流堤により囲まれる泥流の貯留空間は平地に流入してくる泥流を十分に貯留・調節できるだけの容量が必要である。大流路工の線形と規模は、氾濫時の流れの特性を数値シミュレーションで把握し、流れやすいように、また、地域社会の条件となるべく背反しないように定める必要がある。

5.4 全体を通じての留意点

大規模な火山泥流にこれらの施設で対処する場合、施設に期待される機能は、施設単体としては十分には発揮されにくく、むしろ施設群としてはじめて期待される機能が発揮される。従って、個々の施設ではなく、全体として計画すべきである。また、火山泥流の発生頻度は高くないので、計画の段階で、施工に長期間を有す工事、1年程度で終了する工事、数ヶ月で終了する工事、数日で終了する工事と分類し、火山活動の状態を監視しながら施工が可能なような柔軟な計画とすることが重要である。

6. 十勝岳西側斜面，富良野川流域における泥流災害対策施設の概略配置

6.1 対象規模

大正15年泥流程度を対象規模とし，総流量1,330万 m^3 ，ハイドログラフは三角形で継続時間1時間，ピークがハイドログラフの12分の位置にあるとする（図-6.1）。

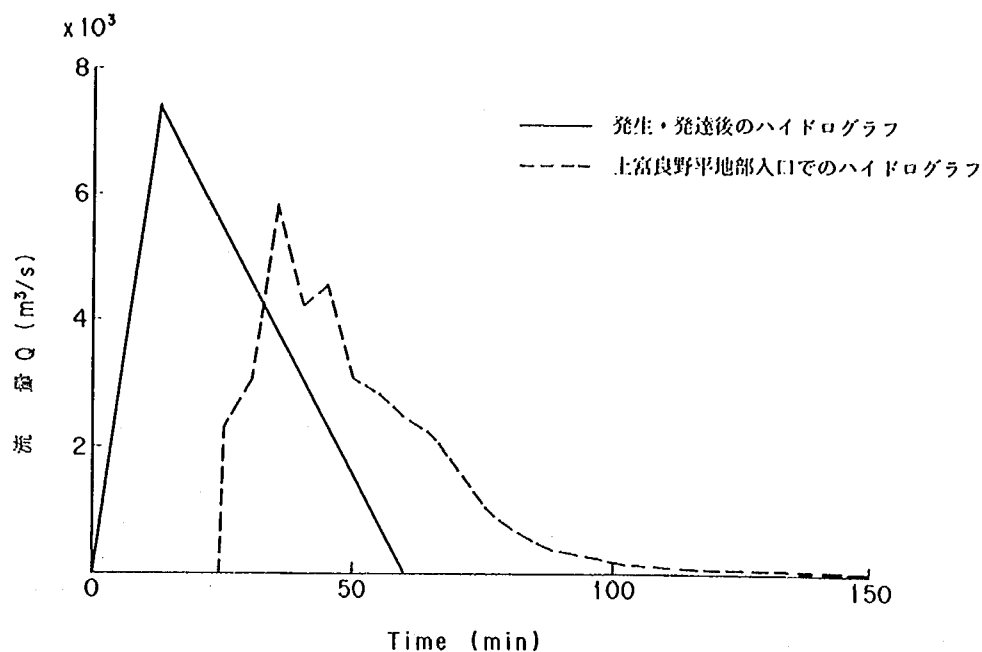


図-6.1 対象泥流のハイドログラフ

6.2 施設配置の方針

(1) 発生・発達域

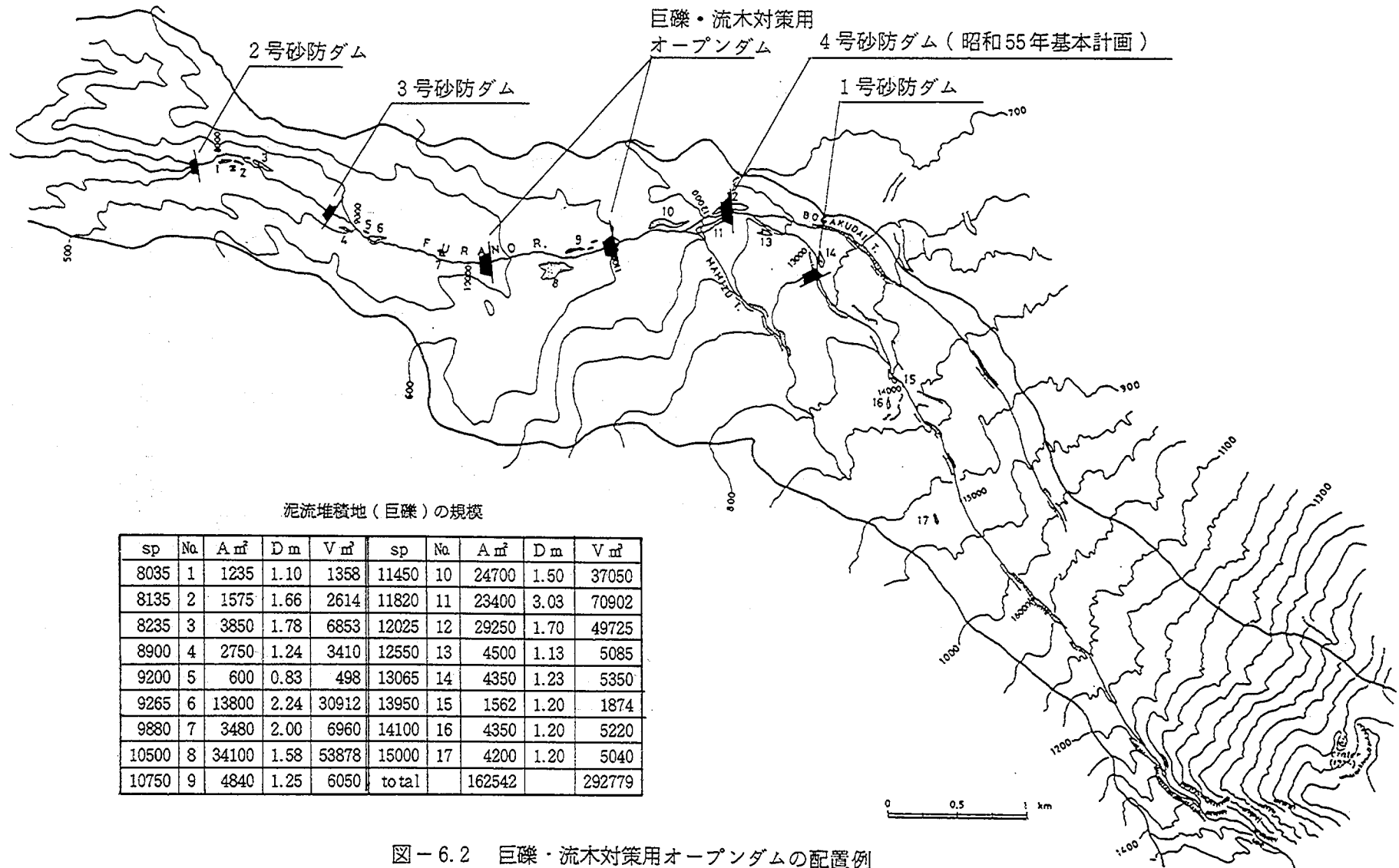
ここでは，発生・発達域における施設配置は行わない。したがって計画ハイドログラフは変化しない。図-6.1で与えられるハイドログラフに対して，流下域，氾濫・堆積域でどの程度処理が可能かを検討する。

(2) 流下域

真水の沢と望岳台の沢との合流点より上流は昭和55年の基本計画と同様とする。これにより，泥流ハイドログラフの調節は望めないものの，掃流砂についてはほぼ処理できる。真水の沢と望岳台の沢との合流点から3号砂防ダムまでの間には，流木巨礫が集中してくるところであるので，流木対策用のオープンダムを設ける。2号砂防ダム下流から富良野川とピクカフラヌイ川合流点までの間に泥流の洪水調節用の大規模なスリットダムを数基設ける。

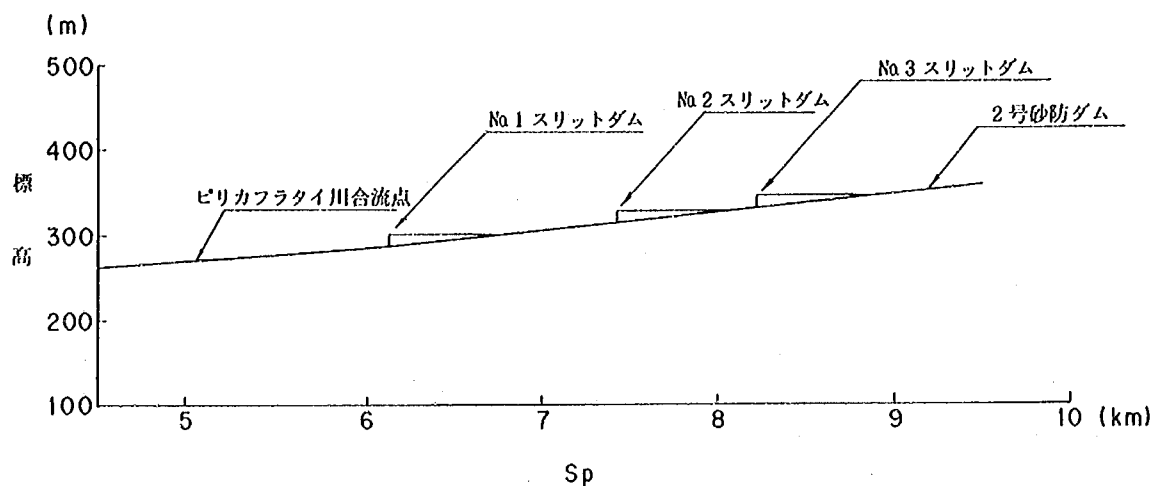
(3) 氾濫・堆積域

富良野川が上富良野の平地へ入ったところに導流堤を設け，泥流の貯留・調節用の空間を設ける。また上富良野の平地には大規模な流路工を設ける。



6.3 概略施設配置

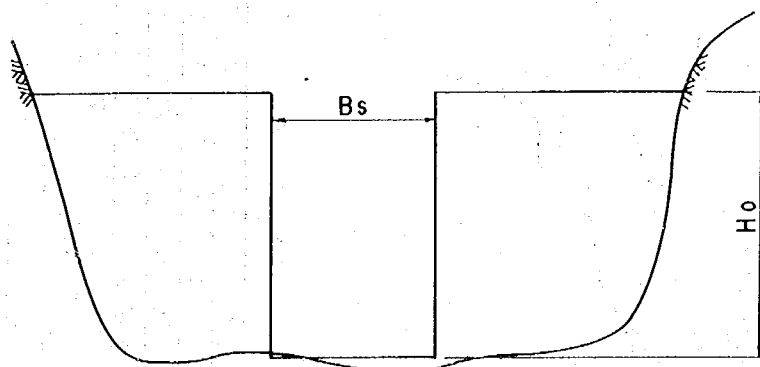
前節の方針にしたがって施設の概略配置を行う。オープンダムは図－6.2 に示す2基とする。泥流の洪水調節用スリットダムは図－6.3 に示すように3基設けるものとし、諸言を表－6.1 に示す。なお、スリットダムの模式図を図－6.4 に示す。



図－6.3 泥流の洪水調節用スリットダムの配置例

表－6.1 スリットダム諸言

	ダム高 H_o	スリット幅 B_s
No. 1 スリットダム	15 m	50 m
No. 2 "	15 m	70 m
No. 3 "	15 m	100 m



図－6.4 泥流洪水調節用スリットダム

氾濫域においては、谷の出口を導流堤で仕切り、さらに下流に流路工を設けることにする。導流堤は図－6.5に示すようにA・Bの2ケースを考え、導流堤の高さは、5 m, 10 m, 15 mの3通りを考える。

流路工は無施設時の計画泥流ハイドログラフに対する流量フラックスに関する数値シミュレーション結果（図－6.6）を参考に泥流が流れやすいように図－6.5のC・D 2コースを考える。それぞれの計画縦断を図－6.7，図－6.8に示す。

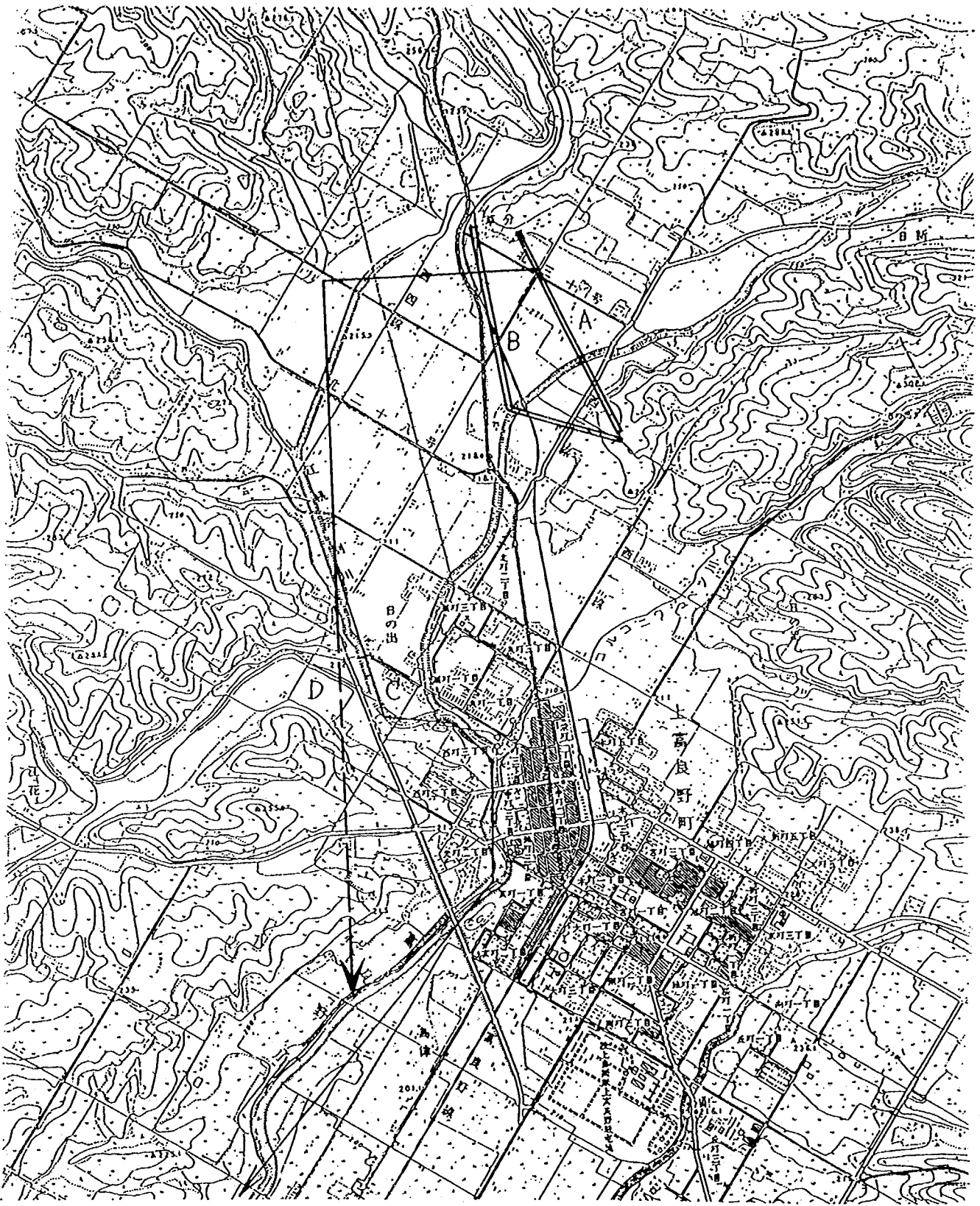


図-6.5 導流堤，流路工の計画平面図

***** TOKACHI DAKE --- HOKKAIDO TOKACHI --- CASE-1-2 *****

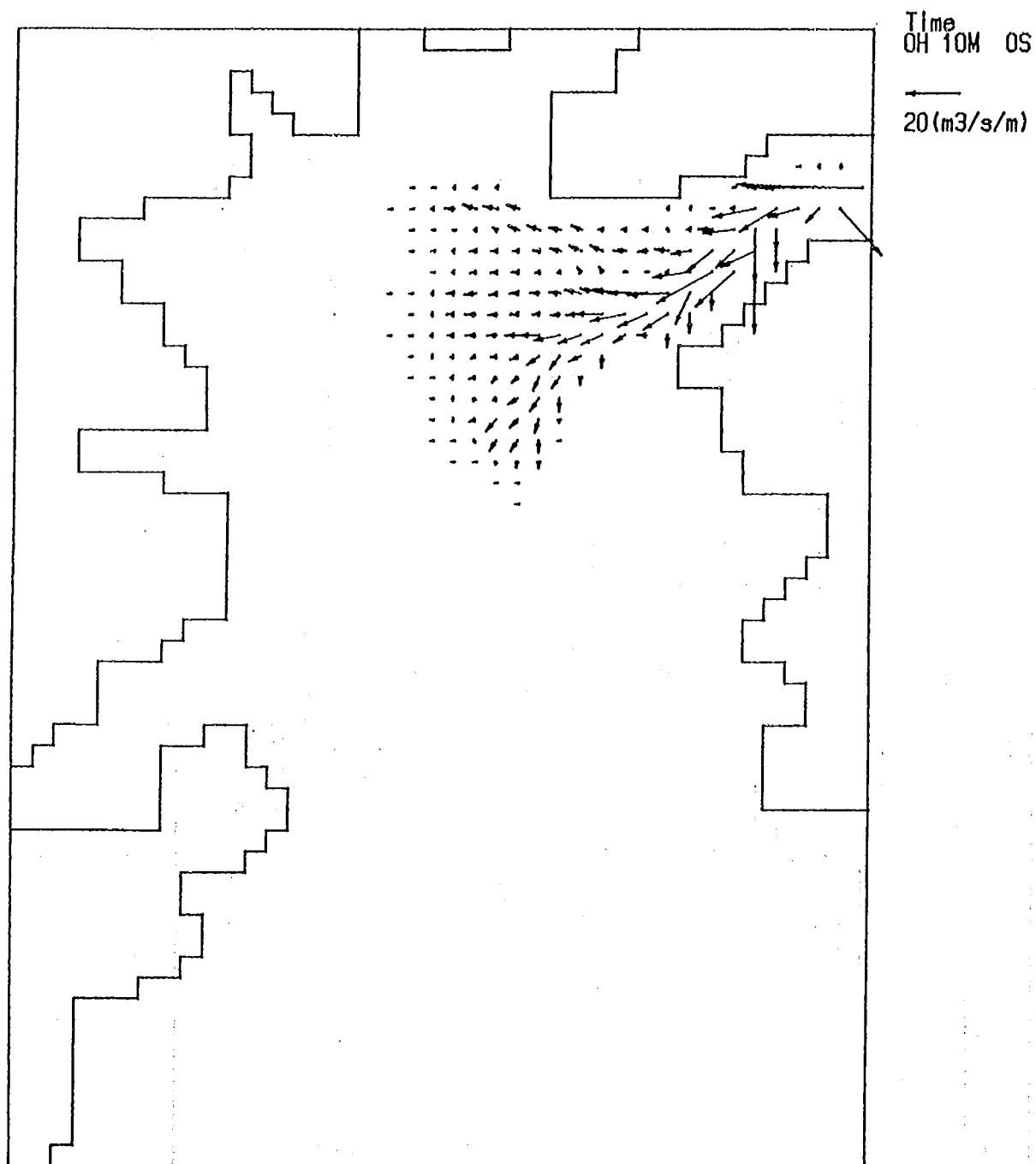


图-6.6(1)

***** TOKACHI DAKE --- HOKKAIDO TOKACHI --- CASE-1-2 *****

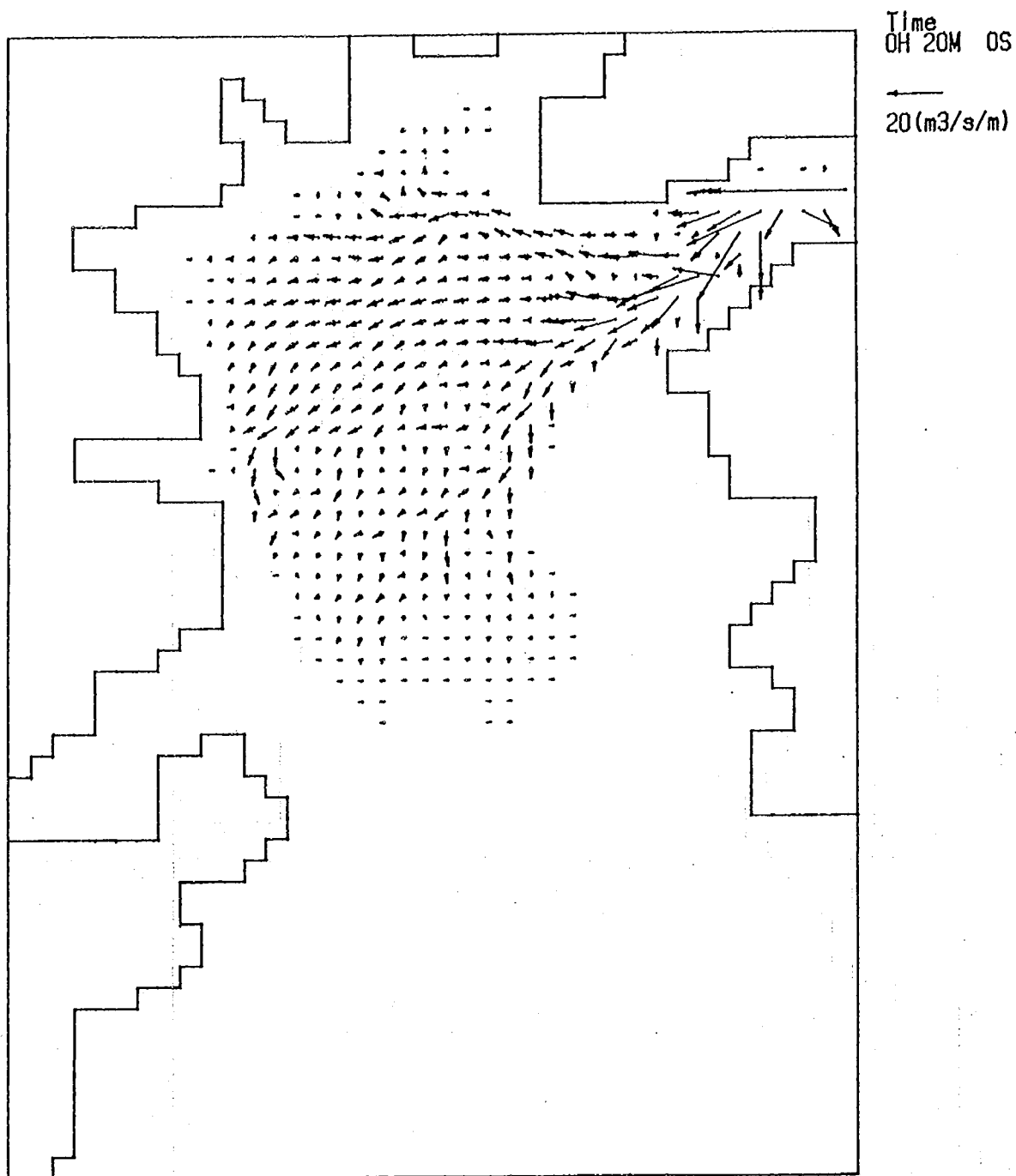


図-6.6(2)

***** TOKACHI DAKE ---- HOKKAIDO TOKACHI ---- CASE-1-2 *****

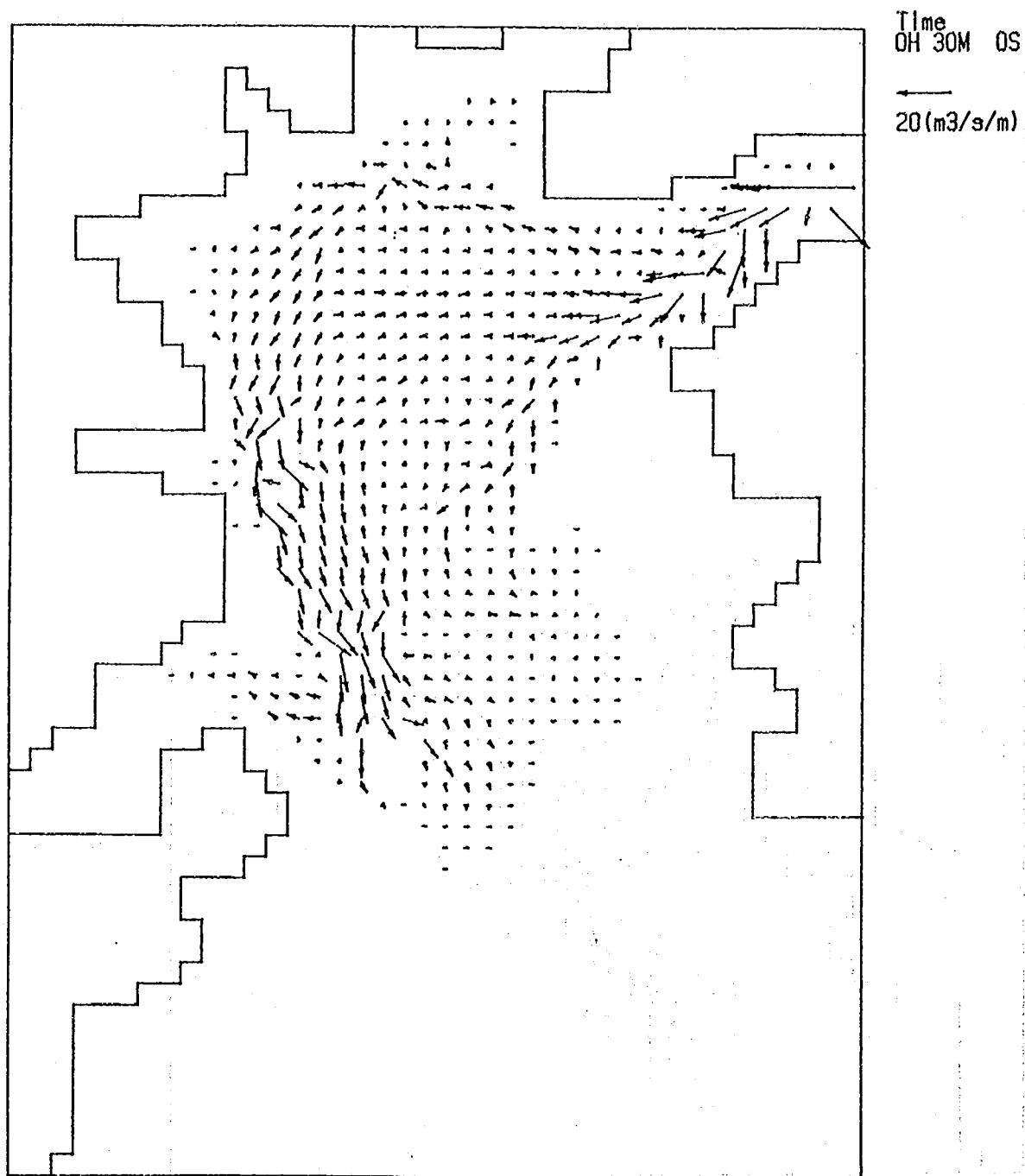


図 - 6.6 (3)

***** TOKACHI DAKE --- HOKKAIDO TOKACHI --- CASE-1-2 *****

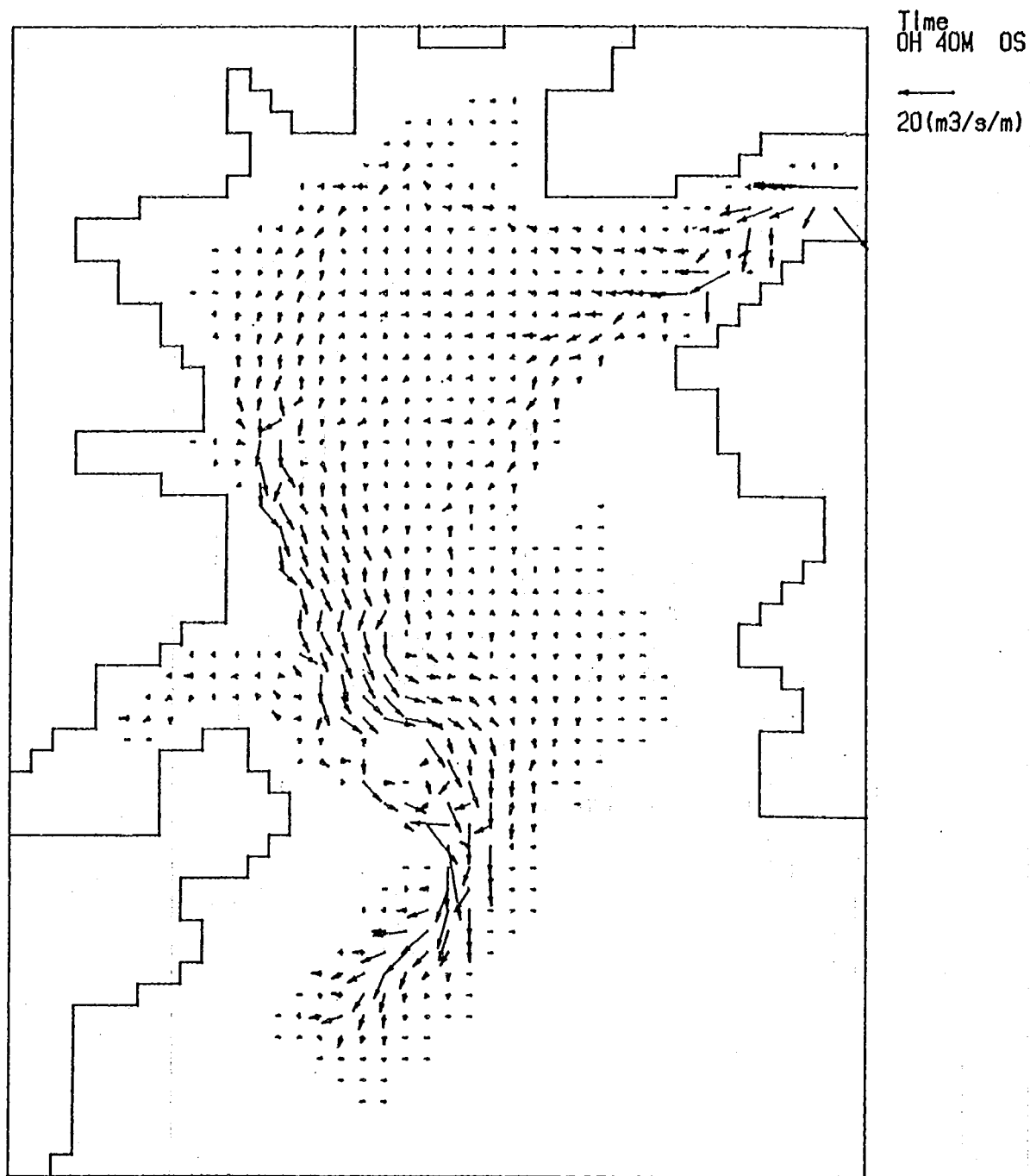


図 - 6.6 (4)

***** TOKACHI DAKE --- HOKKAIDO TOKACHI --- CASE-1-2 *****

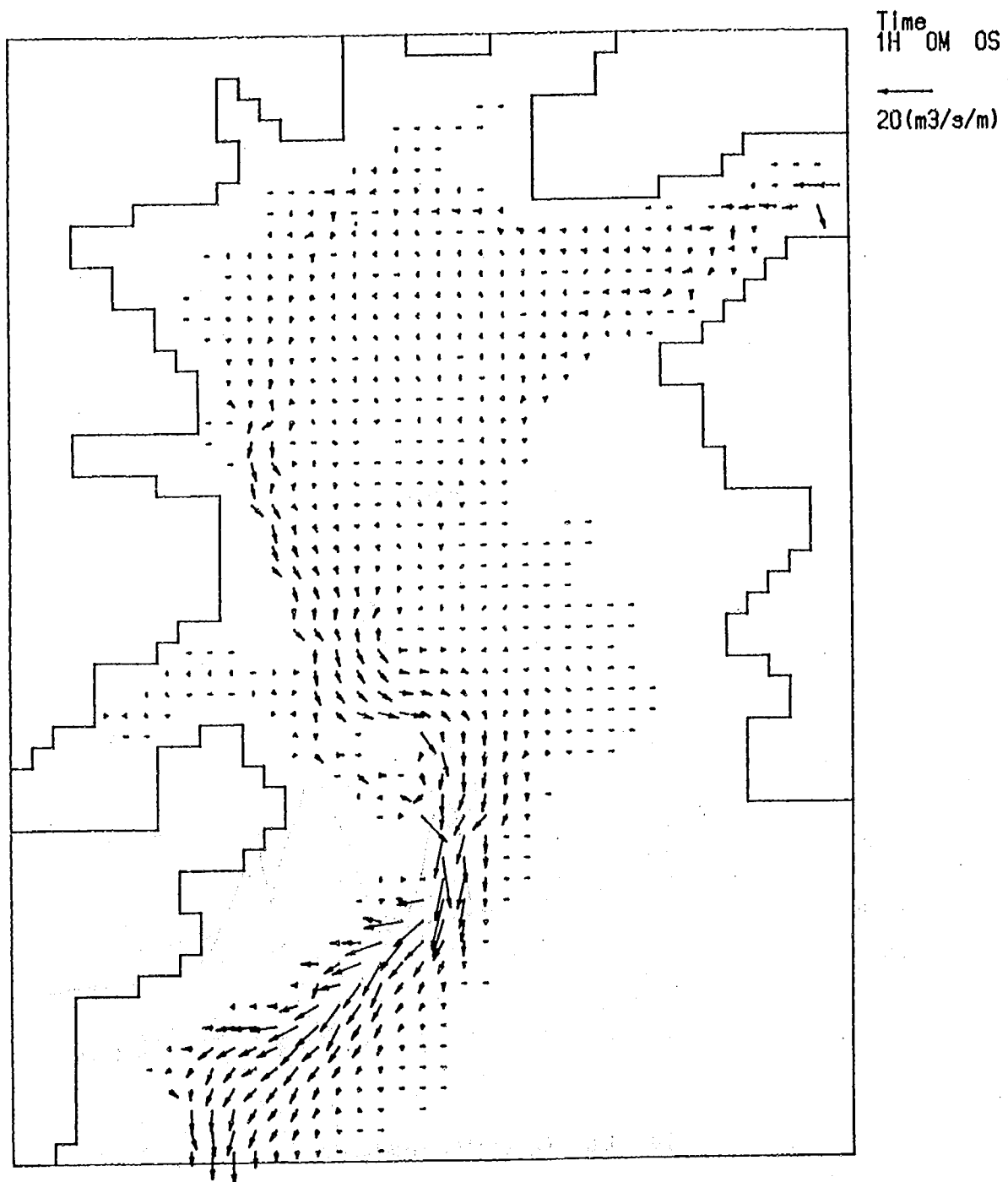
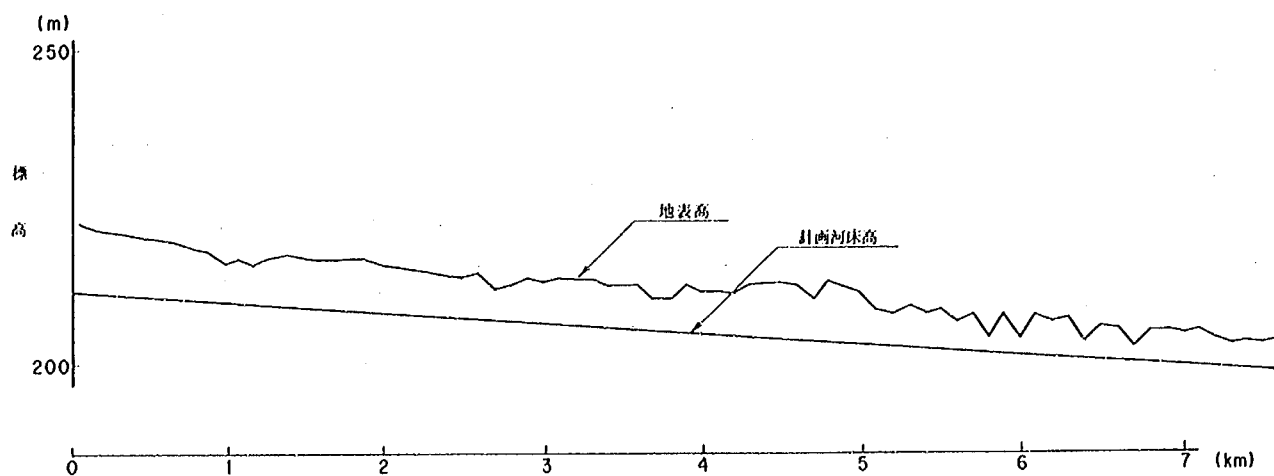
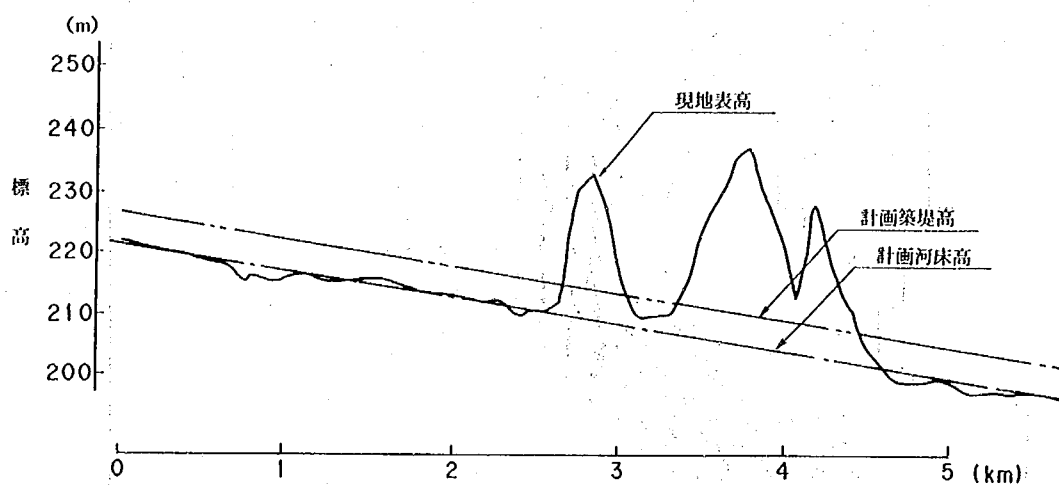


図 - 6.6 (5)



図一 6.7 Case Cの計画縦断面図



図一 6.8 Case Dの計画縦断面図

7. シミュレーションによる施設の効果の検討

前の章で行った施設の概略配置の効果について検討する。土砂については、すでに昭和55年基本計画の中で検討済みであるので、ここでは泥流ハイドログラフの貯留・調節と上富良野の平地における氾濫状態について数値シミュレーションを行い、その機能評価を行う。

7.1 スリットダムによる泥流の洪水調節機能に関するシミュレーション

スリットダムでは、上流からの泥流はせき上げられ、貯留・調節されて出て行く。ストックダムの洪水調節機能はスリット部のみを泥流が通過する場合と、越流部までも流れる場合に分けて考えなければならない。

スリットダムの調節機能は次ページの式(7.1.6)を計算することによってシミュレートできる。概略配置されたスリットダムに適用すると図-7.1に示すようになり、ピーク流量を $\frac{1}{2}$ 以下に、ピークの時刻を1時間以上遅らせることになる。

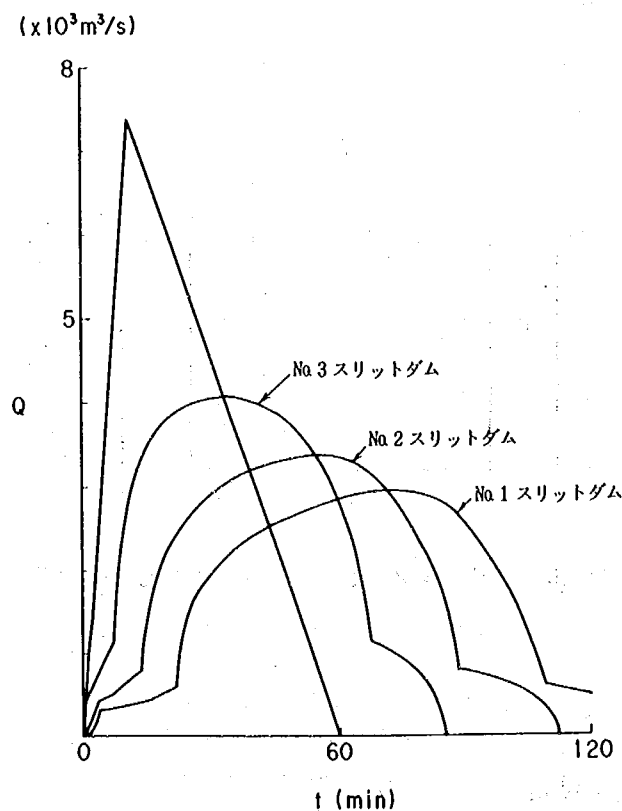
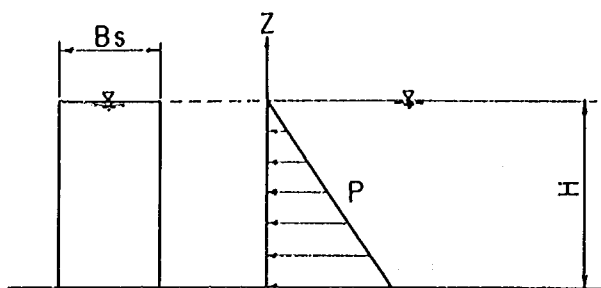


図-7.1 スリットダムによる泥流波形の変形

スリットダムの泥流調節機能

(1) スリット部の調節



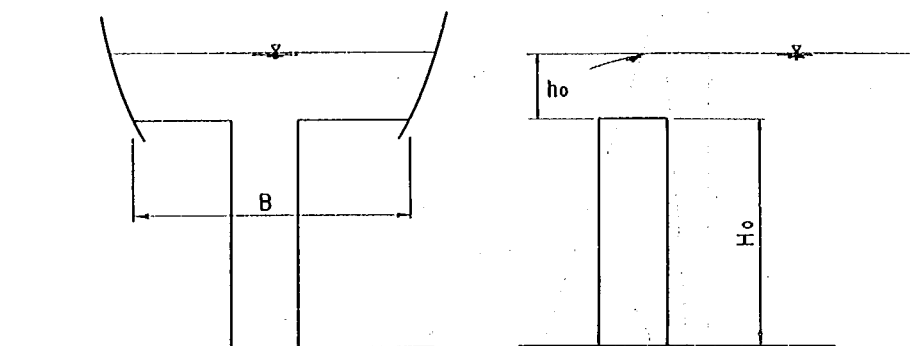
$$P(z) = \rho g (H - z) = \frac{1}{2} \rho u_z^2 \quad (7.1.1)$$

$$u_z = \{ 2g (H - z) \}^{\frac{1}{2}} \quad (7.1.2)$$

$$q = \int_0^H u_z dz = \sqrt{2gH} \left[-\frac{2}{3} (1 - \eta)^{\frac{3}{2}} \right]_0^1 = \frac{2}{3} \sqrt{2gH} \quad \left(\eta = \frac{z}{H} \right) \quad (7.1.3)$$

$$Q_{out} = q \cdot B_s = \frac{2}{3} B_s \sqrt{2gH} \quad B_s : \text{スリット幅} \quad (7.1.4)$$

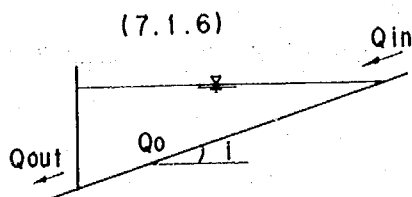
(2) 越流部



$$Q_{out} = \frac{2}{3} B_s \sqrt{2gH_o} + B \cdot \sqrt{2gh_o} \quad B : \text{越流部の代表幅} \quad (7.1.5)$$

(3) 貯留・調節部の連続式

$$\frac{B}{i} h \frac{\Delta h}{\Delta t} = Q_{in} - Q_{out} \quad (7.1.6)$$



7.2 導流堤、流路工に関する2次元氾濫シミュレーション

計算域をメッシュに分割し、導流堤A・B、流路工C・Dを図-7.2に示すように各メッシュにふり分ける。ハイドログラフは、スリットダムの効果を考慮せずに自然調節のみの図-6.1の破線のハイドログラフを用いる。

図-7.3は、導流堤ケースAのみを設けた場合でさほど効果はない。

図-7.4は、導流堤ケースBのみを設けた場合であるが、図-7.3同様、氾濫域はさほどせまくならない。

図-7.5は、導流堤ケースAと流路工ケースCを組合せた場合である。導流堤の高さの増加に伴ない急速に氾濫域が減少するのがわかる。ただし、到着時間が短くなっていることに注意する必要がある。

図-7.6は、導流堤ケースBに流路工ケースCを組合せたもので、高さ10m程度の導流堤を設けると氾濫はほとんどおさえられる。

図-7.7は、導流堤Bと流路工ケースDとを組合せたものであるが、屈曲部での氾濫が抑制されている。

以上から、10mの高さの導流堤Bと幅100m、深さ5m程度の流路工の組合せで、平地部での氾濫をほぼおさえることができ、上富良野の町を泥流災害から守ることができる。

7.3 泥流の洪水調節、氾濫シミュレーションの組合せ

本章では、流下域の施設と氾濫・堆積域の施設をそれぞれの施設の機能をするため独立に扱い、それぞれの機能評価の方法とそれを適用した結果を示したが、これらは上流から連続的に行うことにより、泥流の洪水調節のシミュレーションを一括して行うことができる。すなわち、流下域で7.1の方法で洪水波形の変形を評価し、変形したハイドログラフを用いて2次元の氾濫シミュレーションを行えばよい。



図-7.2 二次元解析メッシュ分割図

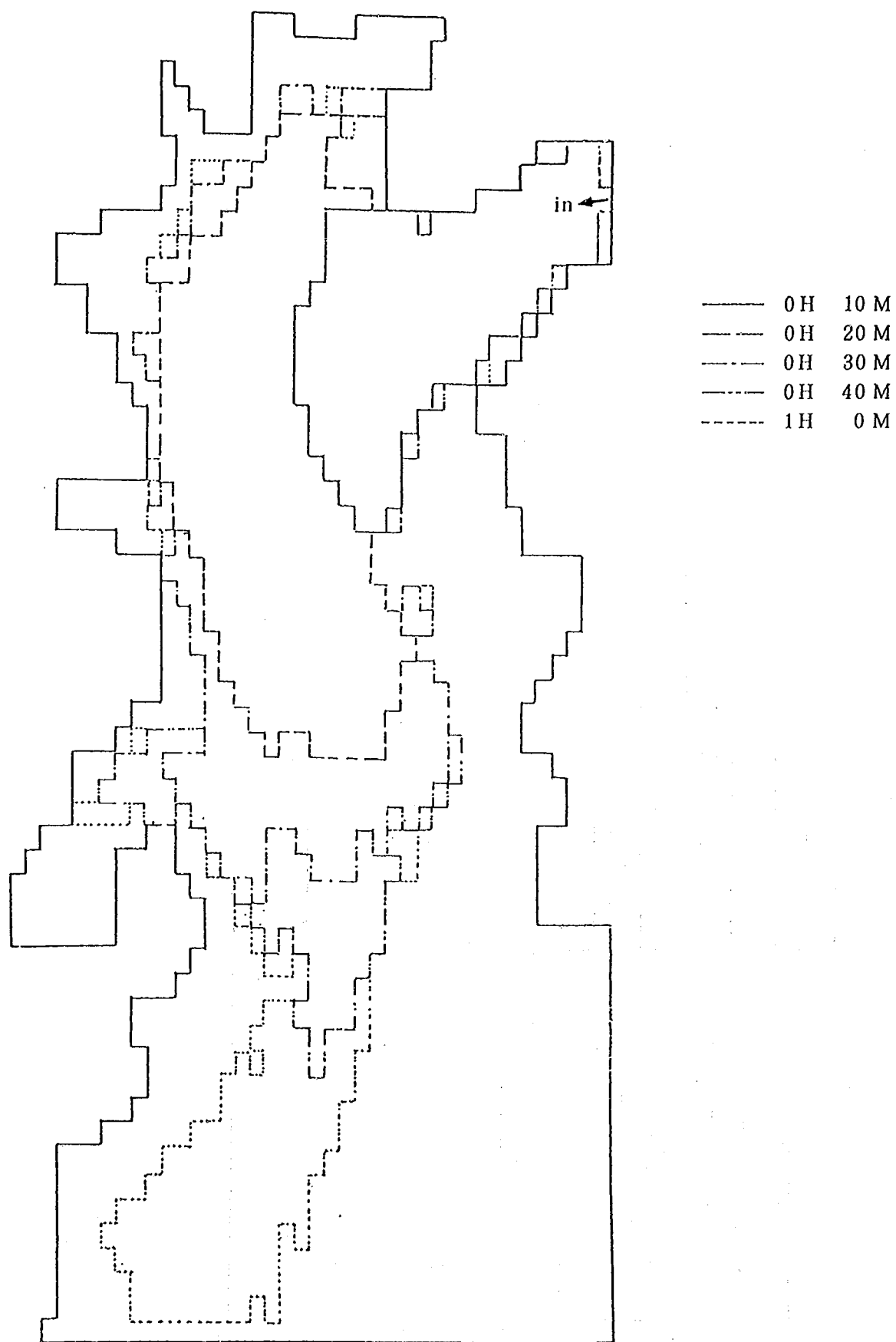


図-7.3(1) 導流堤 Case A のみ 導流堤高 5 m

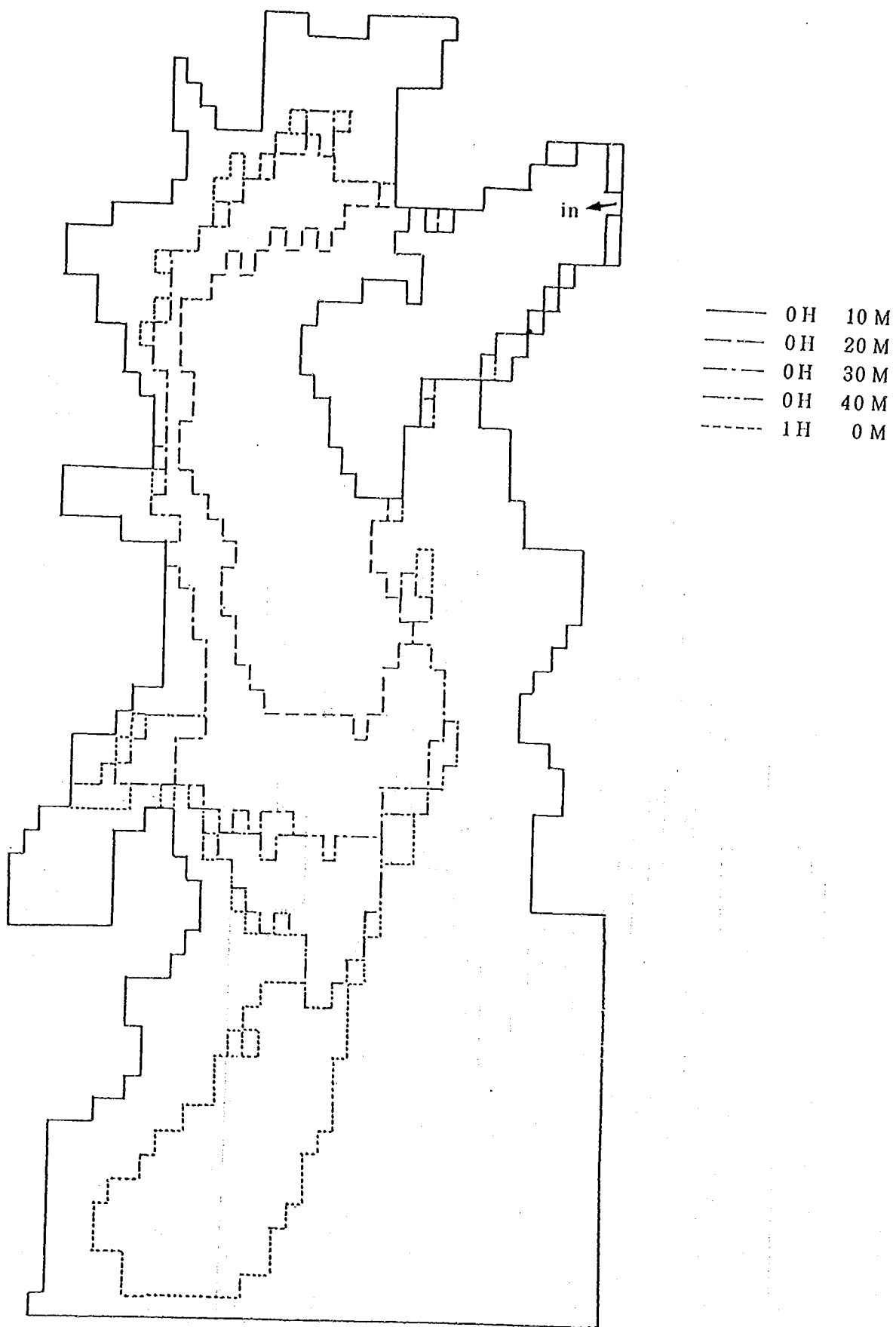


図-7.3(2) 導流堤Case Aのみ (高さ10m)

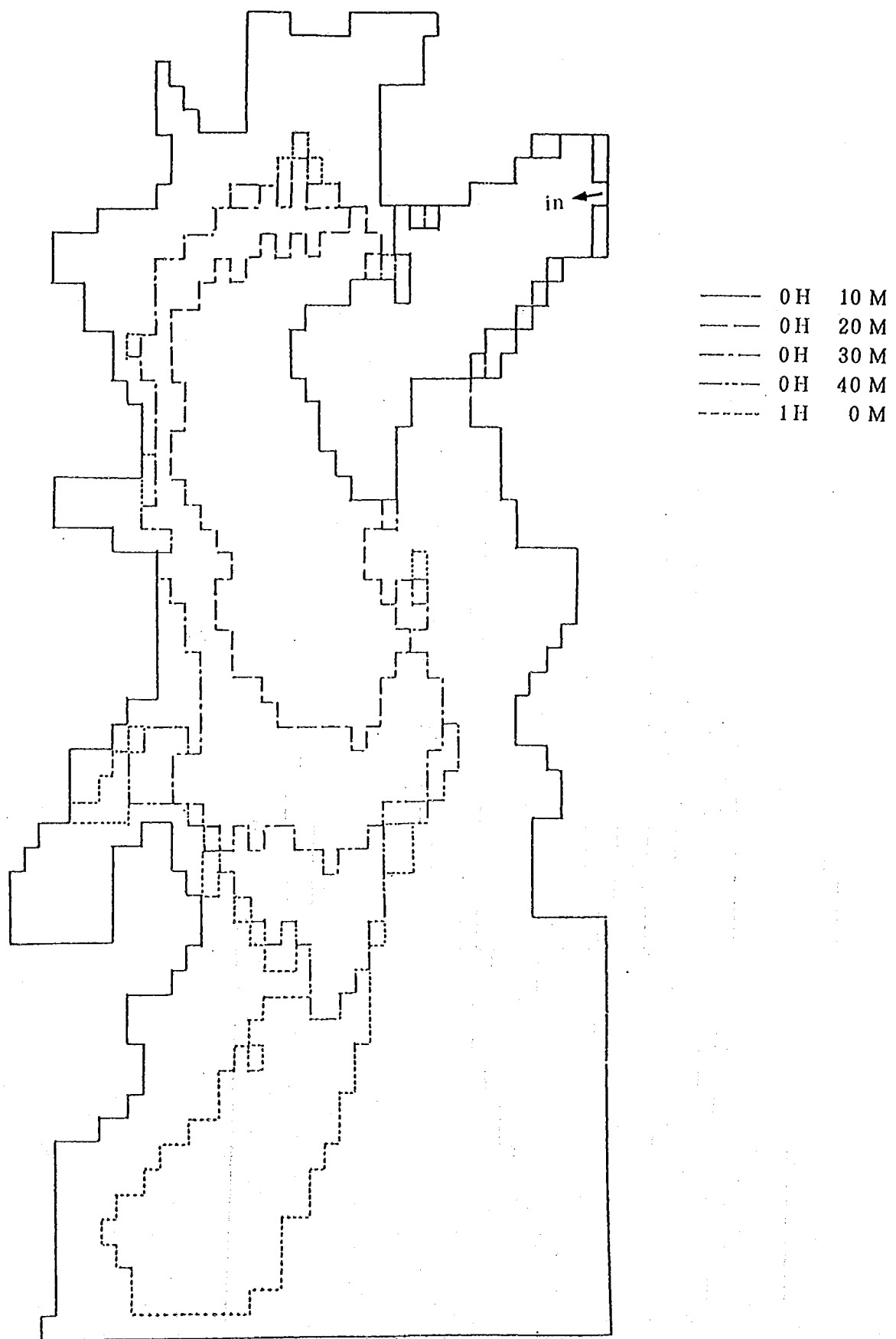


図-7.3(3) 導流堤Case Aのみ(高さ15m)

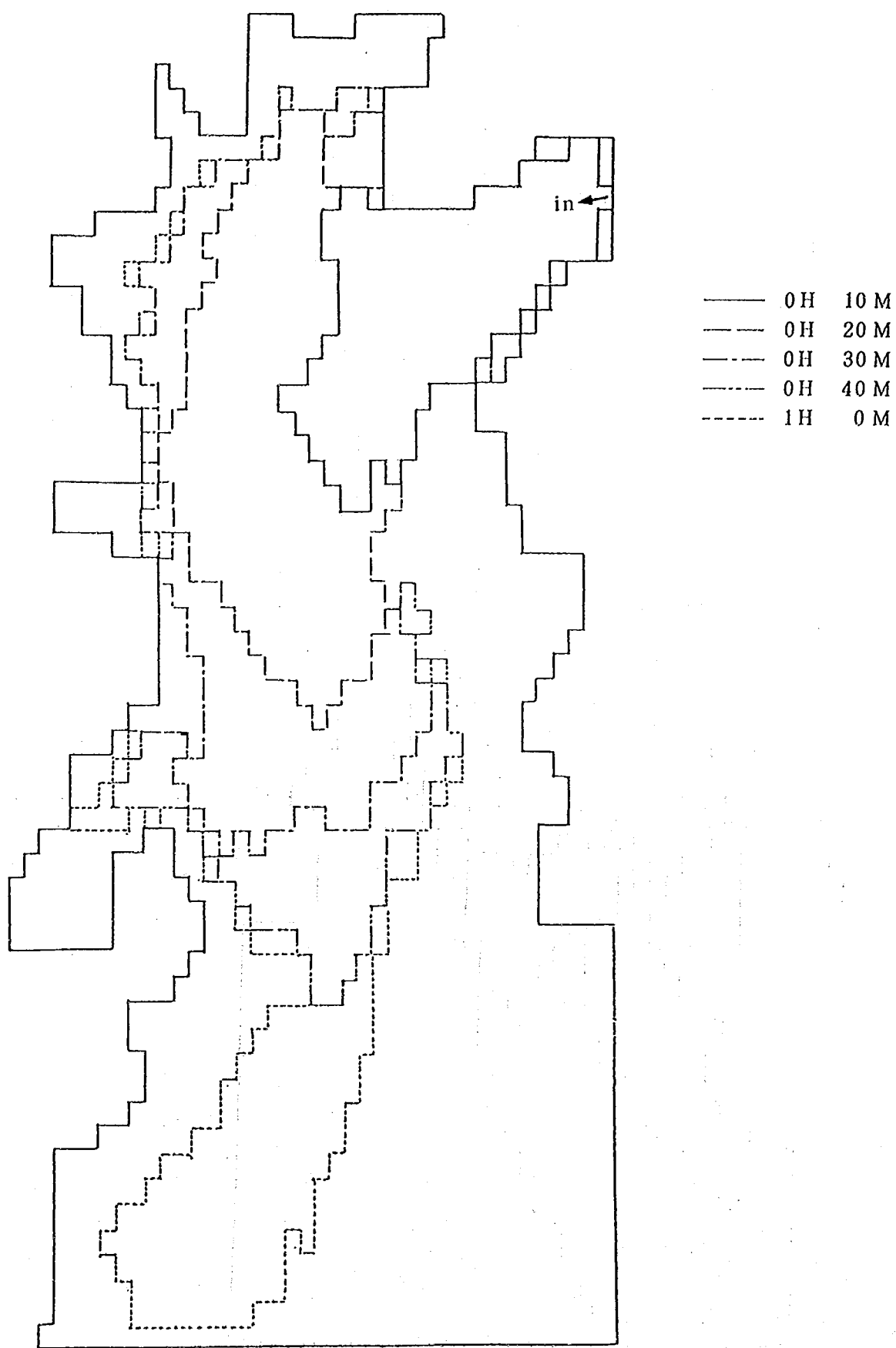


図-7.4(1) 導流堤 Case Bのみ(高さ 5 m)

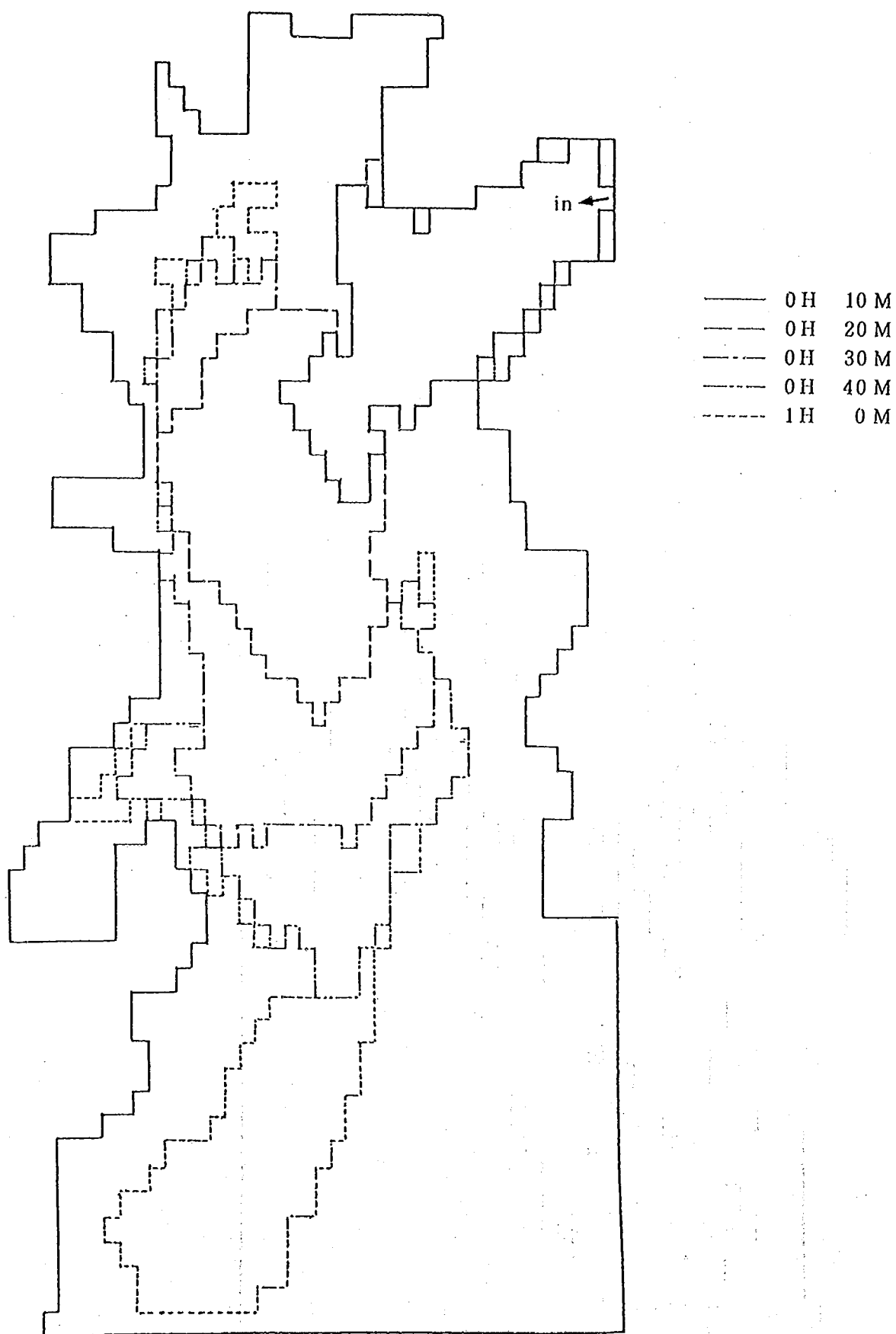


図-7.4(2) 導流堤 Case Bのみ (高さ10m)

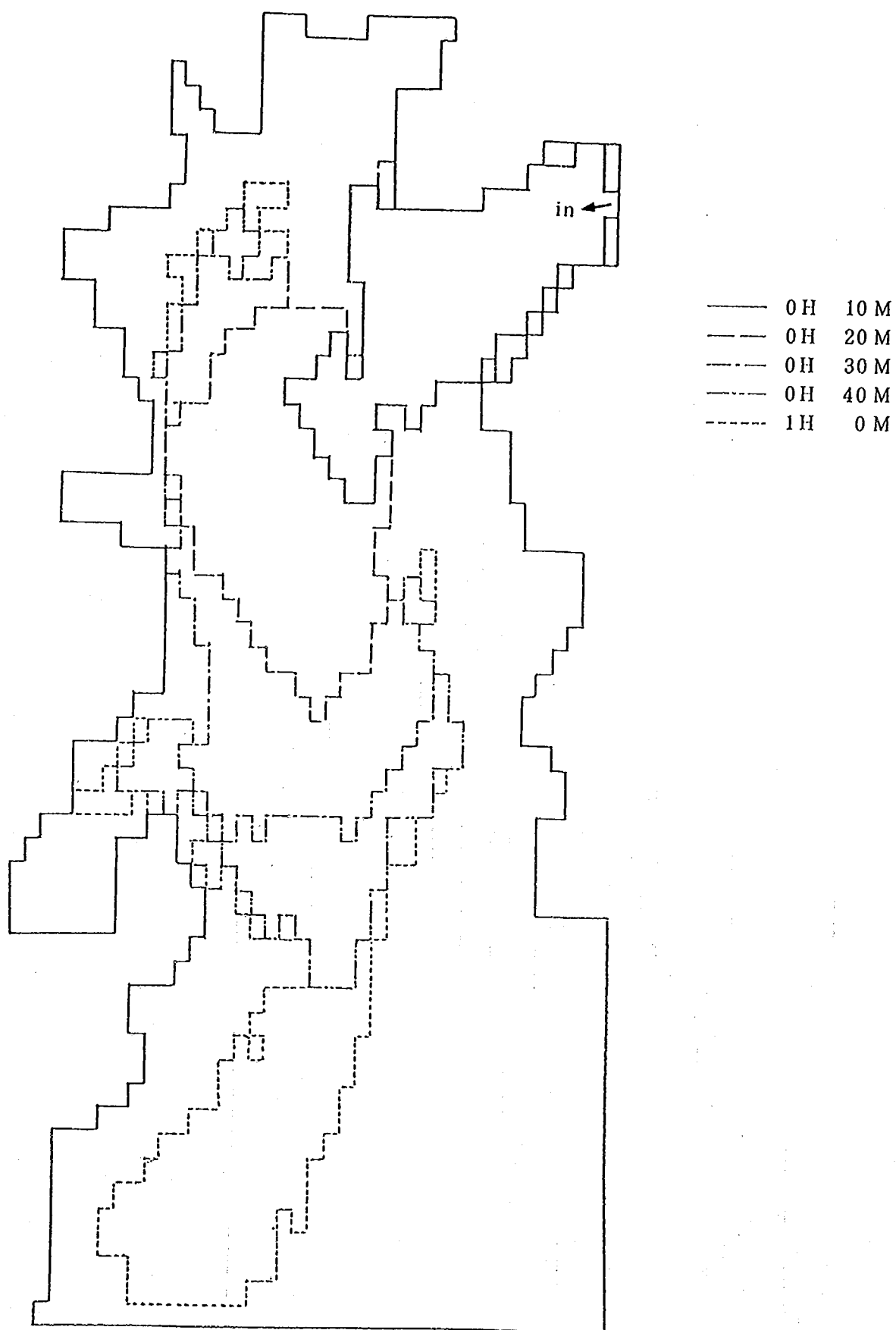


図-7.4(3) 導流堤 Case Bのみ (高さ15 m)

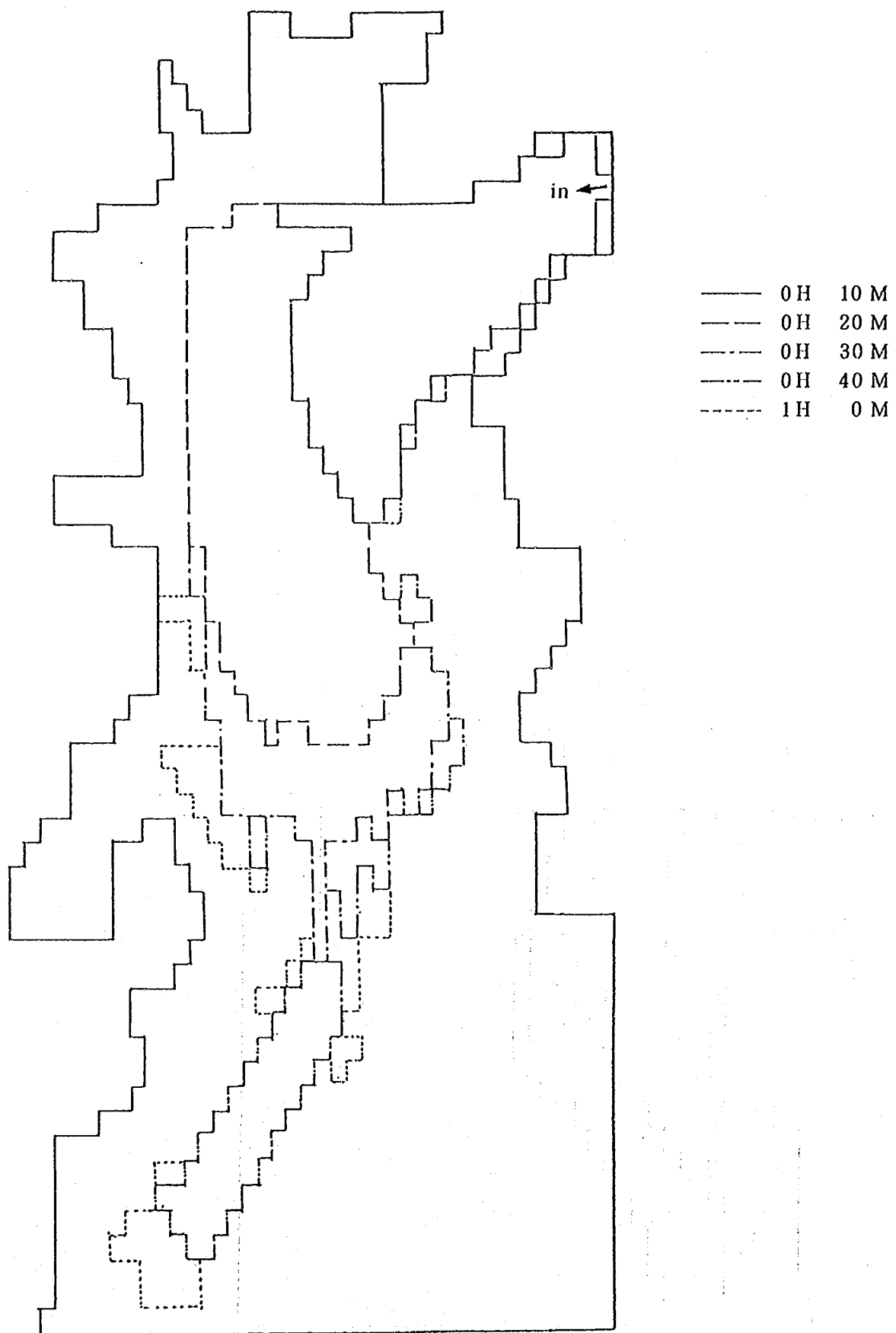


図-7.5(1) 導流堤Case A (5m) と流路工 Case C の組合せ

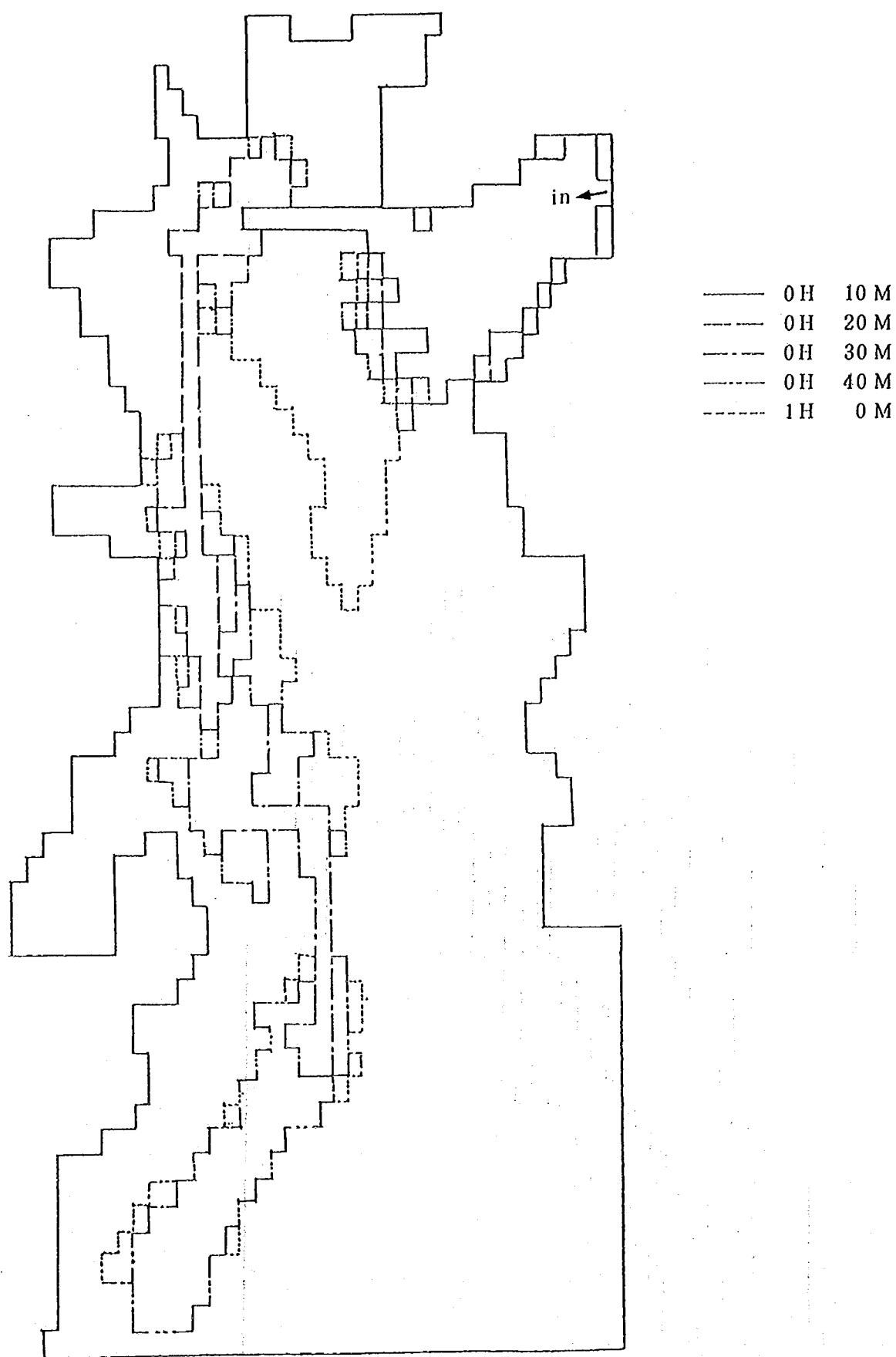


図-7.5(2) 導流堤 Case A (10m) と流路工 C との組合せ

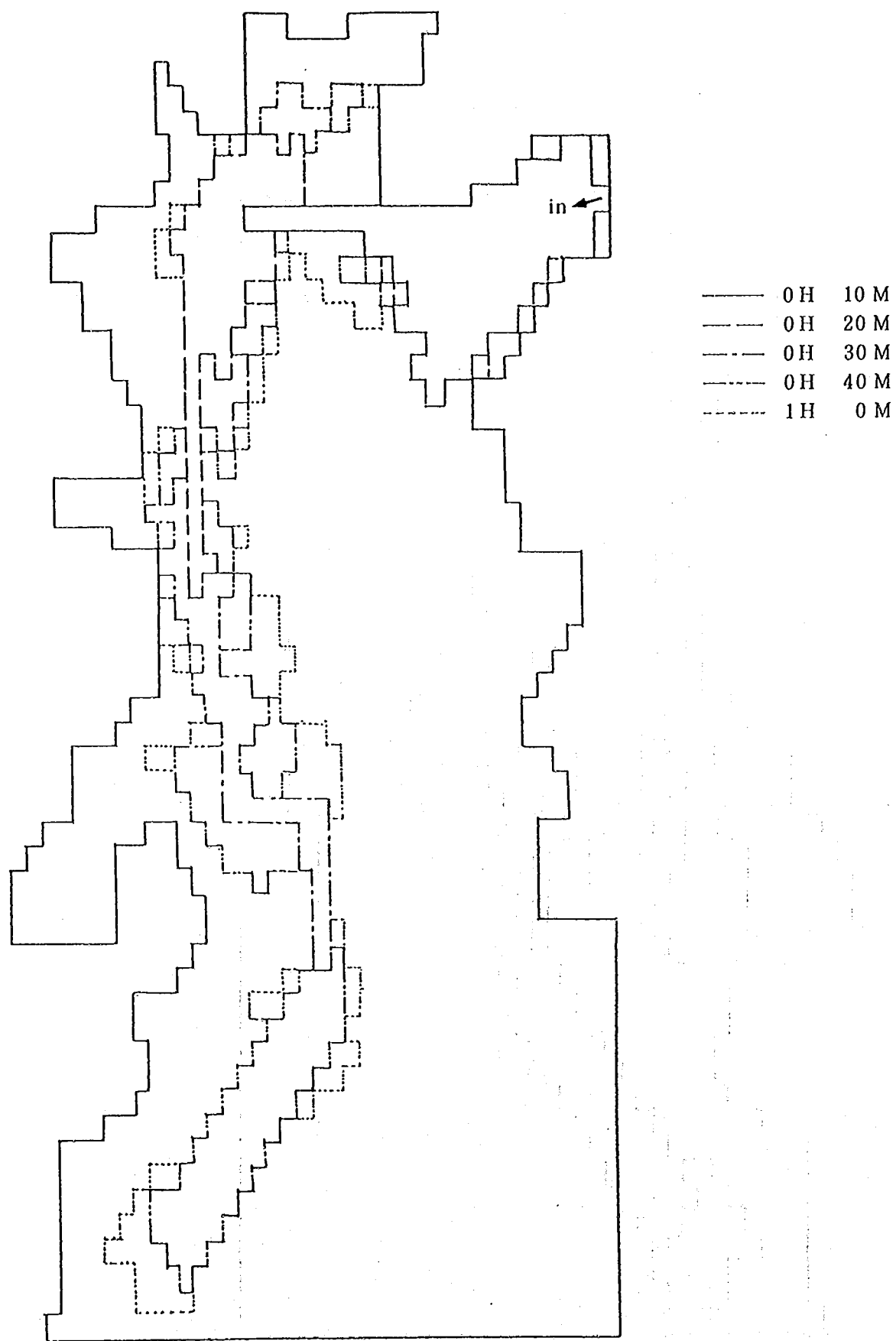


図-7.5(3) 導流堤 Case A(高さ15m)と流路工 Case Cの組合せ

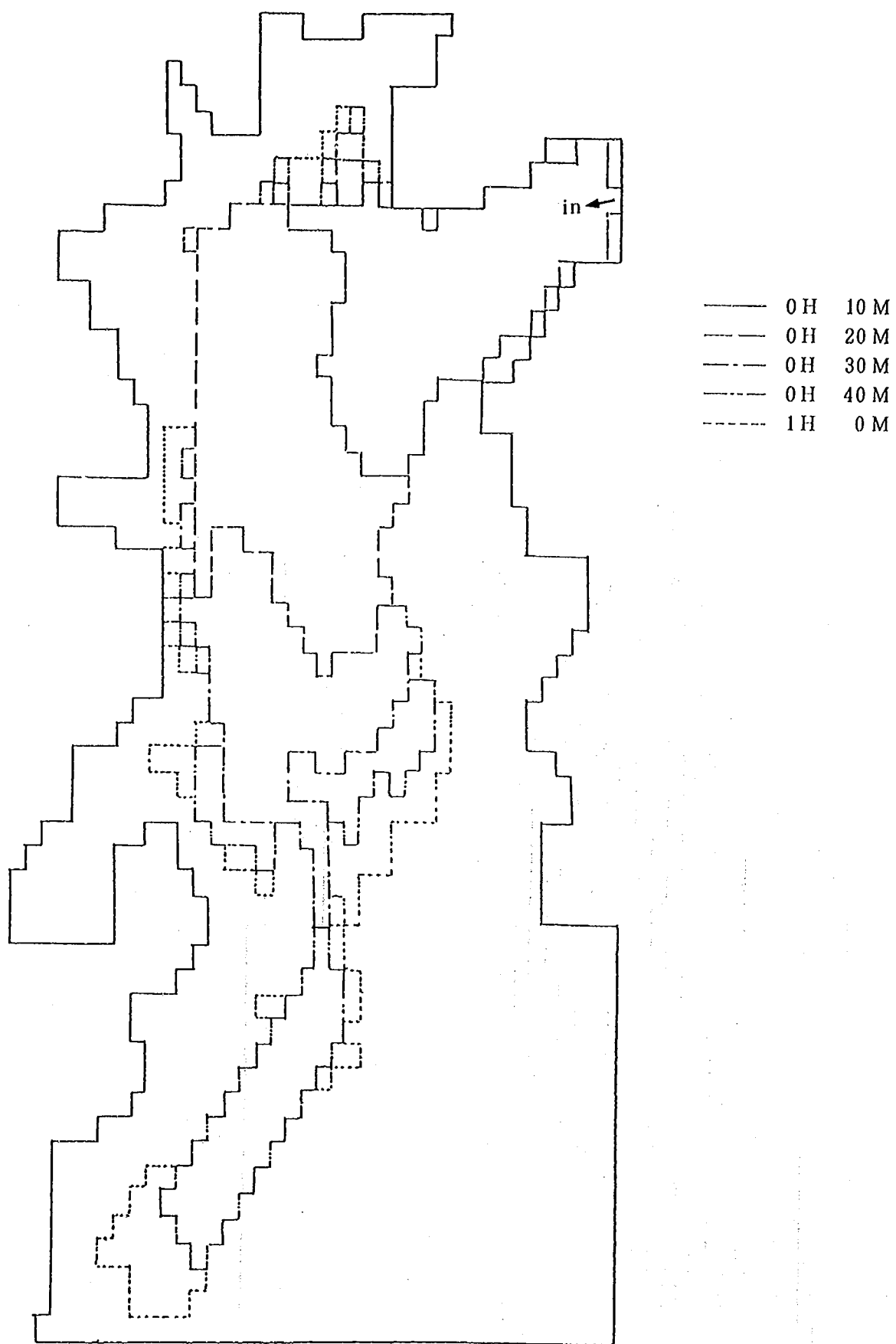


図-7.6(1) 導流堤 Case B (高さ5m) と流路工 Case C の組合せ

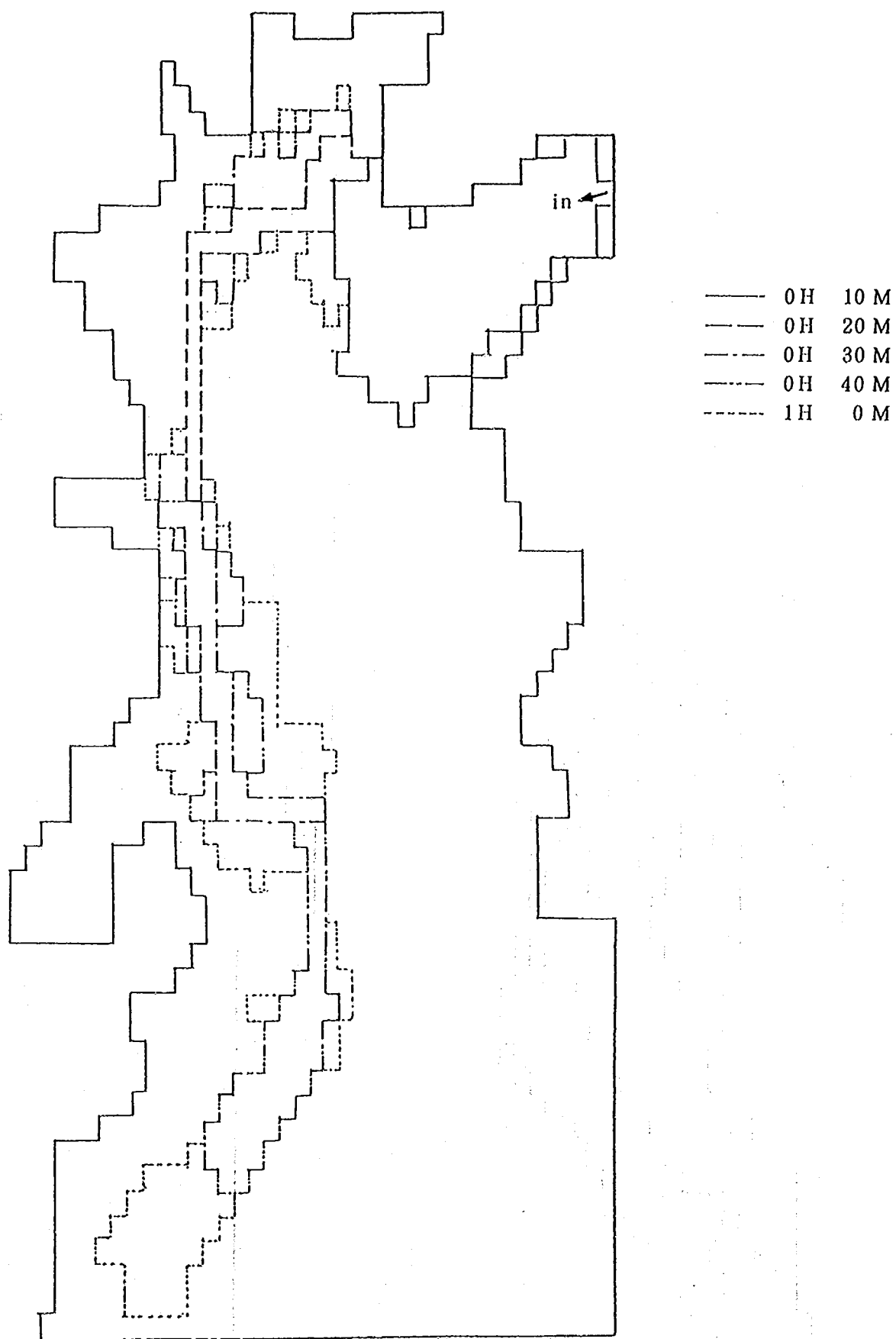


図-7.6(2) 導流堤Case B(高さ10m)と流路工Cの組合せ

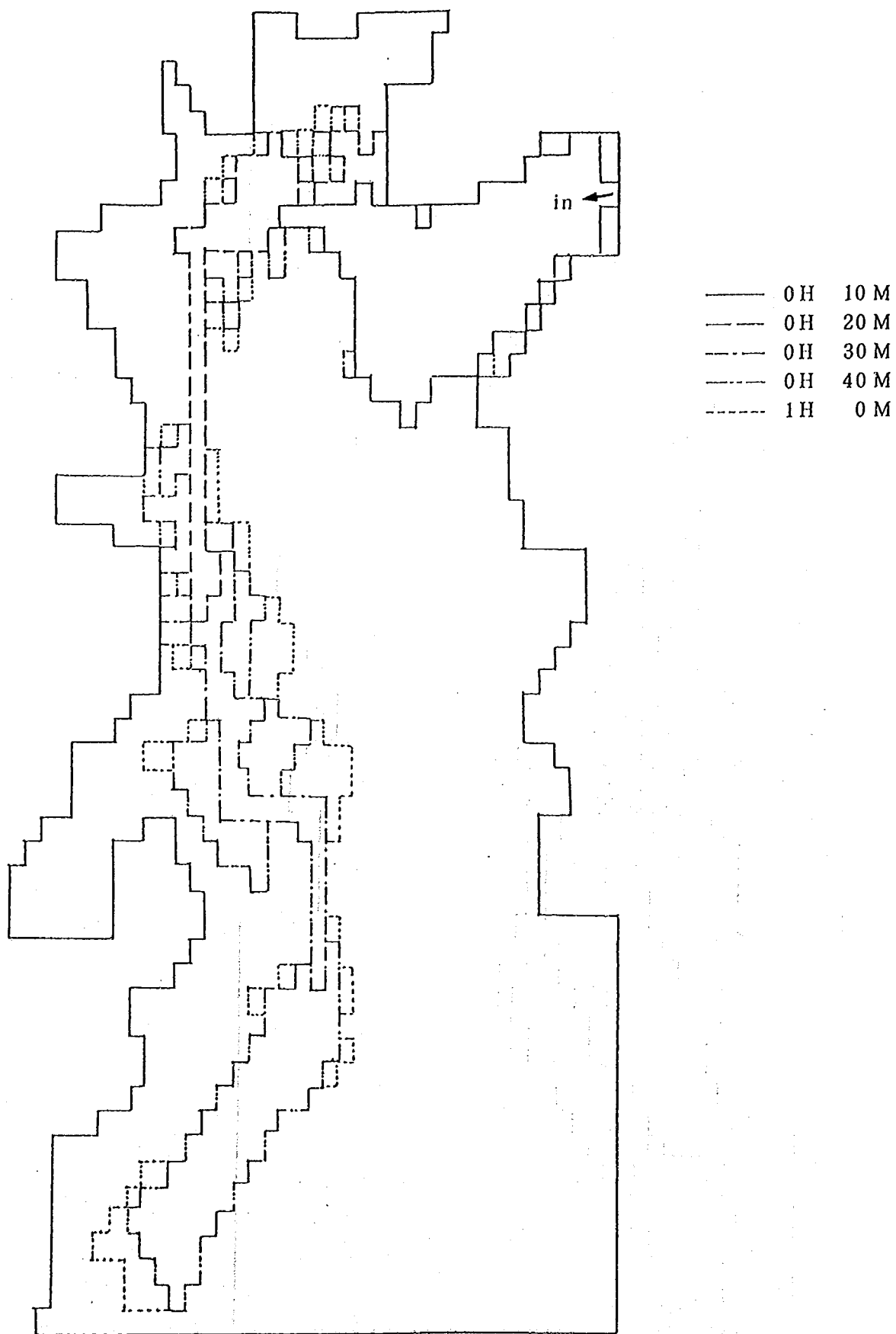


図-7.6(3) 導流堤Case B (高さ15m) と流路工Cの組合せ

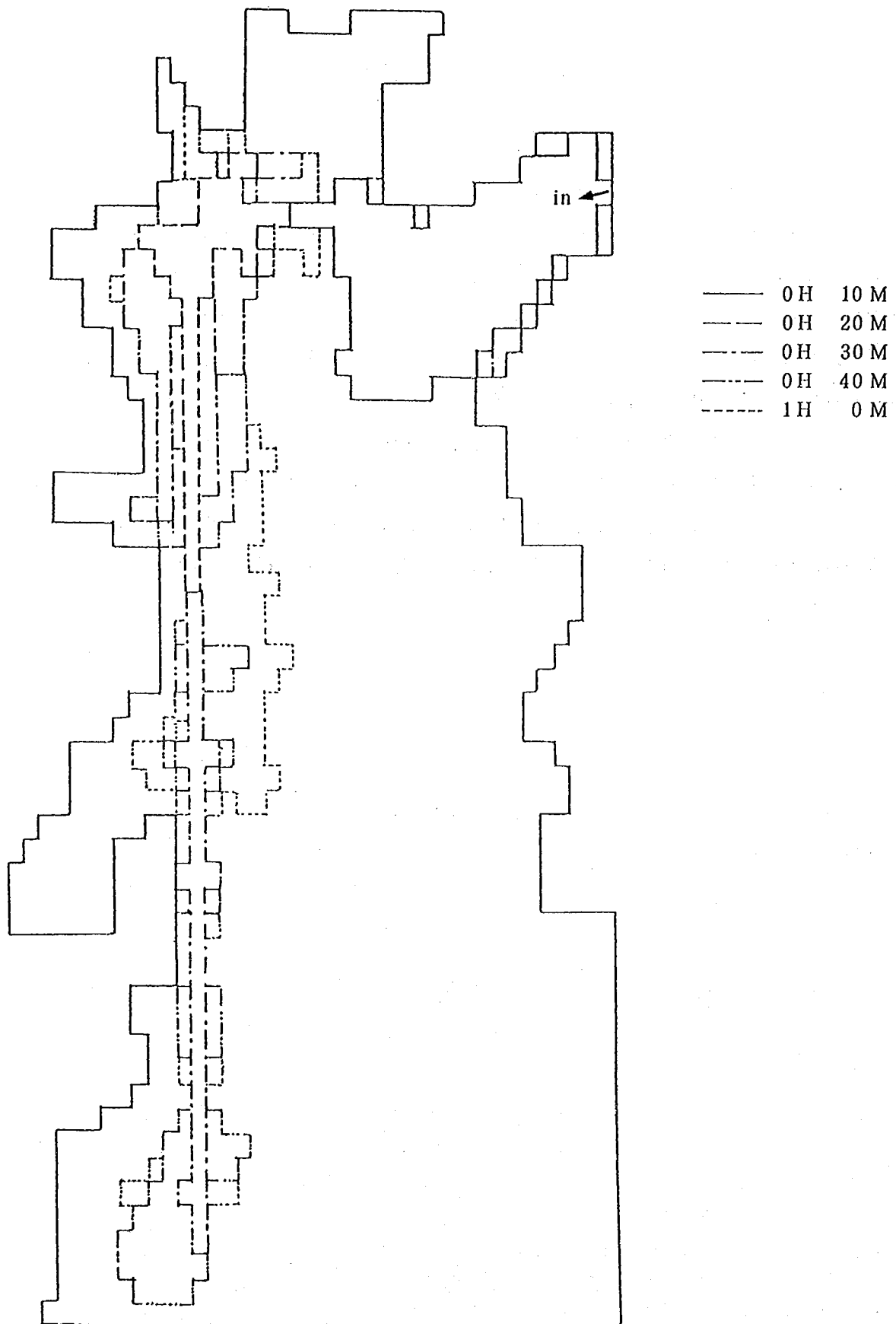


図-7.7 導流堤 Case Bと流路工 Case Dとの組合せ

8. 泥流対策施設の維持管理

泥流対策施設の維持・管理は大別すると次の2つとなる。

(1) ダム・遊砂地等の除石、流木の除去等

流下区間の泥流ハイドログラフの調節を目的とした施設も、平地部での施設も、砂防ダム・オープンダム等で、土砂、流木を十分に捕捉することを前提としているので、空容量を効果量として見込んでいるダムは除石する必要がある。流木、巨礫の捕捉用のオープンダムは、これらを除去しておく必要がある。その時期は、火山活動が活発になり初めてからとなろう。これらの除去のため、管理用道路など施工時から整備しておくことこれらの作業が円滑に行われる。

(2) 発生・発達域における散水パイプライン・集水・排水工の目づまり等の維持・管理

発生・発達域においてこの種の工法を採用した場合これらの施設は、泥流の発生・発達を本質的に抑制しようというものであるから、その維持・管理は重要である。泥流は冬期の冠雪した状態で発生するわけであるから、秋から初冬にかけて、少なくとも年に1回、目詰まり、破損ヶ所の修理等、維持・管理を行う必要がある。

あ　と　が　き

泥流対策を考え、泥流のシミュレーション計算手法によってその効果を検討した。

下流域での対策が土地利用から容易でないことを考えると、泥流の発生、発達域でこれを抑えることができればこれにこしたことは無い。しかし、ここで提案した融雪のための散水はかえって泥流の水量を増加させる可能性もあり、さらに慎重な検討が必要である。面的に地山の侵食に対する抵抗力を増加させる新しい工法の工夫、開発が必要と思われる。

氾濫、堆積域の導流堤などについては、事前に準備することが可能ならばよいが、用地取得上の問題等から不可能となることもあろう。堤敷予定地の土地利用を規制し、部分的に築堤して待つことになる。短期間に築堤する工法、堤防の高さを上げるためのプレハブ的な工法など考えなければならない点も多い。

火山活動が盛んになってからの対応のシナリオを数種類作って、具体的に問題を整理するような作業も必要である。

火山噴火に伴う泥流災害の予測と
対策に関する研究

ISSN0386-5878
土木研究所資料 第2601号
昭和63年2月(1988年)
水山高久, 石川芳治
福本晃久

要 旨

火山噴火に伴う泥流の氾濫範囲, 影響の程度の予測方法と
対策を大正15年(1926年)に泥流災害が発生した十勝岳を例と
して研究した成果をとりまとめた。

キーワード: 火山泥流, 火山, 土砂災害, 氾濫範囲予測, 泥流対策

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはって
下さい

建設省土木研究所
砂防研究室 御中

茨城県つくば市旭一番地

No. _____

土研資料第2601号

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2601号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名

印

