

土 木 研 究 所 報 告

第 182 号

目 次

1. 貯水池水質の予測・評価モデルに関する研究	森北佳昭 天野邦彦	1
2. 昭和59年（1984年）長野県西部地震災害調査報告		111
まえがき		112
第1編 地震及び地震動	岩崎敏男, 栗原徹郎 高橋和之	113
第2編 地震被害の概要	栗原徹郎	127
第3編 地形と地質	脇坂安彦	135
第4編 斜面崩壊	谷口栄一, 仲野公章 本田孝夫, 三井宏人 久保田哲也, 脇坂安彦 栗原徹郎	147
第5編 御岳崩れに伴う土砂動態	水山高久, 原 義文	195
第6編 河川・砂防の被害と対策	藤田光一, 久保田哲也 本田孝夫, 原 義文	207
第7編 道路の被害	大日方尚巳, 伊藤良弘 長谷川金二	223
第8編 ダムの変状	松本徳久, 安田成夫 志賀三智	247
第9編 生活関連施設の被害	大日方尚巳	263
第10編 震後対応	大日方尚巳	267

平成 3 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

Copyright © 1991 by P.W.R.I.

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

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

貯水池水質の予測・評価モデルに関する研究

森 北 佳 昭*
天 野 邦 彦**

Study on the Methods to Evaluate Water Quality Changes in Reservoirs

by Yoshiaki MORIKITA
Kunihiko AMANO

要 旨

ダムが築造されると、河川の流況や環境は従前に比べ大きく変化する。貯水池内においても、人造湖特有の水質変化現象が起こり、利水や環境に影響を及ぼす場合がある。そのため、これら現象の予測・評価、そして水質保全対策が必要となってくる。

そこで、まずダム貯水池の水質変化現象として冷水現象、濁水長期化現象、富栄養化現象をとりあげ、これらに伴う問題についてまとめた。現象の予測と評価手法として概略判定指標、簡易モデル、数量化理論、数値解析モデルによる方法について述べ、概略判定指標、簡易モデル、数量化理論を用いることにより計画或は建設中ダムの完成後の水質を概略判定できることを示した。

次に、予測手法の中でも、特に筆者らが開発を進めてきた貯水池水理・水質の数値解析モデル（鉛直一次元、準二次元、二次元モデル）についてまとめた。これらの数値解析モデルを用いることにより、貯水池水質の将来予測や選択取水等の水質保全対策の効果を定量的に評価することが可能となった。

最後に、貯水池の水質保全対策について概要を述べ、上述の数値解析モデルを用いた選択取水による水質改善効果の定量的評価を示し、適切な貯水池運用方法を数値解析により検討することも可能であることを明らかにした。

キーワード：貯水池水質変化現象、濁水、富栄養化、水質予測評価、数値解析モデル

Synopsis

Flow regime and environment of river are changed by the construction of a dam reservoir compared to their previous state. Water quality changes that are particular to artificial lakes will occur in the reservoirs, and such phenomena can become an obstacle to water utilization and environment.

As such, these phenomena must be predicted and evaluated, and necessary counter-measures considered.

First, cool water phenomenon, turbid water phenomenon and eutrophication are enumerated as water quality changes in dam reservoirs. Problems they cause are summarized. Approximate evaluation indices, Vollenweider model, mathematical quantification theory and numerical analysis models are mentioned as the methods to

*ダム部水資源開発研究室研究員（現 中部地方建設局河川部河川調整課長）

**ダム部水資源開発研究室研究員

predict and evaluate these phenomena, and it is shown that water quality of the dams which are being planned or under construction can be evaluated by former 3 methods approximately.

Next, numerical analysis models for the hydraulics and water quality in reservoirs (one dimensional, quasi-two dimensional and two dimensional), which were developed by the authors are reported. Reservoir water quality can be predicted and the effect of water conservation measures can be evaluated quantitatively through these numerical analysis models.

Lastly an outline of countermeasures for reservoir water quality conservation is provided. A quantitative evaluation of the water quality improvement effect of selective withdrawal using the above-mentioned numerical analysis model is described.

And it is noticed that optimal use of selective withdrawal can be studied by numerical analysis.

Key words: Water Quality Change Phenomena, Turbid Water, Eutrophication, Prediction and Evaluation of Water Quality, Numerical Analysis Model.

目 次

1. はじめに	(5)
2. 貯水池の水質変化現象	(5)
2.1 冷水現象.....	(5)
2.2 濁水長期化現象.....	(6)
2.3 富栄養化現象.....	(10)
3. 貯水池における水質問題	(11)
4. 水質変化現象の予測と評価	(13)
4.1 概略判定指標.....	(13)
4.2 簡易モデル.....	(15)
4.3 数量化理論による予測.....	(20)
4.4 貯水池水質の数値解析モデル.....	(23)
4.4.1 冷水解析モデル.....	(24)
4.4.2 濁水解析モデル.....	(24)
4.4.3 富栄養化解析モデル.....	(25)
5. 貯水池水理・水質の数値解析モデル	(33)
5.1 一次元モデル.....	(33)
5.1.1 モデルの概要.....	(33)
5.1.2 適用結果の一例.....	(41)
5.1.2.1 Oダムへの適用.....	(41)
5.1.2.2 Sダムへの適用.....	(42)
5.2 準二次元モデル.....	(42)
5.2.1 モデルの概要.....	(50)
5.2.2 適用結果の一例 (H ダム)	(51)
5.3 二次元モデル.....	(57)
5.3.1 モデルの概要.....	(57)
5.3.1.1 差分モデル.....	(60)
5.3.1.2 有限要素モデル.....	(77)
5.3.2 適用結果の一例 (M ダム)	(88)
5.3.3 両モデルの比較.....	(91)
6. 貯水池の水質保全対策	(92)
6.1 対策の概観.....	(92)
6.1.1 冷濁水対策.....	(92)
6.1.2 富栄養化対策.....	(93)
6.2 選択取水設備による水質保全対策シミュレーション.....	(96)
6.2.1 選択取水設備を用いた濁水対策シミュレーション.....	(96)
6.2.2 選択取水設備を用いた富栄養化対策シミュレーション.....	(99)
6.2.3 選択取水設備の運用シミュレーション.....	(103)
7. 結 論	(105)
8. あとがき	(107)
参考文献.....	(108)

1. はじめに

わが国の河川総合開発事業によるダムは、洪水調節、上水・工業用水・かんがい用水等の各種用水供給、発電、下流河川維持などを目的として建設され昭和62年度末までに完成したダム数は約300ダムとなっている。現在建設あるいは計画中のダムは、さらに300ダムにも及んでおり、今後も毎年10ダム程度が完成し、管理に移行していく予定である。このような管理ダム数の増加に伴ない、ダム管理の合理化、ダムの統合運用、貯留水の有効利用などの課題が益々重要となってくる。このうち、本報では特に貯留水の有効利用という観点から、貯水池における水理、水質変化現象と貯留水の質的保全について述べるものである。

言うまでもなく、ダム建設は治水・利水の両面にわたり大きな効用をもたらすが、一方では自然の流況を変えるために治水・環境機能に影響が生じてくる場合もある。従来の河川状態であれば、わが国の場合、表流水は雨が降って海に流出するまで数日とはかからない。しかし、ダムを建設して流水を貯留すると、海に流達するまで相当時間がかかることになる。

貯留水の水質も、この貯水池の水理特性に影響されて、従前の河川とは異なった様相を呈することになる。このように質的变化が生じた貯留水は、それを利用する利水者にとって、また貯水池や下流河川の景観にとっても適切でない場合が生じてくる。そこで、ダム管理者としても利水者に適切な水質の水を供給し、流水の正常な機能を維持するという立場から、貯水池水質の保全を図り、流水水質を良好に保つ必要がある。

建設省所管の一部の多目的ダムでも、上述のような水質変化現象が見受けられる。そのため、水質保全の対策を検討すべく全国4ダムにおいてパイロット実験をここ数年実施してきた。

本文では、この水質保全パイロット実験を通じて現在までに得られた知見と、選択取水設備による水質保全の可能性について数値シミュレーションを行った結果についても、貯水池の水質変化現象と水質問題、さらにはその予測・評価手法などと併せて述べた。

2. 貯水池の水質変化現象

貯水池の水質変化現象として特に重要なものに冷水現象、濁水長期化現象、富栄養化現象がある。本章では、まずこれらの現象について述べる。

2.1 冷水現象

冷水現象とは、河道にダム貯水池が築造されることにより、ダム下流の河川水温が貯水池の出現する以前に比べ時間的に変化し、春から秋にかけて低下することをいう。

河川水温の低下は農業や河川における生態系に影響を及ぼすことがある。春から秋にかけて貯水池への流入水温に比べて、放流水温の方が低いのは、ダム貯水池の水温分布状況と取放水口の位置によるものであり、取放水口が低位置に存在する場合、密度が大きく低温の水が放流されるために起こる現象である。

ここで、ダム貯水池の水温分布について検討するため、横軸に時間、縦軸に貯水位をとり、各時間、深さにおける水温を入れ作成した等温線図を図-2.1に示す。

一般に貯水容量が流入水量に比べて相対的に大きい場合、図-2.1(1)に示すように春から秋にかけて密度の大きな低温の貯留水の上に密度の小さな高温の貯留水が存在する水温成層が形成される。水温成層が形成され始めると、暖かい流入水は密度差の影響を受けて表層部を流れ、取放水口が中・底層にある場合、放流水は流入水よりも水温が低くなり冷水現象が生じる。一方、貯水容量が流入量に比べて相対的に小さく、いわゆる「流れダム」と呼ばれているような貯水池では、図-2.1(4)に示すように夏季において水温躍層が形成されることは稀で、鉛直方向の水温分布はほぼ一様となる。このような貯水池は、水理的には非常に緩やかな流れの河川とみなされ、冷水現象が発生する可能性は少ない。

ダム貯水池をその水温構造から分類すると次の4種類に大別される¹⁾。

(1) 気象成層型

春季から夏季にかけて、主に、太陽の輻射、風等の気象要因により水温成層が形成されるもので、流入流出量が一般的に少なく温帯湖と似かよった水理・水温構造を示す。この型の貯水池では図-2.1(1)で示されるように、年間を通じて底層水温が一定もしくは変動が極めて小さく、等水温線は受熱期に入るに従って深部へと下がっていくのが特徴である。

(2) 流出入成層型

年間を通じて底層水温がほとんど変化しないのは気象成層型と同様であるが、大きな相違は中・底層からの取放水量が多く、それに伴う移流熱量が水温成層の形成に影響を与えるものである。この型では、取水口上部標高の等水温線が成層期を通じて、ほとんど変化

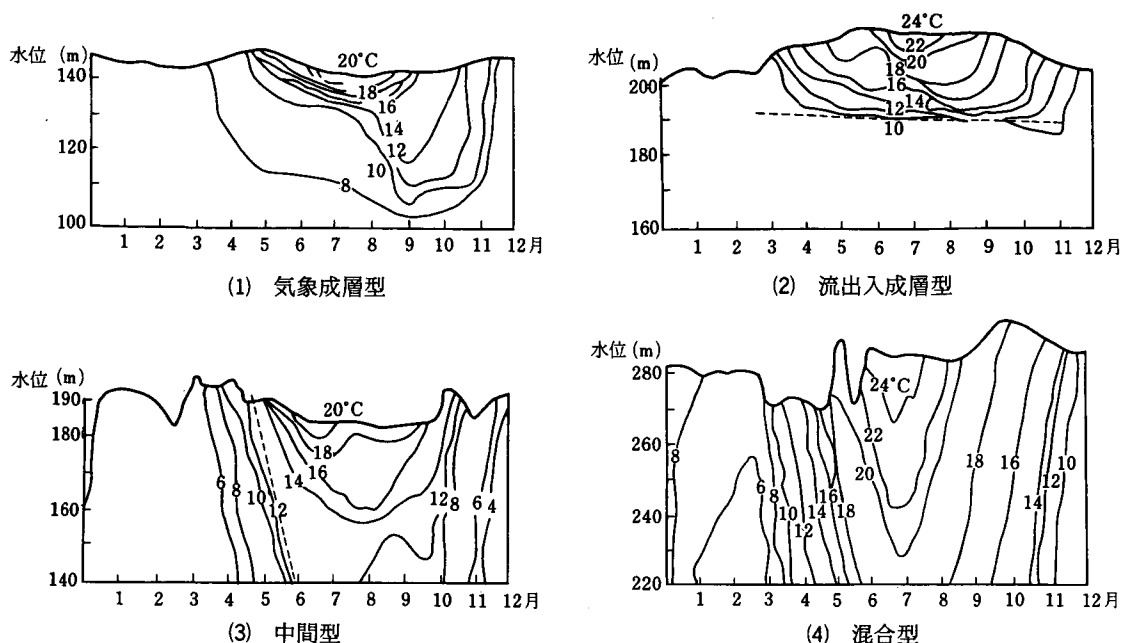


図-2.1 等水温線図の一例

しないのが特徴である。

(3) 中間型

盛夏期において弱い水温成層が形成されるが、上下層の水温差は小さく、かつその期間も短い。他の期間は、ほぼ一様な水温となるものである。

(4) 混合型

図-2.1(4)に示されるように年間を通じて明確な水温成層が形成されず、水温分布はほぼ一様なものである。このように分類した場合、冷水現象に特に注意を要するのは、上記理由により成層型貯水池である。

2.2 濁水長期化現象

貯水池の濁水長期化現象とは、一般的には洪水時に流入した濁水が貯水池内に混合貯留され、洪水後徐々に放流されることによって下流河川が長期にわたって濁ることをいう。このような現象は貯留水の入れ替わりが少ない成層型貯水池に多くみられる。成層型貯水池の特徴としては、前節で述べたように夏季に表層付近に日射・気温による水温の一次躍層を形成するほか、取・放水口標高付近に熱移流による水温二次躍層が形成される場合が多い。

成層型貯水池に濁水が流入すると、流入水はその密度と等密度の層に流入し、密度流となって濁水層を形成する。通常は水温二次躍層の上層がこの濁水層になることが多く、この層に滞留した濁水が徐々にダム下流へ放流され濁水長期化の要因となっている。

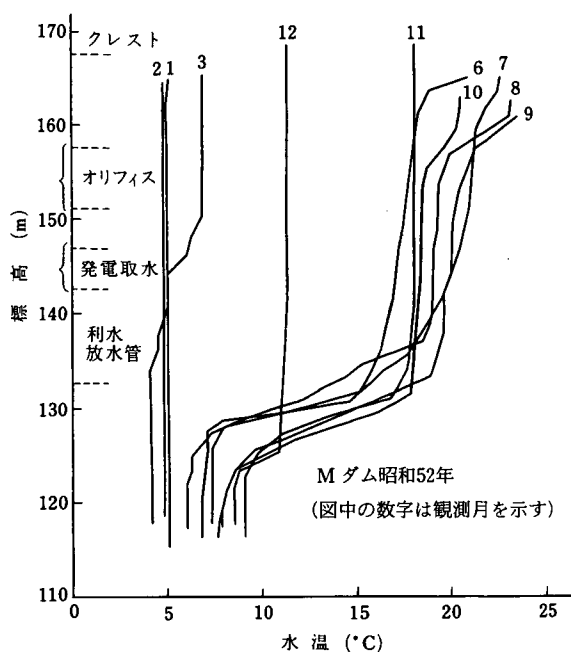


図-2.2 成層型貯水池における水温鉛直分布

図-2.2及び図-2.3はMダムの水温分布、濁度分布の観測例(ダムサイト直上流)であり²⁾、水温二次躍層上部に流入した濁水が徐々に放出されていく様子がわかる。一方、図-2.4はSダム貯水池の濁度分布観測結果であり、Mダム同様水温二次躍層上部に流入した濁水

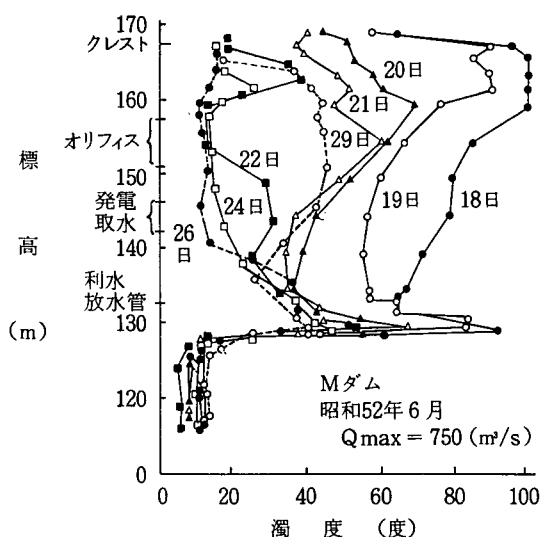


図-2.3 洪水時の濁度分布

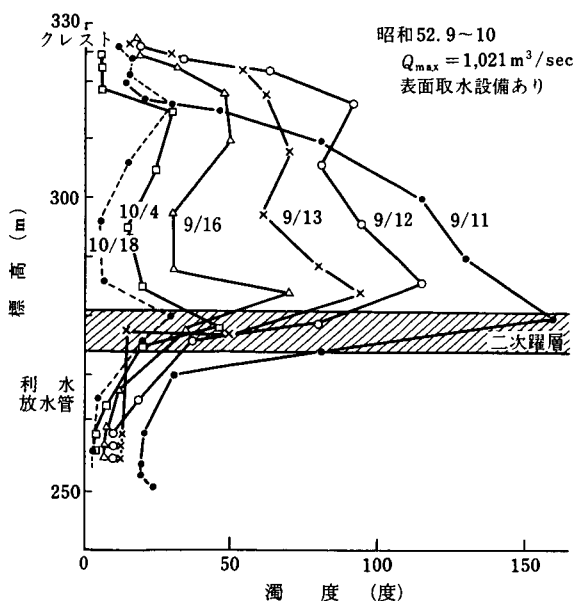


図-2.4 洪水時の濁度分布

が約1ヶ月にわたって低減していく様子が示されている。また、これらの図より水温二次躍層以下の層では濁度が低く、値そのものもほとんど変化していないこともわかる。

洪水による流入濁水の貯水池内での挙動について、安芸らの行った実測結果³⁾を引用して以下に説明する。

(1) 小規模洪水時の濁水挙動

表層の洪水吐きを使用せず、貯留と通常の放流操作によって洪水を吸収してしまうような小規模洪水の場合

合には、貯水池の水温分布は洪水の影響をほとんど受けず、濁水は図-2.5に示すように流入及び放流による流れに乗って逐次排出される。図-2.5(2)は図-2.5(1)の状態から約2週間後の貯水池内の濁度および水温分布であるが、濁水は取水口標高に帯状に滞留している。図-2.5(3)は更にその2週間後の状態であり、帯状の濁水は排出され新たな小洪水による濁水の流入が認められる。濁水塊の通過の前後において水温分布の変化は僅かであり、表層には清水が温存されている。水温二次躍層以下の底層の濁度は1000度近い濁水の流入にもかかわらず、ほとんど増加しておらず、濁水は二次躍層上を沈降せずに流下し、排出されたことを示している。

(2) 中規模洪水時の濁水挙動

中規模洪水においては、洪水は水温と濁度の関係から二次躍層上に流入することが多い。放流は表層の洪水吐から行われることもあり、このような貯水池では表層の清水が放流され、逐次濁水と入れかわる。この結果、洪水直後においては二次躍層以上の水が全面的に濁水化し、表層の一次躍層は消滅し、二次躍層上の水温分布は一樣になる。この時点では洪水後の取水による流れは密度分布の一樣な二次躍層以上の全層に生じるはずであるが、受熱期の初期と同様に、日射、流入水温の上昇などによって表層の一次躍層が再形成されるにつれ、取水による中間流が形成されていく。表層水は静止するので微細粒子の沈降が促進され、清水の流入も加わって、表層から次第に清澄化する。一方、表層から沈降する粒子は中間流の流動層に達すると沈降を阻害され滞留してしまう。流動層の厚さは水温成層の再形成につれて次第に小さくなるが、懸濁物質は貯水池内に帯状に滞留する。

図-2.6は中規模洪水後約1週間の時点における貯水池内の濁度分布である。表層の数mの範囲は既に清澄化し、一次躍層の再形成が見られる。濁度は取水口標高で最高値になり、取水層の流れによる微細粒子の懸濁の状況を示している。二次躍層以下の底層でも沈降してきた濁質により濁度は増大するが、水温は洪水前と変化しておらず、水の実質部分の流入・流出は認められない。

底層の懸濁物質は、二次躍層の上層に流入した濁水から二次躍層を通して沈降したものであり、この程度の規模の洪水ではかなり大粒径の粒子が浮遊状態で貯水池内に達し得ることを示している。底層に沈降した懸濁粒子は底層水が静止しているため比較的早期に沈降するものと考えられる。

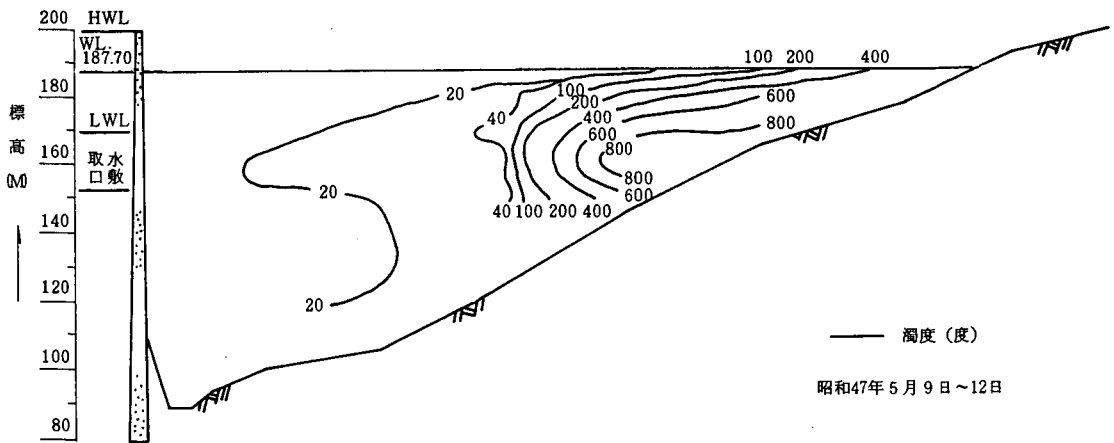


図-2.5(1) 小規模洪水時の濁水流入状態

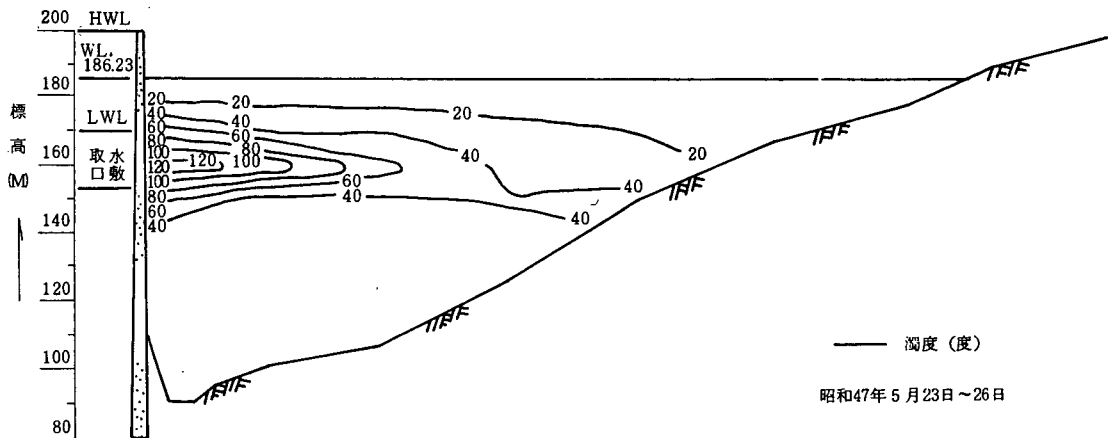


図-2.5(2) 小規模洪水時の濁水流入状態

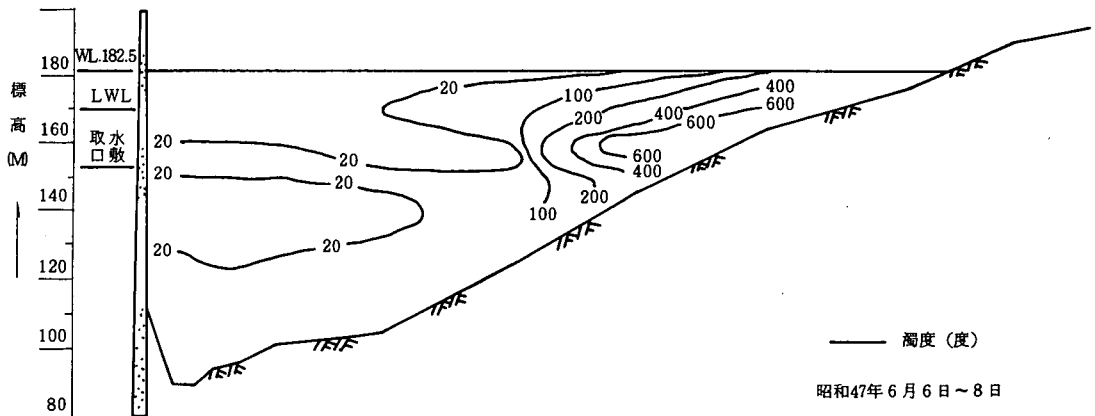


図-2.5(3) 小規模洪水時の濁水流入状態

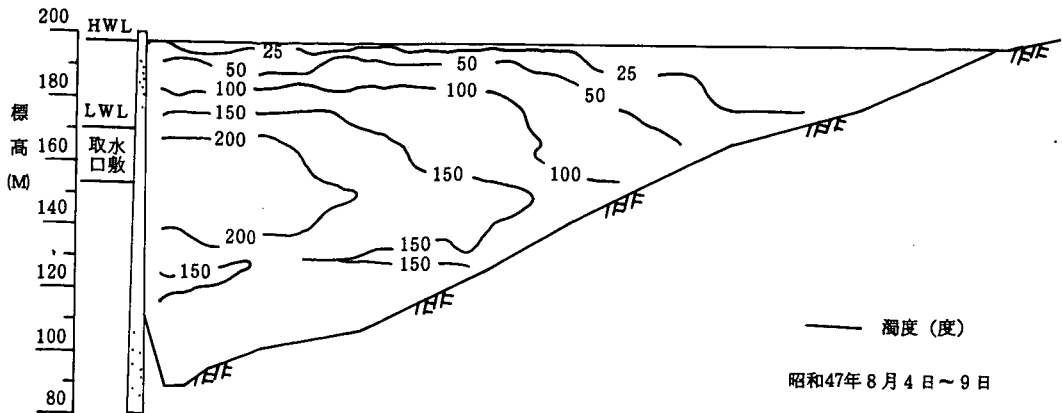


図-2.6 中規模洪水後の濁度分布

(3) 大規模洪水時の濁水挙動

洪水の流入に伴い水温二次躍層の位置が低下する場合もある。貯留水が洪水時の流入水と完全に入れ替わるような大規模洪水の場合には、この躍層は破壊される(図-2.7)。洪水直後の貯水池内の水温分布は一樣となり、貯水池は全層にわたって濁水化する。さらに、中小規模の洪水と著しく異なる点は底層水温の大幅な上昇であり、受熱期では冷却源がないため、上昇した水温は放熱期に至って対流現象で冷却されるまで持続する。これは混合型貯水池の特徴であり、大洪水によるじょう乱によって、貯水池の水温分布が成層型から混合型に移行することを意味する。

図-2.8は、対流現象による大循環前後の貯水池内水温及び濁度分布である。図-2.8(1)は洪水後約2ヶ月の状態であるが、既に放熱期に入っているため表層の水温一次躍層は消滅し、移流によって形成された弱い水温勾配が認められる。取水口標高以下には高濁度水の滞留が見られるが、これは洪水後の懸濁物質の沈降及び底層水温の上昇によって、懸濁物質が容易に底層まで達し得たことによるものと考えられる。

これに対して、図-2.8(2)は図-2.8(1)から約1ヶ月後に大循環が生じた時の状況である。底層水温が高いため全層に及ぶ冷却が急速に行われ、強い対流が生じ、まだ沈降しきらない底層の懸濁物質を巻き上げ、貯水池表層部の濁度は大幅に増大している。大循環は放熱期間中継続するため、一旦巻き上げられた微細な懸濁物質は沈降できず、濁水現象はこれが流入水によって稀釈され、取水口から排出されるまで持続する。当該ダムにおいては、この時の濁水期間は翌春にまで及んでいる。水温二次躍層が保持されている状態では、対流が底層まで及ぶ時期が遅く、静止状態の底層ではこ

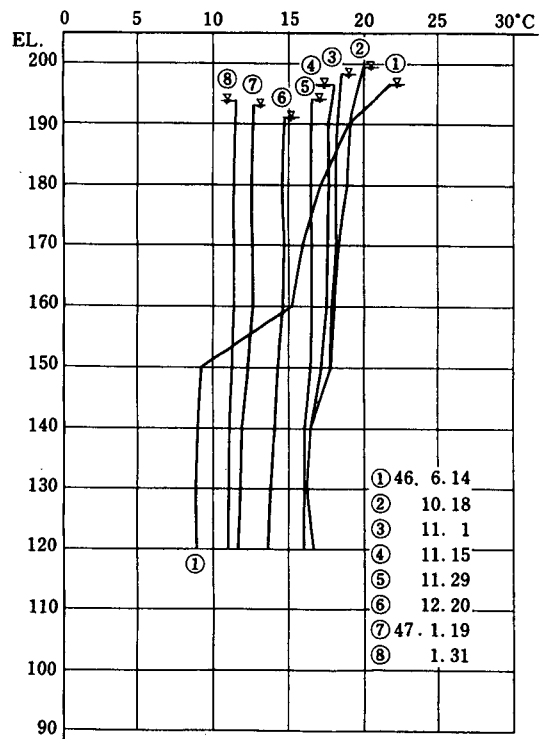


図-2.7 大規模洪水による水温成層の破壊とその後の冷却過程

の間に沈降が促進されるため、大循環による懸濁物質の浮上という事例はない。

以上より、貯水池濁水現象の解析には、

① 洪水時に流入してくる濁質の量

② 濁質の沈降特性

③ 流入してきた濁質の貯水池内での密度流、自然熱対流との関係における水理学的挙動を把握することが重要である。

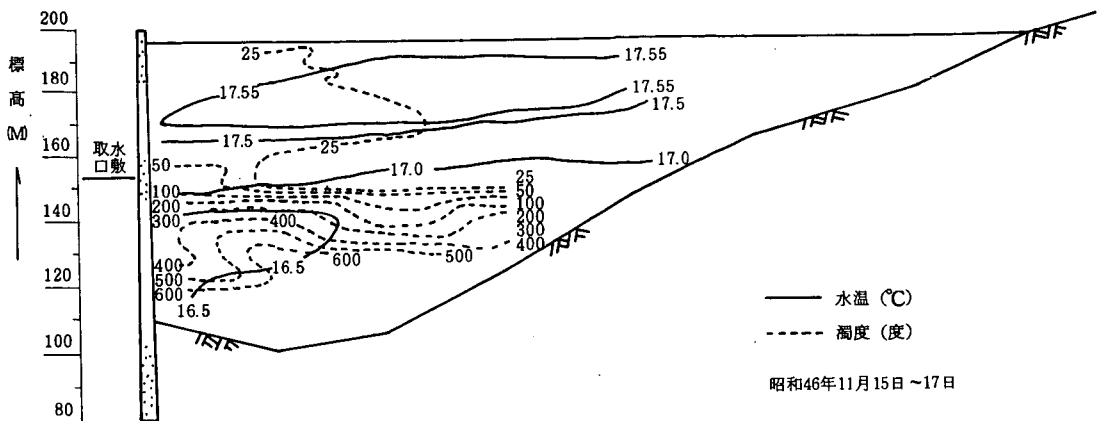


図-2.8(1) 大規模洪水後の貯水池内水温、濁度分布

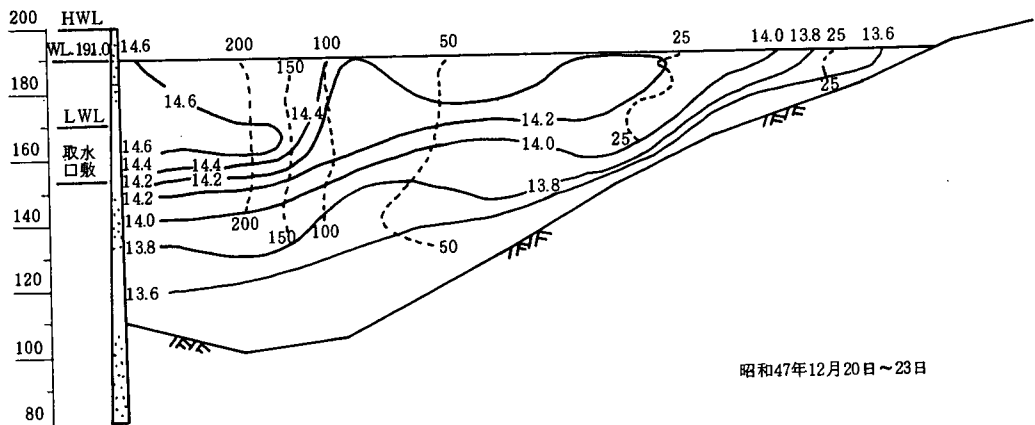


図-2.8(2) 大循環発生後の貯水池内水温、濁度分布

2.3 富栄養化現象

富栄養化とは、本来陸水学または湖沼学で認められた自然湖沼の遷移過程のうち、生物生産性の低い貧栄養湖がより生産性の高い富栄養湖に移り変わっていくまでのプロセスをさすものである（表-2.1）⁴⁾。

自然湖沼におけるこのような変化の進行速度は非常に遅く、数百年から数千年の年月がかかるが、湖沼沿岸及び流入河川流域の開発あるいは人口の増加等により、湖沼内へ流入する栄養塩類が飛躍的に増大する場合には、湖沼でのその蓄積速度は自然状態のそれに比して極めて大きくなり、植物プランクトン等が年々増え続けて、自然的スケールとは比べようもないほど短期間で富栄養化が進行する。このような人間活動の結果による湖沼の急速な遷移が近年言われるところの富栄養化である。

上述の観点から富栄養化を定義すれば、「水域におい

て栄養塩類（植物プランクトンや水生植物の栄養源となるリン、窒素、炭素等）が増加し、藻類の現存量を高め、生態系の構成状態と代謝が量的・質的に急速に変わって行くこと」⁵⁾となる。

このような「富栄養化」は、ダム貯水池についても例外ではなく、最近では流域の開発が進んだ、あるいは貯水池周辺の人口が多いダム貯水池においても、リン、窒素等の栄養塩類が流入し、それらが滞留蓄積した結果、水の華などの植物プランクトンの異常増殖現象が発生する事例がみられる。

ダム貯水池の富栄養化には、湛水開始直後、底泥あるいは表土残留物等からの溶出によって貯水池の栄養塩濃度が一時的に高くなり、その後富栄養化の度合いが低下して行くものと、運用開始後、底泥あるいは表土残留物等からの溶出が減少しても上流域から継続的に栄養塩類が流入し、年々富栄養化の程度が強まるものとがある。貯水池内の栄養塩濃度が増加し、水温、日

表-2.1 貧栄養湖および富栄養湖の特性 (吉村, 1937)

		調和型湖沼	
		貧栄養湖	富栄養湖
湖盆形態		深い, 湖棚の幅狭い 深水層は表水層より容量大	浅い, 湖棚の幅広い 深水層は表水層より容量小
分布		山間の湖 北海道の平地の深い湖	北海道の泥炭地を除く全国の平地の浅い湖
水の物理的性質	水色	藍または緑色	緑～黄色
	透明度	5m以上	5m以下
水質	pH	中性付近	中性～弱アルカリ性, 夏期表層が強アルカリ性になる場合もある。
	溶存酸素	全層飽和に近い	表水層は飽和または過飽和 底水層は少ない
	その他	N < 0.20ppm P < 0.02ppm	N > 0.20ppm P > 0.02ppm
生物	生産力	小, 200mgC/m ² /日以下	大, 200mgC/m ² /日以下
	クロロフィルa	0.3～2.5mg/m ³ 10～50 mg/m ²	5～140mg/m ³ 20～140mg/m ²
	植物プランクトン	貧弱, ケイ藻が主	豊富, 夏にらん藻による「水の華」がでる場合がある。
	動物プランクトン	貧弱, 甲殻類が主	豊富, フムシ類増加
	ベントス	種類数・量ともに豊富 ナガスネユスリカ幼虫など	種類は減少 ユスリカ幼虫, 貧毛類増加
	魚類	マス, ウグイ	コイ, フナ, ウナギ, ワカサギ
	沿岸植物	少, 深部にまで生えている	多, 浅所にのみ生える
底質		有機物少, ケイ藻骸泥	骸泥～腐泥

照時間, 滞留時間などの物理的条件がそうと水の華などの植物プランクトンの異常増殖が発生する。このような現象を含め富栄養化の結果生ずる貯水池内の様々な現象を富栄養化現象と呼ぶ。なお, 栄養塩類が増加し富栄養状態になっても, 生物異常発生現象が発生しない場合や, 栄養塩濃度が比較的低くても発生する場合もあり, 貯水池内の物理的, 水質的条件と生物現象との関係は非常に複雑である。

一般に富栄養化の進行とともに下記のような現象が複合して発生することが多い。これらの現象が顕著になると, ダム貯水池と流域社会との係わりによっては, 利水上あるいは外観上問題視されることがある(図-2.9)⁶⁾。

① 微小生物量の増加による透明度の低下や貯水池水色の変化(緑色, 褐色化)

② 栄養塩濃度の増加に伴う微小生物量の増加と種の変化

③ 貯水池内有機物の蓄積, 分解による深水層の溶存酸素の減少

④ 深水層溶存酸素の減少(嫌気化)に伴う底泥か

らのH₂S(硫化水素), Fe(鉄), Mn(マンガン)の発生, 溶出

⑤ 特定な生物種の増殖による水の華, 淡水赤潮等の生物異常発生現象の発生

⑥ 植物プランクトンの増殖によるそれらの代謝物あるいは分解物による異臭味の発生

3. 貯水池における水質問題

前章に述べたような水質変化現象が生じた場合に, 直接的, 間接的に水質問題が顕在化することがある。水質問題が顕在化するかどうかは, 貯水池水質の物理的, 化学的, 生物学的状態と社会意識とによって左右される。いかに貯水池水質が悪化していても社会的に問題であると認識されない場合がある一方, 水質が他の貯水池に比べて良好であっても社会的に問題とされる場合がある。すなわち, 貯水池水質はその物理, 化学, 生物学的な面から見た客観的認識と水利用などの人間活動や流域との係わりから見た社会的認識とに分けて考える必要がある。

富栄養化の原因

富栄養化の結果

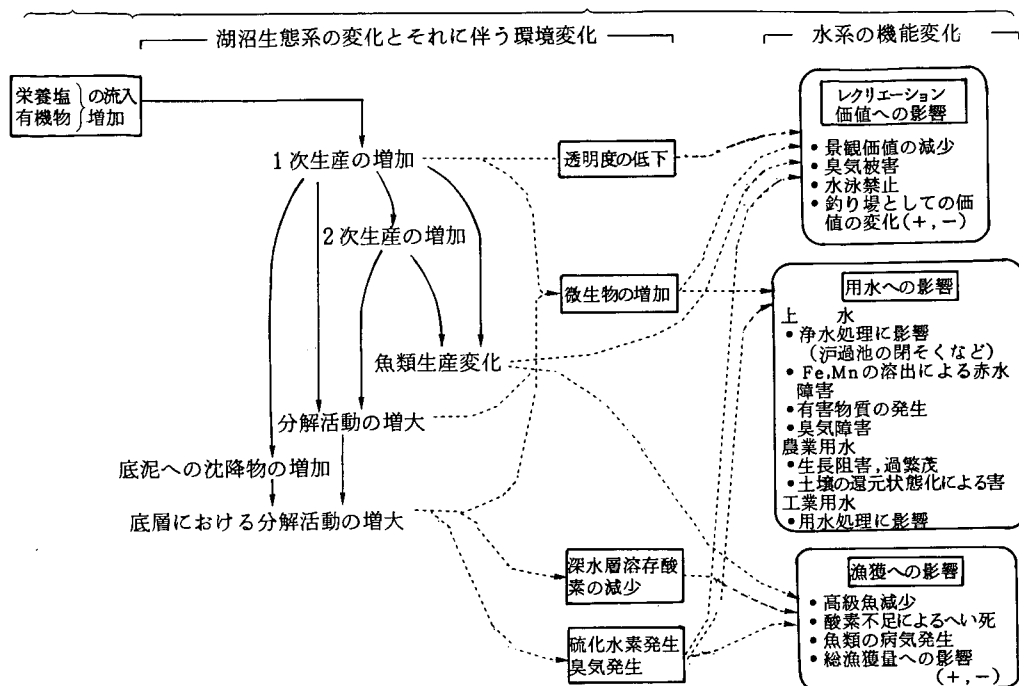


図-2.9 富栄養化による水系の機能の変化(沖野, 1976一部改変)

表-3.1 ダム貯水地BOD, CODランク別ダム数(昭和60年)

BOD				COD			
類 型	基 準 値	ダ ム 数	割 合	類 型	基 準 値	ダ ム 数	割 合
河川AA	1.0mg/l以下	41	75%	湖沼AA	1.0mg/l以下	0	0%
河川A	2.0	12	22	湖沼A	3.0	48	87
河川B	3.0	2	3	湖沼B	5.0	6	11
				湖沼C	8.0	1	2
計		55		計		55	

対象ダム：建設省及び水公団が管理している総貯水容量1,000万 m^3 以上の55ダム(ただし、試験湛水完了後3ヶ年以内のダムは除く)

貯水池水質を客観的に評価する一つの尺度として「水質汚濁に係わる環境基準」がある。この中の有機性汚濁に関する水質環境基準からみた貯水池水質(生物化学的酸素消費量(BOD), 100°Cにおける過マンガン酸カリウムによる酸素消費量(COD))の現状を表-3.1, 表-3.2に示す。表-3.1は建設省直轄及び水資源開発公団管理の計55ダムのBOD, COD値が水質環境基準のどの類型に属するののかのヒストグラフを示している。BOD値では河川AA類型(1 g/m^3 以下)に75%のダムが属し, COD値では湖沼A類型(3 g/m^3 以下)に87%が属している。従って、全体として見れば

表-3.2 貯水地水質(COD)の経年変化(全ダム平均)

年	56	57	58	59	60
COD (g/m^3)	2.1	2.1	2.1	2.1	2.2
(ダム数)	(48)	(48)	(50)	(53)	(55)

対象ダム：建設省及び水公団が管理している総貯水容量1,000万 m^3 以上のダム(ただし、試験湛水完了後3ヶ年以内のダムは除く)

比較的良好な水質を維持していると言えるが、湖沼C類型に該当するダムもあり、汚濁の進んでいる貯水池も一部にある。一方、これらのダムのCOD平均値の経年変化は表-3.2のようになり、2.1 g/m^3 で湖沼A類

型に属し、近年はほぼ横ばい状況となっている。

次に、ダム貯水池における冷水、濁水長期化、富栄養化現象ならびにそれに起因する問題の発生状況をアンケート調査結果にもとづき整理すると以下のようになる。尚、アンケート調査は昭和57年～60年の4年間に行ったものである。

冷水については近年ほとんど現象、問題とも発生していない。また、濁水についてもその年の流況にもよるが問題の発生率は小さい。これは、近年完成するダムが、これらの対策のために取水設備を表面取水もしくは選択取水が可能な構造としているダムが多く、その効果が表れているためであろう。尚、昭和60年現在、表面取水設備を設置しているダムは全体の約40%、また選択取水設備を設置しているダムは約30%程度となっている。

濁水現象に係わる問題として各ダム管理所に持ち込まれた内容としては、

- ① 下流河川の漁業（特にあゆ）への影響
- ② 浄水場における除濁処理の高度化
- ③ 発電取水の停止

などが挙げられている。

富栄養化については現象、問題発生とも割合としては横ばい状態で少ないが、今後ダム流域が開発され、かつダム築造から年月を経るならば、これらが発生するダムの数は増えていくことも考えられる。

富栄養化現象に係わる問題として各ダム管理所に持ち込まれた内容としては、

- ① 上水の異臭味
- ② 貯水池の景観障害
- ③ 浄水場でのろ過閉塞

などが挙げられており、特に上水の異臭味が大きな問題としてとりあげられているようである。また、霞ヶ浦等で問題となった魚のへい死については、ダム貯水池では現在までのところ報告されていない。

以上より、上水取水を行っているダムや下流河川において内水面漁業が行われている場合には、貯水池水質問題が生起する可能性があるとして十分留意しなければならない。

4. 水質変化現象の予測と評価

ダム貯水池における水質変化現象の予測については、貯水池内水温・水質変化の疑似構造を数式で表現し、数値解析を行うシミュレーションモデルもほぼ実用段階にあり、シミュレーションにより水質変化を逐次詳

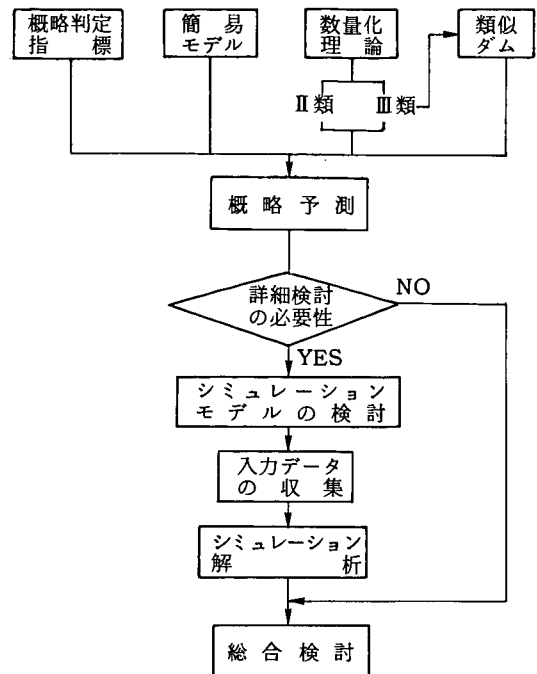


図-4.1 貯水池水質現象の予測手順

細に予測し、評価することが可能になっている。しかし、シミュレーションによる予測を行うには、収集する必要のあるデータも多種多様であり、ありとあらゆる予測をシミュレーションモデルを用いて行うことは合理的でない。シミュレーションを行うまでもなく、簡単な方法で明らかに予測する場合もある。

そこで図-4.1に示すように、概略判定指標、簡易モデル、数量化理論の手法を用いて、まず現象発生の可能性を概略検討し、その結果を踏まえて、現象発生、また、それに起因する問題発生の可能性有りと判断された場合、必要に応じシミュレーションモデルによる詳細検討を行い、結果を総合評価するという予測手順が考えられる。

4.1 概略判定指標

貯水池水質は池内の水理現象、特に水温成層の形成と密度な関係がある。前述のように、冷水現象は水温成層の形成そのものであるし、濁水長期化現象についても貯水池内の濁水挙動が密度流や自然熱対流に大きく支配され、水温成層状態と係わっている。また、富栄養化に関しても、成層し鉛直混合が停止すると、化学的成分は水深方向に大きく変化ようになる。すなわち、底層では有機物の分解により溶存酸素が減少し嫌気性状態になると、底泥から窒素、リン及び

Fe, Mnなどの物質が溶出する場合がある。底層の窒素, リンの増加は循環期にこの水が対流混合することにより表層の窒素, リン濃度が上昇し, 植物プランクトンの増殖要因となることもある。

このように, 水温成層は貯水池内水質変化現象に重要な役割を果たしている。そこで, 水温成層が形成されるかどうかで, 冷水, 濁水, 富栄養化現象が生起する可能性を概略的に判断しようとするのが以下の水理水文指標である。

貯水池における最も重要な水文情報は流出入量であり, 水理情報は水温・濃度により決定される水の密度ならびに貯水位である。従来から, 貯水池の水文的特徴は年間総流入(出)量 Q_0 と総貯水容量 V_0 との比, すなわち年回転率 α によって示されている。

$$\alpha = \frac{Q_0}{V_0} \quad (4.1)$$

この値を貯水池水温成層形成の一つのパラメータとし, 全国ダムの実態調査から, 表-4.1⁷⁾に示すように α が10以下であれば水温成層が形成される可能性が高くなる。

一方, 水温成層の安定性の指標である平均的内部フルード数(あるいはリチャードソン数)を水理的特徴を示すパラメータとして, 同様に分類し表-4.1に示す。

$$F_D = \frac{L}{H} \cdot \frac{Q}{V_0} \cdot \sqrt{\frac{\rho_0/g}{(-dp/dz)}} \quad (4.2)$$

ここに, L ; 貯水池長, H ; 貯水池平均水深, Q ; 平均流入量, ρ_0 ; 基準密度, g ; 重力加速度, $-dp/dz$; 受熱期(7月)の密度勾配, である。

また, 水温成層形成に最も支配的な太陽エネルギーの活動が活発な7月に, 水文要素を取り扱う方がより実際的事であることから, 7月回転率 α_7 を用いて同じく分類してみる。

$$\alpha_7 = \frac{Q_7}{V_0} \quad (4.3)$$

ここに, Q_7 ; 7月の総流入量, である。

以上のような水理水文指標を用いて, 全国ダムの実態調査結果から分類すると, α , F_D , α_7 がそれぞれ

10, 0.01, 1 以下の場合には水温成層が形成される成層型貯水池となる可能性が高く, 利水状況に応じて冷水, 濁水長期化, 富栄養化現象の発生に留意する必要がある。一方, α , F_D , α_7 がそれぞれ30, 0.05, 5 以上のダムでは水温成層がほとんど形成されない混合型貯水池となる可能性が高い。

この場合には,

- ① 上下層の水温差が小さい
- ② 一旦濁水化しても貯留水の交換が比較的すみやかに行われるため, 濁水の長期化には至らない。
- ③ 底層部が嫌気性状態となる場合が少なく, 底層水質の悪化の程度が小さい。また, 植物プランクトンが発生しても, すみやかに下流河川に放流される。

などの理由により, 冷水, 濁水長期化, 富栄養化現象が生起する可能性は小さいと考える。

次に上記水理水文指標が同じであっても, 流域の地質や植生さらには開発の状況, 寒冷地と温暖地等によって現象が発生する場合とそうでない場合とが考えられる。これらを地理的指標と呼び, 定性的な概略判断の材料として利用する必要がある⁷⁾。

まず冷水現象については, 貯水池のある地域の気候や標高等と関係があるものと考えられるが, その関係は必ずしも明確でない。したがって, 農作物(特に稲作)の栽培時期と水温成層形成時期などその地域の状況によって個々に判断せざるを得ない。

濁水現象の発生要因としては, 貯水池の水理・水文特性とともに濁質の発生状況が考えられる。ダム上流域からの濁質の発生に大きな影響を与えると思われる要因を整理すると次の7項目となる。

- ① 降水量
- ② 地質区
- ③ 地すべり区域
- ④ 急傾斜地
- ⑤ 変成帯の分布
- ⑥ グリーンタフ
- ⑦ 植生

表-4.1 水理水文指標と成層形成との関係

	α	F_D	α_7
成層が形成される可能性が十分ある	<10	<0.01	<1
成層が形成される可能性がある程度ある	10~30	0.01~0.05	1~5
成層が形成される可能性がほとんどない	30<	0.05<	5<

α : 年回転率

F_D : 内部フルード数

α_7 : 7月の回転率

このうち、濁水現象の発生と夏季（5月～9月）降水量、地質区、地すべり区域との関連を調べてみた。

濁水現象の発生ダムは第3章で述べた全国ダムのアンケート調査結果から、昭和57年～59年の3年間に濁水長期化現象が発生したと報告されたダムとした。また、図-4.2～図-4.4はそれぞれ、夏季（5月～9月）平均降水量分布、地質構造区⁸⁾、地すべり区域分布⁹⁾を示している。

まず、図-4.2の夏季平均降水量分布より紀伊半島、四国、南九州にかけての多雨地帯には濁水現象発生ダム、しかも3年間に2年以上のものが多くみられる。降水量の少ない北海道、東北地方には発生年数2年以上のダムはない。しかし、降水量が必ずしも多くない関東、中部、瀬戸内地方にも発生年数2年以上のダムが見られる。

次に図-4.3の地質構造区との比較では九州南部から四国、紀伊半島、中部にかけての中央構造線及び糸魚川静岡構造線沿いの区域に濁水現象発生ダムが多く見られ、特に3年間に2年以上発生したダムが集中している。ただし、濁水現象が発生していないダムも若干見られる。3年間に2年以上濁水現象が発生したダムのうち、上記構造線付近に分布するダム数は70%近くを占めている。また3年間とも発生したダムについても、その大半は上記構造線付近に位置している。

図-4.4の地すべり区域分布図との比較では、地すべり区域にあるダムで濁水現象が発生しているものが見られる。長野県、千葉県に位置するダムさらには東北地方で3年間に1年発生したダム等はこの区域に該当している。

以上より、大きな地質構造線付近や地すべり区域にダムを建設する場合には、濁水長期化現象の発生に十分留意する必要がある。富栄養化現象発生メカニズムは冷濁水現象に比べてさらに複雑で一概に論ずることはできないが、その要因としては貯水池の栄養塩濃度、水温、滞留時間等の水理・水質特性、気象条件などが考えられる。図-4.5¹⁰⁾に富栄養化現象（ここではカビ臭発生貯水池）と日射量、気温、水温との関係を図示した。これによると、富栄養化現象は主に関東以西にみられ、北緯35度以南、6月の気温が22℃、表面水温が20℃以上の貯水池で発現する可能性が高くなる。また、栄養塩濃度との関係では、図-4.6に示すように富栄養化による生物異常発生現象を水の華と淡水赤潮に分けた場合、異臭味水等で問題とされる水の華は貯水池表層年平均総リン濃度が0.03g/m³、総窒素濃度が0.4g/m³を越えると出現の可能性が高くなる。こ

で、縦横軸のローマ数字は環境基準の類型別基準値を示している。これに対して淡水赤潮は水の華の前駆現象であると指摘されているが、本図からもそのことが窺え、水の華よりも低レベルの栄養塩濃度で発生していることが示されている。また、年平均濃度が相当低いところで発生する場合もあるようである。以上の地域や各種条件のレベルに該当する、もしくは該当すると予想される場合には、富栄養化現象の発生に注意を払わなければならない。

第3章で述べたように、上述のような水質変化現象が生じたとしても、それが社会的に問題となるか否かは、水利用など人間活動や流域との係わりから見た社会的認識により左右される。ここではこれらを社会的指標と呼び、それを用いて現象発生から問題発生の可能性へと結びつけてみた。

- ① 冷水問題はダム貯水池を含めた下流河川において、農業、水産、水泳などの水利用がある地域
- ② 濁水長期化問題は同様に水産、観光、レクリエーション、上水道などの水利用がある地域
- ③ 富栄養化問題は上水道、観光、レクリエーション、水産などの水利用を行っている地域

これらの地域において各水質変化現象が生じた場合、それが社会的問題として顕在化する可能性がある。

4.2 簡易モデル

ここで示す簡易モデルは、貯水池の富栄養化現象の予測に用いるものであり、リンの流入表面積負荷による簡単な手法で Vollenweider モデルとも呼ばれている。富栄養化要因のうち、最も重要なものは栄養塩類であり、貯水池の富栄養化はそれらの流入負荷によるものが支配的と考えられる。ダム貯水池や自然湖沼等では、リンがプランクトン増殖の制限因子となっている場合が多いため、リンの流入負荷量を基準として予測しようとするものである。この方法は Vollenweider¹¹⁾により提案されたが、当初はこの基準として平均水深のみをパラメータとしていた¹²⁾。

$$Lc = (25 \sim 50) Z^{0.6} \quad (4.4)$$

ここに、 Lc ；リンの年間流入表面積負荷量(mg/m²・年)、 Z ；平均水深(m)、である。

式(4.4)をさらに貯水池を完全混合と仮定し、滞留時間、沈降を考慮したのが次式(4.5)及び(4.6)である。

$$Lc = [P]_{LP}^P \cdot Z(\alpha + \sigma_0) \quad (4.5)$$

$$= [P]_{LP}^P \cdot (Z/\tau_w + Z\sigma_0) \quad (4.6)$$

ここで、 $[P]_{LP}^P$ ；循環期における総リンの限界濃度(mg/m³)、 α ；貯水池の年回転率(1/年) τ_w ；滞留

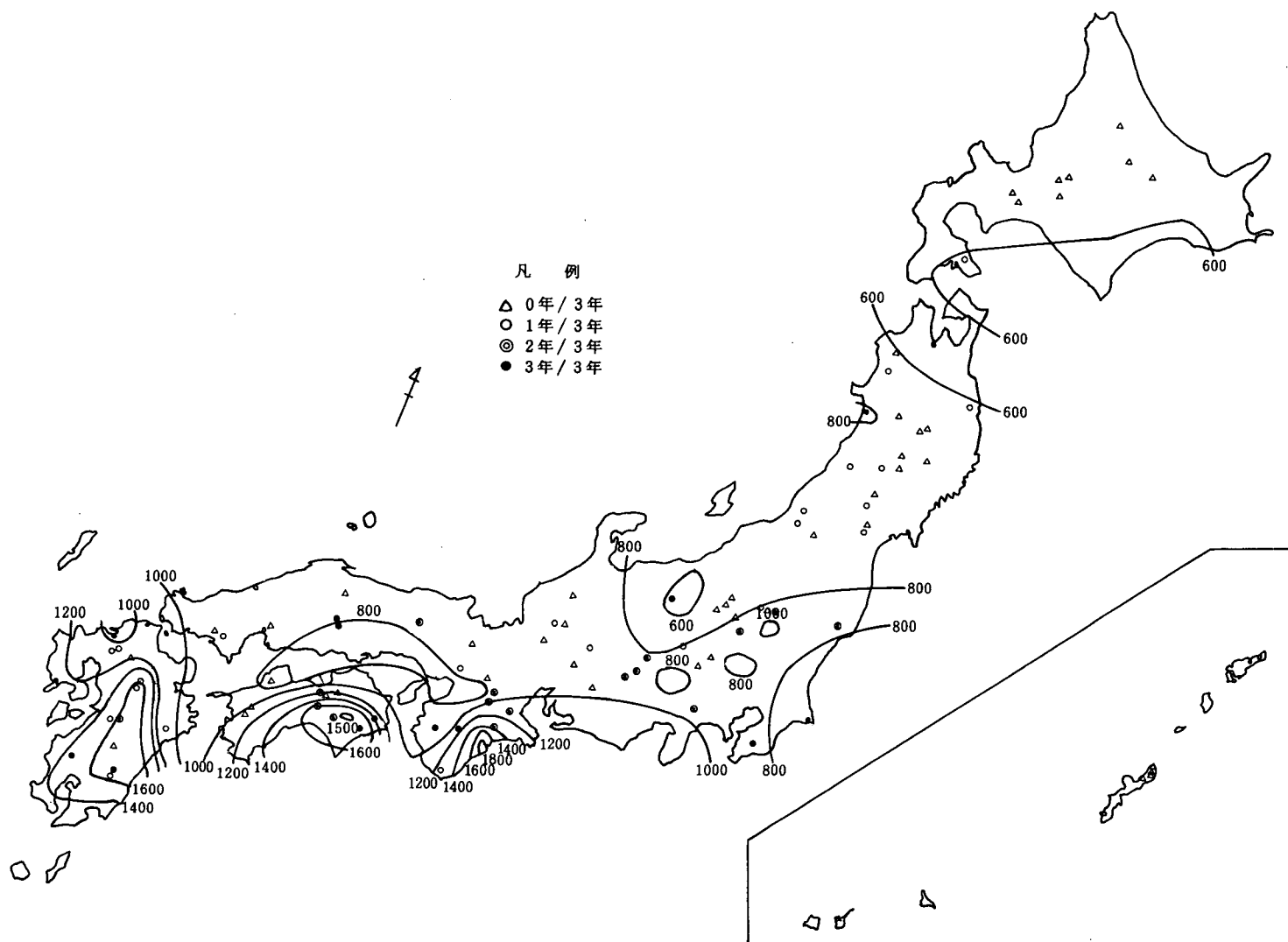


図-4.2 夏期（5月～9月）平均降水量分布図

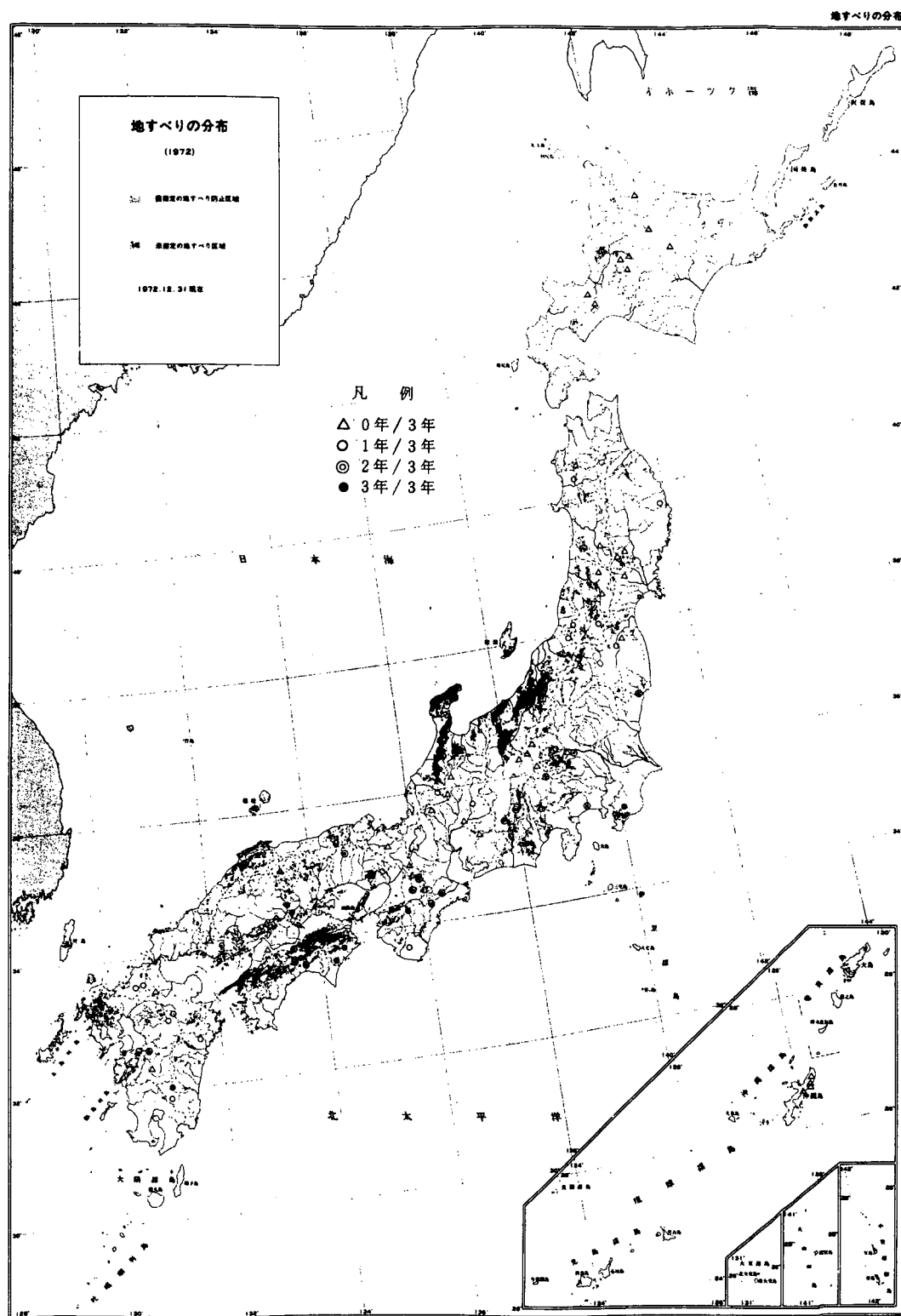


図-4.4 地すべり区域分布図

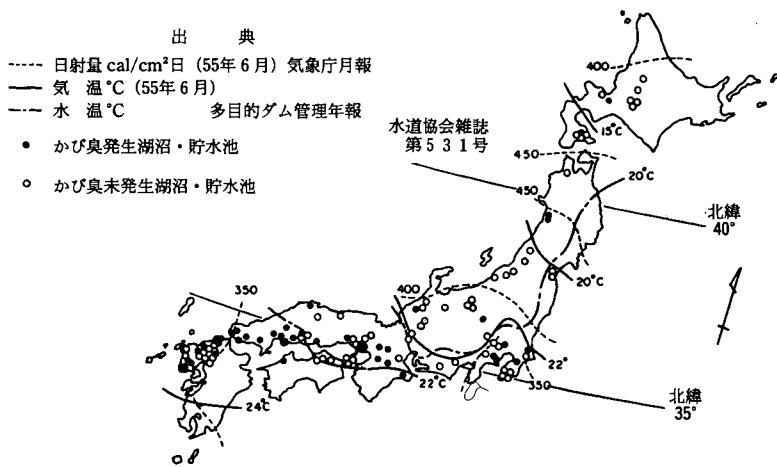


図-4.5 富栄養化現象と富栄養化影響因子との関係

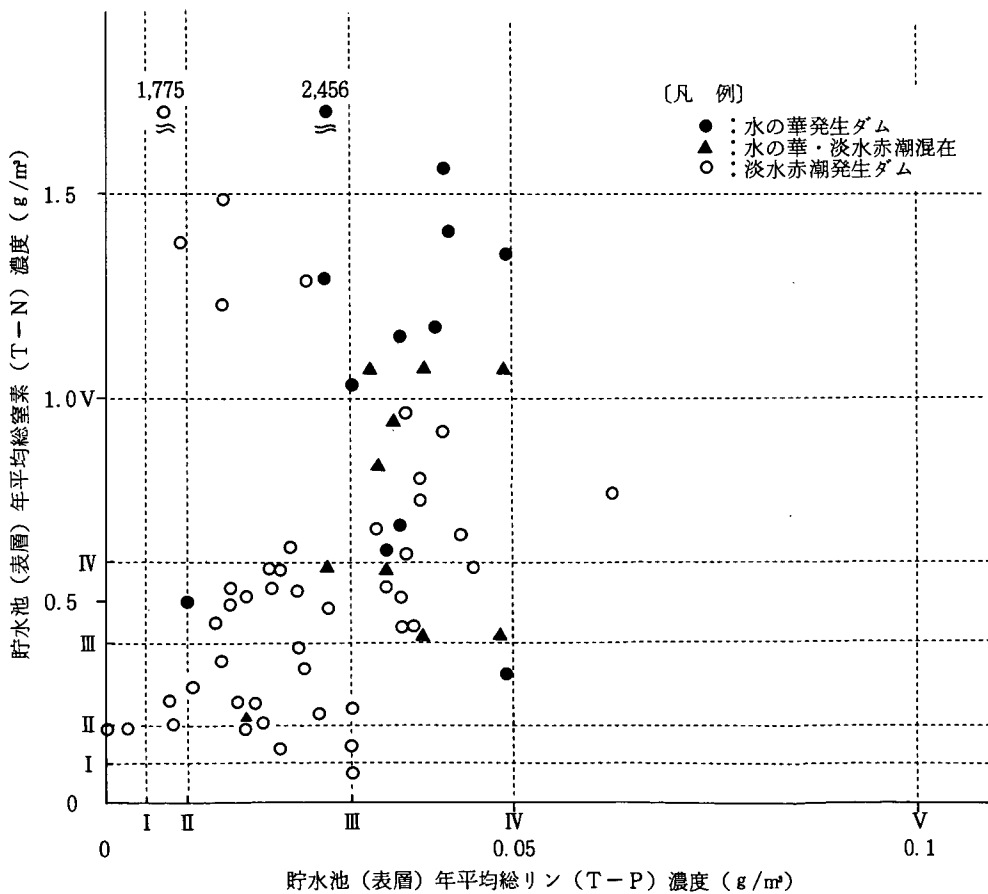


図-4.6 生物異常発生（水の華，淡水赤潮）の見たれたダム貯水池の水質状況（昭和55年～58年）

水の年平均滞留時間 (年), σ_D ; リンの沈降係数 (1/年), である。 σ_D は Z に反比例するとし, $\sigma_D = 10/Z$ とすると次式が得られる。

$$Lc = [P]^{SP} \cdot (Z/\tau_w + 10) \quad (4.7)$$

式(4.7)をダム貯水池に適用する場合に Lc , Z , τ_w は以下のようにして算出することが多い。

$$Lc = \frac{L \text{ (総リンの年間流入負荷量)}}{A \text{ (ダム貯水池湛水面積)}} \quad (4.8)$$

$$Z = \frac{V_0 \text{ (総貯水容量又は有効貯水容量)}}{A \text{ (ダム貯水池湛水面積)}} \quad (4.9)$$

$$\tau_w = \frac{1}{\alpha}$$

$$= \frac{V_0 \text{ (総貯水容量又は有効貯水容量)}}{Q_0 \text{ (ダム貯水池への年間総流入量)}} \quad (4.10)$$

Vollenweider のリン流入表面積負荷による予測では, 式(4.7)から Lc と Z/τ_w の相関関係を作成し, $[P]^{SP}$ の値によって示される曲線との位置関係から, その富栄養化の度合を予測することとなる。

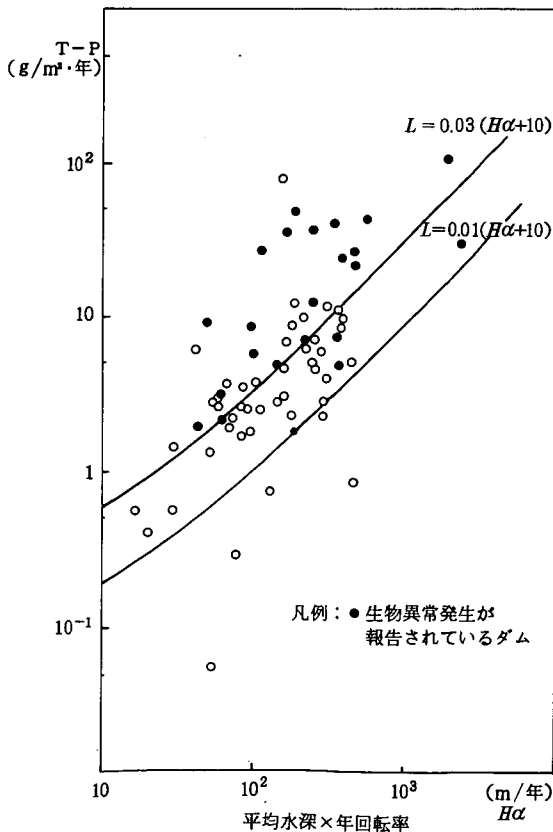


図-4.7 Vollenweider モデルのダム貯水池への適用 (リン流入表面積負荷による予測手法)

Vollenweider は式(4.7)の $[P]^{SP}$ に 10mg/m^3 , 30mg/m^3 , 100mg/m^3 を入れた時の曲線を示している。この基準はやはり Vollenweider の提唱によるもので, 湖内の総リン濃度を mg/m^3 で表したものである。

- I 10mg/m^3 以下: 貧栄養・水は清い
- II $10\sim 30\text{mg/m}^3$: 要注意
- III $30\sim 100\text{mg/m}^3$: 富栄養化現象発生
- IV 100mg/m^3 以上: 養魚池のような状態

図-4.7ではダム貯水池に適用した結果であるが, この図では生物異常発生が報告されたダムを黒丸で示している¹³⁾。

図-4.7では $[P]^{SP}$ を 10mg/m^3 と 30mg/m^3 の2つの曲線を示しているが, $[P]^{SP}$ が 30mg/m^3 のレベルを越えるダムのうち, 生物異常発生があったダムは約60%, $[P]^{SP}$ が 10mg/m^3 以上では生物異常発生があったダムすべてが当てはまっている。

従って, Vollenweider が提唱したリンの流入表面積負荷による簡易な予測モデルでも, 貯水池の富栄養化状態をある程度までは概略的に判断することが可能である。

例えば, 調査の対象となるダム貯水池について図-4.7に示すグラフ上にプロットすることによって対象ダムのリン濃度が概算され, 上側の曲線よりも上方にある場合には生物異常発生現象の可能性有りとして概略評価される。

4.3 数量化理論による予測¹³⁾

数量化理論による予測手法では水質資料を必要としない。したがって, 計画中または建設中のダムで水質資料がさほど蓄積されていない段階で, 将来の水質程度を予測する必要が生じた場合などに適した手法である。

数量化理論は多変量解析の1つの手法であるが, 多変量解析とは, 複雑かつ膨大なデータがある観点から見やすい形にまとめるための手法である。言い換えれば定量的あるいは定性的なデータがある視点から要約, 総合し, 全体のデータの傾向や関連について検討をつける手法である。

膨大なデータから, 項目の総合指標化, 要因の重み付けなどの多変量解析を行い, その結果をもとにして現象発生の可能性を予測するものであり, 既往の検討結果より, 冷濁水, 富栄養化現象発生の判断のための統計的アプローチ手法として有効である¹⁴⁾。

ここで, 富栄養化予測について例を示す。水質状況は貯水池の水理・水文条件, 貯水池諸元及び流域の状

況と関係があることから、これらよりダムを分類し、水質状況が類似のダムに分類することが出来る。図-4.8¹³⁾は、数量化理論第Ⅲ類による計算結果を示すものである。ダムの分類で反応パターンの類似したダムがお互いに近い位置を占めている。この計算結果より、予測対象ダムが建設・計画中であっても近くの位置にある既設の類似ダムが選定できる。現に湛水している貯水池では、水質、生物に関する諸量を測定すること

が可能で、その類似ダムの水質状況から予測対象ダムの完成後の水質状況の程度を予測できる。また、外的基準として、図-4.9の負荷量軸に直交する軸の左上側に位置するダムを富栄養化の可能性の高いダム、右下側に位置するダムを可能性の低いダムとして第Ⅱ類により分析した結果が表-4.2であり、相関比、判別的率とともに高く精度の高い予測が可能である。

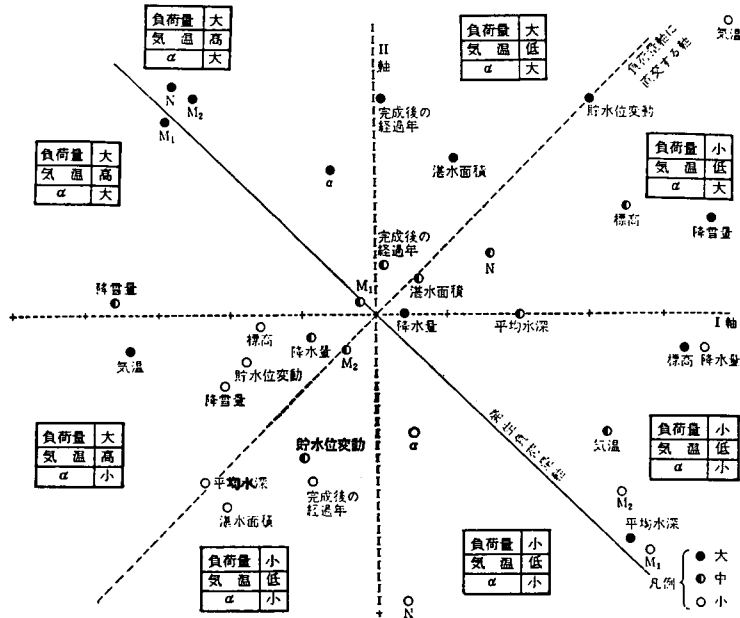


図-4.8 関連要素カテゴリーの分類

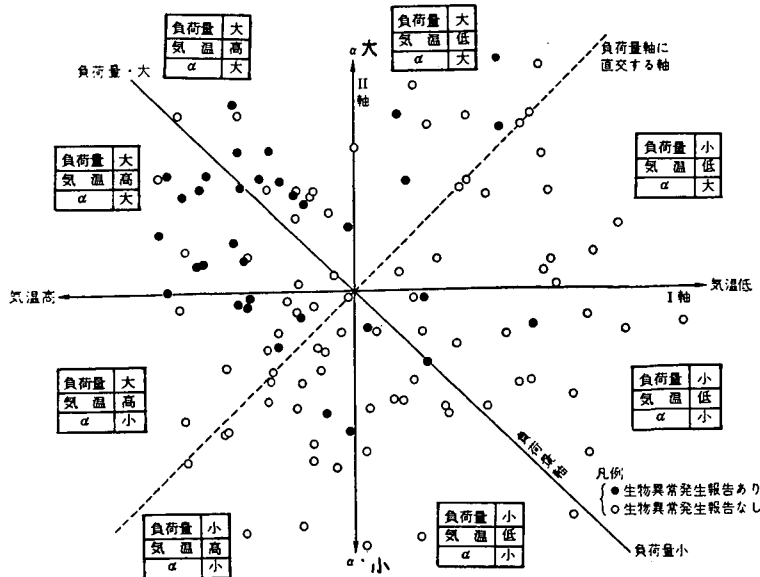


図-4.9 関連要因によるダムの分類（生物異常発生により検証）

表-4.2 関連要因による富栄養化予測モデル

外的基準：Ⅲ類による総合指標

- { 1. 富栄養化の可能性大(図4.9左上)
 { 2. 富栄養化の可能性小(図4.9右下)

サンプル数119ダム, 相関比0.842

説明変数	レンジ	カテゴリー		サンプル数	スコア	小←→大
湛水面積 (km ²)	0.1816	1	～ 0.5	34	-0.1283	
		2	0.5 ～ 20	52	0.0532	
		3	20 ～	33	0.0483	
平均水深 (m)	0.1898	1	～ 15	32	0.0103	
		2	15 ～ 30	73	0.0268	
		3	30 ～	14	-0.1630	
貯水位変動 (%)	0.2255	1	～ 10	44	0.0296	
		2	10 ～ 20	38	-0.1286	
		3	20 ～	37	0.0969	
回転率 (回/年)	0.1985	1	～ 10	62	-0.0951	
		2	10 ～	57	0.1034	
		3				
年降水量 (mm)	0.0711	1	～ 1,200	10	0.0034	
		2	1,200 ～ 2,000	63	-0.0303	
		3	2,000 ～	46	0.0408	
標高 (m)	0.0510	1	～ 300	85	-0.0057	
		2	300 ～ 500	20	0.0352	
		3	500 ～	14	-0.0158	
年平均気温 (°C)	0.2166	1	～ 13	22	-0.0054	
		2	13 ～ 15	33	-0.1417	
		3	15 ～	64	0.0749	
年降雪量 (cm)	0.1692	1	～ 10	53	0.0263	
		2	10 ～ 100	25	0.0840	
		3	100 ～	41	-0.0852	
完成後の経過年 (年)	0.1906	1	～ 10	35	-0.0214	
		2	10 ～ 20	52	-0.0637	
		3	20 ～	32	0.1269	
M ₁ (T-Pkg/年・km ²)	0.6447	1	～ 100	33	-0.3559	
		2	100 ～ 1000	44	-0.0087	
		3	1,000 ～	42	0.2888	
N (T-Pkg/年・km ²)	0.2454	1	～ 1,000	35	-0.1283	
		2	1,000 ～ 3,000	49	0.0080	
		3	3,000 ～	35	0.1171	
M ₂ (T-Pkg/年・km ²)	0.3390	1	～ 1,000	35	-0.1871	
		2	1,000 ～ 10,000	43	0.0075	
		3	10,000 ～	41	0.1519	

4.4 貯水池水質の数値解析モデル

先にも述べたように概略検討の結果、水質変化現象、問題発生の可能性有り判断された場合、シミュレーションモデルによる詳細な検討が必要になる。シミュレーションモデルによる検討では将来水質予測及び評価を定量的に行うことが可能である。以下にシミュレーションモデルの説明を述べるとともに、5章において計算例とあわせ、貯水池水質の数値解析モデルについて記述し、6.2節においてシミュレーションによる水質評価計算例を述べる。

貯水池水質の数値解析モデルは、貯水池内水温・水質変化の擬似構造を数学式で表現し数値解析を行うことにより、その時空間分布を把握しようとするものである。ここで取り扱う貯水池における流体すなわち貯水池水の性質は、水理学的立場からは連続体としての要素である密度、圧縮性、粘度により代表される。さらに貯留水の流れは、水温成層の形成とその変化にみられるように熱輸送を伴うと同時に、濁質、栄養塩などの微細な浮遊物質あるいは溶存物質を含みそれらを輸送する流れでもある。しかしながら、水温は連続性の性質を有し、濁質や他の水質物質も極めて微細な粒子あるいは溶解性物質より構成され、それらが水に比べてはるかに少ない量であることから、水温と同様に連続体としての濁度、濃度として取り扱う。いずれにしても、貯水池内の流体は連続体として扱うことが可能なため、貯水池流体解析には水理解析の一般的な基礎概念である流体力学原理を出発点とした数学モデルが展開されることになる。

これらの基礎原理は図-4.10に示されるが¹⁵⁾¹⁶⁾、

- ① 質量保存則
- ② 運動量保存則
- ③ エネルギー保存則（熱力学の第一法則）

である。

ところが、このうち質量保存則は、貯留水の密度変化の特徴から、非圧縮性流体としての水の連続式と濃度の保存式に変換することが可能である。一方、エネルギー保存則は熱エネルギーに関する部分が極めて大きいことから、熱収支式すなわち水温保存式で代用される¹⁷⁾。

したがって、貯水池水理に対しては①～③の基礎原理が、次の4つの式に変換されて適用される。

- 1) 非圧縮性流体の連続式
- 2) 運動量保存式
- 3) 水温の保存式
- 4) 濃度の保存式

以上により、貯水池流体解体のための基礎数学モデルは次のように記述される¹⁸⁾。

- 1) 水の連続式

$$\nabla \cdot \mathbf{V} = 0 \quad (4.11)$$

- 2) 運動量保存式

$$\begin{aligned} \rho \frac{\partial \mathbf{V}}{\partial t} + (\mathbf{V} \cdot \nabla)(\rho \mathbf{V}) \\ = -\nabla(\rho Q) - \nabla P \\ + \nabla(\pi - \rho \overline{V'V'}) \end{aligned} \quad (4.12)$$

- 3) 水温の保存式

$$\frac{\partial T}{\partial t} + (\mathbf{V} \cdot \nabla) T$$

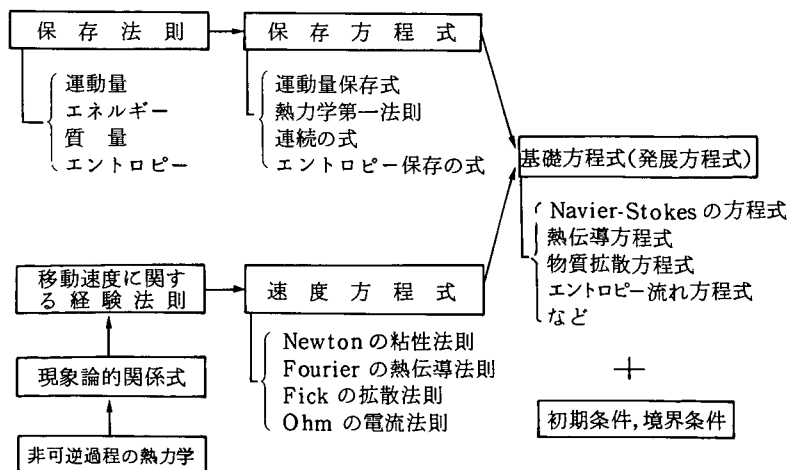


図-4.10 移動現象の数学的定式化

$$+\nabla \cdot (\overline{T'V'}) = \frac{H}{\rho c_w} \quad (4.13)$$

4) 濃度収支式

$$\frac{\partial X}{\partial t} + (\mathbf{V} \cdot \nabla) X + \nabla \cdot (\overline{X'V'}) = 0 \quad (4.14)$$

ここに、 ∇ ; ハミルトンの微分演算子で

$$\nabla = i \frac{\partial}{\partial x} + j \frac{\partial}{\partial y} + k \frac{\partial}{\partial z},$$

$\mathbf{V}$; 速度ベクトル, T ; 水温, H ; 単位容積・単位時間当たりの発生熱量, ρ ; 水の密度, c_w ; 水の比熱, X ; 濃度, Φ ; 力のポテンシャル, P ; 圧力, π ; 応力テンソル, t ; 時間, $'$; 各変数の時間的変動量, である。

上記の基礎数学モデルは未知量と方程式の数が等しく、原理的には解くことが可能である。しかし、実際にはこれらの連立方程式が解かれる例は少なく、一般に電子計算機を用いた数値計算によることが多い。このような数値解析モデルは、解析対象水質や対象とする現象の空間的取り扱いに応じて分類される。以下に各モデルの概要とその適用例について紹介する。

4.4.1 冷水解析モデル

古くから自然湖沼での水温を把握しようとする試みはなされてきたが、ダム貯水池においても貯留水の有効利用を図るうえから、その水温予測を行うことが重要である。そして、既にいくつかのシミュレーションモデルが提案され、実貯水池での適用性について報告がなされている。そこで、これらについてその概要を紹介する。

従来からの多くの観測結果によれば、水温分布は層状であり、深さ方向に水温が変わっている。最も単純なモデルは表層水温と底層水温という二成層流であり、次第に変水温層（一般に水温躍層といわれる）を取り入れることにより多成層流として扱うようになった。いずれにせよ、水平な層で構成されるものとみて差し支えないので、要素分割は貯水池を深さ方向に1~2 mの厚さで切りとった水平層とする。このような方法による解析は、従来から行われている Huber-Ryan-Harleman の MIT モデルが¹⁹⁾、また我が国では電研のものがある²⁰⁾。これらのモデルはいわゆる鉛直一次元モデルであるが、貯水池内の水温変化のように時間的にも空間的にもその変化が緩慢であり、水平層内における一様性が認められる場合には、このようなモデルで妥当であり、かつ十分である。

水温変化の解析は、日射、大気輻射等による熱の供

給、蒸発、大気への逆輻射等熱の流出など大気圏との熱交換を主体に、流入水による熱の供給、流出を加え、水平に分割された層ごとに熱収支を計算し、貯水池内の水温分布を求めるものである。

モデルの基本的な考え方を要約すれば以下のとおりである。

① 水温分布は水平方向に一律とする。

② 自然河川、揚水などの流入、発電取水、洪水放流などともなう貯水池内の流動範囲は、内部フルード数と流量で決まるものとする。

③ 大気圏との熱収支として、日射、大気輻射、水面からの反射、逆輻射、蒸発、熱伝導を考慮する。

④ 水温の時間変化は移流、拡散、対流混合、大気圏との熱収支によるものとする。

⑤ 対流混合は、不安定な密度分布が生じた場合に安定な分布を得るまで鉛直方向に貯留水を混合させる計算によって模擬する。

このような鉛直一次元モデルから、電子計算機の発達とともに流下方向の局所的な水温変化を再現する二次元モデルも作成されている。しかしながら、水深方向に水温変化が卓越する冷水現象の解析には鉛直一次元モデルで十分な精度を有していると考えられる。水温の二次元解析を行うのは、むしろ後述の濁水解析モデルにおける密度流現象や熱対流現象の再現、さらには富栄養化解析モデルでの植物プランクトンの増殖や栄養塩濃度の増減といった生物・化学的な変化過程の表現に必要であるという意味合いが大きい。

4.4.2 濁水解析モデル

濁水解析モデルには、現象の空間的取り扱いに応じて表-4.3²¹⁾のようにボックスモデル、一次元モデル、および二次元モデルなどがある。

ボックスモデルは二次躍層以下を死水域とし、二次躍層以上を1~3つのボックスと考えて、ボックス内での濁度は均一として計算を行う。したがって、大規模貯水池を対象とした場合、モデルの設定に無理があり、また二次躍層の位置を外部から与えなくてはならないため、検証データがない場合には十分な検討を行うことが難しい。ボックスモデルでは水温についての計算は行わず濁度のみを対象とする場合が多い。しかし、ダム貯水池が中規模以下の時、モデルの性格上かなり良い結果が得られる。また他のモデルに比べて入力パラメータが少ないためモデルの同定および将来予測が比較的容易にできる。計算時間が少ないため数多くのケースをシミュレーションする場合コスト的にみて有利である。

一方、前節でも述べたように成層型貯水池の水温分布は年間を通して水平方向にほぼ一様で、鉛直方向にのみ変化しているとみなせる場合が多い。したがって、水温は一次元解析が妥当である。一次元モデルはこの立場に立つもので、貯水池を水平な層に分割し、その熱収支式から水温の鉛直一次元分布を求めるものである。

濁度分布も、中・大規模洪水によって貯留水の大半が入れ替わり、洪水後の流入流出水による希釈・拡散ならびに沈降によって清澄化していく過程では水平方向にほぼ一様と見なし得る。そこで、濁度の予測についても水温と同様に、水平分割層内における懸濁物質の収支式から濁度の鉛直一次元分布を計算する。この場合、流れや水質の計算には水温の知識が不可欠なため、常に水温解析モデルと併用される。一次元モデルはボックスモデルより貯水池内の挙動を詳細に予測できるが、洪水流入初期に濁水塊の先端が池内を流下していくような現象の検討は不可能である。一般に、長期的かつ平均的な濁水現象の予測解析には本モデルが適しているとされる。

二次元モデルは貯水池内を鉛直、水平方向に区切り、複数のコントロール・ボリュームに分割して計算を行う手法である。鉛直一次元モデルに比べ、洪水流入初期における池内の濁水挙動など、より詳細な検討が行える。しかし、鉛直一次元モデルよりさらに計算時間が長く必要であるため、洪水時などの短期的な濁水現象の予測解析に適しているとされる。

4.4.3 富栄養化解析モデル

富栄養化した水域で起こっている栄養塩摂取による植物プランクトンの生産・増殖、植物プランクトンの

死滅や動物プランクトンによる捕食などによる減少、その他の現象を水域内での低次生態系の動的平衡としてとらえ、数理科学的に解析する研究が、現在かなり行われている。このような現象は非常に複雑であり、まだ未知の点も多いが実用上はほぼ十分なモデルもいくつか開発されている。

富栄養化解析モデルは、植物プランクトン（一次生産者）を中心とした水質変化機構の概略を数学式で表現しようとするものである。数値モデル化を行うために、まず貯水池を適当な要素に分割する必要があるが、このような空間スケールの取り扱いには濁水解析モデルと同様なものが考えられている。すなわち、ボックス、鉛直一次元、二次元モデルの三種があり、それぞれの使用目的に応じて使い分けられる。各モデルの特徴については表-4.3を参照されたい。

次に分割された各要素内における水質変化を数学式で表現する訳であるが、このような水質変化過程の扱いは数多く考えられる。表-4.4～4.6には現在までに提案されている富栄養化解析モデルを整理し、各々のモデルの特徴（特に水理・水質・生物学的過程の取り扱い）についてとりまとめたものである。また、表-4.7にはこれらの富栄養化解析モデルで、特に重要な植物プランクトンの表現方法について整理した。

本表に示される水質変化機構に基づいて、生産・分解等の反応に基づく単位時間当たりの濃度変化量 S を数学式で表現し、各水質指標の濃度の保存式を以下のような連立偏微分方程式系で作成する。

$$\frac{\partial X}{\partial t} + (V \cdot \nabla) X + \nabla \cdot (\overline{X'V'}) = S \quad (4.15)$$

表-4.3 貯水池水理数値解析モデルの分類と特徴

		ボックスモデル	一次元モデル	二次元モデル
タイム・ステップ		大	大	小
計 算 時 間		小	中	大
空間要素の 取り扱い	鉛 直	粗	密	密
	水 平	なし	なし	密
結 果 の 特 徴		簡易なモデルでマクロ的に予測ができる。 貯水池内の水質挙動を細部にわたっては表現できない。 水温分布の予測ができない。	長期的な貯水池内の水質挙動を表現できる。	短期的及び洪水時の貯水池内の挙動について表現できるが、計算時間が長くなる。
研 究 室 に お け る 既 開 発 モ デ ル 例		二層モデル 三層モデル 四層モデル	鉛直一次元モデル 準二次元モデル	二次元差分モデル 二次元有限要素モデル

ここに、 X ；濃度， V ；速度ベクトル， t ；時間， S ；
生産・分解等の反応に基づく単位時間当たりの濃度変
化量， $'$ ；各変数の時間的変動量，である。

貯水池内の流動（移流，拡散）および水温を用いて
（連立させて），本モデル式の数値計算を実施すれば貯
水池水質解析のシミュレーションが可能となる。

表-4.4 富栄養化解析モデルシミュレーション項目一覧表

NO	対象湖沼 (モデル名)	研究者 (研究機関)	栄 養 塩								生産者	消費者	有 機 物 COD		DO	デ トリ タ ス	その他
			窒 素				リ ン				植物 プラン ク ト ン	植物 プラン ク ト ン	溶存性	粒子性			
			無 機 態		有 機 態		無 機 態		無 機 態								
			溶存性	粒子性	溶存性	粒子性	溶存性	粒子性	溶存性	粒子性			溶存性	粒子性			
1	San-Joaquin	Di Toro 等	○							○	○						
2	エ リ ー 湖	〃	(NH ₄ -N, NO ₃ -N)		○		○		○	○	○						
3	Glums φ 湖	Jørgensen	○		○		○		○	○	○						
4	チェサピク湾	ASCE	(NH ₄ , NO ₂ , NO ₃)							○	○				○		
5	KANEOHE 湾	〃	(NH ₄ , NO ₂ , NO ₃)							○	○					○	
6	琵琶 湖	土 木 学 会	○		○			○		○	○						
7	琵琶湖南湖	宗宮(京大)	○		○			○		○	○						
8	琵琶湖全域	岩井(京大)	○		○		○		○	○	○						
9	室 生 ダム	岩佐(京大)	○		○		○		○	○	○						
10	琵琶湖南湖	滋 賀 県	○		○			○		○	○						
11	諏 訪 湖	文 部 省	○		○		○		○	○	○				○		
12	三 河 湾	公害資源研					○			○	○				○		
13	諏 訪 湖	環 境 庁	○		○		○		○	○	○						
14	気 仙 沼	〃					○			○			○				
15	〃	〃					○			○	○		○				
16	霞ヶ浦高浜入	環境庁公害研	○				○			○	○						
17	霞ヶ浦	〃	○		○		○		○	○	○						
18	小 川 原 湖	建 設 省	溶存性窒素	粒子性窒素	溶存性リン	粒子性リン				○			○	○			
19	八 田 原 ダム	土研水質研	○		○		○		○	○	○					水温	
20	室生、一庫等	土研水資源研	○		○		○		○	○	○		○		○	水温、濁質	

表-4.5 富栄養化解析モデル掲載文献一覧表

NO	対 象 湖 沼 (モ デ ル 名)	研 究 者 (研 究 機 関)	掲 載 文 献
1	San-Joaquin	Di Toro 等	A Dynamic Model of Phytoplankton Population in the Sacramento-San Joaquin Delta. Advances in Chemistry Series
2	エ リ ー 湖	〃	Phytoplankton-Zooplankton Nutrient Interaction Model for Western Lake Erie (Academic Press)
3	Glums φ 湖	Jørgensen	A Eutrophication Model of Water Systems. Ecological Modelling. Vol. 2. No. 2. 1976
4	チエサピク湾	ASCE	Nitrogen Cycle Model for Aquatic Systeme: Analysis (ASCE EE Division Vol. 104 No. 5. 1977)
5	KANEOHE 湾	〃	Solution of Coupled Nonlinear Ecosystem Equations (ASCE EE Division Vol. 104 No. 5. 1977)
6	琵琶湖	土木学会	琵琶湖の将来水質に関する調査報告書, 1975.
7	琵琶湖南湖	宗宮(京大)	琵琶湖南湖におけるプランクトンと栄養塩類の挙動, 衛生工学研究シンポジウム講演論文集, 1978. pp. 58~62
8	琵琶湖全域	岩井(京大)	Multi Species of Planktons and Nutrients Model of Lake Eutrophication (1st International Conference on State of the Art of Ecological Modelling)
9	室生ダム	岩佐(京大)	貯水池水理の数値解析法とその適用について, 京都大学防災研究所年報第22号-B, 1979. pp. 341~354
10	琵琶湖南湖	滋賀県	琵琶湖南湖中部流域下水道浄化センター放流水質南湖シミュレーション
11	諏訪湖	文部省	諏訪湖集水域生態系研究経過報告第7号(環境科学研究報告集B-83, 昭和56年3月 文部省)
12	三河湾	公害資源研	沿岸海洋生態系の研究-2層モデルによる数値シミュレーションと解析-(昭和53年, 公害資源研究所)
13	諏訪湖	環境庁	水質変化予測基本調査報告書(昭和52年, 環境庁水質保全局)
14	気仙沼	〃	昭和54年度, 数値シミュレーション手法調査報告書(昭和55年3月, 環境庁水質保全局)
15	〃	〃	昭和54年度, 数値シミュレーション手法調査報告書(昭和55年3月, 環境庁水質保全局)
16	霞ヶ浦高浜入	環境庁公害研	霞ヶ浦高浜入における藻類増殖のシミュレーションに関する研究, 国立公害研究所報告第6号, 1979. pp. 273~280
17	霞ヶ浦	〃	特別研究「陸水域の富栄養化防止に関する総合研究」研究内容検討会資料(昭和58年1月国立公害研究所)
18	小川原湖	建設省	第35回建設省技術研究会報告
19	八田原ダム	土研水質研	八田原ダム貯水池水質予測計算業務報告書
20	室生, 一庫等	土研水資源研	土木技術資料Vol. 25. No. 4. 1983

表-4.6(1) 富栄養化解析モデルの空間的、生物学的過程の取り扱い

NO	対 象 湖 沼 (モデル名)	研 究 者 (研究機関)	空間的取り扱い	生物学的過程の取り扱い
1	San-Joaquin	Di Toro 等	1ボックス (代表水域)	
2	エ リ ー 湖	〃	7ブロック完全混合	
3	Glums φ湖	Jφ rgensen	1ボックス	
4	チェサピク湾	ASCE	完全混合	
5	KANEOHE 湾	〃	水平2次元拡散 (FEM)	

表-4.6(2) 富栄養化解析モデルの空間的、生物学的過程の取り扱い

NO	対象湖沼 (モデル名)	研究者 (研究機関)	空間的取り扱い	生物学的過程の取り扱い
6	琵琶湖	土木学会	南湖：1ブロック 北湖：2ブロック	
7	琵琶湖南湖	宗宮(京大)	1ボックス	
8	琵琶湖全域	岩井(京大)	鉛直2層5ブロック 完全混合	
9	室生ダム	岩佐(京大)	流れ方向に1km 水深方向に1mで分割	
10	琵琶湖南湖	滋賀県	1ブロック完全混合	

表-4.6(3) 富栄養化解析モデルの空間的、生物学的過程の取り扱い

NO	対 象 湖 沼 (モデル名)	研 究 者 (研究機関)	空間的取り扱い	生物学的過程の取り扱い
11	諏 訪 湖	文 部 省	鉛直 2 層完全混合	
12	三 河 湾	公 害 資 源 研	詳細不明	
13	諏 訪 湖	環 境 庁	鉛直 2 層完全混合	
14	気 仙 沼	〃	水平 2 次元拡散	

表-4.6(4) 富栄養化解析モデルの空間的、生物学的過程の取り扱い

NO	対象湖沼 (モデル名)	研究者 (研究機関)	空間的取り扱い	生物学的過程の取り扱い
15	気仙沼	環境庁	水平2次元拡散	
16	霞ヶ浦高浜入	環境庁公害研	3ブロック	
17	霞ヶ浦	〃	1ブロック完全混合	
18	小川原湖	建設省	鉛直2層4ブロック完全混合	

表-4.6(5) 富栄養化解析モデルの空間的、生物学的過程の取り扱い

NO	対象湖沼 (モデル名)	研究者 (研究機関)	空間的取り扱い	生物学的過程の取り扱い
19	八田原ダム	土研水質研	水温予測モデル ・水深方向に2mで貯水池を分割 富栄養化モデル ・水深方向に3層に分割	
20	室生一庫等 ダム	土研水資源研	水深方向に2mで貯水池を分割	

表-4.7 植物プランクトンの表現方法

項	影 響 因 子	モ デ ル 表 現
増 殖 率	日 射 量	指数型 (強光阻害を考慮) 比例型 Monod型
	水 温	比例型 指数型 (高温阻害を考慮) 指数型 (高温阻害は考えない)
	栄 養 塩	Monod型
	そ の 他	光の消散係数への植物プランクトン濃度の影響, スペース効果
呼 吸 率	水 温	比例型 指数型
	—	定数
※ 捕 食 率	動物プランクトン濃度	比例型
	植物プランクトン濃度	Monod型または無関係
	水 温	比例型 指数型
	—	定数

※ 死滅率を付加して取り扱うこともある。

5. 貯水池水理・水質の数値解析モデル

前章で簡単に述べたように貯水池水理・水質の数値解析モデルは、貯水池内水理・水質変化の擬似構造を数学式で表現し、数値解析を行うことにより、その時間空間分布を把握しようとするものである。このような解析には、既述のとおり水理解析の一般的基礎概念である流体力学原理を基にした数学モデルを用いることになる。また、数値計算においては、対象とする現象の時間的・空間的一様性やスケールに応じて適当な大きさの時間・空間内のものに変換する必要がある。そこで、本章では空間的取り扱いから貯水池水理・水質の数値解析モデルを分類し、その中で代表的な一次元、準二次元、二次元モデルの概要とその適用結果の一例について紹介する。

5.1 一次元モデル

貯水池内の水温・水質変化は流下方向に比して水深方向が卓越すると仮定し、図-5.1に示すように水深方向に層分割した一次元モデルについて本節では述べる。

5.1.1 モデルの概要

一次元モデルは安芸・白砂らの水温・濁度解析のための鉛直一次元モデル²⁰⁾を基本とし、富栄養化に関する水質の解析も行えるよう拡張したものである。図-5.2に示す貯水池各層内部における水質変化過程を考慮すると、数値解析のための基礎数学モデルは以下のよう表される²²⁾²³⁾。

1) 非圧縮性流体の連続式

$$\frac{\partial(vA)}{\partial t} = (u_i - u_0) \cdot B \quad (5.1)$$

2) 水温の保存式

$$\begin{aligned} \frac{\partial T}{\partial t} = & \frac{B}{A} (u_i T_i - u_0 T) - \frac{1}{A} \cdot \frac{\partial}{\partial y} (v \cdot A \cdot T) \\ & + \frac{(\alpha + D)}{A} \cdot \frac{\partial}{\partial y} \left(A \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \right) \\ & + \frac{1}{\rho \cdot C_w \cdot A} \cdot \frac{\partial}{\partial y} (\phi A) \end{aligned} \quad (5.2)$$

3) 濁質濃度保存式

$$\begin{aligned} \frac{\partial C}{\partial t} = & \frac{B}{A} (u_i C_i - u_0 C) - \frac{1}{A} \cdot \frac{\partial}{\partial y} (v \cdot A \cdot C) \\ & + \frac{(\alpha + D)}{A} \cdot \frac{\partial}{\partial y} \left(A \cdot \frac{\partial C}{\partial y} \right) \\ & + \frac{1}{A} \cdot \frac{\partial}{\partial y} (w_c \cdot A \cdot C) \end{aligned} \quad (5.3)$$

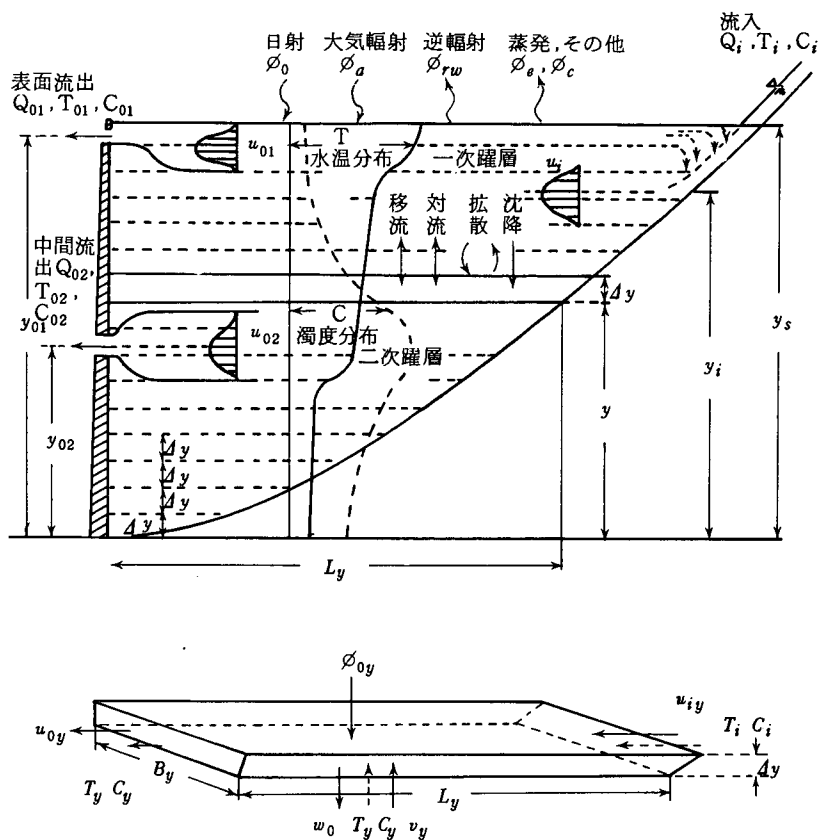
4) 水質の濃度の保存式

$$\frac{\partial X}{\partial t} = F(X) + V_0(X) + S(X) \quad (5.4)$$

$$\begin{aligned} F(X) = & \frac{B}{A} (u_i X_i - u_0 X) - \frac{1}{A} \cdot \frac{\partial}{\partial y} (v \cdot A \cdot X) \\ & + \frac{(\alpha + D)}{A} \cdot \frac{\partial}{\partial y} \left(A \cdot \frac{\partial X}{\partial y} \right) \end{aligned} \quad (5.5)$$

$$V_0(X) = \frac{1}{A} \cdot \frac{\partial}{\partial y} (w_x \cdot A \cdot X) \quad (5.6)$$

ここに、 v ；鉛直方向流速、 u_i ；流入水の水平方向流



ここに, T_y : 標高 y の水温

C_y : 標高 y の濃度

u_{iy} : 標高 y の流入水の水平方向流速

u_{oy} : 標高 y の流出水の水平方向流速

v_y : 標高 y の鉛直方向流速

w_0 : 懸濁粒子の沈降速度

Q_{vy} : 標高 y の鉛直方向の流量

q_{iy} : 標高 y の水平方向の流入量

q_{oy} : 標高 y の水平方向流出量

L_y : 標高 y における貯水池長

T_i' : 標高 y の流入水温

C_i' : 標高 y の流入水濃度

A_y : 標高 y の貯水池平面積

B_y : 標高 y の貯水池平均幅

ϕ_y : 標高 y に達する輻射熱

α : 分子拡散係数

D : 渦動拡散係数

ρ : 水の密度

c : 水の比熱

t : 時間

図-5.1 一次元モデル概念図

速, u_0 ; 流出水の水平方向流速, y ; 標高, A ; 貯水池面積, B ; 貯水池平均幅, T ; 水温, T_i ; 流入水温, ρ ; 水の密度, C_w ; 水の比熱, ϕ ; 輻射熱, C ; 濁質濃度, C_i ; 流入濁質濃度, W_c ; 濁質の沈降速度, X ; 濃度, X_i ; 流入水質濃度, W_x ; 懸濁質の沈降速度, α_m ; 分子拡散係数, D ; 渦動拡散係数, t ; 時間, $F(X)$; 移流・拡散項, $V_0(X)$; 沈降項, $S(X)$; 生化学的生産・消費項である。

このうち、水質の生化学的生産・消費項 $S(X)$ については、前章の表-4.6に示した水質因子相互間の変化過程にもとづいて定式化する訳であるが、ここでは下記の図-5.2に示す濁質 C を除いた8項目を水質因子として抽出し、それら相互間の変化過程を表-5.1のように定式化した。なお、植物プランクトンと動物プランクトンの現存量はそれぞれ一般的によく用いられるクロロフィル a 濃度、炭素濃度を水質指標に採用し

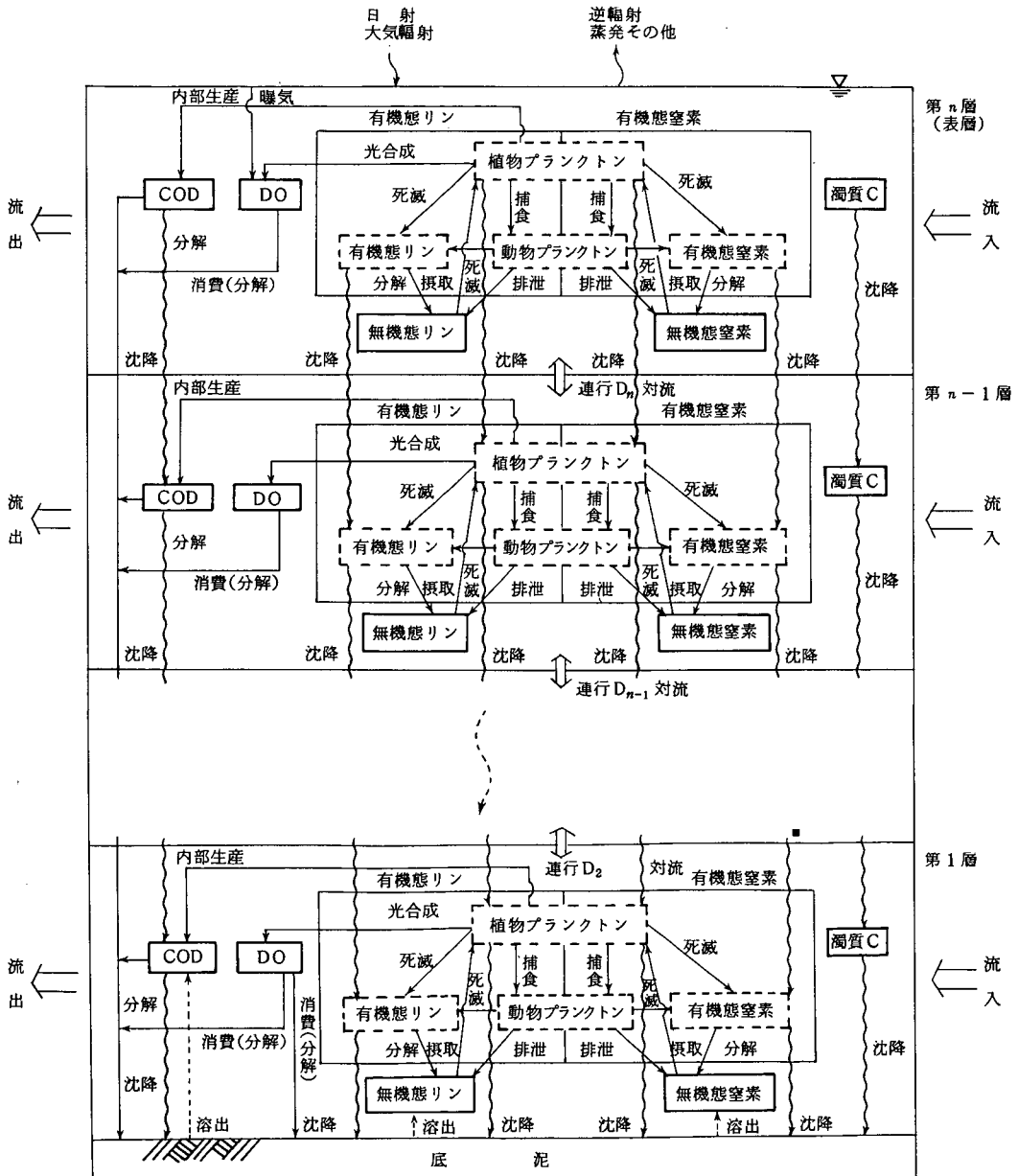


図-5.2 貯水池内水質変化機構概念図

表-5.1 モデル式 (生化学的生産・消費項)

$S(P) = (G_P - \underbrace{D_P}_{\text{増殖 呼吸(死滅)}} - \underbrace{G_Z}_{\text{捕食}}) \cdot PP$ $G_P = \beta_s \cdot K \cdot T_s \left\{ \frac{T}{T_s} \exp \left(1 - \frac{T}{T_s} \right) \right\}^3 \frac{I_y}{I_s} \exp \left(1 - \frac{I_y}{I_s} \right) \cdot \frac{IN}{K_{IN} + IN} \cdot \frac{IP}{K_{IP} + IP}$ $D_P = R_{PP} \cdot \theta_{PP}^{T-20}$ $G_Z = R_g \cdot \frac{K_{PP}}{K_{PP} + PP} \cdot ZP$ $S(ZP) = \underbrace{\alpha \cdot a_z \cdot B_z \cdot PP}_{\text{増殖}} - \underbrace{R_z \cdot \theta_z^{T-20} \cdot ZP}_{\text{死滅}}$ $S(DO) = \underbrace{K_1(DO - DO)}_{\text{再曝気 (表層のみ)}} + \underbrace{K_2 \cdot \theta_{DO}^{T-20} \cdot PP}_{\text{光合成による DO 生産}} - \underbrace{K_3 \cdot COD}_{\text{COD 物質による DO 消費}} - \underbrace{\gamma \frac{A_B}{V}}_{\text{底泥による DO 消費}}$ $S(COD) = \underbrace{K_P \cdot G_P \cdot PP}_{\text{内部生産}} - \underbrace{R_C \cdot \theta_C^{T-20} \cdot COD}_{\text{分 解}} + \underbrace{R_{WC} \cdot \theta_{WC}^{T-20} \cdot \frac{A_B}{V}}_{\text{底泥からの溶出}}$ $S(IP) = \underbrace{(-\beta_P \cdot G_P)}_{\text{植物プランクトンの摂取}} + \underbrace{\beta_P(1-a_z) \cdot G_z}_{\text{動物プランクトンの排泄}} \cdot PP + \underbrace{R_P \cdot \theta_P^{T-20}(OP - \beta_P \cdot PP - \gamma_P \cdot ZP)}_{\text{有機態から無機態への分解}} + \underbrace{R_{WR} \cdot f_D \cdot \theta_{WP}^{T-20} \cdot \frac{A_B}{V}}_{\text{底泥からの溶出}}$ $S(OP) = \underbrace{(\beta_P \cdot G_P)}_{\text{植物プランクトンの摂取}} - \underbrace{\beta_P(1-a_z) \cdot G_z}_{\text{動物プランクトンの排泄}} \cdot PP - \underbrace{R_P \cdot \theta_P^{T-20}(OP - \beta_P \cdot PP - \gamma_P \cdot ZP)}_{\text{有機態から無機態への変換(分解)}}$ $S(IN) = \underbrace{(-\beta_N \cdot G_P)}_{\text{植物プランクトンの摂取}} + \underbrace{\beta_N(1-a_z) \cdot G_z}_{\text{動物プランクトンの排泄}} \cdot PP + \underbrace{R_N \cdot \theta_N^{T-20}(ON - \beta_N \cdot PP - \gamma_N \cdot ZP)}_{\text{有機態から無機態への分解}} + \underbrace{R_{WN} \cdot \theta_{WN}^{T-20} \cdot \frac{A_B}{V}}_{\text{底泥からの溶出}}$ $S(ON) = \underbrace{(\beta_N \cdot G_P)}_{\text{植物プランクトンの摂取}} - \underbrace{\beta_N(1-a_z) \cdot G_z}_{\text{動物プランクトンの排泄}} \cdot PP - \underbrace{R_N \cdot \theta_N^{T-20}(ON - \beta_N \cdot PP - \gamma_N \cdot ZP)}_{\text{有機態から無機態への変換(分解)}}$	
ここに PP: クロロフィルa濃度 ZP: 炭素濃度 DO: 飽和溶存酸素濃度 DO: 溶存酸素濃度 COD: COD濃度 I_y: 標高 y における日射量 $I_y = I_0 \exp \{-\eta(y_s - y)\}$ I_0: 水表面の日射量 y_s: 水表面標高	
IP: 無機態リン濃度 IN: 無機態窒素濃度 OP: 有機態リン濃度 ON: 有機態窒素濃度 A_B: 底泥面積 V: 貯留量 η: 日射量減衰定数 $\eta = 0.5 + 0.001 \cdot PP$	

た。また、沈降を考慮したものは、クロロフィル a, COD, 有機態の窒素・リンである。

これらの基礎方程式にもとづいて数値計算を行うに際しては、以下に示す条件を考慮し、図-5.3の計算フローに従って実施する。その概要は、計算時間間隔毎に各層の移流、拡散量を算定し、その結果を用いて水

温、濁度、各水質の計算を行うものである。なお、計算に際し、表-5.2に示す生化学的生産・消費項のパラメータ値及び初期条件、境界条件は適用する貯水池毎に適切に設定する必要がある²⁴⁾。

又、ここで濁度の計算と述べたが、本報のモデルは、物質の濃度の収支を計算するものであり、濁りについ

表-5.2 パラメーター一覧表（生化学的生産・消費項）

区 分	パラメータ	説 明
植物の増殖 プランクトン	β_s	動物プランクトン増殖のスペース効果係数 $\beta_s = \exp(-\beta_{si} \cdot PP)$
	K	水温比例定数
	T_s	植物プランクトンの最大増殖率を与える最適水温
	I_s	植物プランクトンの最大増殖率を与える最適日射量
	K_{IN}	無機態窒素に関する半飽和定数
	K_{IP}	無機態リンに関する半飽和定数
植物の死滅 プランクトン	R_{PP}	20°Cにおける植物プランクトンの呼吸によるクロロフィルa消滅率
	θ_{PP}	クロロフィルa消滅率に対する温度係数
動物の増殖 プランクトン	R_g	動物プランクトンろ過率
	a_z	動物プランクトンの同化率
	K_{PP}	クロロフィルaに関する半飽和定数
動物の死滅 プランクトン	R_z	20°Cにおける動物プランクトンの呼吸による動物プランクトンの消滅率
	θ_z	動物プランクトンの呼吸による動物プランクトンの消滅率に対する温度係数
D O 生産	K_1	再曝気係数
	K_2	20°Cにおける光合成によるDO生産率
	θ_{DO}	光合成によるDO生産率に対する温度係数
D O 消費	K_3	COD物質によるDO消費率
	r	底泥によるDO消費率
分 解	R_C	20°CのときのCOD分解率
	θ_c	COD分解率に対する温度係数
	R_P	20°Cのときの有機態リンから無機態リンへの変換率
	θ_P	有機態リンから無機態リンへの変換率に対する温度係数
	R_N	20°Cのときの有機態窒素から無機態窒素への変換率
	θ_N	有機態窒素から無機態窒素への変換率に対する温度係数
溶 出	R_{WC}	CODの底泥からの溶出率
	θ_{WC}	CODの底泥からの溶出率に対する温度係数
	R_{WP}	底泥中のリン含有量
	f_d	溶存酸素の存在によるリンの溶出率減少を表わす補正係数
	θ_{WP}	無機態リンの底泥からの溶出率に対する温度係数
	R_{WN}	無機態窒素の底泥からの溶出率
	θ_{WN}	無機態窒素の底泥からの溶出率に対する温度係数
変 換 率	a	植物プランクトン中の炭素量とクロロフィルa量の比
	K_P	植物プランクトン中のCOD物質とクロロフィルa量の比
	β_P	植物プランクトン中のリン量とクロロフィルa量比
	β_N	植物プランクトン中の窒素量とクロロフィルa量比
	r_P	植物プランクトン中のリン量と炭素量比
	r_N	植物プランクトン中の窒素量と炭素量比

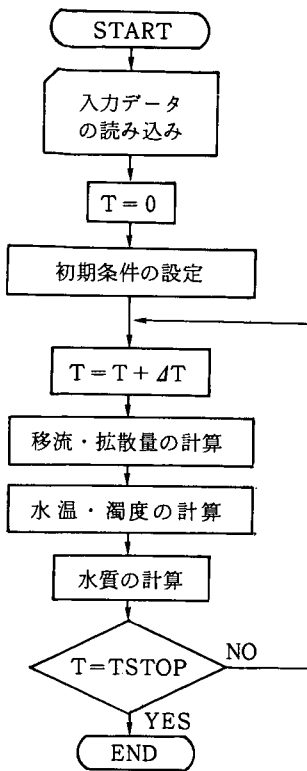


図-5.3 計算フロー

では濁質濃度の収支を計算している。これに対して、濁度は濁りの程度を定量化するのに、光の微細粒子による散乱現象を利用した指標であり、濁度の保存式というのは意味が無い。

しかし、実際の現場における計測は、濁質濃度(SS)に比べ濁度の計測の方がはるかに容易であるため現場計測には濁度が用いられることが多い。濁度の計測方法には、JIS K-0101にも記載されているように肉眼によりカオリン標準液と比較して求める視覚濁度と透過光濁度、散乱光濁度、積分球濁度といった光電光度法の2通りに分類される。建設省が採用している測定方式は積分球式が多い。

この様に、実測値は濁度で示されることが多いので、データ入力値、計算結果は濁度で表示の方が便利である。そこで、モデル計算では濁度と濁質濃度との変換が行われる必要がある。微細粒子の散乱光の強さは入射光の強さ、単位体積中の粒子の数、粒子の直径、光の波長により表わされるが、これは同じ程度の濁りであっても含まれる粒子の大きさが異なれば、粒子の数も異なるということである。宮崎ら²⁵⁾によれば、濁

度と濁質濃度との関係は次の様に表わされる。

$$\gamma = SS/T_b = Kd^m$$

ここに、

γ : 濁係数, SS : 濁質濃度, T_b : 濁度, d : 粒径, K, m : 定数

ただし、実験の粒径範囲は $2.5 \sim 42.5 \mu$ である。定数 K, m の値は粒子の種類や測定機器によっても異なり計算対象ダム毎にデータをもとに決定する必要がある。宮永²⁶⁾によれば m については理論的にほぼ1となることが説明されており、 K, m が求まれば上述の式より濁度と濁質濃度が変換可能となる。本報において記述されているモデル中では、データ入力は濁度で行い、これを上述の式より濁質濃度に変換し、収支計算を行った後計算結果については濁度で表わすこととしている。又、積分球方式の場合、 K, m の値として次の実験値が得られている。

- $0.14 < K < 0.64, 0.74 < m < 0.91$ (港湾底泥の平均粒径, 宮崎ら²⁵⁾)
- $K = 0.41, m = 0.66$ (カオリンの50%粒径, 宮永ら)
- $K = 0.18, m = 1$ (貯水池流入水濁質の50%粒径, 宮永ら)

(1) 貯水池の層分割

表層以外の各層厚は時間的に不変であるが、表層厚 Δy_s は水位変動に応じて変化する。従って、表層の計算において表層厚が極端に薄くなると計算値が時間的に振動するおそれがあるため、便宜的に、 $\Delta y_s \leq \Delta y/4$ (Δy : 分割層厚=2m) となった場合には表層とその下の層とを混合させ、この層を新たな表層として計算を続けるものとした。また、水位が上昇して $\Delta y_s > 5 \cdot \Delta y/4$ となった場合には Δy を越える部分を新たな表層とし、中間層を一層増し計算を行う。

(2) 計算時間間隔の判定

計算時間間隔 Δt は次の安定条件及び入力条件の時間間隔のうち小さい方を Δt とした。

$$\Delta t = \min \left(\frac{\Delta y^2}{2D}, \frac{\Delta y}{v_m}, \frac{\Delta y}{w_m}, \Delta t_0 \right) \quad (5.7)$$

ここに、 Δy : 分割層数, D : 渦動拡散係数, v_m : 時刻 t における鉛直流速の絶対値の最大値, w_m : 時刻 t における沈降速度の最大値, Δt_0 : 時刻 t における与えられた入力条件の時間差分

(3) 流出による流れ

流出による流れは貯水池内の鉛直方向密度勾配によってその流動範囲が制約され、流出口の標高によって表層流、中間流及び底層流を形成する。流出水の流速分布及び流動層厚は次式で与えられる¹⁹⁾²⁷⁾。

$$u_{oy} = u_{omax} \exp \left\{ -\frac{(y - y_{out})^2}{2\sigma_0^2} \right\} \quad (5.8)$$

$$\delta_0 = G^{-1/3} \left(\frac{Q_0}{\theta \sqrt{g \varepsilon_0}} \right)^{1/3} \quad (5.9)$$

$$\sigma_0 = \delta_0 / 3.93 \quad (5.10)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{\rho_0 - \rho_y}{\rho_{0y}} \quad (5.11)$$

$$u_{omax} = \frac{Q_0}{\int_{y_{out} - \frac{\delta_0}{2}}^{y_{out} + \frac{\delta_0}{2}} \exp \left\{ -\frac{(y - y_{out})^2}{2\sigma_0^2} \right\} By dy} \quad (5.12)$$

ここに, u_{omax} : $y = y_{out}$ の流速

y_{out} : 流出口中心線の標高

σ_0 : 流速分布の標準偏差

δ_0 : 流出層の鉛直方向厚さ(流動層厚)

G : 日野・大西の無次元数²⁷⁾(軸対称流の内部フルード数), G の値は白砂の実験²⁸⁾により次のように与えられている。表層, 底層流出 $G = 0.324$, 中層流出 $G = 0.134$

Q_0 : 流出流量

θ : 流出口開口角(ラジアン), 鉛直, 平板なダム上流面に開口する場合は $\theta = \pi$

g : 重力加速度

ε_0 : 密度勾配

ρ_0 : 流出点の水の密度

ρ_y : 流出点より鉛直方向に y 離れた点の水の密度

(4) 流入による流れ

流入水の貯水池流入部における表層水との混合及びその後の密度流としての貯水池深部への流入過程については次のように考える²⁹⁾³⁰⁾。

流入水は表層水を連行係数 r で連行する。

すなわち,

$$Q'_i = (1 + r) Q_i \quad (5.13)$$

$$T'_i = \frac{T_i + r T_m}{1 + r} \quad (5.14)$$

$$C'_i = \frac{C_i + r C_m}{1 + r} \quad (5.15)$$

ここに, r : 連行係数 (0.5~1.0)

Q_i : 流入流量 ('は連行後)

T_i : 流入水温 ('は連行後)

C_i : 流入濃度 ('は連行後)

T_m : 表層付近で連行される水の平均水温

C_m : 表層付近で連行される水の平均濃度

$$u_{iy} = u_{imax} \exp \left\{ -\frac{(y - y_{in})^2}{2\sigma_i^2} \right\} \quad (5.16)$$

$$d = \sqrt{\frac{Q'_i}{By_{in} F_i \sqrt{g \varepsilon_i}}} \quad (5.17)$$

$$\sigma_i = d / 3.92 \quad (5.18)$$

$$\varepsilon_i = \frac{\rho_{in} - \rho_s}{\rho_{in}(y_s - y_{in})} \quad (5.19)$$

$$u_{imax} = \frac{Q'_i}{\int_{y_{in} - \frac{d}{2}}^{y_{in} + \frac{d}{2}} \exp \left\{ -\frac{(y - y_{in})^2}{2\sigma_i^2} \right\} By dy} \quad (5.20)$$

ここに, u_{imax} : 標高 y_{in} の流入流速

y_{in} : 流入水中心線の標高

d : 流入層の鉛直方向厚さ

F_i : 内部フルード数, 流入水は $F_i = 0.25$ となるような形で流入することが観測されている。

By_{in} : 標高 y_{in} の貯水池幅

σ_i : 流速分布の標準偏差

ε_i : 密度勾配

ρ_{in} : 流入水及び標高 y_{in} の貯水池水の密度

ρ_s : 表層水の密度

y_s : 水面の標高

(5) 鉛直方向の流れ

鉛直方向の移流流速 v_y は連続式(5.1)を積分して次式で与えられる。

$$v_y = \frac{1}{A_y} \int_{y=y_b}^y (u_{in} - u_{oy}) By dy \quad (5.21)$$

ここに, y_b : 貯水池底の標高

(6) 日射による輻射熱

日射による輻射熱 ϕ_s は水面の反射によって ϕ_0 となって貯水池内に伝達されていくが, このうち半分程度が表面で吸収され, 残りが指数関数的に減衰しながら深部に到達する。

$$\phi_0 = (1 - a_r) \phi_s \quad (5.22)$$

$$\phi_y = (1 - \beta) \phi_0 \exp \{-\eta(y_s + y)\} \quad (5.23)$$

ここに, a_r : 水面反射率 ≈ 0.06

ϕ_y : 標高 y に到達する輻射熱

β : 水面吸収率 ≈ 0.5

η : 減衰係数

ϕ_s : 日射量

ϕ_0 : 水面反射を差引いた日射量

(7) 水面からの熱損失

大気との熱の授受の影響範囲は日射を除いては表層の極く薄い層に限られる。したがって、大気輻射、逆輻射及び蒸発については表層のみについて考慮すれば良い。

水面からの熱損失は、次式で与えられる。

$$\phi_L = \phi_e + \phi_c + \phi_{ra} \quad (5.24)$$

ここに、 ϕ_L ：貯水池表面からの熱損失

ϕ_e ：蒸発による熱損失

ϕ_c ：伝導による熱損失

$\phi_{ra} = \phi_{rw} - \phi_a$ ：有効逆輻射

ϕ_a ：大気輻射

ϕ_{rw} ：逆輻射

各熱損失には実験、実測に基づく種々の公式が提案されているが、ここでは次の諸式を使用する³¹⁾。

$$\phi_e + \phi_c = (0.000308 + 0.000185 W) \rho (e_s - \phi_e a) \times \left\{ L_v + CT_s + \frac{269.1(T_s - T_a)}{(e_s - \phi_e a)} \right\} \quad (5.25)$$

ここに、 $\phi_e + \phi_c$ の単位：kcal/m²・day

W ：風速（水面上15cm），m/sec

e_s ：表面水温に相当する飽和蒸気圧，

mmHg = $4.58 \times e^{(0.0633 \times T_s)}$

e_a ：気温に相当する飽和蒸気圧，

mmHg = $4.58 \times e^{(0.0633 \times T_a)}$

ϕ ：相対湿度

L_v ：蒸発の潜熱，kcal/kg

C ：比熱，kcal/kg・°C

T_s ：表面水温，°C

T_a ：気温，°C

Swinbank の式

$$\phi_{ra} = 0.97k \{ T_w^4 - 0.937 \times 10^{-5} T_A^4 (1.0 + 0.17 C^2) \} \quad (5.26)$$

ここに、 k ：Stefan Boltzman 常数

= 1.171×10^{-6} kcal/m²・day，°K

T_w ：表面水温，°K（絶対温度）

T_A ：気温，°K（絶対温度）

C ：雲量

(8) 貯留水の密度

貯留水の密度は水温により概ね求められ、次式で与えられる。

$$\rho_y = a \cdot T_y^3 + b \cdot T_y^2 + C \cdot T_y + d \quad (5.27)$$

ここに、 ρ_y ：標高 y 地点の水の密度（g/cm³）

T_y ：標高 y 地点の水温（°C）

a ： 4.8958×10^{-8}

b ： -8.2375×10^{-6}

c ： 6.2854×10^{-5}

d ： 9.9985×10^{-1}

(9) 流出水温・水質

ある時点における流出水の水温、水質は水温、水質の鉛直分布から次式で求められる。

$$T_0 = \frac{1}{Q_0} \int_{y_{out} - \frac{s_0}{2}}^{y_{out} + \frac{s_0}{2}} u_{oy} T_y B_y dy \quad (5.28)$$

$$C_0 = \frac{1}{Q_0} \int_{y_{out} - \frac{s_0}{2}}^{y_{out} + \frac{s_0}{2}} u_{oy} C_y B_y dy \quad (5.29)$$

(10) 対流混合の計算

対流に関しては密度差と流れの強さの関係が不明である。したがって、便宜的に鉛直方向に不安定な密度勾配を生じた場合には不安定な部分を混合させ、安定な密度勾配にすることによって対流を表現するものとし、対流混合後の水温、水質濃度を次式で与える。

$$\tilde{T}_j = \tilde{T}_{j+1} = (T_j V_j + T_{j+1} V_{j+1}) / (V_j + V_{j+1}) (\rho_j < \rho_{j+1} \text{ のとき}) \quad (5.30)$$

$$\tilde{C}_j = \tilde{C}_{j+1} = (C_j V_j + C_{j+1} V_{j+1}) / (V_j + V_{j+1}) (\rho_j < \rho_{j+1} \text{ のとき}) \quad (5.31)$$

ここに、 $\tilde{T}_j$ 、 $\tilde{C}_j$ ： j 層の対流混合後の水温、水質濃度

(11) 質量保存式の解法

質量保存式の解法は Runge-Kutta 法の改良型である Runge-Kutta-Gill 法³²⁾を用いる。

この方法は、微分方程式及びその初期条件を次のように与えた時、

$$\begin{cases} \frac{dC}{dt} = f(t, C) \\ t = t_0 \text{ の時 } C = C_0 \end{cases}$$

(t_0, C_0) から t_0 が Δt だけ増加した点 (t_1, C_1) へ進むには、次式によって時間方向の離散化を行ない、 C を求めていくものである。

$$k_1 = \Delta t \cdot f(t_0, C_0), \quad r_1 = \frac{1}{2} (k_1 - 2q_0)$$

$$C^{(1)} = C_0 + r_1 \quad q_1 = q_0 + 3r_1 - \frac{1}{2} k_1$$

$$k_2 = \Delta t \cdot f\left(t_0 + \frac{\Delta t}{2}, C^{(1)}\right)$$

$$r_2 = \left(1 - \frac{\sqrt{2}}{2}\right) (k_2 - q_1)$$

$$C^{(2)} = C^{(1)} + r_2 \quad q_2 = q_1 + 3r_2 - \left(1 - \frac{\sqrt{2}}{2}\right) k_2$$

$$k_3 = \Delta t \cdot f\left(t_0 + \frac{\Delta t}{2}, C^{(2)}\right) \quad (5.32)$$

$$r_3 = \left(1 + \frac{\sqrt{2}}{2}\right) (k_3 - q_2)$$

$$C^{(3)} = C^{(2)} + r_3 \quad q_3 = q_2 + 3r_3 - \left(1 + \frac{\sqrt{2}}{2}\right)k_3$$

$$k_4 = \Delta t \cdot f(t_0 + \Delta t, C^{(3)})$$

$$r_4 = \frac{1}{6}(k_4 - 2q_3)$$

$$C_1 = C^{(3)} + r_4$$

$$q_4 = q_3 + 3r_4 - \frac{1}{2}k_4$$

ここで、 q_0 は1つ前のステップでの計算値であるから、第1回目では $q_0 = 0$ とする。また、一連の計算が終了した段階で (t_1, C_1)、 q_1 をそれぞれ (t_0, C_0)、 q_0 に新たに置き換えて次のステップへ移行し、これを繰り返して行けば良いことになる。

5.1.2 適用結果の一例

前節で示した鉛直次元モデルを、

1) 冷水、濁水、富栄養化の諸現象の解析

2) 濁水現象のみの解析

を目的として実貯水池にそれぞれ適用した例を以下に示す。

5.1.2.1 Oダムへの適用

適用貯水池 (Oダム) は、図-5.4に示すような二股形状を呈した総貯水容量3,110万 m^3 の発電専用ダムであり、現在、下流では総貯水容量8,200万 m^3 で洪水調節、流水の正常な機能の維持、都市用水の供給を目的とした多目的ダム (Nダム) が建設中である。Oダム貯水池を含めたNダム流域においては、汚濁流入負荷のうち家畜排水の比率が高く、Nダム貯水池では将

来、富栄養化現象の発生が懸念されるため、貯水池水質解析モデルを用いて将来水質の予測を行う必要がある。そこで、Oダム貯水池の水質調査結果に基づいて、モデルの同定を行ってみた。

尚、実測データには制限があり、水平方向の水質の一様性について実証する事は現状では困難であり、今後、データの蓄積に負うところが多い。しかし、少なくともこの様なシミュレーション計算において最も重要である水温については、既往の研究により水平方向の一様性について報告されているところでもあり¹⁹⁾、データが貯水池内水質を代表しているものとして計算を行った。

モデルの同定期間は昭和57年1月1日から同年12月31日までとし、表-5.3、表-5.4に示すようにパラメー

表-5.3 パラメータの設定値 (Oダム)

パラメータ	単位	設定値	パラメータ	単位	設定値
β_{H1}		0.0	θ_C		1.05
K	$1/^\circ C \cdot \text{日}$	0.919	R_P		0.027
T_s	$^\circ C$	20	θ_P		1.05
I_s	$\text{cal/cm}^2 \cdot \text{日}$	400	R_N	$1/\text{日}$	0.027
K_{IN}	g/m^3	0.1	θ_N		1.05
K_{IP}	g/m^3	0.01	R_{WC}	$\text{g/m}^2 \cdot \text{日}$	0.8
R_{PP}	$1/\text{日}$	0.0957	θ_{WC}		1.05
θ_{PP}		1.05	R_{WP}	mg/g	0.5
R_d	$\text{m}^3/\text{g} \cdot \text{C} \cdot \text{日}$	0.4	θ_{WP}		1.05
a_z		0.6	R_{WN}	$\text{g/m}^2 \cdot \text{日}$	0.015
K_{PP}	mg/m^3	60	θ_{WN}		1.05
R_z	$1/\text{日}$	0.0766	f_D		0.2
θ_z		1.05	α	g-C/mg-chl	0.05
K_1	$1/\text{日}$	0.1	K_P	g-COD/mg-chl	0.148
K_2	$1/\text{日}$	0.063	β_P	g-P/mg-chl	0.001
θ_{DO}		1.072	β_N	g-N/mg-chl	0.01
K_3	$1/\text{日}$	0.05	γ_P	g-P/g-C	0.02
γ	$\text{g/m}^2 \cdot \text{日}$	0.5	γ_N	g-N/g-C	0.2
R_C	$1/\text{日}$	0.037			

◎ 1 $K_1 = \frac{A_1}{V_1} \left\{ \frac{D}{(200 - 60\sqrt{W}) \times 10^{-4}} \right\} \times 86,400$

ここに、 A_1 : 水表面積 V_1 : 表層の貯水量

D : 分子拡散係数 W : 風速

◎ 2 $f_D = 0.01 / (4.0 \cdot DO + 1)$

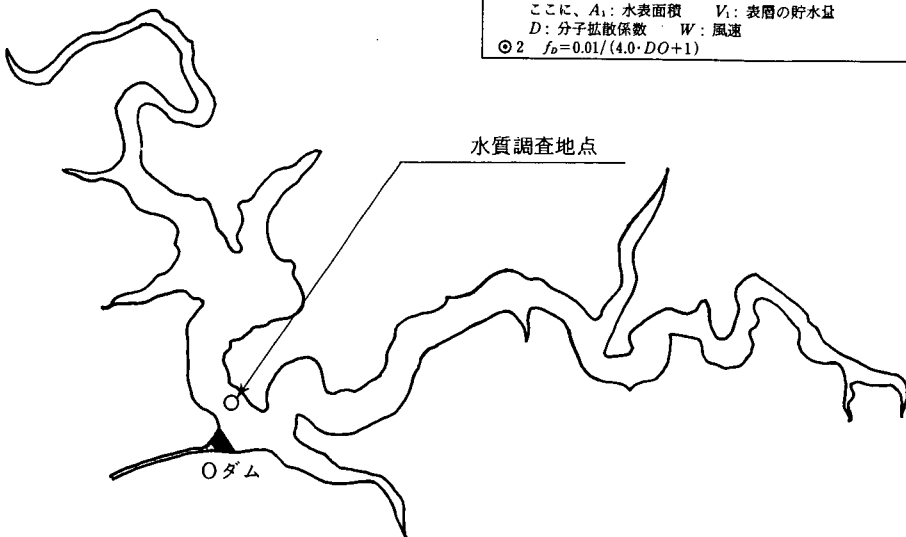


図-5.4 Oダム貯水池平面図

表-5.4 初期条件・境界条件 (Oダム)

項 目	初 期 値	境 界 条 件	
		本 川	支 川
水 温	表層5.6°C 底層5.0°C	$T_i = 2.588 + 0.645 T_A$	$T_i = 2.987 + 0.622 T_A$
濁 度	表層 3.5g/m ³ 底層11.0g/m ³	$C_i = 0.945 Q^{0.959}$	$C_i = 0.714 Q^{0.914}$
クロロフィル a	全層1.0g/m ³	$L_{PP} = 0.0$	$L_{PP} = 0.0$
動物プランクトン	全層0.0075g/m ³	$L_{ZP} = 0.0$	$L_{ZP} = 0.0$
DO	全層12.0g/m ³	$L_{DO} = 10.157 Q^{1.048}$	$L_{DO} = 10.063 Q^{1.050}$
COD	全層1.5g/m ³	$L_{COD} = 1.411 Q^{1.338}$	$L_{COD} = 1.251 Q^{1.329}$
無 機 態 リ ン	全層0.005g/m ³	$L_{IP} = 0.008 Q^{1.336}$	$L_{IP} = 0.013 Q^{1.077}$
有 機 態 リ ン	全層0.005g/m ³	$L_{OP} = 0.013 Q^{1.408}$	$L_{OP} = 0.012 Q^{1.275}$
無 機 態 窒 素	表層0.08g/m ³ 底層0.14g/m ³	$L_{IN} = 0.105 Q^{1.126}$	$L_{IN} = 0.082 Q^{1.224}$
有 機 態 窒 素	表層0.15g/m ³ 底層0.10g/m ³	$L_{ON} = 0.095 Q^{1.263}$	$L_{ON} = 0.052 Q^{1.449}$

(T_A: 気温, Q: 流入量)

タ値, 初期条件・境界条件を設定して計算を行い, 図-5.5, 図-5.6のような結果を得た。

図-5.5に示した鉛直分布図より, DO, T-Pの底層部において差がみられるものの, 定性的には概ね良好に再現されているといえる。一方, 図-5.6の経時変化図をみると, クロロフィル a, COD, T-Pにおいては経時変化傾向に若干の相違が認められるものの定量的にはほぼ満足できる結果となっている。

以上, ここで示した実貯水池への鉛直一次元モデルの適用例では実測値との間に若干の定量誤差が認められるが, 分割層 (O ダム貯水池への適用計算では 2 m ピッチ) に見合うだけの実測データ量がなく, 同定計算精度にも限界があると考えられ, 実測データ量いかによっては, 相当高い精度で水深方向の水質分布を細部にわたって表現できるモデルであると言える。

5.1.2.2 Sダムへの適用

適用計算を行ったSダム (図-5.7) は, 総貯水容量 31,600万 m³ の洪水調節, 維持用水の確保, 新規用水の供給, 電源の開発を行う多目的ダムである。ダム完成直後の昭和51年には, 未曾有の大出水のため, 約半年間にわたる濁水長期化現象が発生し, 下流河川等で問題となった。その後, このような大規模な濁水長期化現象は発生していないものの, 水位低下時には貯水池流入端での底泥のまき上げ等により濁水現象が発生し, 問題とされたこともある。従って, 行政的に早急な対策の実施が強く望まれているところである。ここでは, 鉛直一次元モデルの中の富栄養化解析項目を省略した

モデルを用いて, 濁水現象の再現計算を行った結果の一部について紹介する³³⁾。

モデルの現象再現計算は下記に示す洪水規模・時期の異なる2洪水を対象として行った。

〔対象洪水と計算期間〕

① 昭和51年9月洪水 (ピーク流量4,200m³/s, ピーク流量確率約1/30年; 総雨量確率約1/200年以上); 昭和51年4月1日～翌年3月31日

② 昭和59年8月洪水 (ピーク流量1,900m³/s, ピーク流量確率約1/10年); 昭和59年8月1日～同年9月30日

パラメータ値, 初期条件・環境条件は, 各洪水毎にそれぞれ表-5.5～5.6のように設定した。

再現計算結果の一例を図-5.8～5.9に示す。これらの図に示した水温・濁度の鉛直分布図ならびに経時変化図より, 本モデルを用いた計算結果は洪水時, 洪水低減期にわたり実現象を概ね良好に再現しており, 濁水対策のシミュレーション計算にも本モデルが十分有用であると考えられる。

5.2 準二次元モデル

数値解析モデルは対象とする現象の時間的・空間的一様性やスケールに応じて, 適当な大きさの時間・空間内のものに変換する必要がある。前節で述べた鉛直一次元モデルは, 貯水池の水温・水質変化は流下方向に比して水深方向が卓越すると仮定し, 水深方向にコントロール・ボリューム分割した安芸・白砂²⁰⁾らのモ

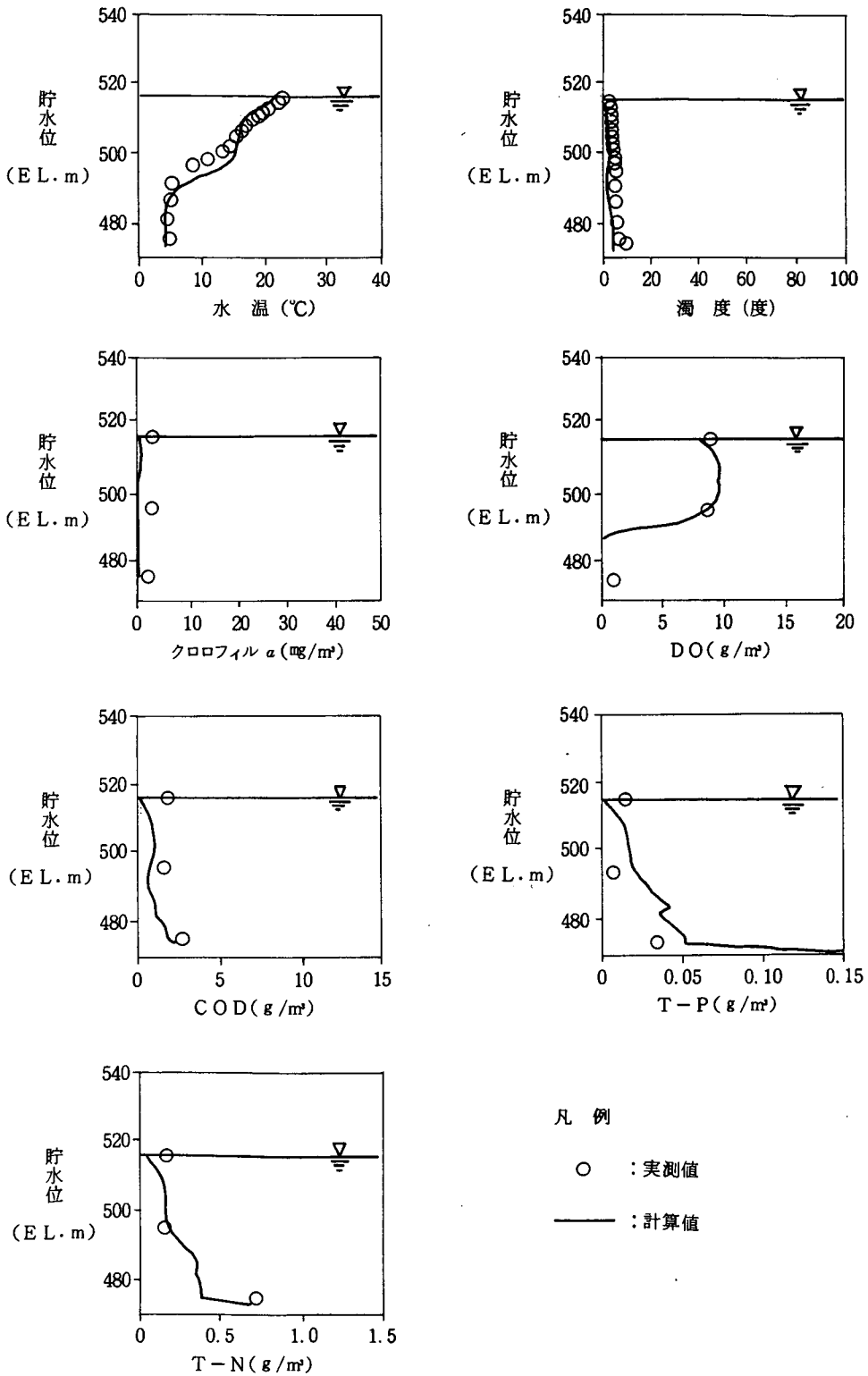


図-5.5 適用計算結果 (鉛直分布図: Oダム昭和57年6月8日)

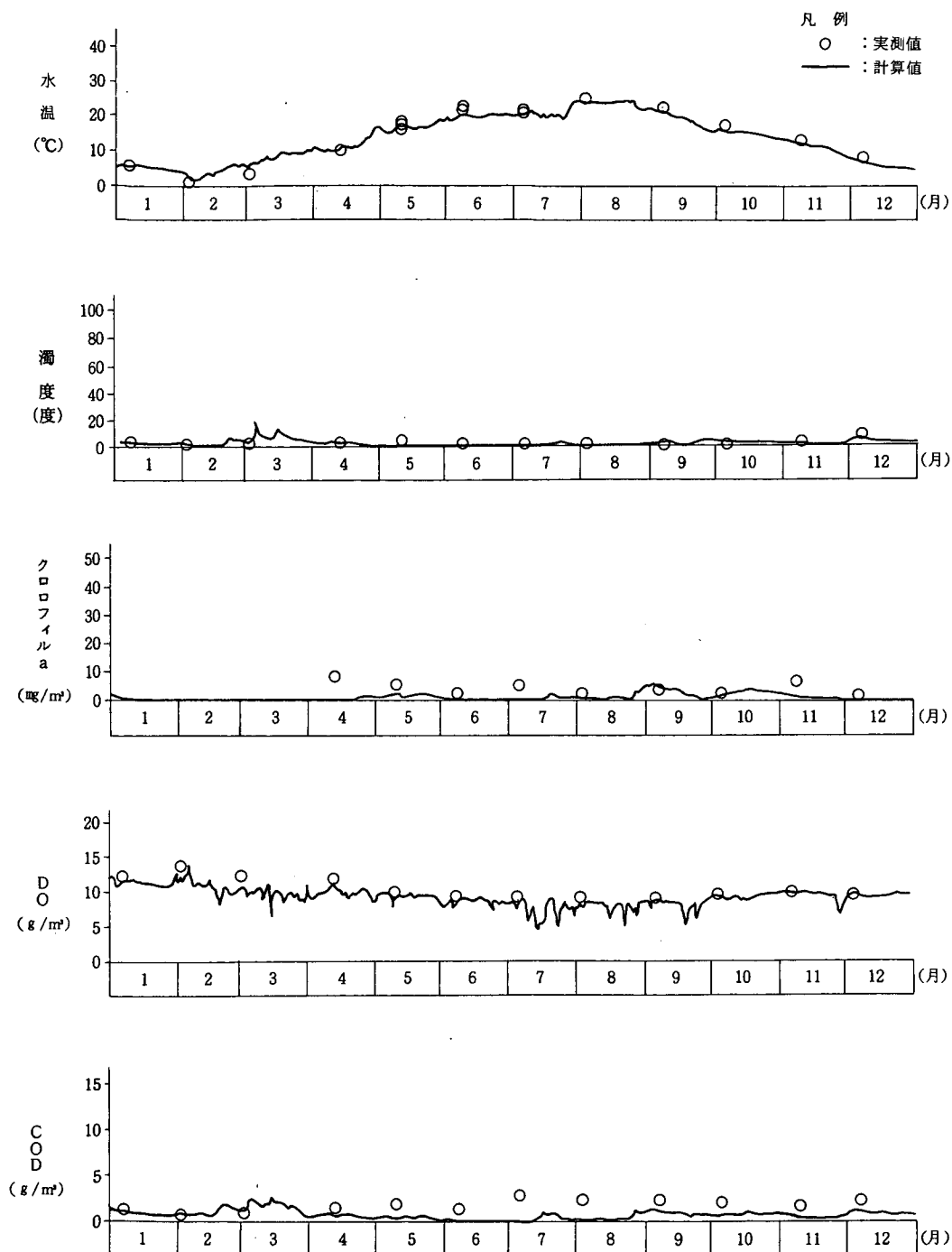


図-5.6(1) 適用計算結果 (経時変化図: O ダム昭和57年表層部)

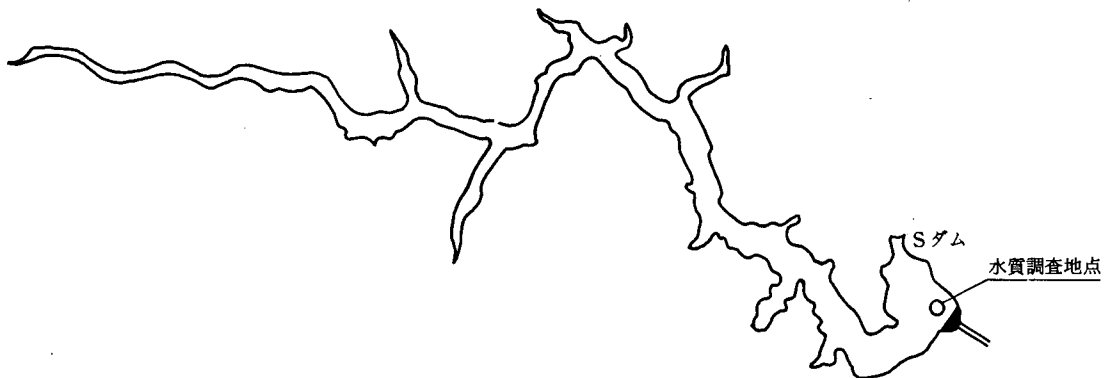
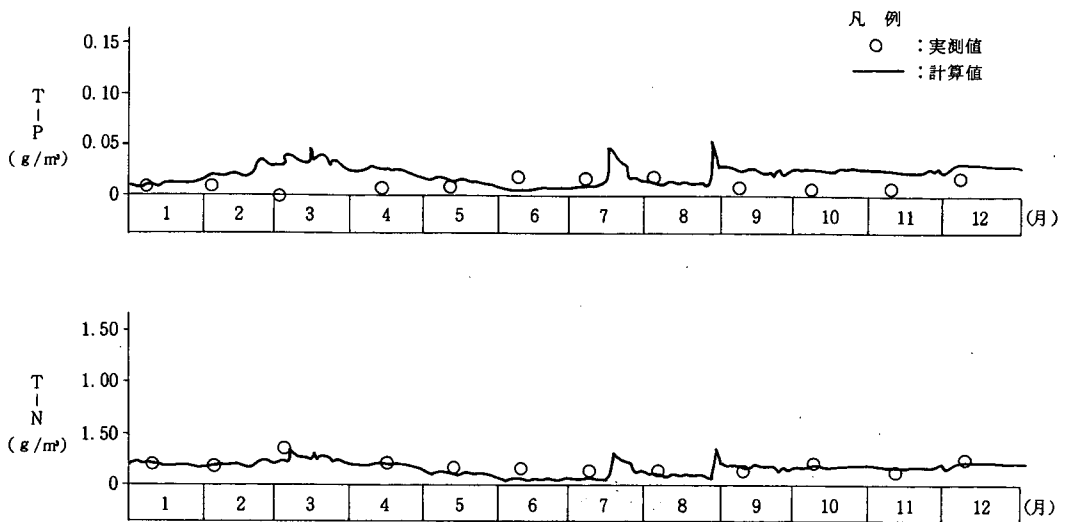


図-5.7 Sダム貯水池平面図

表-5.5 パラメータ値一覧表

パラメータ名	パラメータ記号	設 定 値	
		51年9月洪水	59年8月洪水
① 連行係数	γ	0.25	0.25
② 内部フルード数	Fi	0.25	0.25
③ 水温分子拡散係数	α_T	1.157E-7	1.157E-7
④ 水温渦動拡散係数	D_T	1.157E-7	1.157E-7
⑤ 濁質分子拡散係数	α_c	0.300E-7	1.157E-7
⑥ 濁質渦動拡散係数	D_c	0.300E-7	1.157E-7
⑦ 重力加速度	g	9.8	9.8
⑧ 水面反射率	a_r	0.5	0.06
⑨ 水面吸収率	β	0.5	0.5
⑩ 減衰係数	η	0.2	0.2

表-5.6 境 界 条 件

		51 年 9 月 洪 水	59 年 8 月 洪 水
流 入 量		流域を本川Y川, O川, S川の3流域に分割し, ダム流入量を面積比で配分し3河川の流入量とした Y川 → 0.606 O川 → 0.166 S川 → 0.228	
放 流 量		ダ ム 下 流 河 川 観 測 値	
流 入 水 温		低水時は観測値, 洪水時は流入水温 (Tin) と3日移動平均気温 (Ta) の回帰式より与えた Y川 → $Tin = 1.650 + 0.724Ta$ O川 → $Tin = -0.117 + 0.865Ta$ S川 → $Tin = -0.014 + 0.851Ta$	流入水温 (Tin) と3日移動平均気温 (Ta) の回帰式より与えた Y川 → $Tin = 2.003 + 0.608Ta$ O川 → $Tin = 1.288 + 0.709Ta$ S川 → $Tin = 0.855 + 0.726Ta$
流 入 濁 度		低水時は観測値, 洪水時は流入濁度 (Cin) を流入量 (Q) の式より与えた Y川 → $Cin = 0.00053Q^{1.85}$ O川 → $Cin = 0.0054Q^{1.85}$ S川 → $Cin = 0.0031Q^{1.85}$	観 測 値
濁 質 粒 径		粒径 1, 2, 4, 8, 16 μ 毎の比率を洪水時の観測値をもとに設定した	
気 象 条 件	気 温	日 平 均 値 (管 理 所)	
	湿 度	9 時 観 測 値 (管 理 所)	
	風 速	9 時 観 測 値 (管 理 所)	
	日 射 量	日 平 均 値 (管 理 所)	
	雲 量	日 平 均 値 (管 理 所)	日 平 均 値 (K 気 象 台)

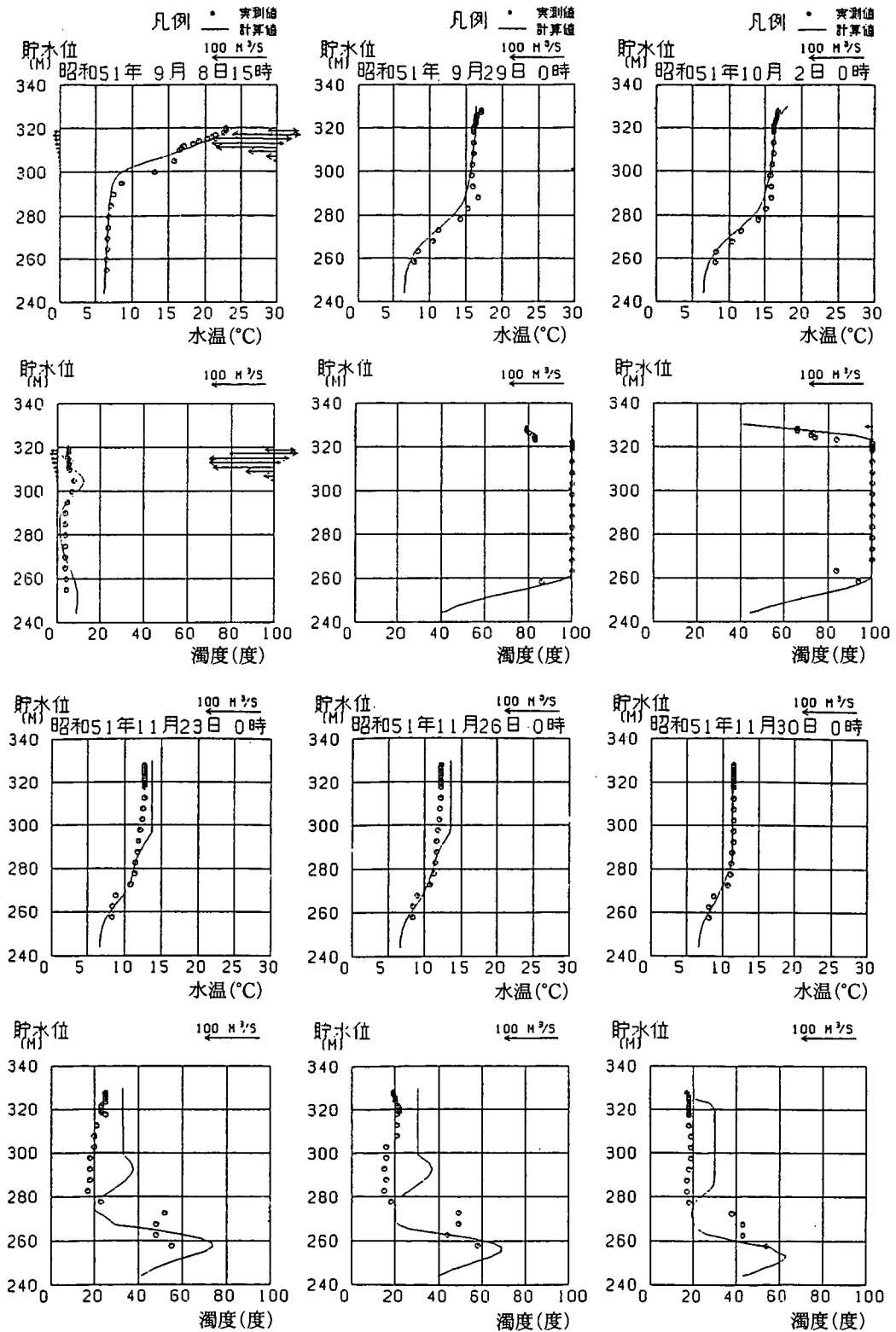


図-5.8(1) 適用計算結果 (鉛直分布図：Sダム)

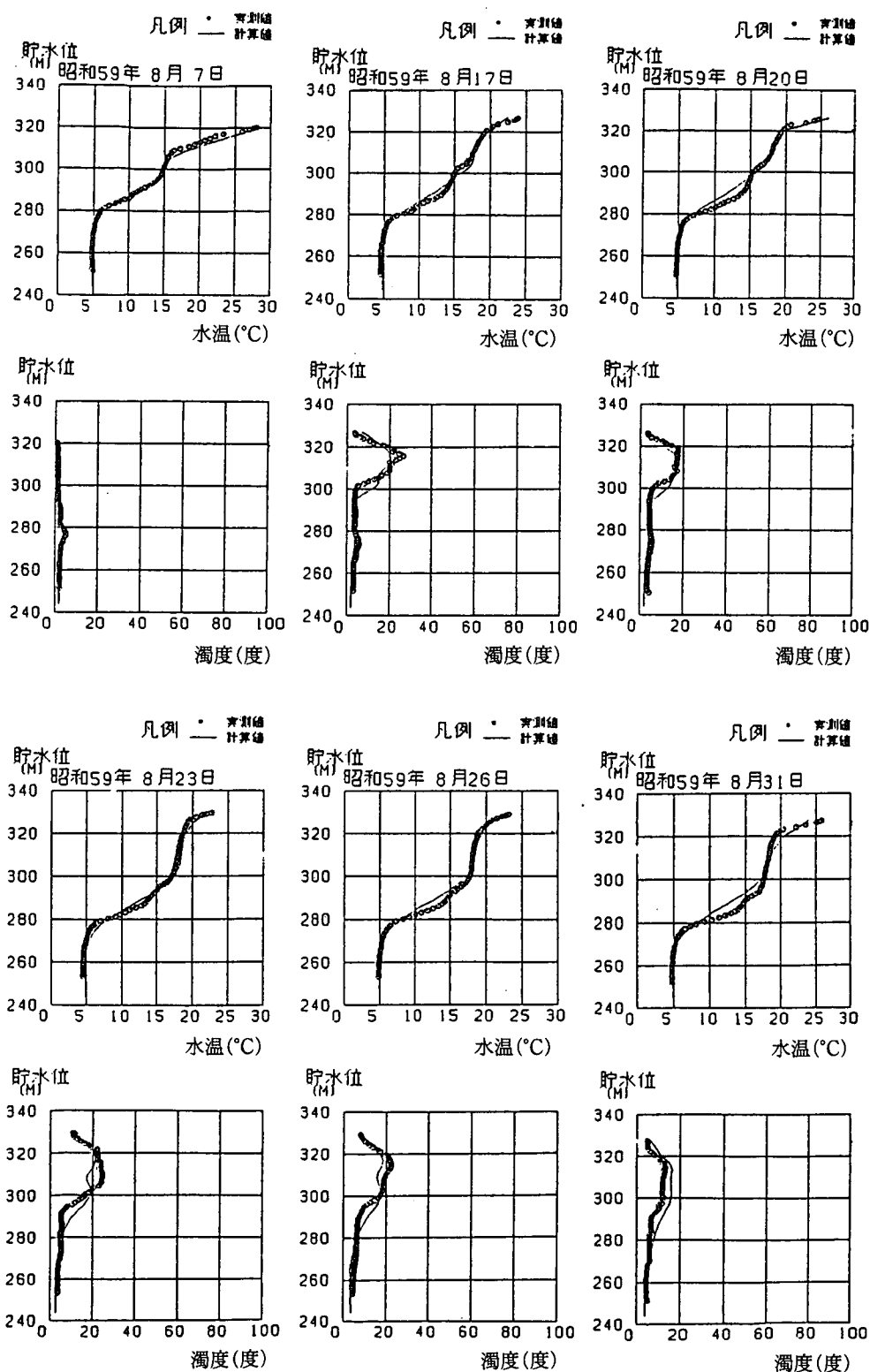


図-5.8(2) 適用計算結果 (鉛直分布図: S ダム)

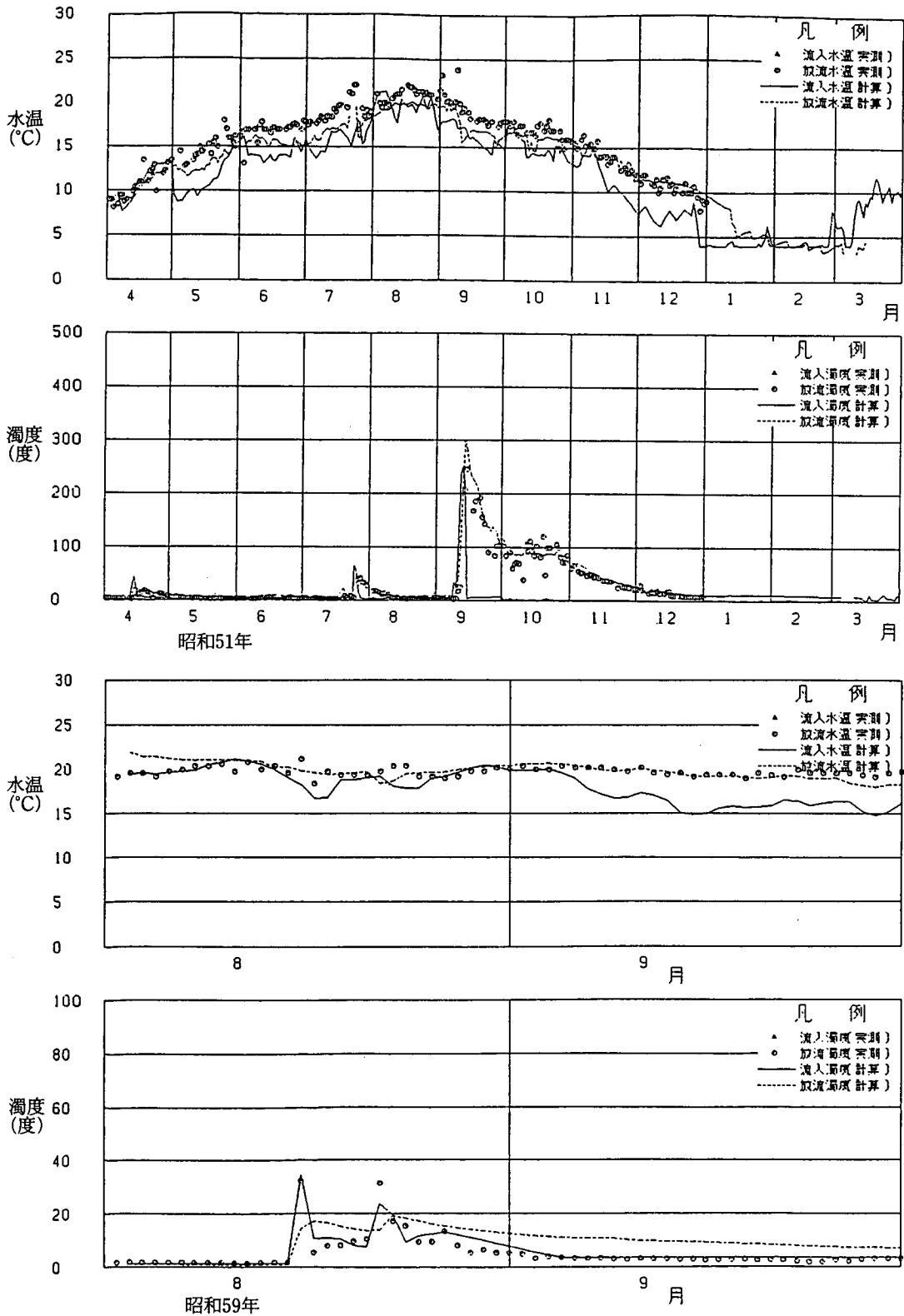


図-5.9 経時変化図

デルが基本となっている。

鉛直一次元モデルを実貯水池に適用する場合には、ダム貯水池の平面形状特性は無視され、鉛直分割層内の平均的な水質挙動としての取扱いがなされる。したがって、図-5.10(1)に示すような“河道”形状をした貯水池の場合には鉛直一次元モデルで十分有用な解析が行えると考えられるが、図-5.10(2)のような“ヤツデ葉”形状をした貯水池では流動性水域（ほぼダム建設前の本川の流心に沿った水域と考えられる）と停滞性水域（入江部や小支川の流入水域など）が存在し、貯水池の流下方向及び貯水池幅方向の水質の一様性が保たれなくなる。従って、従来のモデルでは、各々の水域での特微的な水質挙動を表現し難いという問題が生じてくる。

そこで、このような複雑な平面形状をした貯水池を、水質の平面的な一様性を考慮してブロック分割し、さらに各ブロックについて水深方向にコントロール・ボリューム分割した準二次元的なモデルを作成し、ブロック毎の水質挙動の再現性について検討した。以下にその概要を紹介する。

5.2.1 モデルの概要

準二次元モデルは、水質の平面的一様性を考慮した分割ブロック毎に前節で述べた鉛直一次元モデルを適用し、ブロック間を移流により連結したモデルである。

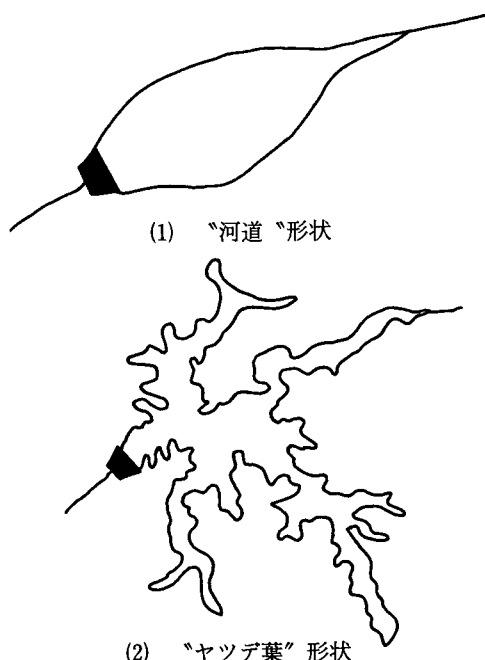


図-5.10 貯水池平面形状

各ブロックに適用する多層分割した鉛直一次元モデルの基礎式、計算条件等の概要は前節で述べたものと同様であるので省略し、ここでは図-5.10(2)の貯水池への適用を例にブロック間の移流の取り扱いについて説明する。なお、各ブロックの計算フローを図-5.11に示す。分割ブロック間の移流量の算定に際しては、各ブロックの水位が等しくなることを基本として、以下の手順で算出する。

- 1) 貯水位をダム流入量、ダム放流量及び貯水池全体の貯水位－容量曲線（H-V 曲線）より逆算する。
- 2) 各ブロックへの流入量は、ダム流入量を各ブロックの流域面積比で配分、算出する。
- 3) 各ブロックからの流出量（移流量）は、各ブロックの水位が等しくなるように ΔT 時間後の貯水池全体の H-V 曲線、流入量、放流量から求め、その間の貯水位変化量と各ブロックの H-V 曲線より貯水量の変化量を計算し、下記に示す式(5.33)により算出する。

$$Q_{\alpha j} = Q_{ij} - \frac{\Delta V_j}{\Delta T} \quad (5.33)$$

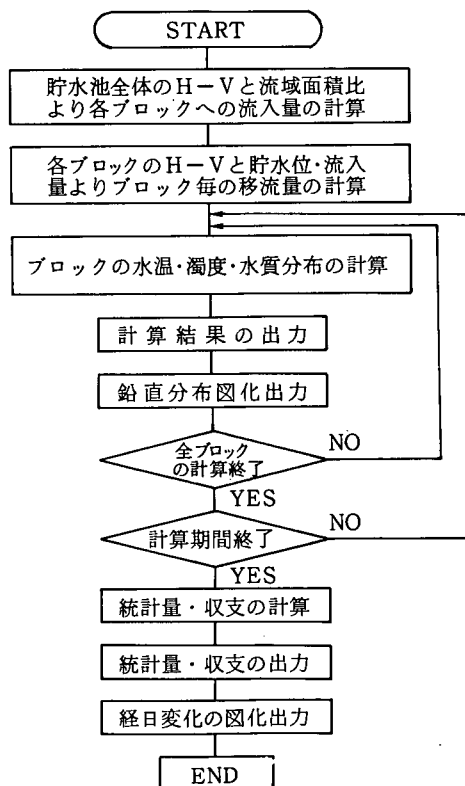


図-5.11 各ブロックの計算フロー

ここに、 Q_{oj} : ブロック j からの流出量 (移流量)
 Q_{ij} : ブロック j への流入量
 ΔV_j : ブロック j の ΔT 時間における貯水量の変化量
 ΔT : 計算時間間隔

図-5.10(2)に示した貯水池を5ブロックにモデル化し、各ブロックの流入・流出 (移流) 量を表すと図-5.12のようになる。

ブロック間の移流量を算定した後に重要となるのは、各ブロック間の移流方向と移流分布の与え方である。各ブロック間の移流方向には順流 (流下方向) と逆流 (流下方向と逆) の場合があると考えられ、貯水位の変化と各ブロックの貯留量、流入量の大小により図-5.13に示すような移流が生ずると考えられ、各ブロックでのこれらの特性を十分に勘案して設定する必要がある。

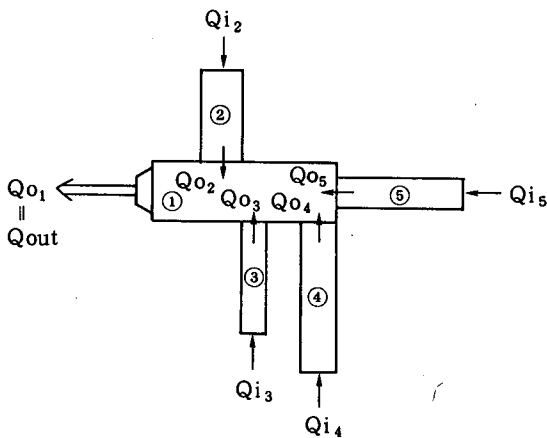


図-5.12 各ブロックの流入・流出 (移流) 量

また、各ブロック間の移流分布は移流方向により第1ブロックの流出分布あるいは第5ブロックの流入分布を用いるものとするが、それらをそのまま用いるのではなく、先に算定したブロック間移流量と合致させる必要から、適宜補正を行わなければならない。基本的な移流分布の与え方を図-5.14に示す。なお、移流分布を与える第1ブロックの流出分布あるいは第5ブロックの流入分布の中心位置が他のブロックの貯水池底よりも低い場合には、図-5.15のように貯水池底に分布の中心を位置付け、その上方部分のみを有効と考える。

このような移流の取り扱いについては、今後さらに検討を要するが、現時点ではモデルの解析目的、その精度を勘案すれば概ね妥当であると思われる。

5.2.2 適用結果の一例 (H ダム)

準二次元モデルを実貯水池に適用した結果の一例を以下に示す。

適用貯水池 (H ダム) は、総貯水容量3,330万 m^3 の洪水調節、不特定かんがい、新規利水の補給等を目的とした多目的ダムで、図-5.16に示すような二股形状を呈しており、過去に水の華発生等の富栄養化現象が見られ、利水・環境面にも影響を与えたことがある。

本モデルの同定計算に際しては、図-5.16のように貯水池平面形状を考慮して3ブロックに分割し、上述の各ブロック間の移流の取り扱いを行って、ブロック毎に鉛直一次元解析を行うものとした。同定期間は水質観測が密に行われている昭和58年1月1日から同年11月30日までとし、同定計算に用いたパラメータ値、初期条件・境界条件を表-5.7、表-5.8に、同定計算結果の一部を図-5.17に示す。なお、図中の実測値は、各ブ

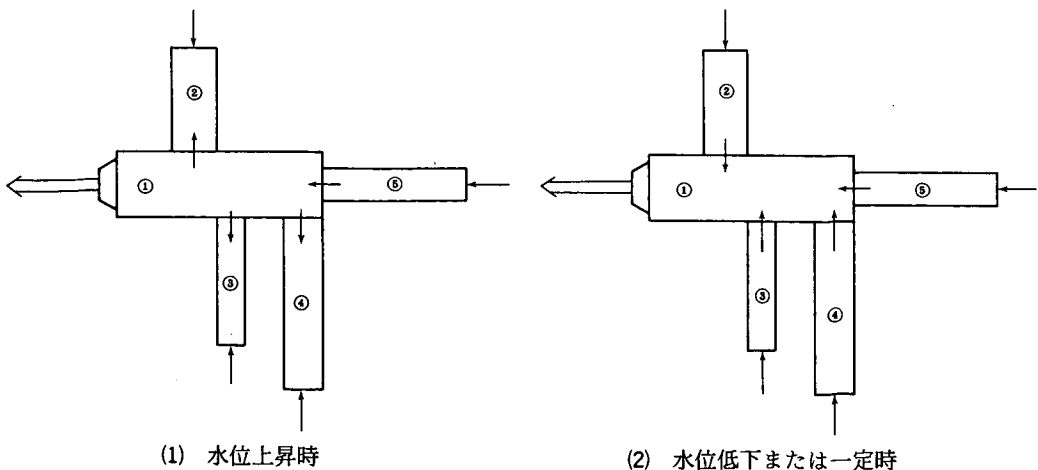
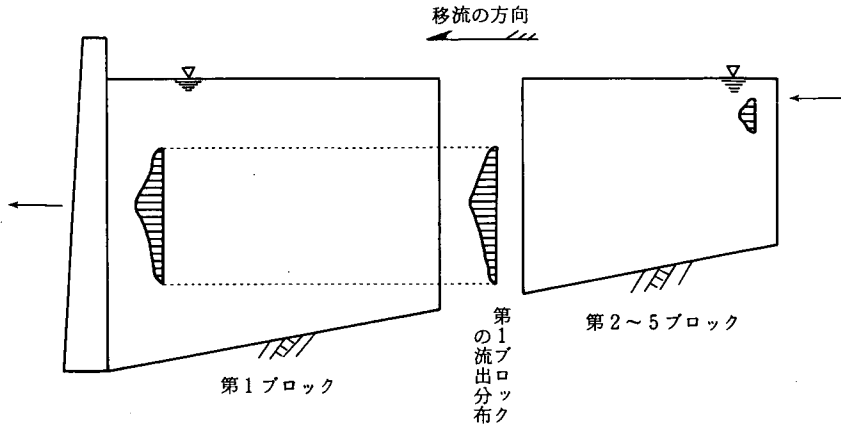
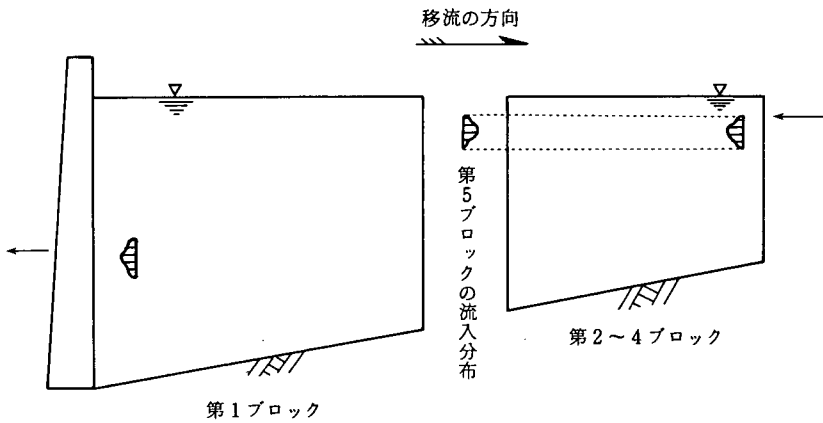


図-5.13 各ブロック間の移流方向



(a) 順流（流下方向）の場合



(b) 逆流（流下方向と逆）の場合

図-5.14 各ブロック間の移流分布

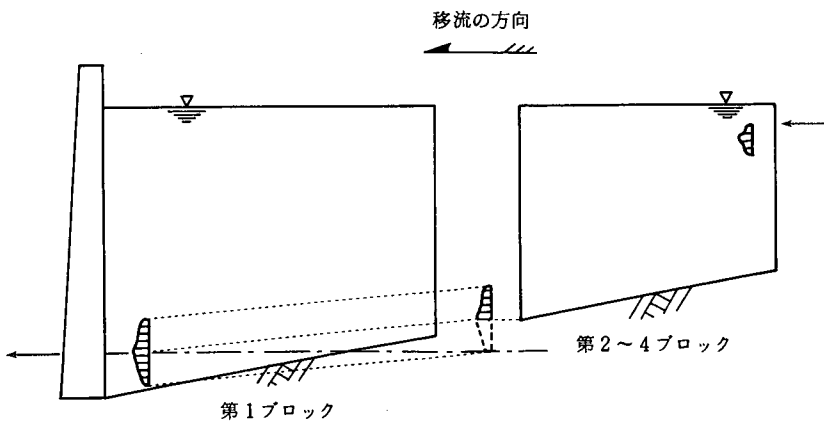


図-5.15 各ブロック間の移流分布



図-5.16 H ダム貯水池平面図

表-5.7 パラメータの設定値 (Hダム)

パラメータ	単 位	設定値	パラメータ	単 位	設定値
β_{Si}		0.0385	θ_c		1.05
K	1/°C・日	0.1	R_P	1/日	0.027
T_S	°C	20	θ_P		1.05
I_S	cal/cm ² ・日	400	R_N	1/日	0.027
K_{IN}	g/m ³	0.1	θ_N		1.05
K_{IP}	g/m ²	0.01	R_{WC}	g/m ² ・日	0.8
R_{PP}	1/日	0.0957	θ_{WC}		1.05
θ_{PP}		1.05	R_{WP}	mg/g	0.5
R_g	m ³ /g・C・日	0.4	θ_{WP}		1.05
a_z		0.6	R_{WN}	g/m ² ・日	0.015
K_{PP}	mg/m ³	60	θ_{WN}		1.05
R_z	1/日	0.0766	f_D	◎2	
θ_z		1.05	α	g-C/mg-chl	0.05
K_1	1/日	◎1	K_P	g-COD/mg-chl	0.148
K_2	1/日	0.063	β_P	g-P/mg-chl	0.001
θ_{DO}		1.072	β_N	g-N/mg-chl	0.01
K_3	1/日	0.05	γ_P	g-P/g-C	0.02
γ	g/m ² ・日	0.5	γ_N	g-N/g-C	0.2
R_c	1/日	0.037			

◎1 $K_1 = \frac{A_1}{V_1} \left\{ \frac{D}{(200 - 60\sqrt{W}) \times 10^{-6}} \right\} \times 86,400$
ここに、 A_1 ：水表面積 V_1 ：表層の貯水量
 D ：分子拡散係数 W ：風速

◎2 $f_D = 0.01 / (4.0 \cdot DO + 1)$

表-5.8 初期条件・境界条件 (Hダム)

項 目	初 期 値	境 界 条 件	
		本 川	支 川
水 温	表層9.4°C 底層9.0°C	$T_i = -3.328 + 0.850 T_A$	$T_i = -3.479 + 0.860 T_A$
濁 度	表層1.7g/m ² 底層6.0g/m ²	$C_i = 2.187 Q^{0.514}$	$C_i = 3.831 Q^{0.533}$
クロロフィル a	全層2.0mg/m ²	$L_{PP} = 0.0$	$L_{PP} = 0.0$
動物プランクトン	全層0.0075g/m ²	$L_{ZP} = 0.0$	$L_{ZP} = 0.0$
DO	全層8.0g/m ²	$L_{DO} = 10.066 Q^{0.975}$	$L_{DO} = 9.668 Q^{0.949}$
COD	全層2.0g/m ²	$L_{COD} = 1.654 Q^{1.171}$	$L_{COD} = 2.810 Q^{1.274}$
無 機 態 リ ン	全層0.02g/m ²	$L_{IP} = 0.0236 Q^{1.188}$	$L_{IP} = 0.0561 Q^{1.088}$
有 機 態 リ ン	全層0.01g/m ²	$L_{OP} = 0.0264 Q^{1.401}$	$L_{OP} = 0.0513 Q^{0.986}$
無 機 態 窒 素	全層0.48g/m ²	$L_{IN} = 0.3411 Q^{1.325}$	$L_{IN} = 0.4936 Q^{1.242}$
有 機 態 窒 素	全層0.20g/m ²	$L_{ON} = 0.2530 Q^{1.028}$	$L_{ON} = 0.2674 Q^{1.218}$

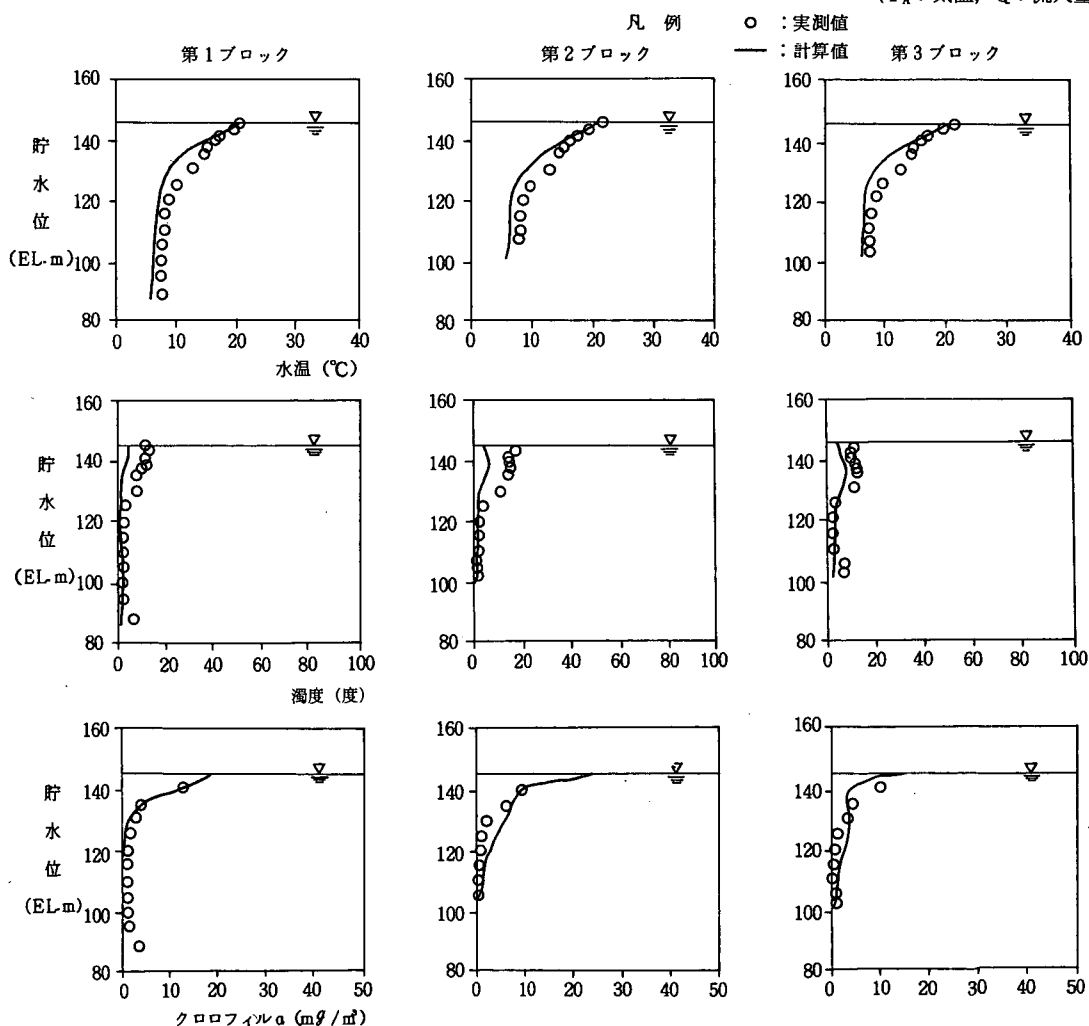
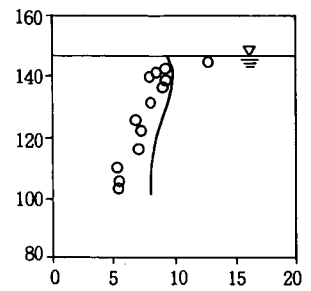
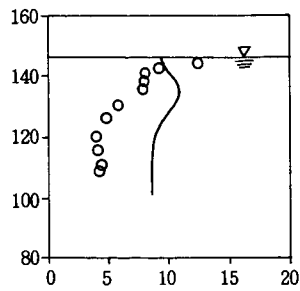
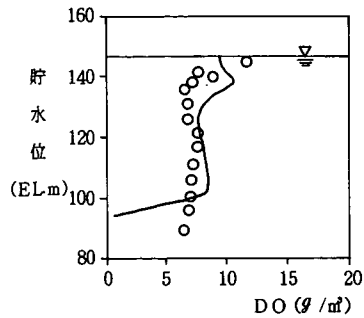
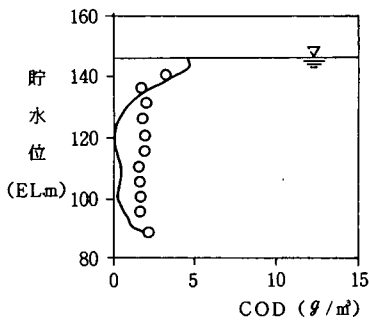
(T_A: 気温, Q: 流入量)

図-5.17(1) 適用計算結果 (鉛直分布図: H ダム昭和58年5月20日)

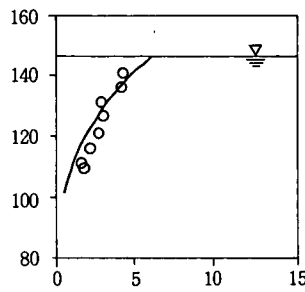
凡 例 ○ : 実測値
 — : 計算値



第1ブロック



第2ブロック



第3ブロック

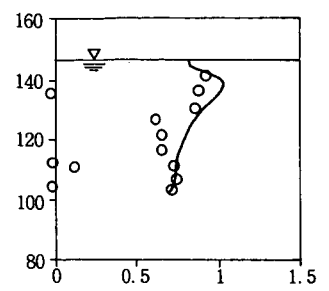
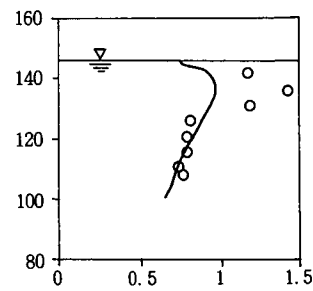
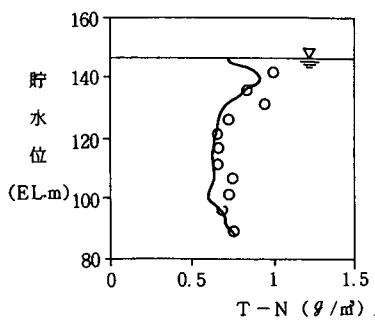
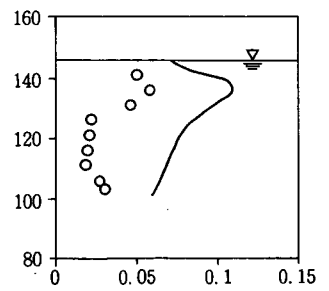
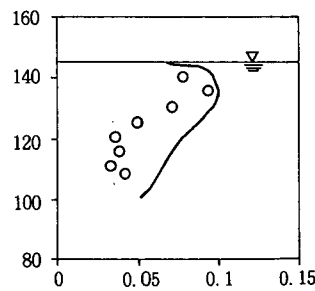
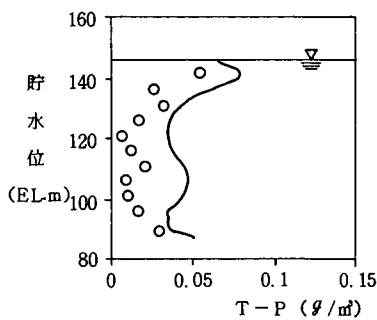
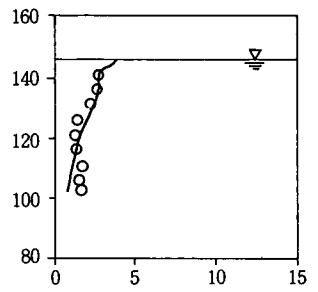


図-5.17(2) 適用計算結果 (鉛直分布図: H ダム昭和58年5月20日)

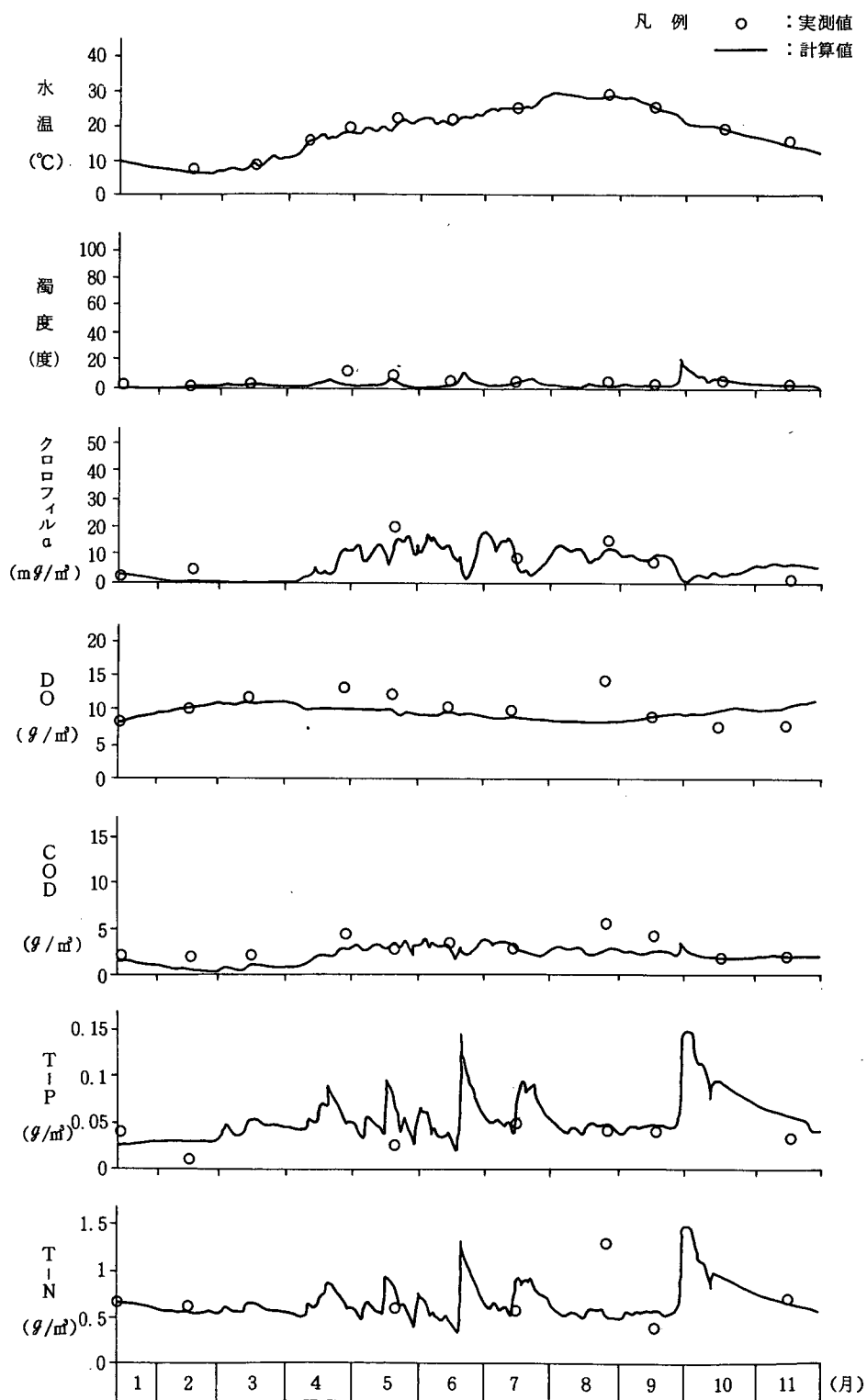


図-5.17(3) 適用計算結果 (経時変化図: H ダム第3ブロック表層, 昭和58年)

ロック内では流下方向の一様性を仮定して、ブロック内観測値の同じ標高での算術平均値を用いている。各ブロック内では観測データにさほど大きな違いは見られず、ほぼ一様と仮定出来ると考えた。

これらの結果より、貯水池内の鉛直分布図ではDO、T-Pに多少の差がみられ、その他の水質項目についても定量的に細部にわたる違いはあるものの、全体的には概ね良好に再現されている。一方、経時変化図については、DOに定量的な差が見られるが、各水質項目ともその時間的な変化傾向、量的再現性は概ね良好であると考えられる。

以上、ここで示した準二次元モデルは、若干実測値との量的誤差は認められるものの、貯水池内の水質挙動を各ブロック毎に特徴的に、かつ十分な精度で再現できるものと考えられる。

5.3 二次元モデル

貯水面積に比して水深の深いダム貯水池においては、表層部と底層部では水温が著しく異なり、水深方向に水温変化が卓越する水温成層が形成される。このような貯水池では、その貯留水の流れは風等に起因する吹送流から、密度差に基づく流れすなわち密度流が支配的となる。

貯水池内の顕著な密度流現象としては、

- ① 夏期における水温成層の形成に伴う流動現象、
 - ② 洪水時の高濃度水の流入に伴う流動現象、
- 等が挙げられる。また、濁度や富栄養化に係わる物質の濃度についても水深方向のみならず流下方向にも変化を示すため、貯水池内における流動状況やこれらの水質挙動を詳細する場合には、両方向の二次元的な取り扱いが必要となってくる。そこで、本節では、これらの現象の二次元解析を行うことを目的とした数値解析モデルについて述べる³⁴⁾。

5.3.1 モデルの概要

数値解析手法には図-5.18に示すように微分方程式を直接解いてゆこうとする解析の方法と、微分方程式

に対応する汎関数の極値化の条件から微分方程式の近似解を求めようとする直接解法がある。本節では差分モデルと有限要素モデルについて述べるものであるが、差分法は前者に含まれ、有限要素法は構造解析の分野で発達してきた手法で後者の直接解法に属するものである。

有限要素法は仮想仕事の原理等のエネルギー原理に相当する変分原理が存在する必要があるが、O. C. Zienkiwicz 教授が重みつき残差法 (Method of Weighted Residual) の考えを提案して³⁵⁾、たとえ変分原理が存在しなくても有限要素法の定式化が可能となり、流体力学分野に適用される端緒が開かれ急速に発展してきた。

一方、貯水池水理解析のための基礎数学モデルは4.4節で述べたように流体力学原理を出発点とした式(4.11)～式(4.14)でベクトル表示される。また、モデルの解析目的を勘案すれば、

① 各諸量の貯水池幅方向の一様性を仮定して、貯水池を流下方向、水深方向の鉛直二次元的な取り扱いとする。

② 貯水池内では静水圧分布が成立するものと仮定する。

③ 圧力項以外では密度変化は無視する。とすれば、貯水池水理解析のための基礎微分方程式は以下の式(5.34)～式(5.38)で表現される。

1) 水の連続式

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (5.34)$$

2) 運動方程式

・ x 方向

$$\begin{aligned} & \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} \\ &= -\frac{1}{\rho_0} \frac{\partial P}{\partial x} + \nu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \end{aligned} \quad (5.35)$$

・ y 方向

$$\frac{\partial P}{\partial y} = -\rho g \quad \text{または} \quad P = \int_y^{y_s} \rho g dy \quad (5.36)$$

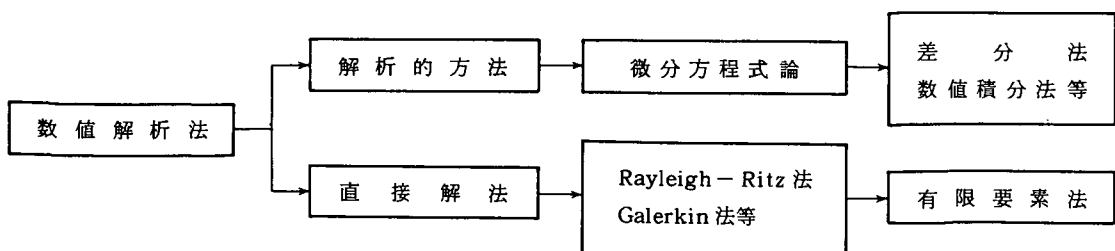


図-5.18 数値解析法の体系

3) 濁質濃度の保存式

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} + (v + v_0) \frac{\partial C}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D_{cx} \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D_{cy} \frac{\partial C}{\partial y} \right) \quad (5.37)$$

4) 水温の保存式

$$\frac{\partial T}{\partial t} + u \frac{\partial T}{\partial x} + v \frac{\partial T}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D_{Tx} \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D_{Ty} \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{H}{\rho_0 C_w} \quad (5.38)$$

これら基礎式に加え、貯水池水面形状の考慮ならびに密度流現象の再現に対応するため貯水位 h 、水の密度 ρ を規定する式が必要となる。

5) 自由水面の運動学的条件³⁶⁾

$$V_s = \frac{\partial h}{\partial t} + u_s \frac{\partial h}{\partial x} \quad (5.39)$$

6) 水の密度 ρ を規定する式

$$\rho = f(C, T) \quad (5.40)$$

ここで用いた記号の意味と単位については表-5.9に一括して示す。

得られた基礎微分方程式に対して数値計算を進めるためには、適切な境界条件を設定しておく必要がある。境界条件は流動、濁質、熱量それぞれに関して以下に示すように設定した。境界条件式で用いた記号の意味と単位についても表-5.9に示す。

(a) 流動に関する境界条件

- 1) 流入端での流下方向の流速成分……鉛直方向に
一様な流量フラックス

$$\int_{y_s(x_0)}^{y_e(x_0, t)} M_{in}(t) dy = q_{in}(t) \quad \forall t$$

$M_{in}(t) = u_{in}(y, t) b(x_0, y)$: y の値によらず一定 $\forall t$

- 2) 放流口での流下方向の流速成分……鉛直方向に
一様な流量フラックス

$$\int_{y_e}^{y_0} M_{out}(t) dy = q_{out}(t) \quad \forall t$$

$M_{out}(t) = u_{out}(y, t) b(x_1, y)$: y の値によらず一定 $\forall t$

3) ダム堤体部での流下方向の流速成分

$$u_{out}(y, t) = 0 \quad \forall y, t$$

- 4) 貯水池底面での流下方向の流速成分……ノンス
リップの条件

$$u_B(x, t) = 0 \quad \forall x, t$$

- 5) 貯水池底面での鉛直方向の流速成分……ノンス
リップの条件

$$v_B(x, t) = 0 \quad \forall x, t$$

- 6) 貯水池底面での境界条件

$$D_{mx} \frac{\partial u}{\partial x} \nu_x + D_{my} \frac{\partial v}{\partial y} \nu_y = 0$$

- 7) 貯水池壁面での流下方向の流速成分……ノンス
リップの条件

$$u(x, t) = 0 \quad \forall x, t$$

- 8) 貯水池壁面での境界条件

$$D_{mx} \frac{\partial u}{\partial x} \nu_x + D_{my} \frac{\partial v}{\partial y} \nu_y = 0$$

- 9) 自由表面での水圧

$$P_s(x, t) = 0 \quad \forall x, t$$

- 10) 自由表面での境界条件

$$\int \Phi \left[D_{mx} \frac{\partial u}{\partial x} \nu_x - D_{my} \frac{\partial v}{\partial y} \nu_y \right] dS = 0$$

ここで、 $\Phi \equiv 1$

- 11) 自由表面の形状に関する幾何学的条件

$$\nu_x = \frac{\partial h}{\partial x} \quad \nu_y = 1 \quad \nu_z = 0$$

特に、ダム堤体部 ($x = x_1$) では

$$\nu_x = \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad \nu_y = 1 \quad \nu_z = 0$$

- (b) 濁質に関する境界条件

- 1) 流入端での流入濁度

$$C(x_0, y, t) = C_{in}(t) \quad (\text{既知})$$

- 2) 放流口での境界条件

$$D_{cx} \frac{\partial C}{\partial x} \nu_x + D_{cy} \frac{\partial C}{\partial y} \nu_y = 0$$

- 3) ダム堤体部での境界条件

$$D_{cx} \frac{\partial C}{\partial x} \nu_x + D_{cy} \frac{\partial C}{\partial y} \nu_y = 0$$

- 4) 貯水池底面での境界条件

$$D_{cx} \frac{\partial C}{\partial x} \nu_x + D_{cy} \frac{\partial C}{\partial y} \nu_y = 0$$

- 5) 自由表面での境界条件

$$D_{cx} \frac{\partial C}{\partial x} \nu_x + D_{cy} \frac{\partial C}{\partial y} \nu_y = 0$$

- (c) 熱量に関する境界条件

- 1) 流入端での流入水温

$$T(x_0, y, t) = T_{in}(t) \quad (\text{既知})$$

- 2) 放流口での境界条件

$$D_{Tx} \frac{\partial T}{\partial x} \nu_x + D_{Ty} \frac{\partial T}{\partial y} \nu_y = 0$$

- 3) ダム堤体部での境界条件

表-5.9 基礎微分方程式, 境界条件式で用いた記号と単位

x	……流下方向の座標(流下方向が正)	[m]
y	……鉛直方向の座標(上向きが正)	[m]
t	……時間	[s]
S	……任意の面を示す	
ν	……任意の面から外向きに立てた法線方向	
ν_x	……法線方向 ν の x 軸方向余弦 $\nu_x \equiv \cos(x, \nu)$	
ν_y	……法線方向 ν の y 軸方向の方向余弦 $\nu_y \equiv \cos(y, \nu)$	
ν_z	……法線方向 ν の z 軸方向余弦 $\nu_z \equiv \cos(z, \nu)$	
添字 S	……自由表面を示す	
添字 B	……貯水池底面を示す	
$u(x, y, t)$	……時刻 t , 点 (x, y) における流下方向の流速成分	[m/s]
$v(x, y, t)$	……時刻 t , 点 (x, y) における鉛直方向の流速成分	[m/s]
$C(x, y, t)$	……時刻 t , 点 (x, y) における流水濁質濃度	[ppm]
$T(x, y, t)$	……時刻 t , 点 (x, y) における水温	
$\rho(x, y, t)$	……時刻 t , 点 (x, y) における流水密度 $\rho(x, y, t) \equiv f_1(c(x, y, t), T(x, y, t))$	[kg/m ³]
$P(x, y, t)$	……時刻 t , 点 (x, y) における流水水圧	[kg/ms ²]
$H(x, y, t)$	……時刻 t , 点 (x, y) における単位容積・単位時間あたり発生熱量	[kcal/m ³ s]
$\phi_s(x, t)$	……時刻 t , 点 x における自由水面の単位面積・単位時間あたり吸収熱量	[Kcal/m ³ s]
$y_s(x, t)$	……時刻 t , 点 x における自由表面の y 座標	[m]
$y_B(x)$	……点 x における貯水池底面の y 座標	[m]
$h(x, t)$	……時刻 t , 点 x における水深 $h(x, t) \equiv y_s(x, t) - y_B(x)$	[m]
$u_s(x, t)$	……時刻 t , 点 x の自由表面での流下方向の流速成分 $u_s(x, t) \equiv u(x, y_s(x, t), t)$	[m/s]
$v_s(x, t)$	……時刻 t , 点 x の自由表面での鉛直方向の流速成分 $v_s(x, t) \equiv v(x, y_s(x, t), t)$	[m/s]
$u_B(x, t)$	……時刻 t , 点 x の貯水池底面での流下方向の流速成分 $u_B(x, t) \equiv u(x, y_B(x), t)$	[m/s]
$v_B(x, t)$	……時刻 t , 点 x の貯水池底面での鉛直方向の流速成分 $v_B(x, t) \equiv v(x, y_B(x), t)$	[m/s]
$u_{in}(y, t)$	……時刻 t , 高さ y の流入端での流下方向の流速成分 $u_{in}(x, t) \equiv u(x_a, y, t)$	[m/s]
$u_{out}(y, t)$	……時刻 t , 高さ y の放流端での流下方向の流速成分 $u_{out}(x, t) \equiv u(x_i, y, t)$	[m/s]
$q_{in}(t)$	……流入端での貯水池への流入流量	[m ³ /s]
$q_{out}(t)$	……放流端での貯水池からの流出流量	[m ³ /s]
$M_{in}(t)$	……流入端での貯水池への流入流量フラックス	[m ² /s]
$M_{out}(t)$	……放流端での貯水池からの流出流量フラックス	[m ² /s]
$C_{in}(t)$	……流入端での貯水池への流入濁質濃度	[ppm]
$T_{in}(t)$	……流入端での貯水池への流入水温	[°C]
$P_s(x, t)$	……時刻 t , 点 x における自由表面の水圧 $p_s(x, t) \equiv p(x, y_s(x, t), t) \equiv 0$	[N/m ²]
$v_o(x, y, t)$	……懸濁粒子の平均沈降速度(負の値) $v_o(x, y, t) \equiv f_2(c(x, y, t), \rho(x, y, t))$	[m/s]
D_{mx}	……流下方向の運動量拡散係数	[m ² /s]
D_{my}	……鉛直方向の運動量拡散係数	[m ² /s]
D_{cx}	……流下方向の濁質濃度拡散係数	[m ² /s]
D_{cy}	……鉛直方向の濁質濃度拡散係数	[m ² /s]
D_{Tx}	……流下方向の水温拡散係数	[m ² /s]
D_{Ty}	……鉛直方向の水温拡散係数	[m ² /s]
ρ_o	……基準密度	[kg/m ³]
C_w	……水の比熱	[Kcal/kg°C]
g	……重力の加速度	[m/s ²]
x_a	……流入端の x 座標	[m]
x_i	……放流端の x 座標	[m]
Y_L	……ダム堤底面の y 座標	[m]
Y_u	……ダム堤上面の y 座標	[m]
y_L	……ダム放流口下端の y 座標	[m]
y_u	……ダム放流口上端の y 座標	[m]
$b(x, t)$	……点 (x, t) における貯水池の幅	[m]
$b_s(x, t)$	……時刻 t , 点 x における自由表面の幅 $b_s(x, t) \equiv b(x, y_s(x, t))$	[m]

$$D_{Tx} \frac{\partial T}{\partial x} \nu_x + D_{Ty} \frac{\partial T}{\partial y} \nu_y = 0$$

4) 貯水池底面での境界条件

$$D_{Tx} \frac{\partial T}{\partial x} \nu_x + D_{Ty} \frac{\partial T}{\partial y} \nu_y = 0$$

5) 自由表面での境界条件

$$D_{Tx} \frac{\partial T}{\partial x} \nu_x + D_{Ty} \frac{\partial T}{\partial y} \nu_y = \frac{\phi_s}{\rho_0 C_w}$$

ただし,

$$\phi_s = \beta \phi_0 - \phi_K - \phi_e - \phi_R$$

ここで,

β : 水面吸収率 (0.4~0.5)

$\phi_0(t)$: 水面反射を差し引いた輻射熱

[Kcal/m²s]

$\phi_K(x, t)$: 熱伝導による熱の移動 [Kcal/m²s]

$\phi_e(x, t)$: 蒸発による熱損失 [Kcal/m²s]

$\phi_R(x, t)$: 有効逆輻射熱 [Kcal/m²s]

① $\phi_0 = (1 - \alpha) \phi_i$

α : 水面反射率 (0.03~0.06)

$\phi_i(t)$: 日射量 [Kcal/m²s]

② $\phi_K = (0.000308 + 0.000185W) \times \rho_0$

$\times 269.1(T_s - T_A)$

$W(t)$: 風速 [m/s]

$T_s(x, t)$: 表面水温 [°C]

$T_A(t)$: 気温 [°C]

③ $\phi_e = (0.000308 + 0.000185W) \times \rho_0$

$\times (e_s - E_{eA}) \times (L + c_w T_s)$

$W(t)$: 風速 [m/s]

$T_s(x, t)$: 表面水温 [°C]

$T_A(t)$: 気温 [°C]

$e_s \equiv e_s(T_s(x, t))$

: 表面水温に対する飽和水蒸気圧

[mmHg]

$e_A \equiv e_A(T_A(t))$

: 気温に対する飽和水蒸気圧 [mmHg]

$E(t)$: 相対湿度 [%/100]

L : 蒸発の潜熱 [Kcal/kg]

④ $\phi_R = 0.97K \{K_s^4 - 0.937$

$\times 10^{-5} K_A^4 (1.0 + 0.17n^2)\}$

$K = 1.171 \times 10^{-6}$: Stefan Boltzman 定数

[Kcal/m²s°K]

$n(t)$: 雲量 (0~1)

$K_s(x, t) \equiv T_s(x, t) + 273.16$

: 表面水温の絶対温度 [°K]

$K_A(t) \equiv T_A(t) + 273.16$

: 気温の絶対温度 [°K]

内部領域での発生熱量…輻射熱は内部領域に到達する

$$H(x, y, t) = (1 - \beta) \phi_0 \exp \{-\eta(y_s(x, t) - y)\}$$

ここで,

β : 水面吸収率 (0.4~0.5)

$\phi_0(t)$: 水面反射を差し引いた輻射熱

[Kcal/m²s]

η : 減衰係数 [1/m]

式(5.34)~(5.40)で示した基礎微分方程式は、貯水池内のある一点においてある時刻に成立するものであり、これらの式を解いて各点、各時刻における解を求めれば、貯水池内での各水理要素の挙動を知ることができる。しかし、このような解を求めることは現実的には不可能である。従って、実際上は対象とする水理現象の時間約・空間的一様性やスケールに応じて、基礎微分方程式を適当な大きさの時空間のものに変換し、それにもとづいて、水理量の挙動を追跡することになる。時間的な解析スケールは、現実的には空間的スケールが決まれば数値解析の安定条件より拘束され、それは実現象の変化スケールより極めて小さいことが多い。したがって、基礎微分方程式の展開は空間的なものに対して行われることになる。

以下には、この基礎微分方程式の数値解析モデルへの展開方法が異なる差分法ならびに有限要素法によるモデルについて詳述する。

5.3.1.1 差分モデル

本節では上述の基礎微分方程式を、差分法を用いて数値解析モデルに変換した差分モデルについて述べる。貯水池の空間的な要素(コントロール・ボリューム)は既述のように流下方向、水深方向の二方向(二次元)に分割するのが適切であり、図-5.19~図-5.21にその概略を示す。

差分モデルは基礎微分方程式を、ここで示すようなコントロール・ボリュームについて積分し、空間的な平均化操作を行うことにより得られる。この基礎式の積分表示式への変換さらにはその差分表示式(最終的な数値解析モデル式)への変換は以下のとおりである。

尚、各式を誘導する際の詳細については、土木研究所資料第2443号「貯水池の冷濁水ならびに富栄養化現象の数値解析モデル³⁷⁾」を参照されたい。

(1) 基礎式の積分表示

基礎式の積分表示にあたっては、本モデルが自由水面を取り扱っているため、表層ブロックのコントロー

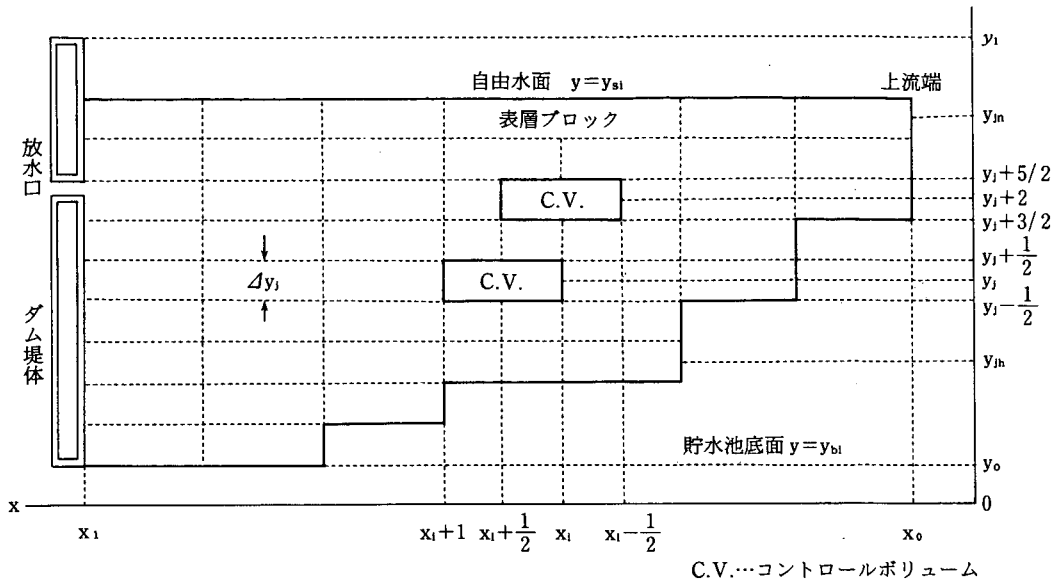


図-5.19 貯水池の要素分割

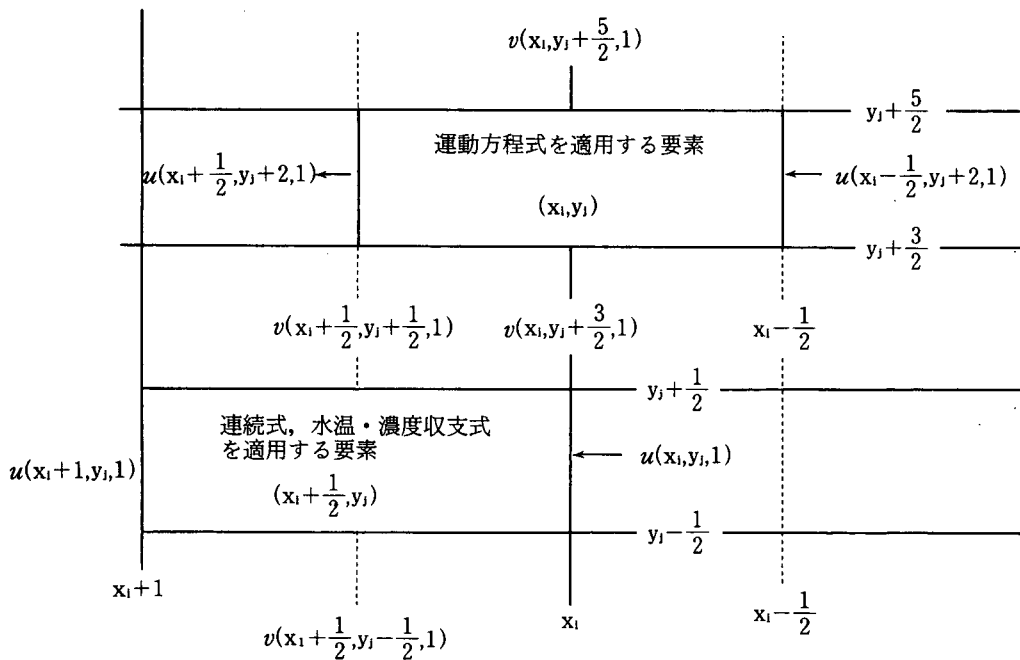


図-5.20 基礎方程式を適用する要素

ル・ボリュームを内部ブロックのそれと分けて考える必要がある。図-5.22～図-5.23に表層ブロックの取り扱いと流水断面図の概略を示し、次のように考えるこ

ととした。

表層ブロックは表層厚が最も薄いところでも50cm以上となるように定める。

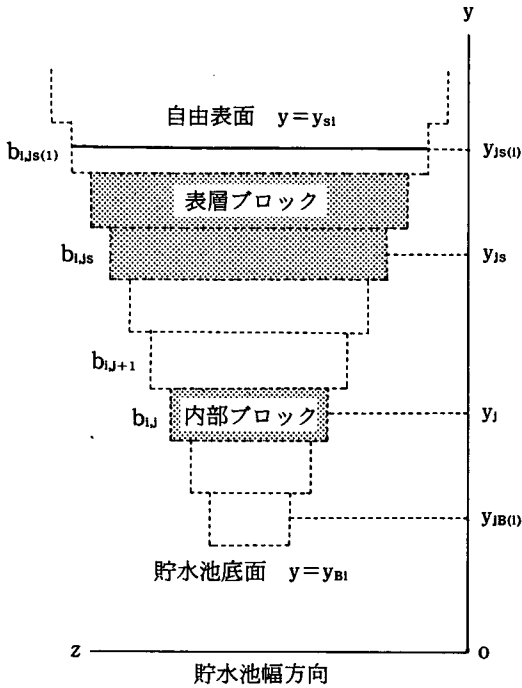


図-5.21 $x = x_i$ での流水断面図

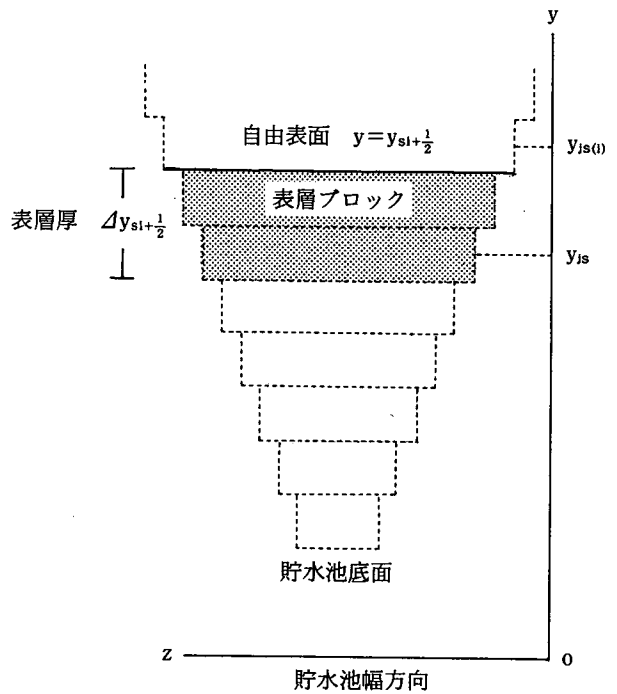


図-5.23 $x = x_{i+1/2}$ での流水断面図

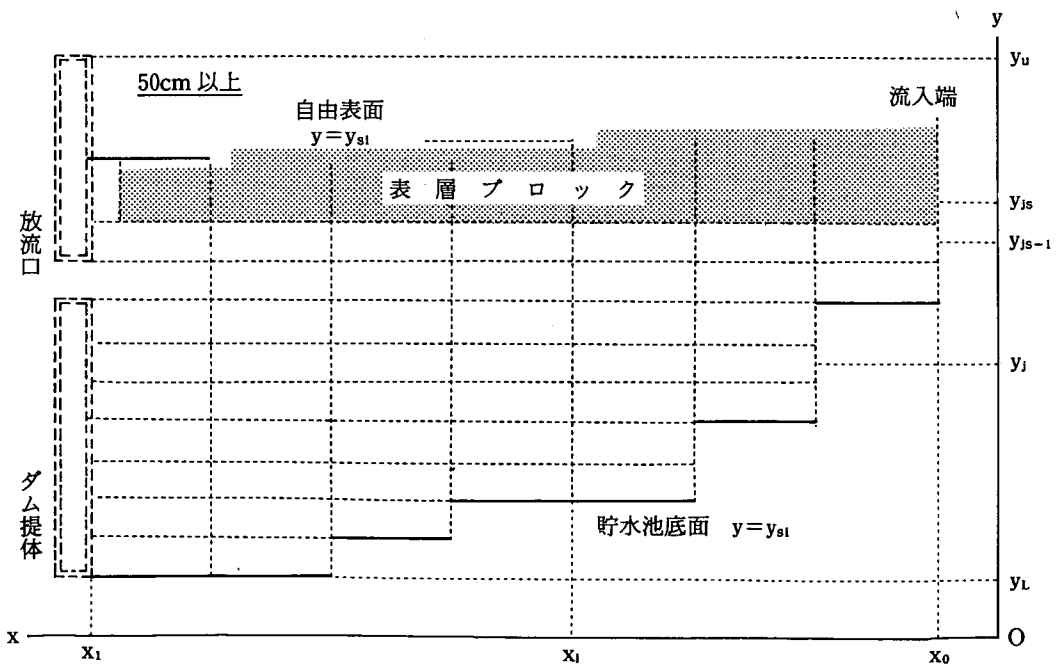


図-5.22 表層ブロックの取り扱い

すなわち、

$$y_{j-1/2} = Y_L + \frac{1}{2}(\Delta y_0 + 2\Delta y_1 + \cdots + 2\Delta y_{j-1})$$

[ただし、 $\Delta y_0 \equiv 0$]

としたとき、

$$y_{j-1/2} + 0.5 \leq \min y_{si+1/2}$$

を満たす最大の添字 j を j_s とする。ただし、このようにして選んだ j_s がダムの放水口となるときは、

$$y_{j-1/2} = y_u \text{ (放水口より上部を表層とする)}$$

を満たす添字 j を j_s とする。

また、各 $i(i=0, 1, \cdots, I)$ に対して

$$y_{si} \leq y_{j+1/2}$$

を満たす最小の添字 j を $j_s(i)$ とする。

このとき、 $x = x_i$ の鉛直断面では

$$j = j_s, j_s + 1, \cdots, j_s(i)$$

に対応するコントロール・ボリュームが表層ブロックとなる。

このような表層ブロックの取り扱いを考慮して、式(5.34)～式(5.38)で示される基礎微分方程式を内部ブロックのコントロール・ボリュームと表層ブロックのそれに分けて積分表示すれば、以下の諸式が得られる。また、ここで、新たに用いる記号については表-5.10にまとめて説明する。

1) 水の連続式

式(5.34)で示される非圧縮性流体の連続式を内部ブロックのコントロール・ボリューム内で体積分すれば、

$$\int_V v \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) dV = 0$$

Green-Gauss の定理より最終的に断面平均流速を用いて水の連続式は次式で表現される。

$$\bar{u}A \Big|_{x=x_i, y=y_j}^{x=x_{i+1}, y=y_i} + \bar{v}B \Big|_{x=x_i, y=y_j}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} = 0 \quad (5.41)$$

表層ブロックのコントロール・ボリュームに関しては、

$$\int_{V_s} v_s \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) dV = 0$$

を面積積分に変換して次式が得られる。

$$\bar{u}_s A_s \Big|_{x=x_i}^{x=x_{i+1}} - \bar{v}B \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} + \frac{\partial \bar{h}}{\partial t} B_s \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}} = 0 \quad (5.42)$$

2) 運動方程式 (x 方向)

式(5.35)を連続式と同様に体積分すれば、

$$\int_V \left[\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} \right] dV$$

$$= \int_V \left[-\frac{1}{\rho_0} \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(D_{mx} \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D_{my} \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right] dV$$

本式を Green-Gauss の定理を用いて同様に断面平均流速を用いれば、

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} V \Big|_{x=x_i, y=y_j}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} + \bar{u} \bar{u} A \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_j}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} \\ & + \bar{u} \bar{v} B \Big|_{x=x_i, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_i, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\ & = -\frac{1}{\rho_0} \bar{p} A \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_j}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} \\ & + \frac{1}{\rho_0} \bar{P} (A_{i+\frac{1}{2}, j} - A_{i-\frac{1}{2}, j}) \Big|_{x=x_i, y=y_j} \\ & + D_{mx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{u} A) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_j}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} \\ & + D_{my} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{u} B) \Big|_{x=x_i, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_i, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \end{aligned} \quad (5.43)$$

と示される。

一方、表層ブロックのコントロール・ボリュームに対しても、

$$\begin{aligned} & \int_{V_s} \left[\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} \right] dV \\ & = \int_{V_s} \left[-\frac{1}{\rho_0} \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(D_{mx} \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D_{my} \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right] dV \end{aligned}$$

より、

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} (\bar{u}_s V_s) \Big|_{x=x_i}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}} + \bar{u} \bar{u}_{ss} A_s \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}} \\ & - \bar{u} \bar{v} B \Big|_{x=x_i, y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_i, y_{j+\frac{1}{2}}} \\ & = -\frac{1}{\rho_0} \bar{P}_s A_s \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}} \\ & + \frac{1}{\rho_0} \bar{P}_s (A_{si+\frac{1}{2}} - A_{si-\frac{1}{2}}) \Big|_{x=x_i} \\ & + D_{mx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{u}_s A_s) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}} - D_{my} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{u} B) \Big|_{x=x_i, y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_i, y_{j+\frac{1}{2}}} \end{aligned} \quad (5.44)$$

が得られる。

3) 運動方程式 (y 方向)

式(5.36)に示す y 方向の運動方程式については、静水圧近似式としていることから次式が簡単に得られる。

表-5.10 積分表示式で新たに用いた記号の説明

V	コントロールボリュウムの容積	
S	コントロールボリュウムの任意の各表面	
S_1, S_2	コントロールボリュウムの流下方向の各表面	
S_3, S_4	コントロールボリュウムの鉛直方向の各表面	
S_5, S_6	コントロールボリュウムの貯水池幅方向の各表面	
S_s	表層コントロールボリュウムの表面 (自由水面)	
$i(i=0, 1, \dots, I)$	流下方向分割点の添字	
$j(j=1, 2, \dots, J)$	鉛直方向のブロックの添字	
j_s	最下層の表層ブロックの添字	
$j_s(i)$	点 x_i での自由表面を含む表層ブロックの添字	
$j_B(i)$	点 x_i での貯水池底面ブロックの添字	
$i_B(j)$	高さ y_j での貯水池底面ブロックの添字	
$x_0, x_1, \dots, x_i$	貯水池の流下方向の分割点の x 座標	[m]
$y_1, y_2, \dots, y_j$	ブロックの中心点の y 座標	[m]
$\Delta y_1, \dots, \Delta y_j$	ブロックの厚さ	[m]
$b_{ij+\frac{1}{2}}$	点 $(x_i, y_{j+\frac{1}{2}})$ における貯水池の幅	[m]
$\bar{b}_{ij}$	点 (x_i, y_j) における貯水池の平均幅	[m]
$CV(x_i, y_j)$	点 (x_i, y_j) を中心とするコントロールボリュウム	
V_{ij}	 $CV(x_i, y_i)$ の容積	[m ³]
$A_{i-\frac{1}{2}j}$	 $CV(x_i, y_j)$ の上流側流水断面積	[m ²]
$A_{i+\frac{1}{2}j}$	 $CV(x_i, y_j)$ の下流側流水断面積	[m ²]
$B_{ij+\frac{1}{2}}$	 $CV(x_i, y_j)$ の上側水平断面積	[m ²]
$B_{ij-\frac{1}{2}}$	 $CV(x_i, y_j)$ の下側水平断面積	[m ²]
$y_{si}(t)$	時刻 t , 点 x_i における自由表面の y 座標	[m]
$\Delta y_{si}(t)$	時刻 t , 点 x_i における表層ブロックの厚さ	[m]
$\bar{y}_{si}(t)$	時刻 t , 点 x_i における表層ブロックの平均標高	[m]
$b_{si}(t)$	時刻 t , 点 x_i における自由表面の幅	[m]
$P_{si}(t)$	時刻 t , 点 x_i における表層ブロックの水圧	[N/m ²]
$V_{si}(t)$	時刻 t , 点 x_i における表層ブロックの容積	[m ³]
$A_{si}(t)$	時刻 t , 点 x_i における表層ブロックの流水断面積	[m ²]
$B_{si}(t)$	時刻 t , 点 x_i における表層ブロックの表層表面積	[m ²]
x_{Bj}	高さ y_j での貯水池底面の x 座標 $x_{Bj} = x_{iB(j)}$	[m]
y_{Bi}	点 x_i での貯水池底面の y 座標 $y = y_{Bi} = y_{iB(i)}$	[m]
u_{Bj}	高さ y_j の貯水池底面における流下方向流速成分	[m/s]
v_{Bi}	点 x_i の貯水池底面における鉛直方向流速成分	[m/s]
$\bar{u} \equiv \frac{1}{S} \int_S u dS$	流速成分 u の断面平均値	[m/s]
$\bar{v} \equiv \frac{1}{S} \int_S v dS$	流速成分 v の断面平均値	[m/s]
$\bar{u} \equiv \frac{1}{V} \int_V u dV$	流速成分 u の体積平均値	[m/s]
$\bar{C} \equiv \frac{1}{S} \int_S C dS$	濁質濃度 C の断面平均値	[g/m ³]
$\bar{C} \equiv \frac{1}{V} \int_V C dV$	濁質濃度 C の体積平均値	[g/m ³]
$\bar{T} \equiv \frac{1}{S} \int_S T dS$	温度 T の断面平均値	[°C]
$\bar{T} \equiv \frac{1}{V} \int_V T dV$	温度 T の体積平均値	[°C]
$\bar{P} \equiv \frac{1}{S} \int_S P dS$	水圧 P の断面平均値	[N/m ²]
$\bar{v}_0 \equiv \frac{1}{S} \int_S v_0 dS$	懸濁粒子の沈降速度 v_0 の断面平均値	[m/s]
$\bar{\phi}_s \equiv \frac{1}{S} \int_S \phi_s dS$	吸収熱量 ϕ_s の面積平均値	[Kcal/m ² s]
$\bar{H} \equiv \frac{1}{V} \int_V H dV$	発生熱量 H の体積平均値	[Kcal/m ³ s]

$$P(x_{i+\frac{1}{2}}, y_j, t) = \int_{y_j}^{y_{j+\frac{1}{2}}} \rho g dy$$

本式より,

$$\begin{aligned} \bar{P} \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} \\ = g \left\{ \frac{1}{2} \rho(x_{i+\frac{1}{2}}, y_j, t) \Delta y_j + \sum_{k=j+1}^{j_s-1} \rho(x_{i+\frac{1}{2}}, y_k, t) \Delta y_k \right. \\ \left. + \rho_{si+\frac{1}{2}} \cdot \Delta y_{si+\frac{1}{2}} \right\} \end{aligned} \quad (5.45)$$

表層ブロックのコントロール・ボリュームについても同様に,

$$P_s(x_{i+\frac{1}{2}}, y, t) = \int_y^{y_{s+\frac{1}{2}}} \rho_s g dy \quad [y_{js} \leq y \leq y_{si+\frac{1}{2}} \text{ のとき}]$$

より,

$$\bar{P}_{si+\frac{1}{2}} = \frac{1}{2} \rho_{si+\frac{1}{2}} \cdot g \cdot \Delta y_{si+\frac{1}{2}} \quad (5.46)$$

4) 濁質濃度の保存式

式(5.37)を体積積分して,

$$\begin{aligned} \int_V \left[\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} + (v + v_0) \frac{\partial C}{\partial y} \right] dV \\ = \int_V \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(D_{cx} \frac{\partial C}{\partial x} \right) \right. \\ \left. + \frac{\partial}{\partial y} \left(D_{cy} \frac{\partial C}{\partial y} \right) \right] dV \end{aligned}$$

本式を, Green-Gauss の定理より断面平均値, 体積平均値を用いて変形すれば最終的に次式が得られる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} V \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} + \bar{u} \bar{C} A \Big|_{x=x_i, y=y_j}^{x=x_{i+1}, y=y_j} \\ + (\bar{v} + \bar{v}_0) \bar{C} B \Big|_{y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\ = D_{cx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{C} A) \Big|_{x=x_i, y=y_j}^{x=x_{i+1}, y=y_j} \\ + D_{cy} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{C} B) \Big|_{y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{y=y_{j+\frac{1}{2}}} \end{aligned} \quad (5.47)$$

表層ブロックのコントロール・ボリュームについては,

$$\begin{aligned} \int_{V_s} \left[\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} + (v + v_0) \frac{\partial C}{\partial y} \right] dV \\ = \int_{V_s} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(D_{cx} \frac{\partial C}{\partial x} \right) \right. \\ \left. + \frac{\partial}{\partial y} \left(D_{cy} \frac{\partial C}{\partial y} \right) \right] dV \end{aligned}$$

より,

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} (\bar{C}_s V_s) \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}} + \bar{u}_s \bar{C}_s A_s \Big|_{x=x_i}^{x=x_{i+1}} \\ + (\bar{v}_0)_s \bar{C}_s B_s \Big|_{y=y_{j-\frac{1}{2}}} - (\bar{v} + \bar{v}_0) \bar{C} B \Big|_{y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\ = D_{cx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{C}_s A_s) \Big|_{x=x_i}^{x=x_{i+1}} \\ - D_{cy} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{C} B) \Big|_{y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{y=y_{j+\frac{1}{2}}} \end{aligned} \quad (5.48)$$

が得られる。

5) 水温の保存式

式(5.38)を体積積分して,

$$\begin{aligned} \int_V \left[\frac{\partial T}{\partial t} + u \frac{\partial T}{\partial x} + v \frac{\partial T}{\partial y} \right] dV \\ = \int_V \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(D_{Tx} \frac{\partial T}{\partial x} \right) \right. \\ \left. + \frac{\partial}{\partial y} \left(D_{Ty} \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{H}{\rho_0 C_w} \right] dV \end{aligned}$$

本式を濁度収支式と同様に変形すれば次式となる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{T}}{\partial t} V \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} + \bar{u} \bar{T} A \Big|_{x=x_i, y=y_j}^{x=x_{i+1}, y=y_j} \\ + \bar{v} \bar{T} B \Big|_{y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\ = D_{Tx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{T} A) \Big|_{x=x_i, y=y_j}^{x=x_{i+1}, y=y_j} \\ + D_{Ty} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{T} B) \Big|_{y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\ + \frac{1}{\rho_0 C_w} \bar{H} V \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} \end{aligned} \quad (5.49)$$

表層ブロックのコントロール・ボリュームについても同様に,

$$\begin{aligned} \int_{V_s} \left[\frac{\partial T}{\partial t} + u \frac{\partial T}{\partial x} + v \frac{\partial T}{\partial y} \right] dV \\ = \int_{V_s} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(D_{Tx} \frac{\partial T}{\partial x} \right) \right. \\ \left. + \frac{\partial}{\partial y} \left(D_{Ty} \frac{\partial T}{\partial y} \right) + H \right] dV \end{aligned}$$

より,

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} (\bar{T}_s V_s) \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}} + \bar{u}_s \bar{T}_s A_s \Big|_{x=x_i}^{x=x_{i+1}} \\ - \bar{v} \bar{T} B \Big|_{y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\ = D_{Tx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{T}_s A_s) \Big|_{x=x_i}^{x=x_{i+1}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & -D_{Ty} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{T}B) \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}} \\
 & + \frac{1}{\rho_0 C_w} (\bar{H}_s V_s + \bar{\phi}_s B_s) \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}}
 \end{aligned} \quad (5.50)$$

が得られる。

ここで、内部ブロックにおける各値の算出は以下の
ように行う。

① 座 標

$$x_{i+\frac{1}{2}} = \frac{1}{2}(x_i + x_{i+1}) \quad 0 \leq i < I$$

$$y_j = y_{j-1} + \frac{1}{2}(\Delta y_{j-1} + \Delta y_j) \quad 1 \leq j < j_s$$

$$= Y_L + \frac{1}{2}(\Delta y_0 + 2\Delta y_1 + \cdots + 2\Delta y_{j-1} + \Delta y_j)$$

$$y_{j+\frac{1}{2}} = y_j + \frac{1}{2}\Delta y_j \quad 0 \leq j < j_s$$

$$= Y_L + \frac{1}{2}(\Delta y_0 + 2\Delta y_1 + \cdots + 2\Delta y_j)$$

ただし、 $\Delta y_0 \equiv 0$

② 貯水池幅

$$b_{i,j-\frac{1}{2}} = b(x_i, y_{j-\frac{1}{2}}) \quad (\text{既知})$$

$$b_{i,j+\frac{1}{2}} = b(x_i, y_{j+\frac{1}{2}}) \quad (\text{既知})$$

③ 貯水池の平均値

$$\bar{b}_{i,j} = \frac{1}{2}(b_{i,j-\frac{1}{2}} + b_{i,j+\frac{1}{2}})$$

④ 流水断面積

$$A_{i,j} = \bar{b}_{i,j} \cdot \Delta y_j$$

$$A_{i+1,j} = \bar{b}_{i+1,j} \cdot \Delta y_j$$

⑤ 水平断面積

$$B_{i+\frac{1}{2},j-\frac{1}{2}} = \frac{1}{2}(b_{i,j-\frac{1}{2}} + b_{i+1,j-\frac{1}{2}})(x_{i+1} - x_i)$$

$$B_{i+\frac{1}{2},j+\frac{1}{2}} = \frac{1}{2}(b_{i,j+\frac{1}{2}} + b_{i+1,j+\frac{1}{2}})(x_{i+1} - x_i)$$

⑥ 容 積

$$V_{i+\frac{1}{2},j} = \frac{1}{2}(\bar{b}_{i,j} + \bar{b}_{i+1,j})(x_{i+1} - x_i)\Delta y_j$$

また、表層ブロックにおける各値の算出は次のよう
に行う。

① 各座標

$$x_{i+\frac{1}{2}} = \frac{1}{2}(x_i + x_{i+1}) \quad 0 \leq i < I$$

$$y_{j_s} = y_{j_s-1} + \frac{1}{2}(\Delta y_{j_s-1} + \Delta y_{j_s})$$

$$= Y_L + \frac{1}{2}(\Delta y_0 + 2\Delta y_1 + \cdots + 2\Delta y_{j_s-1} + \Delta y_{j_s})$$

ただし、 $\Delta y_0 \equiv 0$

② 自由表面の表層厚

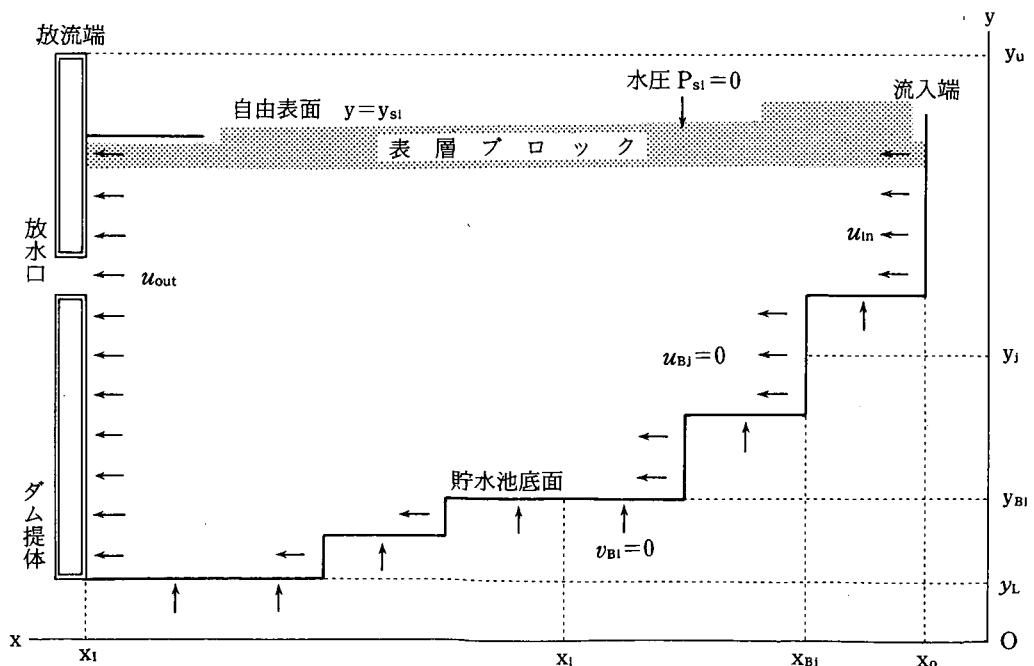


図-5.24 境界条件の概略図

$$\Delta y_{si} = y_{si} - y_{js-\frac{1}{2}}$$

$$\Delta y_{si+\frac{1}{2}} = y_{si+\frac{1}{2}} - y_{js-\frac{1}{2}}$$

③ 自由表面での貯水池幅

$$\bar{b}_{si} = b(x_i, y_{si}) = \bar{b}_{i,js(i)} \quad (\text{近似})$$

$$\bar{b}_{si-\frac{1}{2}} = b(x_i, y_{si+\frac{1}{2}}) = \frac{1}{2}(b_{i+1,js(i)} + b_{i,js(i)})$$

④ 平均標高

$$\bar{y}_{si} = y_{si} - \frac{1}{2}\Delta y_{si}$$

⑤ 流水断面積

$$A_{si} = \sum_{j=js}^{js(i)-1} \bar{b}_{ij} \cdot \Delta y_j + (y_{si} - y_{si(i)-\frac{1}{2}}) \cdot \bar{b}_{i,js(i)}$$

⑥ 表層表面積

$$B_{si+\frac{1}{2}} = \bar{b}_{si+\frac{1}{2}} \cdot (x_{i+1} - x_i)$$

⑦ 容 積

$$V_{si+\frac{1}{2}} = \frac{1}{2}(A_{si} + A_{si+1})(x_{i+1} - x_i)$$

(2) 境界条件の積分表示

境界条件は前節の様に示されるが、実際数値計算を行うにあたっては式(5.41)～式(5.50)で示した積分表示式の中に取り込める形に変換しておく必要がある。

以下では、この境界条件の積分表示について述べる。

(a) 流動に関する境界条件

1) 流入端での流下方向の流速成分

$$\bar{u}_{in} = \frac{q_{in}}{b_{oi}(y_{so} - y_{B0})} \quad j_B(0) \leq \forall j < j_s \quad (5.51)$$

$$(\bar{u}s)_{in} = \frac{q_{in}(y_{so} - y_{js-\frac{1}{2}})}{A_{so}(y_{so} - y_{B0})} = \frac{q_{in}\Delta y_{so}}{A_{so}(y_{so} - y_{B0})} \quad (5.52)$$

2) 放流口での流下方向の流速成分

$$\bar{u}_{out} = \frac{q_{out}}{b_{i,j}(y_U - y_L)} \quad \forall j; y_L \leq y_{j-\frac{1}{2}} < y_{j+\frac{1}{2}} \leq y_U \quad (5.53)$$

3) ダム堤体部での流下方向の流速成分

(S_2 がダム堤体部)

$$\bar{u}_{out} = 0 \quad \forall j; y_U \leq y_{j-\frac{1}{2}} \text{ または } y_{j+\frac{1}{2}} \leq y_L \quad (5.54)$$

$$(\bar{u}s)_{out} = 0 \quad (5.55)$$

4) ダム堤体部の自由表面での鉛直方向の流速成分

(S_2 がダム堤体部)

$$v_s = \frac{\partial h}{\partial t} + u_s \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial y_s}{\partial t} \quad (5.56)$$

5) 貯水池底面での流下方向の流速成分

(S_1 が底面) …… ノンスリップの条件

$$\bar{u}_{Bj} = \bar{u} \Big|_{x=x_{B(i)}, y=y_j} = 0 \quad (5.57)$$

6) 貯水池底面での鉛直方向の流速成分

(S_1 が底面) …… ノンストップの条件

$$\bar{v}_{Bi+\frac{1}{2}} = \bar{v} \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{B(i)-\frac{1}{2}}} = 0 \quad (5.58)$$

以上の境界条件より各境界におけるブロックの流動に関する積分表示式を整理し再掲すると以下の様になる。

(表層ブロック)

1) 水の連続式

式(5.42)より

$$\bar{u}_s A_s \Big|_{x=x_i}^{x=x_{i+1}} - \bar{v} B \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{js-\frac{1}{2}}} + \frac{\partial \bar{h}}{\partial t} B_s \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}} = 0$$

2) 運動方程式

・ x 方向

式(5.44)より

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} (\bar{u}_s V_s) \Big|_{x=x_i}^{x=x_{i+1}} + \bar{u}_s \bar{u}_s A_s \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}} \\ & - \bar{u} \bar{v} B \Big|_{x=x_i, y=y_{js-\frac{1}{2}}} \\ & = - \frac{1}{\rho_0} \bar{P}_s A_s \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}} + \frac{1}{\rho_0} \bar{P}_s (A_{si+\frac{1}{2}} - A_{si-\frac{1}{2}}) \Big|_{x=x_i} \\ & + D_{mx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{u}_s A_s) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}} \\ & - D_{my} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{u} B) \Big|_{x=x_i, y=y_{js-\frac{1}{2}}} \end{aligned}$$

・ y 方向

式(5.46)より

$$\bar{P}_{si+\frac{1}{2}} = \frac{1}{A_{si+\frac{1}{2}}} \int_{S_2} P_s dS \cong \frac{1}{2} \rho_{si+\frac{1}{2}} \cdot g \cdot \Delta y_{si+\frac{1}{2}}$$

(内部ブロック)

1) 水の連続式

式(5.41)より

$$\bar{u} A \Big|_{x=x_i, y=y_j}^{x=x_{i+1}, y=y_j} + \bar{v} B \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} = 0$$

2) 運動方程式

・ x 方向

式(5.43)より

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} V \Big|_{x=x_i, y=y_j}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} + \bar{u} \bar{u} A \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_j}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} \\ & + \bar{v} \bar{u} B \Big|_{x=x_i, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_i, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\ & = - \frac{1}{\rho_0} \bar{P} A \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_j}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} \\ & + \frac{1}{\rho_0} \bar{P} (A_{i+\frac{1}{2},j} - A_{i-\frac{1}{2},j}) \Big|_{x=x_i, y=y_j} \\ & + D_{mx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{u} A) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_j}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} \end{aligned}$$

$$+ D_{mv} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{u}B) \Big|_{x=x_i, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_i, y=y_{j+\frac{1}{2}}}$$

• y 方向

式(5.45)より

$$\begin{aligned} \bar{P} \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j}^{x=x_i, y=y_j} &= \frac{1}{A_{i+\frac{1}{2}, j}} \int_{S_2} P dS \\ &= g \left\{ \frac{1}{2} \rho (x_{i+\frac{1}{2}}, y_j, t) \Delta y_j \right. \\ &\quad + \sum_{k=j+1}^{js-1} \rho (x_{i+\frac{1}{2}}, y_k, t) \Delta y_k \\ &\quad \left. + \rho_{si+\frac{1}{2}} \Delta y_{si+\frac{1}{2}} \right\} \end{aligned}$$

〔底面ブロック〕…… (S_1 または S_3 が底面)

1) 水の連続式

S_3 だけが底面のとき

$$\bar{u}A \Big|_{x=x_i, y=y_{jB(i)}}^{x=x_{i+1}, y=y_{jB(i)}} + \bar{v}B \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)+\frac{1}{2}}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)-\frac{1}{2}}} = 0 \quad (5.59)$$

S_1 だけが底面のとき

$$\bar{u}A \Big|_{x=x_{jB(i)+1}}^{x=x_{jB(i)+\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} + \bar{v}B \Big|_{x=x_{jB(i)+\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_{jB(i)+\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} = 0 \quad (5.60)$$

S_1, S_3 とも底面のとき

$$\begin{aligned} \bar{u}A \Big|_{x=x_{jB(i)+1}, y=y_{jB(i)}}^{x=x_{jB(i)+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)+\frac{1}{2}}} + \bar{v}B \Big|_{x=x_{jB(i)+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)+\frac{1}{2}}}^{x=x_{jB(i)+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)+\frac{1}{2}}} \\ = 0. \end{aligned} \quad (5.61)$$

2) 運動方程式

• x 方向

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} V \Big|_{x=x_i, y=y_{jB(i)}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)}} + \bar{u} \bar{u}A \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)}} \\ + \bar{u} \bar{v}B \Big|_{x=x_i, y=y_{jB(i)+\frac{1}{2}}}^{x=x_i, y=y_{jB(i)-\frac{1}{2}}} \\ = -\frac{1}{\rho_0} \bar{P}A \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)}} + \frac{1}{\rho_0} \bar{P}_s (A_{i+\frac{1}{2}, jB(i)} - A_{i-\frac{1}{2}, jB(i)}) \Big|_{x=x_i} \\ + D_{mx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{u}A) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)}} \\ + D_{mv} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{u}B) \Big|_{x=x_i, y=y_{jB(i)+\frac{1}{2}}}^{x=x_i, y=y_{jB(i)-\frac{1}{2}}} \end{aligned} \quad (5.62)$$

• y 方向

$$\begin{aligned} \bar{P} \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)}}^{x=x_i, y=y_{jB(i)}} &= \frac{1}{A_{i+\frac{1}{2}, jB(i)}} \int_{S_2} P dS \\ &= g \left\{ \frac{1}{2} \rho (x_{i+\frac{1}{2}}, y_{jB(i)}, t) \Delta y_{jB(i)} \right. \\ &\quad + \sum_{k=jB(i)+1}^{js-1} \rho (x_{i+\frac{1}{2}}, y_k, t) \Delta y_k + \rho_{si+\frac{1}{2}} \Delta y_{si+\frac{1}{2}} \Big\} \end{aligned} \quad (5.63)$$

〔流入端の表層ブロック〕

…… (S_1 が流入端, S_2 が自由表面)

1) 水の連続式

$$\begin{aligned} \bar{u}_s A_s \Big|_{x=x_1} - (\bar{u}_s)_{in} A_{s0} \\ - \bar{v}B \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}}^{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}} + \frac{\partial \bar{h}}{\partial t} B_s \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}} = 0 \end{aligned} \quad (5.64)$$

〔流入端の内部ブロック〕…… (S_1 が流入端)

1) 水の連続式

$$\bar{u}A \Big|_{x=x_1, y=y_j} - \bar{u}_{in} A \Big|_{x=x_0, y=y_j} + \bar{v}B \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} = 0 \quad (5.65)$$

〔流入端の底面ブロック〕

…… (S_1 が流入端, S_3 が底面)

1) 水の連続式

$$\begin{aligned} \bar{u}A \Big|_{x=x_1, y=y_{jB(i)}} + \bar{u}_{in} A \Big|_{x=x_0, y=y_{jB(i)}} \\ + \bar{v}B \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)+\frac{1}{2}}}^{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)-\frac{1}{2}}} = 0 \end{aligned} \quad (5.66)$$

〔放流端の表層ブロック〕

…… (S_2 がダムの堤体部, S_2 が自由表面)

自由表面の運動学的条件は

$$v_s \Big|_{x=x_1} = \frac{\partial h}{\partial t} \Big|_{x=x_1} \quad (5.67)$$

となる。

1) 水の連続式

$$-\bar{u}_s A_s \Big|_{x=x_{i-1}} - \bar{v}B \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}}^{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}} + \frac{\partial \bar{h}}{\partial t} B_s \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}} = 0 \quad (5.68)$$

〔放流端の内部ブロック〕

…… (S_2 がダム堤体部または放水口)

1) 水の連続式

S_2 がダム堤体部 ($y_{j-\frac{1}{2}} \geq y_U$ または $y_{j+\frac{1}{2}} \leq y_L$) のとき

$$\bar{u}A \Big|_{x=x_{i-1}, y=y_j} + \bar{v}B \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} = 0 \quad (5.69)$$

S_2 が放水口 ($y_L \leq y_{j-\frac{1}{2}} < y_{j+\frac{1}{2}} \leq y_U$) のとき

$$\begin{aligned} \bar{u}_{out} A \Big|_{x=x_1, y=y_j} - \bar{u}A \Big|_{x=x_{i-1}, y=y_j} \\ + \bar{v}B \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} = 0 \end{aligned} \quad (5.70)$$

〔放流端の底面ブロック〕

…… (S_2 がダム堤体部, S_3 が底面)

1) 水の連続式

$$-\bar{u}A \Big|_{x=x_{i-1}, y=y_1} + \bar{v}B \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} = 0 \quad (5.71)$$

(b) 濁質に関する境界条件

濁質に関する境界条件は前節で示したが、以下の様であった。

1) 流入端での流入濁度 (既知)

$$\bar{C}(x_0, y_j, t) = \bar{C}_s(x_0, t) = \bar{C}_{in}(t)$$

2) 放流口での境界条件

$$D_{cx} \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} \nu_x + D_{cy} \frac{\partial \bar{C}}{\partial y} \nu_y = 0$$

3) ダム堤体部での境界条件

$$D_{cx} \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} \nu_x + D_{cy} \frac{\partial \bar{C}}{\partial y} \nu_y = 0$$

4) 貯水池底面での境界条件

$$D_{cx} \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} \nu_x + D_{cy} \frac{\partial \bar{C}}{\partial y} \nu_y = 0$$

5) 自由表面での境界条件

$$D_{cx} \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} \nu_x + D_{cy} \frac{\partial \bar{C}}{\partial y} \nu_y = 0$$

以上の境界条件より各境界におけるブロックの濁質濃度保存式の積分表示式を整理し再掲すると以下の様になる。

〔表層ブロック〕

式(5.48)より

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} (\bar{C}_s V_s) \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} + \bar{u}_s \bar{C}_s A_s \Big|_{x=x_i, y=y_j} \\ & + (\bar{v}_0)_s \bar{C}_s B_s \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} - (\bar{v} + \bar{v}_0) \bar{C} B \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\ & = D_{cx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{C}_s A_s) \Big|_{x=x_i, y=y_j}^{x=x_{i+1}, y=y_j} - D_{cy} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{C} B) \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \end{aligned}$$

〔内部ブロック〕

式(5.47)より

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} V \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} + \bar{u} \bar{C} A \Big|_{x=x_i, y=y_j}^{x=x_{i+1}, y=y_j} \\ & + (\bar{v} + \bar{v}_0) \bar{C} B \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}} \\ & = D_{cx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{C} A) \Big|_{x=x_i, y=y_j}^{x=x_{i+1}, y=y_j} \\ & + D_{cy} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{C} B) \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \end{aligned}$$

〔底面ブロック〕 …… (S₁ または S₃ が底面)

(S₁ が底面)

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} V \Big|_{x=x_{iB(U)+\frac{1}{2}}, y=y_j} + \bar{u} \bar{C} A \Big|_{x=x_{iB(U)+1}, y=y_j}$$

$$\begin{aligned} & + (\bar{v} + \bar{v}_0) \bar{C} B \Big|_{x=x_{iB(U)+\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}}^{x=x_{iB(U)+\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}} \\ & = D_{cx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{C} A) \Big|_{x=iB(U)+1} \\ & + D_{cy} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{C} B) \Big|_{x=x_{iB(U)+\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_{iB(U)+\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \end{aligned} \quad (5.72)$$

(S₃ が底面)

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} V \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(t)}} + \bar{u} \bar{C} A \Big|_{x=x_i, y=y_{jB(t)}}^{x=x_{i+1}, y=y_{jB(t)}} \\ & + (\bar{v} + \bar{v}_0) \bar{C} B \Big|_{x=x_{iB(t)+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(t)+\frac{1}{2}}}^{x=x_{iB(t)+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(t)-\frac{1}{2}}} \\ & - \bar{v}_0 \bar{C} B \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(t)-\frac{1}{2}}} \\ & = D_{cx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{C} A) \Big|_{x=x_i, y=jB(t)}^{x=x_{i+1}, y=y_{jB(t)}} \\ & + D_{cy} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{C} B) \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(t)+\frac{1}{2}}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(t)-\frac{1}{2}}} \end{aligned} \quad (5.73)$$

〔流入端の表層ブロック〕

…… (S₁ が流入端, S_s が自由表面)

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} (\bar{C}_s V_s) \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_j} + \bar{u}_s \bar{C}_s A_s \Big|_{x=x_1} \\ & - (\bar{u}_s)_{in} (\bar{C}_s)_{in} A_{s0} + (\bar{v}_0)_s \bar{C}_s B_s \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}} \\ & - (\bar{v} + \bar{v}_0) \bar{C} B \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}}^{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}} \\ & = D_{cx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{C}_s A_s) \Big|_{x=x_1} - D_{cx} \frac{\partial}{\partial x} ((\bar{C}_s)_{in} A_{s0}) \\ & - D_{cy} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{C} B) \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}}^{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}} \end{aligned} \quad (5.74)$$

〔流入端の内部ブロック〕 …… (S₁ が流入端)

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} V \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_j} + \bar{u} \bar{C} A \Big|_{x=x_i, y=y_j}^{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_j} \\ & - \bar{u}_{in} \bar{C}_{in} A \Big|_{x=x_0, y=y_j} + (\bar{v} + \bar{v}_0) \bar{C} B \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\ & = D_{cx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{C} x) \Big|_{x=x_i, y=y_j}^{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_j} - D_{cx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{C}_{in} A) \Big|_{x=x_0, y=y_j} \\ & + D_{cy} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{C} B) \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \end{aligned} \quad (5.75)$$

〔流入端の底面ブロック〕

…… (S₁ が流入端, S₃ が底面)

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} V \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{jB(t)}} + \bar{u} \bar{C} A \Big|_{x=x_1, y=y_{jB(t)}}$$

$$\begin{aligned}
& -\bar{u}_{in}\bar{C}_{in}A \Big|_{x=x_0, y=y_{jB(0)}} \\
& +(\bar{v}+\bar{v}_0)\bar{C}B \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{jB(0)+\frac{1}{2}}} \\
& -\bar{v}_0\bar{C}B \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{jB(0)-\frac{1}{2}}} \\
& = D_{cx}\frac{\partial}{\partial x}(\bar{C}A) \Big|_{x=x_i, y=y_{jB(0)}} \\
& - D_{cx}\frac{\partial}{\partial x}(\bar{C}_{in}A) \Big|_{x=x_0, y=y_{jB(0)}} \\
& + D_{cy}\frac{\partial}{\partial y}(\bar{C}B) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{jB(0)+\frac{1}{2}}} \quad (5.76)
\end{aligned}$$

〔放流端の表層ブロック〕

…… (S₂ がダム堤体部, S_s が自由表面)

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial}{\partial t}(\bar{C}_s V_s) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}} - \bar{u}_s \bar{C}_s A_s \Big|_{x=x_{i-1}} \\
& +(\bar{v}_0)_s \bar{C}_s B_s \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}} - (\bar{v}+v_0)\bar{C}B \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\
& = -D_{cx}\frac{\partial}{\partial x}(\bar{C}_s A_s) \Big|_{x=x_{i-1}} \\
& - D_{cy}\frac{\partial}{\partial y}(\bar{C}B) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \quad (5.77)
\end{aligned}$$

〔放流端の内部ブロック〕

… (S₂ がダム堤体部または放水口)

S₂ がダム堤体部 ($y_{j-\frac{1}{2}} \geq y_U$ または $y_{j+\frac{1}{2}} \leq y_L$) のとき

き

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} V \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_j} - \bar{u}\bar{C}A \Big|_{x=x_{i-1}, y=y_j} \\
& +(\bar{v}+\bar{v}_0)\bar{C}B \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\
& -(\bar{v}+\bar{v}_0)\bar{C}B \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}} \\
& = -D_{cx}\frac{\partial}{\partial x}(\bar{C}A) \Big|_{x=x_{i-1}, y=y_j} \\
& + D_{cy}\frac{\partial}{\partial y}(\bar{C}B) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\
& - D_{cy}\frac{\partial}{\partial y}(\bar{C}B) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}} \quad (5.78)
\end{aligned}$$

S₂ が放水口 ($y_L \leq y_{j-\frac{1}{2}} < y_{j+\frac{1}{2}} \leq y_U$) のとき

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} V \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_j} + \bar{u}_{out}\bar{C}A \Big|_{x=x_i, y=y_j} \\
& - \bar{u}\bar{C}A \Big|_{x=x_{i-1}, y=y_j} + (\bar{v}+\bar{v}_0)\bar{C}B \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\
& - (\bar{v}+\bar{v}_0)\bar{C}B \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}} \\
& = -D_{cx}\frac{\partial}{\partial x}(\bar{C}A) \Big|_{x=x_{i-1}, y=y_j} \\
& + D_{cy}\frac{\partial}{\partial y}(\bar{C}B) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\
& - D_{cy}\frac{\partial}{\partial y}(\bar{C}B) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}} \quad (5.79)
\end{aligned}$$

〔放流端の底面ブロック〕

…… (S₂ がダム堤体部, S₃ が底面)

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} V \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_j} - \bar{u}\bar{C}A \Big|_{x=x_{i-1}, y=y_j} \\
& +(\bar{v}+\bar{v}_0)\bar{C}B \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} - \bar{v}_0\bar{C}B \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}} \\
& = -D_{cx}\frac{\partial}{\partial x}(\bar{C}A) \Big|_{x=x_{i-1}, y=y_j} \\
& + D_{cy}\frac{\partial}{\partial y}(\bar{C}B) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \quad (5.80)
\end{aligned}$$

(c) 熱量に関する境界条件

熱量に関する境界条件は前節で以下の様に示されている。

1) 流入端での流入水温

$T(x_0, y, t) = T_{in}(t)$ (既知)

2) 放流口での境界条件

$$D_{Tx}\frac{\partial T}{\partial x}\nu_x + D_{Ty}\frac{\partial T}{\partial y}\nu_y = 0$$

3) ダム堤体部での境界条件

$$D_{Tx}\frac{\partial T}{\partial x}\nu_x + D_{Ty}\frac{\partial T}{\partial y}\nu_y = 0$$

4) 貯水池底面での境界条件

$$D_{Tx}\frac{\partial T}{\partial x}\nu_x + D_{Ty}\frac{\partial T}{\partial y}\nu_y = 0$$

5) 自由表面での境界条件

$$D_{Tx}\frac{\partial T}{\partial x}\nu_x + D_{Ty}\frac{\partial T}{\partial y}\nu_y = \frac{\phi_s}{\rho_0 c_w}$$

ただし, $\phi_s = \phi_s(x, t)$

$$= \phi_s(x, t, T_s(x, t), T_A(t))$$

$$\begin{aligned}
\phi_s B_s \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}} &= \int_{SS} \phi_s dS \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}} \cong \phi_s(x_{i+\frac{1}{2}}, t) \cdot B_{si+\frac{1}{2}} \\
& \quad (5.81)
\end{aligned}$$

6) 内部領域での発生熱量

……幅射熱は内部領域に到達する

$$H(x, y, t) = (1-\beta)\phi_0(t)\exp\{-\eta(y_s(x, t)-y)\}$$

$$\begin{aligned}
\bar{H}V \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} &= \int_V H dV \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} \\
&\cong HV \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} \quad (5.82)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\bar{H}_s V_s \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}} &= \int_{VS} H dV \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}} \\
&\cong H(x_{i+\frac{1}{2}}, y^*, t) V_{si+\frac{1}{2}} \quad (5.83)
\end{aligned}$$

ここで,

$$y^* = y_{si+\frac{1}{2}} - (1/2)\Delta y_{si+\frac{1}{2}}$$

上述の境界条件より各境界におけるブロックの水温収支式の積分表示式を整理し以下に再掲する。

〔表層ブロック〕

式(5.50)より

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} (\bar{T}_s V_s) \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)}} + \bar{u}_s \bar{T}_s A_s \Big|_{x=x_i}^{x=x_{i+1}} \\ & - \bar{v} \bar{T} B \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{jB-\frac{1}{2}}} \\ & = D_{Tx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{T}_s A_s) \Big|_{x=x_i}^{x=x_{i+1}} \\ & - D_{Ty} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{T} B) \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{jB-\frac{1}{2}}} \\ & + \frac{1}{\rho_0 C_w} (\bar{H}_s V_s + \bar{\phi}_s B_s) \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}} \end{aligned}$$

〔内部ブロック〕

式(5.49)より

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \bar{T}}{\partial t} V \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} + \bar{u} \bar{T} A \Big|_{x=x_i, y=y_j}^{x=x_{i+1}, y=y_j} \\ & + \bar{v} \bar{T} B \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\ & = D_{Tx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{T} A) \Big|_{x=x_i, y=y_j}^{x=x_{i+1}, y=y_j} \\ & + D_{Ty} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{T} B) \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\ & + \frac{1}{\rho_0 C_w} \bar{H} V \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_j} \\ & \text{〔底面ブロック〕} \cdots \cdots (S_1 \text{ または } S_3 \text{ が底面}) \\ & (S_1 \text{ が底面}) \\ & \frac{\partial \bar{T}}{\partial t} V \Big|_{x=x_{iB(i)+\frac{1}{2}}, y=y_j} + \bar{u} \bar{T} A \Big|_{x=x_{iB(i)+1}, y=y_j} \\ & + \bar{v} \bar{T} B \Big|_{x=x_{iB(i)+\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_{iB(i)+\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\ & = D_{Tx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{T} A) \Big|_{x=x_{iB(i)+1}, y=y_j} \\ & + D_{Ty} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{T} B) \Big|_{x=x_{iB(i)+\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}}^{x=x_{iB(i)+\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\ & + \frac{1}{\rho_0 C_w} \bar{H} V \Big|_{x=x_{iB(i)+\frac{1}{2}}, y=y_j} \end{aligned} \quad (5.84)$$

(S₃ が底面)

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \bar{T}}{\partial t} V \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)}} + \bar{u} \bar{T} A \Big|_{x=x_i, y=y_{jB(i)}}^{x=x_{i+1}, y=y_{jB(i)}} \\ & + \bar{v} \bar{T} B \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)+\frac{1}{2}}} \\ & = D_{Tx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{T} A) \Big|_{x=x_i, y=y_{jB(i)}}^{x=x_{i+1}, y=y_{jB(i)}} \\ & + D_{Ty} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{T} B) \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)+\frac{1}{2}}} \end{aligned}$$

$$+ \frac{1}{\rho_0 C_w} \bar{H} V \Big|_{x=x_{i+\frac{1}{2}}, y=y_{jB(i)}} \quad (5.85)$$

〔流入端の表層ブロック〕

…… (S₁ が流入端, S_s が自由表面)

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} (\bar{T}_s V_s) \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}} + \bar{u}_s \bar{T}_s A_s \Big|_{x=x_1} \\ & - (\bar{u}_s)_{in} (\bar{T}_s)_{in} A_{s0} - \bar{v} \bar{T} B \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{jB-\frac{1}{2}}} \\ & = D_{Tx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{T}_s A_s) \Big|_{x=x_1} - D_{Tx} \frac{\partial}{\partial x} ((\bar{T}_s)_{in} A_{s0}) \\ & - D_{Ty} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{T} B) \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{jB-\frac{1}{2}}} \\ & + \frac{1}{\rho_0 C_w} (\bar{H}_s V_s + \bar{\phi}_s B_s) \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}} \end{aligned} \quad (5.86)$$

〔流入端の内部ブロック〕…… (S₁ が流入端)

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \bar{T}}{\partial t} V \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_j} + \bar{u} \bar{T} A \Big|_{x=x_1, y=y_j} \\ & - \bar{u}_{in} \bar{T}_{in} A \Big|_{x=x_0, y=y_j} + \bar{v} \bar{T} B \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}} \\ & = D_{Tx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{T} A) \Big|_{x=x_1, y=y_j} \\ & - D_{Tx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{T}_{in} A) \Big|_{x=x_0, y=y_j} \\ & + D_{Ty} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{T} B) \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{j-\frac{1}{2}}} + \frac{1}{\rho_0 C_w} \bar{H} V \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_j} \end{aligned} \quad (5.87)$$

〔流入端の底面ブロック〕

…… (S₁ が流入端, S₃ が底面)

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \bar{T}}{\partial t} V \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{jB(o)}} + \bar{u} \bar{T} A \Big|_{x=x_i, y=y_{jB(o)}}^{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{jB(o)}} \\ & - \bar{u}_{in} \bar{T}_{in} A \Big|_{x=x_0, y=y_{jB(o)}} + \bar{v} \bar{T} B \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{jB(o)+\frac{1}{2}}} \\ & = D_{Tx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{T} A) \Big|_{x=x_1, y=y_{jB(o)}} \\ & - D_{Tx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{T}_{in} A) \Big|_{x=x_0, y=y_{jB(o)}} \\ & + D_{Ty} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{T} B) \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{jB(o)+\frac{1}{2}}} \\ & + \frac{1}{\rho_0 C_w} \bar{H} V \Big|_{x=x_{\frac{1}{2}}, y=y_{jB(o)}} \end{aligned} \quad (5.88)$$

〔放流端の表層ブロック〕

…… (S₂ がダム堤体部, S_s が自由表面)

$$\frac{\partial}{\partial t} (\bar{T}_s V_s) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}} - \bar{u}_s \bar{T}_s A_s \Big|_{x=x_{i-1}}$$

$$\begin{aligned}
& -\bar{v}\bar{T}B \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\
& = -D_{Tx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{T}_s A_s) \Big|_{x=x_{i-1}} \\
& - D_{Ty} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{T}B) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\
& + \frac{1}{\rho_0 C_w} (\bar{H}_s V_s + \bar{\phi}_s B_s) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}} \quad (5.89)
\end{aligned}$$

〔放流端の内部ブロック〕

…… (S₂ がダム堤体部または放水口)

S₂ がダム堤体部 ($y_{j-\frac{1}{2}} \leq y_U$ または $y_{j+\frac{1}{2}} \leq y_L$) のとき

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial \bar{T}}{\partial t} V \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_j} - \bar{u}\bar{T}A \Big|_{x=x_{i-1}, y=y_j} \\
& + \bar{v}\bar{T}B \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\
& = -D_{Tx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{T}A) \Big|_{x=x_{i-1}, y=y_j} \\
& + D_{Ty} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{T}B) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\
& + \frac{1}{\rho_0 C_w} \bar{H}V \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_j} \quad (5.90)
\end{aligned}$$

S₂ が放水口 ($y_L \leq y_{j-\frac{1}{2}} < y_{j+\frac{1}{2}} \leq y_U$) のとき

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial \bar{T}}{\partial t} V \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_j} + \bar{u}_{out} \bar{T}A \Big|_{x=x_i, y=y_j} \\
& - \bar{u}\bar{T}A \Big|_{x=x_{i-1}, y=y_j} + \bar{v}\bar{T}B \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\
& = -D_{Tx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{T}A) \Big|_{x=x_{i-1}, y=y_j} \\
& + D_{Ty} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{T}B) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\
& + \frac{1}{\rho_0 C_w} \bar{H}V \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_j} \quad (5.91)
\end{aligned}$$

〔放流端の底面ブロック〕

…… (S₂ がダム堤体部, S₃ が底面)

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial \bar{T}}{\partial t} V \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_j} - \bar{u}\bar{T}A \Big|_{x=x_{i-1}, y=y_j} \\
& + \bar{v}\bar{T}B \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\
& = -D_{Tx} \frac{\partial}{\partial x} (\bar{T}A) \Big|_{x=x_{i-1}, y=y_j} \\
& + D_{Ty} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{T}B) \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_{j+\frac{1}{2}}} \\
& + \frac{1}{\rho_0 C_w} \bar{H}V \Big|_{x=x_{i-\frac{1}{2}}, y=y_j} \quad (5.92)
\end{aligned}$$

(3) 差分表示式

数値計算を行う際には、前項で作成した基礎式の積分表示式を数値解析のための階差式（差分表示式）に書き下ろす必要がある。以下に、この差分表示式（数値解析モデル）への変換について述べるが、変換にあたっての差分スキームにはプログラミングが比較的容易で、従来より二次元流れに広く用いられている Staggered スキームを用いている¹⁸⁾。図-5.25に、この Staggered スキームによる空間配置と、Explicit 法（陽解法）による時間的配置を示す。なお、この差分表示式で新たに用いた記号については表-5.11にまとめて示す。

i] 内部ブロックにおける差分表示式

1) 水の連続式

式(5.41)より

$$\begin{aligned}
v_{i+\frac{1}{2}, j+\frac{1}{2}}^n & = \frac{1}{B_{i+\frac{1}{2}, j+\frac{1}{2}}} \{ v_{i+\frac{1}{2}, j-\frac{1}{2}}^n B_{i+\frac{1}{2}, j-\frac{1}{2}} \\
& - u_{i+1, j}^n A_{i+1, j} + u_{i, j}^n A_{i, j} \} \quad (5.93)
\end{aligned}$$

$\forall i=0, 1, \dots, I-1,$

$\forall j = j_B(i), j_B(i)+1, \dots, j_{S-1}$

特に、

S ₁ : 流入端	$u_{0, j}^n = u_{in, j}^n$
S ₁ : 底面	$u_{iB(j), j}^n = 0$
S ₂ : ダム堤体部	$u_{i, j}^n = u_{out, j}^n = 0$
S ₂ : 放水口	$u_{i, j}^n = u_{out, j}^n$
S ₃ : 底面	$v_{i+\frac{1}{2}, jB(i)-\frac{1}{2}}^n = 0$

2) 運動方程式

・ x 方向

式(5.43)に示す運動方程式より

平滑化係数 θ , 上流差分パラメータ a, b, c, d を導入し

ここで、

$$u_{i+\frac{1}{2}, j}^n = (u_{i, j}^n + u_{i+1, j}^n) / 2$$

$$u_{i-\frac{1}{2}, j}^n = (u_{i, j}^n + u_{i-1, j}^n) / 2$$

$$v_{i, j+\frac{1}{2}}^n = (v_{i+\frac{1}{2}, j+\frac{1}{2}}^n + v_{i-\frac{1}{2}, j+\frac{1}{2}}^n) / 2$$

$$v_{i, j-\frac{1}{2}}^n = (v_{i+\frac{1}{2}, j-\frac{1}{2}}^n + v_{i-\frac{1}{2}, j-\frac{1}{2}}^n) / 2$$

$$u_{i+\frac{1}{2}, j}^n \geq 0 \Rightarrow a=0; u_{i+\frac{1}{2}, j}^n < 0 \Rightarrow a=1$$

$$u_{i-\frac{1}{2}, j}^n \geq 0 \Rightarrow b=0; u_{i-\frac{1}{2}, j}^n < 0 \Rightarrow b=1$$

$$v_{i, j+\frac{1}{2}}^n \geq 0 \Rightarrow c=0; v_{i, j+\frac{1}{2}}^n < 0 \Rightarrow c=1$$

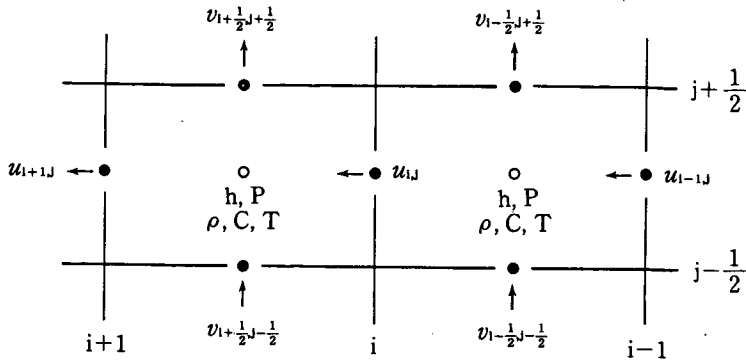
$$v_{i, j-\frac{1}{2}}^n \geq 0 \Rightarrow d=0; v_{i, j-\frac{1}{2}}^n < 0 \Rightarrow d=1$$

平滑化係数 θ は、 $0 \leq \theta \leq 1$ とすることにより

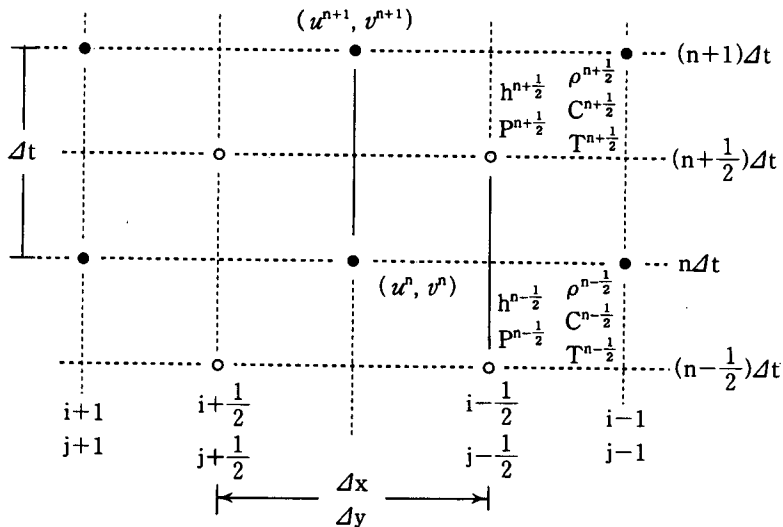
$$u_{i+1, j}^{n+1} = \{\theta u_{i, j}^n + (1-\theta)(u_{i+1, j}^n + u_{i-1, j}^n) / 2\}$$

$$+ \frac{\Delta t}{V_{i, j}} \left[-u_{i+\frac{1}{2}, j}^n u_{i+a, j}^n A_{i+\frac{1}{2}, j} \right.$$

$$\left. + u_{i-\frac{1}{2}, j}^n u_{i-1+b, j}^n A_{i-\frac{1}{2}, j} \right]$$



(1) 未知量 (流速・水位・水圧・密度・濁度・水温) の空間的配置



(2) 未知量 (流速・水位・水圧・密度・濁度・水温) の時間的配置

● 流速 (u, v) の計算点○ 水圧 P ・水位 h ・密度 ρ ・濁度 C ・水温 T の計算点

図-5.25 差分スキーム

$$\begin{aligned}
 & -v_{i,j+\frac{1}{2}}^n u_{i,j+c}^n B_{i,j+\frac{1}{2}} \\
 & +v_{i,j-\frac{1}{2}}^n u_{i,j-d}^n B_{i,j-\frac{1}{2}} \\
 & -\frac{1}{\rho_0} (P_{i+\frac{1}{2},j}^{n+\frac{1}{2}} A_{i+\frac{1}{2},j} - P_{i-\frac{1}{2},j}^{n+\frac{1}{2}} A_{i-\frac{1}{2},j}) \\
 & +D_{mx} \frac{u_{i+1,j}^n A_{i+1,j} - u_{i-1,j}^n A_{i-1,j}}{x_{i+1} - x_{i-1}} \\
 & -D_{mx} \frac{u_{i,j}^n A_{i,j} - u_{i-1,j}^n A_{i-1,j}}{x_i - x_{i-1}} \\
 & +D_{my} \frac{u_{i,j+1}^n B_{i,j+1} - u_{i,j}^n B_{i,j}}{y_{j+1} - y_j} \\
 & -D_{my} \frac{u_{i,j}^n B_{i,j} - u_{i,j-1}^n B_{i,j-1}}{y_j - y_{j-1}}
 \end{aligned} \quad (5.94)$$

 $\forall i=1, 2, \dots, I-1,$ $\forall j=j_B(i), j_B(i)+1, \dots, j_s-1$

特に,

 S_1 : 流入端 $u_{0,j}^n = u_{in}^n$ S_1 : 底面 $u_{i,j}^n = 0$ S_2 : ダム堤体部 $u_{i,j}^n = u_{out}^n$ S_2 : 放水口 $u_{i,j}^n = u_{out}^n$ S_3 : 底面 $v_{i+\frac{1}{2},j-\frac{1}{2}}^n = 0$

$$D_{my} \frac{u_{i,j}^n B_{i,j} - u_{i,j-1}^n B_{i,j-1}}{y_i - y_{j-1}} = 0$$

表-5.11 差分表示式で新たに用いた記号の説明

n ($n=0, 1, \dots, N$)	おお時間の添字
N	……シミュレーションの終了時刻の添字
Δt	……時間間隔 [S]
u_{ij}^n	$\equiv u(x_i, y_i, n\Delta t)$ [m/s]
v_{ij}^n	$\equiv v(x_i, y_i, n\Delta t)$ [m/s]
T_{ij}^n	$\equiv T(x_i, y_i, n\Delta t)$ [°C]
C_{ij}^n	$\equiv C(x_i, y_i, n\Delta t)$ [g/m³]
ρ_{ij}^n	$\equiv \rho(x_i, y_i, n\Delta t)$ [kg/m³]
P_{ij}^n	$\equiv P(x_i, y_i, n\Delta t)$ [kg/ms²]
H_{ij}^n	$\equiv H(x_i, y_i, n\Delta t)$ [Kcal/m³s]
h_i^n	$\equiv h(x_i, n\Delta t)$ [m]
u_{in}^n	$\equiv u_{in}(y_i, n\Delta t)$ [m/s]
u_{ont}^n	$\equiv u_{ont}(y_i, n\Delta t)$ [m/s]
u_s^n	$\equiv u_s(x_i, n\Delta t)$ [m/s]
v_s^n	$\equiv v_s(x_i, n\Delta t)$ [m/s]
T_s^n	$\equiv T_s(x_i, n\Delta t)$ [°C]
C_s^n	$\equiv C_s(x_i, n\Delta t)$ [g/m³]
ρ_s^n	$\equiv \rho_s(x_i, n\Delta t)$ [kg/m³]
P_s^n	$\equiv P_s(x_i, n\Delta t)$ [kg/ms²]
H_s^n	$\equiv H_s(x_i, n\Delta t)$ [kcal/m³s]
ϕ_s^n	$\equiv \phi_s(n\Delta t)$ [kcal/m³s]
y_s^n	$\equiv y_{si}(n\Delta t)$ [m]
Δy_s^n	$\equiv \Delta y_{si}(n\Delta t)$ [m]
b_s^n	$\equiv b_{si}(n\Delta t)$ [m]
V_s^n	$\equiv V_{si}(n\Delta t)$ [m³]
A_s^n	$\equiv A_{si}(n\Delta t)$ [m²]
B_s^n	$\equiv B_{si}(n\Delta t)$ [m²]
$\bar{u}_{ij}^n$	$\equiv \bar{u}(x_i, y_i, n\Delta t)$ [m/s]
$\bar{u}_{ij}^n$	$\equiv \bar{u}(x_i, y_i, n\Delta t)$ [m/s]
$\bar{v}_{ij}^n$	$\equiv \bar{v}(x_i, y_i, n\Delta t)$ [m/s]
$\bar{v}_{ij}^n$	$\equiv \bar{v}(x_i, y_i, n\Delta t)$ [m/s]
$\bar{C}_{ij}^n$	$\equiv \bar{C}(x_i, y_i, n\Delta t)$ [g/m³]
$\bar{C}_{ij}^n$	$\equiv \bar{C}(x_i, y_i, n\Delta t)$ [g/m³]
$\bar{T}_{ij}^n$	$\equiv \bar{T}(x_i, y_i, n\Delta t)$ [°C]
$\bar{T}_{ij}^n$	$\equiv \bar{T}(x_i, y_i, n\Delta t)$ [°C]
$\bar{H}_{ij}^n$	$\equiv \bar{H}(x_i, y_i, n\Delta t)$ [kcal/m³s]
$\bar{H}_{ij}^n$	$\equiv \bar{H}(x_i, y_i, n\Delta t)$ [kcal/m³s]
$\bar{\phi}_s^n$	$\equiv \bar{\phi}_{si}(n\Delta t)^3$ [kcal/m²s]

・ y 方向……静水圧近似

$$P^{n+\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j} = g \left(\frac{1}{2} \rho^{n-\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j} \Delta y_i + \rho^{n-\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j+1} \Delta y_{j+1} + \dots + \rho^{n-\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j_s-1} \Delta y_{j_s-1} + \rho^{n-\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j_s} \Delta y_s^{n+\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}} \right) \quad (5.95)$$

$$P^{n+\frac{1}{2}, i-\frac{1}{2}, j} = g \left(\frac{1}{2} \rho^{n-\frac{1}{2}, i-\frac{1}{2}, j} \Delta y_j + \rho^{n-\frac{1}{2}, i-\frac{1}{2}, j+1} \Delta y_{j+1} + \dots + \rho^{n-\frac{1}{2}, i-\frac{1}{2}, j_s-1} \Delta y_{j_s-1} + \rho^{n-\frac{1}{2}, i-\frac{1}{2}, j_s} \Delta y_s^{n+\frac{1}{2}, i-\frac{1}{2}} \right) \quad (5.96)$$

$\forall i=1, 2, \dots, I-1,$

$\forall j=j_B(i), j_B(i)+1, \dots, j_s-1$

3) 濁質濃度の保存式

式(5.47)より

平滑化係数 θ , 上流パラメータ a, b, c, d を導入し

ここで,

$$u_{i+1,j}^n \geq 0 \Rightarrow a=0; \quad u_{i+1,j}^n < 0 \Rightarrow a=1$$

$$u_{i,j}^n \geq 0 \Rightarrow b=0; \quad u_{i,j}^n < 0 \Rightarrow b=1$$

$$v_{i+\frac{1}{2}, j+\frac{1}{2}}^n + (v_0)^n_{i+\frac{1}{2}, j+\frac{1}{2}} \geq 0 \Rightarrow c=0; \quad < 0 \Rightarrow c=1$$

$$v_{i+\frac{1}{2}, j-\frac{1}{2}}^n + (v_0)^n_{i+\frac{1}{2}, j-\frac{1}{2}} \geq 0 \Rightarrow d=0; \quad < 0 \Rightarrow d=1$$

平滑化係数 θ は, $0 \leq \theta \leq 1$

とすることにより

$$\begin{aligned} C^{n+\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j} = & \{ \theta C^{n-\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j} + (1-\theta)(C^{n-\frac{1}{2}, i+1+\frac{1}{2}, j} \\ & + C^{n-\frac{1}{2}, i-\frac{1}{2}, j}) / 2 \} \\ & + \frac{\Delta t}{V_{i+\frac{1}{2}, j}} \left[-u_{i+1,j}^n C^{n-\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j} + a_j A_{i+1,j} \right. \\ & + u_{i,j}^n C^{n-\frac{1}{2}, i-\frac{1}{2}, j} + b_j A_{i,j} \\ & - (v_{i+\frac{1}{2}, j+\frac{1}{2}}^n + (v_0)^n_{i+\frac{1}{2}, j+\frac{1}{2}}) C^{n-\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j} + c B_{i+\frac{1}{2}, j+\frac{1}{2}} \\ & + (v_{i+\frac{1}{2}, j-\frac{1}{2}}^n + (v_0)^n_{i+\frac{1}{2}, j-\frac{1}{2}}) C^{n-\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j-1} + d B_{i+\frac{1}{2}, j-\frac{1}{2}} \\ & + D_{cx} \frac{C^{n-\frac{1}{2}, i+1+\frac{1}{2}, j} A_{i+1+\frac{1}{2}, j} - C^{n-\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j} A_{i+\frac{1}{2}, j}}{(x_{i+2} - x_i) / 2} \\ & - D_{cx} \frac{C^{n-\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j} A_{i+\frac{1}{2}, j} - C^{n-\frac{1}{2}, i-\frac{1}{2}, j} A_{i-\frac{1}{2}, j}}{(x_{i+1} - x_{i-1}) / 2} \\ & + D_{cv} \frac{C^{n-\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j+1} B_{i+\frac{1}{2}, j+1} - C^{n-\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j} B_{i+\frac{1}{2}, j}}{y_{j+1} - y_j} \\ & \left. - D_{cv} \frac{C^{n-\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j} B_{i+\frac{1}{2}, j} - C^{n-\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j-1} B_{i+\frac{1}{2}, j-1}}{y_j - y_{j-1}} \right] \quad (5.97) \end{aligned}$$

$\forall i=0, 1, \dots, I-1$

$\forall j = j_B(i)+1, j_B(i)+2, \dots, j_s-1$

特に,

S_1 : 流入端 ($i=0$)

$\theta=1$

$$\begin{aligned} u_{i,j}^n C^{n-\frac{1}{2}, i-\frac{1}{2}, j} + b_{j,j} A_{i,j} &= u_{in}^n C_{in}^{n-\frac{1}{2}} A_{0,j} \\ D_{cx} \frac{C^{n-\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j} A_{i+\frac{1}{2}, j} - C^{n-\frac{1}{2}, i-\frac{1}{2}, j} A_{i-\frac{1}{2}, j}}{(x_{i+1} - x_{i-1}) / 2} \\ &= D_{cx} \frac{C^{n-\frac{1}{2}, \frac{1}{2}, j} A_{\frac{1}{2}, j} - C_{in}^{n-\frac{1}{2}} A_{0,j}}{(x_1 - x_0) / 2} \end{aligned}$$

S_1 : 底面 ($i=i_B(j)$)

$\theta=1$

$$\begin{aligned} u_{i,j}^n C^{n-\frac{1}{2}, i-\frac{1}{2}, j} + b_{j,j} A_{i,j} &= 0 \\ D_{cx} \frac{C^{n-\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j} A_{i+\frac{1}{2}, j} - C^{n-\frac{1}{2}, i-\frac{1}{2}, j} A_{i-\frac{1}{2}, j}}{(x_{i+1} - x_{i-1}) / 2} \\ &= 0 \end{aligned}$$

S_2 : ダム堤体部 ($i=I-1$)

$\theta=1$

$$\begin{aligned} u_{i+1,j}^n C^{n-\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j} + a_j A_{i+1,j} &= 0 \\ D_{cx} \frac{C^{n-\frac{1}{2}, i+1+\frac{1}{2}, j} A_{i+1+\frac{1}{2}, j} - C^{n-\frac{1}{2}, i+\frac{1}{2}, j} A_{i+\frac{1}{2}, j}}{(x_{i+2} - x_i) / 2} \\ &= 0 \end{aligned}$$

S_2 : 放水口 ($i=I-1$)

$\theta=1$

$$u_{i+1,j}^n C^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}+a,j} A_{i+1,j} = u_{out,j}^n C^{n-\frac{1}{2}I-\frac{1}{2},j} A_{I,j}$$

$$D_{cx} \frac{C^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}+a,j} A_{i+1+\frac{1}{2},j} - C^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2},j} A_{i+\frac{1}{2},j}}{(x_{i+2}-x_i)/2} = 0$$

S_3 : 底面 ($j=j_B(i)$)

$$(v_{i+\frac{1}{2},j-\frac{1}{2}}^n + (v_0)^n_{i+\frac{1}{2},j-\frac{1}{2}}) C^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2},j-1+a} B_{i+\frac{1}{2},j-\frac{1}{2}} = (v_0)^n_{i+\frac{1}{2},j-\frac{1}{2}} C^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2},j} B_{i+\frac{1}{2},j-\frac{1}{2}}$$

$$D_{cv} \frac{C^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2},j} B_{i+\frac{1}{2},j} - C^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2},j-1} B_{i+\frac{1}{2},j-1}}{y_j - y_{j-1}} = 0$$

4) 水温の保存式

式(5.49)より

平滑化係数 θ , 上流差分パラメータ a, b, c, d を導

入し,

ここで,

$$u_{i+1,j}^n \geq 0 \Rightarrow a=0; u_{i+1,j}^n < 0 \Rightarrow a=1$$

$$u_{i,j}^n \geq 0 \Rightarrow b=0; u_{i,j}^n < 0 \Rightarrow b=1$$

$$v_{i+\frac{1}{2},j+\frac{1}{2}}^n \geq 0 \Rightarrow c=0; v_{i+\frac{1}{2},j+\frac{1}{2}}^n < 0 \Rightarrow c=1$$

$$v_{i+\frac{1}{2},j-\frac{1}{2}}^n \geq 0 \Rightarrow d=0; v_{i+\frac{1}{2},j-\frac{1}{2}}^n < 0 \Rightarrow d=1$$

平滑化係数 θ は, $0 \leq \theta \leq 1$

とすることにより

$$\begin{aligned} T_{i+\frac{1}{2},j}^{n+\frac{1}{2}} &= \{\theta T_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} + (1-\theta)(T_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} + T_{i-\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}})/2\} \\ &+ \frac{\Delta t}{V_{i+\frac{1}{2},j}} \left[-u_{i+1,j}^n T_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}+a,j} A_{i+1,j} \right. \\ &+ u_{i,j}^n T_{i-\frac{1}{2},j-\frac{1}{2}}^{n-\frac{1}{2}+b,j} A_{i,j} \\ &- v_{i+\frac{1}{2},j+\frac{1}{2}}^n T_{i+\frac{1}{2},j+\frac{1}{2}}^{n-\frac{1}{2}+c} B_{i+\frac{1}{2},j+\frac{1}{2}} \\ &+ v_{i+\frac{1}{2},j-\frac{1}{2}}^n T_{i+\frac{1}{2},j-1}^{n-\frac{1}{2}+d} B_{i+\frac{1}{2},j-\frac{1}{2}} \\ &+ D_{Tx} \frac{T_{i+\frac{1}{2},j+\frac{1}{2}}^{n-\frac{1}{2}} A_{i+1+\frac{1}{2},j} - T_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} A_{i+\frac{1}{2},j}}{(x_{i+2}-x_i)/2} \\ &- D_{Tx} \frac{T_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} A_{i+\frac{1}{2},j} - T_{i-\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} A_{i-\frac{1}{2},j}}{(x_{i+1}-x_{i-1})/2} \\ &+ D_{Ty} \frac{T_{i+\frac{1}{2},j+1}^{n-\frac{1}{2}} B_{i+\frac{1}{2},j+1} - T_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} B_{i+\frac{1}{2},j}}{y_{j+1}-y_j} \\ &- D_{Ty} \frac{T_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} B_{i+\frac{1}{2},j} - T_{i+\frac{1}{2},j-1}^{n-\frac{1}{2}} B_{i+\frac{1}{2},j-1}}{y_j - y_{j-1}} \\ &\left. + \frac{1}{\rho_0 c_w} H_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} V_{i+\frac{1}{2},j} \right] \quad (5.98) \end{aligned}$$

$\forall i=0, 1, \dots, I-1,$

$\forall j=j_B(i)+1, j_B(i)+2, \dots, j_s-1$

特に,

S_1 : 流入端 ($i=0$)

$\theta=1$

$$u_{i,j}^n T_{i-\frac{1}{2},j-\frac{1}{2}}^{n-\frac{1}{2}+b,j} A_{i,j} = u_{in,j}^n T_{in}^{n-\frac{1}{2}} A_{0,j}$$

$$D_{Tx} \frac{T_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} A_{i+\frac{1}{2},j} - T_{i-\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} A_{i-\frac{1}{2},j}}{(x_{i+1}-x_{i-1})/2}$$

$$= D_{Tx} \frac{T_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} A_{i+\frac{1}{2},j} - T_{in}^{n-\frac{1}{2}} A_{0,j}}{(x_1-x_0)/2}$$

S_1 : 底面 ($i=i_B(j)$)

$\theta=1$

$$u_{i,j}^n T_{i-\frac{1}{2},j-\frac{1}{2}}^{n-\frac{1}{2}+b,j} A_{i,j} = 0$$

$$D_{Tx} \frac{T_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} A_{i+\frac{1}{2},j} - T_{i-\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} A_{i-\frac{1}{2},j}}{(x_{i+1}-x_{i-1})/2} = 0$$

S_2 : ダム堤体部 ($i=I-1$)

$\theta=1$

$$u_{i+1,j}^n T_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}+a,j} A_{i+1,j} = 0$$

$$D_{Tx} \frac{T_{i+\frac{1}{2},j+\frac{1}{2}}^{n-\frac{1}{2}} A_{i+1+\frac{1}{2},j} - T_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} A_{i+\frac{1}{2},j}}{(x_{i+2}-x_i)/2}$$

$=0$

S_2 : 放水口 ($i=I-1$)

$\theta=1$

$$u_{i+1,j}^n T_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}+a,j} A_{i+1,j}$$

$$= u_{out,j}^n T_{i-\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} A_{i,j}$$

$$D_{Tx} \frac{T_{i+\frac{1}{2},j+\frac{1}{2}}^{n-\frac{1}{2}} A_{i+1+\frac{1}{2},j} - T_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} A_{i+\frac{1}{2},j}}{(x_{i+2}-x_i)/2}$$

$=0$

S_3 : 底面 ($j=j_B(i)$)

$$v_{i+\frac{1}{2},j-\frac{1}{2}}^n T_{i+\frac{1}{2},j-1}^{n-\frac{1}{2}+d} B_{i+\frac{1}{2},j-\frac{1}{2}} = 0$$

$$D_{Ty} \frac{T_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} B_{i+\frac{1}{2},j} - T_{i+\frac{1}{2},j-1}^{n-\frac{1}{2}} B_{i+\frac{1}{2},j-1}}{y_j - y_{j-1}}$$

$=0$

ii] 表層ブロックにおける差分表示式

1) 水の連続式

式(5.42)より

平滑化係数 $\theta(0 \leq \theta \leq 1)$ を導入し,

ここで,

$$u_s^n_{i+\frac{1}{2}} = \frac{1}{2} (u_s^n_{i+1} + u_s^n_i)$$

$$y_s^{n-\frac{1}{2}}_{i+1} = \frac{1}{2} (y_s^{n-\frac{1}{2}}_{i+1+\frac{1}{2}} + y_s^{n-\frac{1}{2}}_{i+\frac{1}{2}})$$

$$y_s^{n-\frac{1}{2}}_i = \frac{1}{2} (y_s^{n-\frac{1}{2}}_{i+\frac{1}{2}} + y_s^{n-\frac{1}{2}}_{i-\frac{1}{2}})$$

とすることにより

$$\begin{aligned} v_s^n_{i+\frac{1}{2}} &= \frac{y_s^{n+\frac{1}{2}}_{i+\frac{1}{2}} - y_s^{n-\frac{1}{2}}_{i+\frac{1}{2}}}{\Delta t} + \frac{1}{2} (u_s^n_{i+1} \\ &+ u_s^n_i) \frac{y_s^{n-\frac{1}{2}}_{i+1+\frac{1}{2}} - y_s^{n-\frac{1}{2}}_{i-\frac{1}{2}}}{2(x_{i+1}-x_i)} \quad (5.99) \end{aligned}$$

$\forall i=0, 1, \dots, I-1$

特に, S_1 : 流入端 ($i=0$)

$$\frac{1}{2}(u_s^n{}_{i+1} + u_s^n{}_i) \frac{y_s^{n-\frac{1}{2}i+1+\frac{1}{2}} - y_s^{n-\frac{1}{2}i-\frac{1}{2}}}{2(x_{i+1} - x_i)}$$

$$= \frac{1}{2}(u_s^n{}_1 + (u_s)_{in}^n) \frac{y_s^{n-\frac{1}{2}\frac{1}{2}} - y_s^{n-\frac{1}{2}0}}{(x_1 - x_0)/2}$$

S_2 : ダム堤体部 ($i=I-1$)

$$\frac{1}{2}(u_s^n{}_{i+1} + u_s^n{}_i) \frac{y_s^{n-\frac{1}{2}i+1+\frac{1}{2}} - y_s^{n-\frac{1}{2}i-\frac{1}{2}}}{2(x_{i+1} - x_i)}$$

$$= \frac{1}{2}u_s^n{}_{i-1} \frac{y_s^{n-\frac{1}{2}i} - y_s^{n-\frac{1}{2}i-\frac{1}{2}}}{(x_i - x_{i-1})/2}$$

2) 運動方程式

・ x 方向

式(5.44)に示す表層ブロックに関する運動方程式より

平滑化係数 θ , 上流差分パラメータ a, b, c, d を導入し,

ここで,

$$u_s^n{}_{i+\frac{1}{2}} = (u_s^n{}_i + u_s^n{}_{i+1})/2$$

$$u_s^n{}_{i-\frac{1}{2}} = (u_s^n{}_i + u_s^n{}_{i-1})/2$$

$$v^n{}_{i,j,s-\frac{1}{2}} = (v^n{}_{i+\frac{1}{2},j,s-\frac{1}{2}} + v^n{}_{i-\frac{1}{2},j,s-\frac{1}{2}})/2$$

$$u_s^n{}_{i+\frac{1}{2}} \geq 0 \Rightarrow a=0; u_s^n{}_{i+\frac{1}{2}} < 0 \Rightarrow a=1$$

$$u_s^n{}_{i-\frac{1}{2}} \geq 0 \Rightarrow b=0; u_s^n{}_{i-\frac{1}{2}} < 0 \Rightarrow b=1$$

$$v^n{}_{i,j,s-\frac{1}{2}} \geq 0 \Rightarrow d=0; v^n{}_{i,j,s-\frac{1}{2}} < 0 \Rightarrow d=1$$

平滑化係数 θ は, $0 \leq \theta \leq 1$

とすることにより

$$\begin{aligned} & u_s^{n+1} \\ &= \frac{\{\theta u_s^n{}_i V_s^n{}_i + (1-\theta)(u_s^n{}_{i-1} V_s^n{}_{i+1} + u_s^n{}_{i-1} V_s^n{}_{i-1})/2\}}{V_s^{n+1}{}_i} \\ &+ \frac{\Delta t}{V_s^{n+1}{}_i} \left[-u_s^n{}_{i+\frac{1}{2}} u_s^n{}_{i+a} A_s^n{}_{i+\frac{1}{2}} \right. \\ &+ u_s^n{}_{i-\frac{1}{2}} u_s^n{}_{i-1+b} A_s^n{}_{i-\frac{1}{2}} + u^n{}_{i,j,s-1+d} v^n{}_{i,j,s-\frac{1}{2}} B_{i,j,s-\frac{1}{2}} \\ &- \frac{1}{\rho_0} (P_s^{n+\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2}} A_s^{n+\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2}} - P_s^{n+\frac{1}{2}}{}_{i-\frac{1}{2}} A_s^{n+\frac{1}{2}}{}_{i-\frac{1}{2}}) \\ &+ D_{mx} \frac{u_s^n{}_{i+1} A_s^n{}_{i-1} - u_s^n{}_i A_s^n{}_i}{x_{i+1} - x_i} \\ &- D_{mx} \frac{u_s^n{}_i A_s^n{}_i - u_s^n{}_{i-1} A_s^n{}_{i-1}}{x_i - x_{i-1}} \\ &\left. - D_{my} \frac{u_s^n{}_i B_{i,j,s} - u^n{}_{i,j,s-1} B_{i,j,s-1}}{y_{j,s} - y_{j,s-1}} \right] \end{aligned} \quad (5.100)$$

$$\forall i=1, 2, \dots, I-1$$

特に,

S_1 : 流入端 $\theta=1, u_s^n{}_0 = (u_s)_{in}^n$

S_2 : ダム堤体部 $\theta=1, u_s^n{}_i = (u_s)_{out}^n = 0$

・ y 方向

式(5.46)に示す表層ブロックにおける静水圧近似式より

$$P_s^{n+\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2}} = \frac{1}{2} \rho_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2}} \cdot g \cdot \Delta y_s^{n+\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2}} \quad (5.101)$$

$$P_s^{n+\frac{1}{2}}{}_{i-\frac{1}{2}} = \frac{1}{2} \rho_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i-\frac{1}{2}} \cdot g \cdot \Delta y_s^{n+\frac{1}{2}}{}_{i-\frac{1}{2}} \quad (5.102)$$

$$\forall i=1, 2, \dots, I-1$$

3) 濁質濃度の保存式

式(5.48)に示す濁質濃度の保存式より

平滑化係数 θ , 上流差分パラメータ a, b, c, d を導入し,

ここで,

$$u_s^n{}_{i+\frac{1}{2}} \geq 0 \Rightarrow a=0; u_s^n{}_{i+\frac{1}{2}} < 0 \Rightarrow a=1$$

$$u_s^n{}_{i-\frac{1}{2}} \geq 0 \Rightarrow b=0; u_s^n{}_{i-\frac{1}{2}} < 0 \Rightarrow b=1$$

$$v^n{}_{i+\frac{1}{2},j,s-\frac{1}{2}} + (v_0)^n{}_{i+\frac{1}{2},j,s-\frac{1}{2}} \geq 0 \Rightarrow d=0; < 0 \Rightarrow d=1$$

平滑化係数 θ は, $0 \leq \theta \leq 1$

とすることにより

$$\begin{aligned} C_s^{n+\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2}} &= \frac{1}{V_s^{n+\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2}}} \left[\theta C_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2}} V_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2}} \right. \\ &+ (1-\theta)(C_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i+1+\frac{1}{2}} V_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i+1+\frac{1}{2}} \\ &+ C_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i-\frac{1}{2}} V_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i-\frac{1}{2}})/2 \Big] \\ &+ \frac{\Delta t}{V_s^{n+\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2}}} \left[-u_s^n{}_{i-1} C_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2}} + a A_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i+1} \right. \\ &+ u_s^n{}_i C_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i-\frac{1}{2}} + b A_s^{n-\frac{1}{2}}{}_i \\ &- (v_0)^n{}_s{}_{i+\frac{1}{2}} C_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2}} B_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2}} + (v^n{}_{i+\frac{1}{2},j,s-\frac{1}{2}} \\ &+ (v_0)^n{}_{i+\frac{1}{2},j,s-\frac{1}{2}}) C_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2},j,s-1} + d B_{i+\frac{1}{2},j,s-\frac{1}{2}} \\ &+ D_{cx} \frac{C_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i+1+\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i+1+\frac{1}{2}} - C_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i-\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i-\frac{1}{2}}}{(x_{i+2} - x_1)/2} \\ &- D_{cx} \frac{C_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2}} - C_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i-\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i-\frac{1}{2}}}{(x_{i+1} - x_{i-1})/2} \\ &- D_{cy} \frac{C_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2}} B_{i+\frac{1}{2},j,s} - C_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2},j,s-1} B_{i+\frac{1}{2},j,s-1}}{y_{j,s} - y_{j,s-1}} \Big] \end{aligned} \quad (5.103)$$

特に,

S_1 : 流入端 ($i=0$)

$$\theta=1$$

$$u_s^n{}_i C_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i-\frac{1}{2}} + b A_s^{n-\frac{1}{2}}{}_i$$

$$= (u_s)_{in}^n C_{in}^{n-\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}}{}_0$$

$$D_{cx} \frac{C_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i+\frac{1}{2}} - C_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i-\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{i-\frac{1}{2}}}{(x_{i+1} - x_{i-1})/2}$$

$$= D_{cx} \frac{C_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}}{}_{\frac{1}{2}} - C_{in}^{n-\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}}{}_0}{(x_1 - x_0)/2}$$

S_2 : ダム堤体部 ($i=I-1$)

$\theta=1$

$$u_s^n{}_{i+1} C_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} + a A_s^{n-\frac{1}{2}i+1} = 0$$

$$D_{Cx} \frac{C_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} - C_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}}}{(x_{i+2}-x_i)/2} = 0$$

4) 水温の保存式

式(5.49)に示す水温の保存式より

平滑化係数 θ , 上流差分パラメータ a, b, c, d を導入し,

ここで,

$$u_s^n{}_{i+1} \geq 0 \Rightarrow a=0; u_s^n{}_{i+1} < 0 \Rightarrow a=1$$

$$u_s^n{}_i \geq 0 \Rightarrow b=0; u_s^n{}_i < 0 \Rightarrow b=1$$

$$v^n{}_{i+\frac{1}{2}js-\frac{1}{2}} \geq 0 \Rightarrow d=0; v^n{}_{i+\frac{1}{2}js-\frac{1}{2}} < 0 \Rightarrow d=1$$

平滑化係数 θ は, $0 \leq \theta \leq 1$

とすることにより

$$T_s^{n+\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} = \frac{1}{V_s^{n+\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}}} [\theta T_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} V_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} + (1-\theta)(T_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} V_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} + T_s^{n-\frac{1}{2}i-\frac{1}{2}} V_s^{n-\frac{1}{2}i-\frac{1}{2}})/2] + \frac{\Delta t}{V_s^{n+\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}}} \left[-u_s^n{}_{i+1} T_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} + a A_s^{n-\frac{1}{2}i+1} + u_s^n{}_i T_s^{n-\frac{1}{2}i-\frac{1}{2}} + b A_s^{n-\frac{1}{2}i} + v^n{}_{i+\frac{1}{2}js-\frac{1}{2}} T_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}js-1} + d B_{i+\frac{1}{2}js-\frac{1}{2}} + D_{Tx} \frac{T_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} - T_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}}}{(x_{i+2}-x_i)/2} - D_{Tx} \frac{T_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} - T_s^{n-\frac{1}{2}i-\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}i-\frac{1}{2}}}{(x_{i+1}-x_{i-1})/2} - D_{Ty} \frac{T_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} B_{i+\frac{1}{2}js} - T_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}js-1} B_{i+\frac{1}{2}js-1}}{y_{js}-y_{js-1}} + \frac{1}{\rho_0 c_w} (H_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} V_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} + \phi_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} B_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}}) \right] \quad (5.104)$$

$$\forall i=0, 1, \dots, I-1,$$

$$\forall j=j_B(i)+1, j_B(i)+2, \dots, j_s-1$$

特に,

S_1 : 流入端 ($i=0$)

$\theta=1$

$$u_s^n{}_i T_s^{n-\frac{1}{2}i-\frac{1}{2}} + b A_s^{n-\frac{1}{2}i} = (u_s)_i^n T_{in}^{n-\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}i}$$

$$D_{Tx} \frac{T_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} - T_s^{n-\frac{1}{2}i-\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}i-\frac{1}{2}}}{(x_{i+1}-x_{i-1})/2}$$

$$= D_{Tx} \frac{T_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} - T_{in}^{n-\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}i}}{(x_1-x_0)/2}$$

S_2 : ダム堤体部 ($i=I-1$)

$\theta=1$

$$u_s^n{}_{i+1} T_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} + a A_s^{n-\frac{1}{2}i+1} = 0$$

$$D_{Tx} \frac{T_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} - T_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}} A_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}}}{(x_{i+2}-x_i)/2} = 0$$

iii) 境界条件の差分表示

流動に関する境界条件式の差分表示を行う。

1) 流入端での流下方向の流速成分

$$u_{in}^n{}_j = \frac{q_{in}^n}{b_{0j}(y_s^n{}_0 - y_{B0})} \quad j_B(0) \leq \forall j < j_s \quad (5.105)$$

$$(u_s)_{in}^n = \frac{q_{in}^n \Delta y_s^n{}_0}{A_s^n{}_0 (y_s^n{}_0 - y_{B0})} \quad (5.106)$$

2) 放流口での流下方向の流速成分

$$u_{out}^n{}_j = \frac{q_{out}^n}{b_{ij}(y_U - y_L)}$$

$$\forall j; y_L \leq y_j - \frac{1}{2} < y_{j+\frac{1}{2}} \leq y_U \quad (5.107)$$

3) ダム堤体部での流下方向の流速成分 (S_2 がダム堤体部)

$$u_{out}^n{}_j = 0$$

$$\forall j; y_U \leq y_j - \frac{1}{2} \text{ または } y_{j+\frac{1}{2}} \leq y_L \quad (5.108)$$

$$(u_s)_{out}^n = 0 \quad (5.109)$$

4) 貯水池底面での流下方向の流速成分 (S_1 が底面)

……ノンスリップの条件

$$u_{jB(i)}^n = 0 \quad (5.110)$$

5) 貯水池底面での鉛直方向の流速成分 (S_4 が底面)

……ノンスリップの条件

$$v_{i,jB(i)}^n = 0 \quad (5.111)$$

上述のモデル式の中で用いた記号を入力データとして与えるもの, 入力データから計算されるもの, 変量の3種類に分類し, 表-5.12に整理する。

5.3.1.2 有限要素モデル

流体力学分野においても, 変分原理が存在する場合には, それを直接使用して有限要素法の定式化を行うことができる。一方, 変分原理が存在しない場合でも重み付き残差法を用いれば有限要素法の定式化が可能である。

有限要素モデルでは, 式(5.34)～式(5.38)を基礎方程式とし, 式(5.39)～式(5.40)を用いて貯水池密度流解析を行うが, ここでは, 新たに, M ; x 方向流量フラックス ($M=u \cdot b$), N ; y 方向流量フラックス ($N=v \cdot b$), b ; 貯水池幅, とし, 重み付き残差法の一種である Galerkin 法を用いて領域を三角形要素分割で離

表-5.12(1) モデル記号の整理 (入力データ)

<u>物理定数</u>		
D_{mx}	……流下方向の運動量拡散係数	$[m^2/s]$
D_{my}	……鉛直方向の運動量拡散係数	$[m^2/s]$
D_{cx}	……流下方向の濁質濃度拡散係数	$[m^2/s]$
C_{cy}	……鉛直方向の濁質濃度拡散係数	$[m^2/s]$
D_{Tx}	……流下方向の水温拡散係数	$[m^2/s]$
D_{Ty}	……鉛直方向の水温拡散係数	$[m^2/s]$
ρ_0	……基礎密度	$[kg/m^3]$
v_0	……懸濁粒子の平均沈降速度 (負の値)	$[m/s]$
g	……重力加速度	$[m/s^2]$
<u>入力諸元</u>		
Δt	……時間間隔	$[s]$
N	……シミュレーションの終了時刻の添字	
x_0	……流入端の x 座標	$[m]$
x_I	……放流端の x 座標	$[m]$
y_0	……ダム堤底面の y 座標	$[m]$
y_J	……ダム堤上面の y 座標	$[m]$
j_s	……表層のコントロールボリュームの添字	
$j_b(i=1, 2, \dots, I)$	……貯水池底面のコントロールボリュームの添字	
$x_0, x_1, \dots, x_I$	……貯水池の流下方向の分割点の x 座標	$[m]$
$\Delta y_1, \dots, \Delta y_{j_s-1}$	……コントロールボリュームの厚さ	$[m]$
$b(x, y)$	……位置 (x, y) における貯水池の幅	$[m]$
<u>初期値</u>		
$u_{i,j}^0$	$\equiv u(x_i, y_j, 0)$	$[m/s]$
$T_{i,j}^0$	$\equiv T(x_i, y_j, 0)$	$[^\circ C]$
$C_{i,j}^0$	$\equiv C(x_i, y_j, 0)$	$[g/m^3]$
$\rho_{i+\frac{1}{2},j}^0$	$\equiv \rho(x_{i+\frac{1}{2}}, y_j, 0)$	$[kg/m^3]$
$y_s^{-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}}$	$\equiv y_s^0_{i+\frac{1}{2}} \equiv y_{si+\frac{1}{2}}(0)$	$[m]$
<u>境界値・外的条件</u>		
u_{in}^n	$\equiv u_{in}(y_j, n\Delta t)$	$[m/s]$
u_{out}^n	$\equiv u_{out}(y_j, n\Delta t)$	$[m/s]$
$v_B^{n-\frac{1}{2}}$	$\equiv v(x_{i+\frac{1}{2}}, y_{Bi}, n\Delta t)=0$	$[m/s]$
u_B^n	$\equiv u(x_{Bi}, y_j, n\Delta t)=0$	$[m/s]$
$P_s^{n-\frac{1}{2}i+\frac{1}{2}}$	$\equiv P(x_i, y_{si}, (n-1/2)\Delta t)=0$	$[kg/ms^2]$
H^n	$\equiv H(x_i, y_j, n\Delta t)$	$[kcal/m^3s]$

散化し、以下の数値解析モデルを得る。

尚、各式を誘導する際の詳細については、差分モデル同様、土木研究所資料第2443号「貯水池の冷濁水ならびに富栄養化現象の数値解析モデル³⁷⁾」を参照されたい。

1) 基礎方程式の数値解析モデル

(1) 連続式

$$A_{\alpha\beta}M_{\alpha} + B_{\alpha\beta}N_{\beta} = Q'_{\alpha} \quad (5.112)$$

ここに、

$$\Phi_i = a_i + b_i \cdot x + c_i \cdot y$$

$$a_i = \frac{1}{2S} (x_j y_k - x_k y_j)$$

$$b_i = \frac{1}{2S} (y_i - y_k)$$

$$c_i = \frac{1}{2S} (x_k - x_i)$$

(S ; 三角形要素面積)

として

表-5.12(2) モデル記号の整理 (入力データから計算される諸定数)

諸 元 等		
$y_1, y_2, \dots, y_{js}$	……コントロールボリュームの中心点の y 座標	[m]
b_{ij}	……点 (x_i, y_j) における貯水池の幅	[m]
$V_{i,j}$	…… $CV(x_i, y_j)$ の容積	[m ³]
$A_{i+\frac{1}{2},j}$	…… $CV(x_i, x_j)$ の下流側流水断面積	[m ²]
$A_{i-\frac{1}{2},j}$	…… $CV(x_i, y_j)$ の上流側流水断面積	[m ²]
$B_{i,j+\frac{1}{2}}$	…… $CV(x_i, x_j)$ の上側水平断面積	[m ²]
$B_{i,j-\frac{1}{2}}$	…… $CV(x_i, y_j)$ の下側水平断面積	[m ²]
$b_{i+\frac{1}{2},j}$	……点 $(x_{i+\frac{1}{2}}, y_j)$ における貯水池の幅	[m]
$A_{i+1,j}$	…… $CV(x_{i+\frac{1}{2}}, y_j)$ の下流側流水断面積	[m ²]
$A_{i,j}$	…… $CV(x_{i+\frac{1}{2}}, y_j)$ の上流側流水断面積	[m ²]
$B_{i+\frac{1}{2},j+\frac{1}{2}}$	…… $CV(x_{i+\frac{1}{2}}, y_j)$ の上側水平断面積	[m ²]
$B_{i+\frac{1}{2},j-\frac{1}{2}}$	…… $CV(x_{i+\frac{1}{2}}, y_j)$ の下側水平断面積	[m ²]
$y_{Bi+\frac{1}{2}}$	……点 $x_{i+\frac{1}{2}}$ における貯水池底面の y 座標	[m]
x_{Bj}	……高さ y_j における貯水池底面の x 座標	[m]
初期値等		
$v_{i+\frac{1}{2},j+\frac{1}{2}}^0 \equiv v(x_{i+\frac{1}{2}}, y_{j+\frac{1}{2}}, 0)$		[m/s]
$\Delta y_{s-\frac{1}{2},i+\frac{1}{2}}^0 \equiv \Delta y_{s^0,i+\frac{1}{2}}^0 \equiv \Delta y_{Si+\frac{1}{2}}^0(0)$		[m]
$b_{s-\frac{1}{2},i+\frac{1}{2}}^0 \equiv b_{s^0,i+\frac{1}{2}}^0 \equiv b_{Si+\frac{1}{2}}^0(0)$		[m]
$V_{s-\frac{1}{2},i}^0 \equiv V_{s^0,i}^0 \equiv V_{Si}(0)$		[m ³]
$A_{s-\frac{1}{2},i+\frac{1}{2}}^0 \equiv A_{s^0,i+\frac{1}{2}}^0 \equiv A_{Si+\frac{1}{2}}^0(0)$		[m ²]
$A_{s-\frac{1}{2},i-\frac{1}{2}}^0 \equiv A_{s^0,i-\frac{1}{2}}^0 \equiv A_{Si-\frac{1}{2}}^0(0)$		[m ²]
$B_{s-\frac{1}{2},i+\frac{1}{2}}^0 \equiv B_{s^0,i+\frac{1}{2}}^0 \equiv B_{Si+\frac{1}{2}}^0(0)$		[m ²]
$P_{-\frac{1}{2},i+\frac{1}{2},j}^0 \equiv P_{i+\frac{1}{2},j}^0 \equiv P(x_{i+\frac{1}{2}}, y_j, 0)$		[kg/ms ²]
$h_{-\frac{1}{2},i+\frac{1}{2}}^0 \equiv h_{i+\frac{1}{2}}^0 \equiv h(x_{i+\frac{1}{2}}, 0)$		[m]

$$A_{\alpha\beta} = \int \Phi_{\alpha,x} \Phi_{\beta} dV = S \cdot \begin{bmatrix} a_1 b_1 & a_2 b_1 & a_3 a_1 \\ a_1 b_2 & a_2 b_2 & a_3 b_2 \\ a_1 b_3 & a_2 b_3 & a_3 b_3 \end{bmatrix}$$

$$B_{\alpha\beta} = \int \Phi_{\alpha,y} \Phi_{\beta} dV = S \cdot \begin{bmatrix} a_1 c_1 & a_2 c_1 & a_3 c_1 \\ a_1 c_2 & a_2 c_2 & a_3 c_2 \\ a_1 c_3 & a_2 c_3 & a_3 c_3 \end{bmatrix}$$

$$\mathcal{Q}'_a = \int_S \Phi_a (M l_x + N l_y) dS$$

である。

(2) 運動方程式

$$M_{\alpha\beta} M_{\beta} + B_{\alpha\beta} u_{\beta} M_{\gamma} + C_{\alpha\beta} v_{\beta} M_{\gamma} + \frac{b_{\beta}}{\rho_0} E_{\alpha\beta} P_{\beta} + \nu K_{\alpha\beta} M_{\beta} - \nu \mathcal{Q}_a = 0 \quad (5.113)$$

ここに,

$$M_{\alpha\beta} = \int \Phi_{\alpha} \Phi_{\beta} dV = \frac{S}{12} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 1 \\ 1 & 1 & 2 \end{bmatrix}$$

$$B_{\alpha\beta\gamma} = \int \Phi_{\alpha} \cdot \Phi_{\beta} \cdot \Phi_{\gamma} dV = \frac{S}{12} \begin{bmatrix} 2b_1 b_1 b_1 & 2b_2 b_2 b_2 & 2b_3 b_3 b_3 \\ b_1 2b_1 b_1 & b_2 2b_2 b_2 & b_3 2b_3 b_3 \\ b_1 b_1 2b_1 & b_2 b_2 2b_2 & b_3 b_3 2b_3 \end{bmatrix}$$

$$C_{\alpha\beta\gamma} = \int \Phi_{\alpha} \cdot \Phi_{\beta} \cdot \Phi_{\gamma} dV = \frac{S}{12} \begin{bmatrix} 2c_1 c_1 c_1 & 2c_2 c_2 c_2 & 2c_3 c_3 c_3 \\ c_1 2c_1 c_1 & c_2 2c_2 c_2 & c_3 2c_3 c_3 \\ c_1 c_1 2c_1 & c_2 c_2 2c_2 & c_3 c_3 2c_3 \end{bmatrix}$$

表-5.12(3) モデル記号の整理 (変量)

<u>インデックス</u>		
$n(n=1, 2, \dots)$	……時間の添字	
$i(i=0, 1, \dots, I)$	……流下方向分割点の添字	
$j(j=1, 2, \dots, j_s)$	……鉛直方向のコントロールボリュームの添字	
<u>未知量</u>		
$u^n_{i,j}$	$\equiv u(x_i, y_j, n\Delta t)$	[m/s]
$v^n_{i+\frac{1}{2},j+\frac{1}{2}}$	$\equiv v(x_{i+\frac{1}{2}}, y_{j+\frac{1}{2}}, n\Delta t)$	[m/s]
$T^n_{i,j}$	$\equiv T(x_i, y_i, n\Delta t)$	[°C]
$C^n_{i,j}$	$\equiv C(x_i, y_j, n\Delta t)$	[g/m³]
$\rho^n_{i+\frac{1}{2},j}$	$\equiv \rho(x_{i+\frac{1}{2}}, y_j, n\Delta t)$	[kg/m³]
<u>中間変量</u>		
$P^{n+\frac{1}{2}}_{i+\frac{1}{2},j}$	$\equiv P(x_{i+\frac{1}{2}}, y_j, (n+1/2)\Delta t)$	[kg/ms²]
$h^{n+\frac{1}{2}}_{i+\frac{1}{2}}$	$\equiv h(x_{i+\frac{1}{2}}, (n+1/2)\Delta t)$	[m]
$y_s^{n+\frac{1}{2}}_{i+\frac{1}{2}}$	$\equiv y_{Si+\frac{1}{2}}((n+1/2)\Delta t)$	[m]
$\Delta y_s^{n+\frac{1}{2}}_{i+\frac{1}{2}}$	$\equiv \Delta y_{Si+\frac{1}{2}}((n+1/2)\Delta t)$	[m]
$b_s^{n+\frac{1}{2}}_{i+\frac{1}{2}}$	$\equiv b_{Si+\frac{1}{2}}((n+1/2)\Delta t)$	[m]
$b_s^{n+\frac{1}{2}}_i$	$\equiv b_{Si}((n+1/2)\Delta t)$	[m]
$V_s^{n+\frac{1}{2}}_i$	$\equiv V_{Si}((n+1/2)\Delta t)$	[m³]
$A_s^{n+\frac{1}{2}}_{i+1}$	$\equiv A_{Si+1}((n+1/2)\Delta t)$	[m²]
$A_s^{n+\frac{1}{2}}_i$	$\equiv A_{Si}((n+1/2)\Delta t)$	[m²]
$A_s^{n+\frac{1}{2}}_{i+\frac{1}{2}}$	$\equiv A_{Si+\frac{1}{2}}((n+1/2)\Delta t)$	[m²]
$A_s^{n+\frac{1}{2}}_{i-\frac{1}{2}}$	$\equiv A_{Si-\frac{1}{2}}((n+1/2)\Delta t)$	[m²]
$B_s^{n+\frac{1}{2}}_{i+\frac{1}{2}}$	$\equiv B_{Si+\frac{1}{2}}((n+1/2)\Delta t)$	[m²]
$\bar{u}^n_{i,j}$	$\equiv \bar{u}(x_i, y_j, n\Delta t)$	[m/s]
$\bar{v}^n_{i+\frac{1}{2},j+\frac{1}{2}}$	$\equiv \bar{v}(x_{i+\frac{1}{2}}, y_{j+\frac{1}{2}}, n\Delta t)$	[m/s]
$\bar{u}^n_{i,j}$	$\equiv \bar{u}(x_i, y_j, n\Delta t)$	[m/s]
$\bar{C}^n_{i,j}$	$\equiv \bar{C}(x_i, y_j, n\Delta t)$	[g/m³]
$\bar{C}^n_{i,j}$	$\equiv \bar{C}(x_i, y_j, n\Delta t)$	[g/m³]
$\bar{T}^n_{i,j}$	$\equiv \bar{T}(x_i, y_j, n\Delta t)$	[°C]
$\bar{T}^n_{i,j}$	$\equiv \bar{T}(x_i, y_j, n\Delta t)$	[°C]

$$E_{a\beta} = \int \Phi_a \cdot \Phi_{\beta,x} dV = \frac{S}{3} \begin{bmatrix} b_1 & b_2 & b_3 \\ b_1 & b_2 & b_3 \\ b_1 & b_2 & b_3 \end{bmatrix}$$

$$K_{a\beta} = \int (\Phi_{a,x} \Phi_{\beta,x} + \Phi_{a,y} \Phi_{\beta,y}) dV$$

$$= S \begin{bmatrix} b_1 b_1 + c_1 c_1 & b_1 b_2 + c_1 c_2 & b_1 b_3 + c_1 c_3 \\ b_2 b_1 + c_2 c_1 & b_2 b_2 + c_2 c_2 & b_2 b_3 + c_2 c_3 \\ b_3 b_1 + c_3 c_1 & b_3 b_2 + c_3 c_2 & b_3 b_3 + c_3 c_3 \end{bmatrix}$$

$$\mathcal{Q}_a = \int \Phi_a \left(\frac{\partial M}{\partial x} l_x + \frac{\partial M}{\partial y} l_y \right) dS$$

(3) 水温の保存式

$$\begin{aligned} & \frac{b_\beta}{\Delta t} A_{a\beta} (T_\beta^{n+1} - T_\beta^n) + B_{a\beta\gamma} M_\beta T_\gamma + C_{a\beta\gamma} N_\beta T_\gamma \\ &= \mathcal{Q}_1 - b_\beta K_{a\beta} T_\beta + \frac{\Delta t}{2b_\beta} \mathcal{Q}_a + \frac{\Delta t}{2b_\beta} (D_{a\beta\gamma w} M_\beta M_\gamma T_w \\ & \quad + E_{a\beta\gamma w} M_\beta N_\gamma T_w + F_{a\beta\gamma w} N_\beta M_\gamma T_w \\ & \quad + G_{a\beta\gamma w} N_\beta N_\gamma T_w) + J_a H_{a\beta\gamma} \end{aligned} \quad (5.114)$$

ここに,

$$A_{a\beta} = \int \Phi_a \Phi_\beta dV = \frac{S}{12} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 1 \\ 1 & 1 & 2 \end{bmatrix}$$

$B_{a\beta\gamma}$, $C_{a\beta\gamma}$; 運動方程式中の移流項 ($B_{a\beta\gamma}$, $C_{a\beta\gamma}$) と同様

$$K_{a\beta} = K \int (\Phi_{a,x} \Phi_{\beta,x} + \Phi_{a,y} \Phi_{\beta,y}) dV$$

$$= S \begin{bmatrix} b_1 b_1 + c_1 c_1 & b_1 b_2 + c_1 c_2 & b_1 b_3 + c_1 c_3 \\ b_2 b_1 + c_2 c_1 & b_2 b_2 + c_2 c_2 & b_2 b_3 + c_2 c_3 \\ b_3 b_1 + c_3 c_1 & b_3 b_2 + c_3 c_2 & b_3 b_3 + c_3 c_3 \end{bmatrix}$$

$$Q_1 = \int \Phi_a \cdot b \left(D_{Tx} \frac{\partial T}{\partial x} l_x + D_{Ty} \frac{\partial T}{\partial y} l_y \right) dS$$

$$Q_2 = \int \Phi_a \left\{ M \left(M \frac{\partial T}{\partial x} + N \frac{\partial T}{\partial y} \right) l_x \right. \\ \left. + N \left(M \frac{\partial T}{\partial x} + N \frac{\partial T}{\partial y} \right) l_y \right\} dV$$

$$D_{a\beta\gamma w} = \int \left[\left\{ \left(\left(\left(\Phi_{i,x} \Phi_j \Phi_k \Phi_{l,x} \right)_{k=1,3} \right)_{l=1,3} \right)_{j=1,3} \right\} \right. \\ \left. \left\{ \left(\left(\left(\Phi_{2,x} \Phi_j \Phi_k \Phi_{l,x} \right)_{k=1,3} \right)_{l=1,3} \right)_{j=1,3} \right\} \right. \right. \\ \left. \left\{ \left(\left(\left(\Phi_{3,x} \Phi_j \Phi_k \Phi_{l,x} \right)_{k=1,3} \right)_{l=1,3} \right)_{j=1,3} \right\} \right] dV$$

$$= \begin{bmatrix} 2b_1 b_1 b_1 b_1 b_1 & 2b_1 b_2 b_1 b_2 b_1 \\ b_1 b_1 2b_1 b_1 b_1 & b_1 b_2 2b_1 b_2 b_1 \\ b_1 b_1 b_1 2b_1 b_1 & b_1 b_2 b_1 b_2 2b_1 b_1 \\ \cdots 2b_3 b_3 b_3 b_3 b_3 \\ \cdots b_3 b_3 2b_3 b_3 b_3 \\ \cdots b_3 b_3 b_3 b_3 2b_3 b_3 \end{bmatrix}$$

以下同様にして、

$$E_{a\beta\gamma w} = \begin{bmatrix} 2b_1 c_1 b_1 c_1 b_1 c_1 & 2b_1 c_2 b_1 c_2 b_1 c_2 \\ b_1 c_1 2b_1 c_1 b_1 c_1 & b_1 c_2 2b_1 c_2 b_1 c_2 \\ b_1 c_1 b_1 c_1 2b_1 c_1 & b_1 c_2 b_1 c_2 2b_1 c_2 \\ \cdots 2b_3 c_3 b_3 c_3 b_3 c_3 \\ \cdots b_3 c_3 2b_3 c_3 b_3 c_3 \\ \cdots b_3 c_3 b_3 c_3 2b_3 c_3 \end{bmatrix}$$

$$F_{a\beta\gamma w} = \begin{bmatrix} 2c_1 b_1 c_1 b_1 c_1 b_1 & 2c_1 b_2 c_1 b_2 c_1 b_2 \\ c_1 b_1 2c_1 b_1 c_1 b_1 & c_1 b_2 2c_1 b_2 c_1 b_2 \\ c_1 b_1 c_1 b_1 2c_1 b_1 & c_1 b_2 c_1 b_2 2c_1 b_2 \\ \cdots 2c_3 b_3 c_3 b_3 c_3 b_3 \\ \cdots c_3 b_3 2c_3 b_3 c_3 b_3 \\ \cdots c_3 b_3 c_3 b_3 2c_3 b_3 \end{bmatrix}$$

$$G_{a\beta\gamma w} = \begin{bmatrix} 2c_1 c_1 c_1 c_1 c_1 c_1 & 2c_1 c_2 c_1 c_2 c_1 c_2 \\ c_1 c_1 2c_1 c_1 c_1 c_1 & c_1 c_2 2c_1 c_2 c_1 c_2 \\ c_1 c_1 c_1 c_1 2c_1 c_1 & c_1 c_2 c_1 c_2 2c_1 c_2 \\ \cdots 2c_3 c_3 c_3 c_3 c_3 c_3 \\ \cdots c_3 c_3 2c_3 c_3 c_3 c_3 \\ \cdots c_3 c_3 c_3 c_3 2c_3 c_3 \end{bmatrix}$$

$$J_a = \frac{S}{3} (1, 1, 1)$$

$$H_{a\beta\gamma} = \begin{bmatrix} \frac{H_1 b_1}{\rho_1 c_w} \\ \frac{H_2 b_2}{\rho_2 c_w} \\ \frac{H_3 b_3}{\rho_3 c_w} \end{bmatrix}$$

(4) 濃度の保存式

$$\frac{b_\beta}{\Delta t} A_{a\beta} (C_\beta^{n+1} - C_\beta^n) + B_{a\beta\gamma} M_\beta C_\gamma + C_{a\beta\gamma} N'_\beta C_\gamma \\ = \pi_1 - b_\beta K_{a\beta} C_\beta + \frac{\Delta t}{2b_\beta} \pi_2 + \frac{\Delta t}{2b_\beta} (D_{a\beta\gamma w} M_\beta M_\gamma C_w \\ + E_{a\beta\gamma w} M_\beta N'_\gamma C_w \\ + F_{a\beta\gamma w} N'_\beta M_\gamma C_w + C_{a\beta\gamma w} N'_\beta N'_\gamma C_w) \quad (5.115)$$

ここに、

$$\pi_1 = \int \Phi_a b \left(D_{Cx} \frac{\partial C}{\partial x} l_x + D_{Cy} \frac{\partial C}{\partial y} l_y \right) dS$$

$$\pi_2 = \int \Phi_a \left\{ M \left(M \frac{\partial C}{\partial x} + N' \frac{\partial C}{\partial y} \right) l_x \right. \\ \left. + N \left(M \frac{\partial C}{\partial x} + N' \frac{\partial C}{\partial y} \right) l_y \right\} dV$$

であり、

$$A_{a\beta}, B_{a\beta\gamma}, \cdots,$$

$G_{a\beta\gamma w}$ 等の係数行列は水温の保存式と同様である。

また、本式では $N + V_0 b$ を改めて N' として用いている。

2) 数値計算手順

以上、述べた弱変分式 (離散化式) をもとに数値計算を行う訳であるが、これら諸式に加えて自由水面の位置を決定するため次式を導入する³⁸⁾。

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (5.116)$$

本式は、連続式を水深方向に底面から水面まで積分し、自由水面の運動学的条件を適用することにより得られる。

式(5.116)から $(n+1)$ 時刻の自由水面の位置 h は次のようにして求められる。

$$\frac{Q_j^n - Q_{j+1}^n}{\Delta x} + \frac{A_{j+1/2}^{n+1} - A_{j+1/2}^n}{\Delta t} = 0 \quad (5.117)$$

故に、

$$A_{j+1/2}^{n+1} = A_{j+1/2}^n + \frac{\Delta t}{\Delta x} (Q_{j+1}^n - Q_j^n) \quad (5.118)$$

となり、 A_{j+1}^{n+1} が求めれば、 h_{j+1}^{n+1} が容易に求まる。なお、式(5.116)は一次元であるので有限要素法によって

も差分法によっても全く同一の階差式となる。

従って、実際の計算に当たっては、以前に示した基礎式の弱変分式と自由水面位置を規定する式(5.118)を用いて、図-5.26に示す計算フローに従って数値計算を実施する。

一方、本モデルでは自由水面を持つ貯水池の不定流現象を扱うため、自由水面付近では、水面の上昇、下降に応じて要素分割の変更を行う必要がある。

これについては図-5.27の様なメカニズムで自由水面を変動させる。

① 上昇時

表層の要素厚が $3 \cdot \Delta y / 2$ になるまでは要素数を固定し、要素厚を徐々に増大させる。表層の要素厚が、 $3 \cdot \Delta y / 2$ を超える時点で新たに要素を生じさせる。この際、図-5.27において、 $n+1$ 時点の A'^{n+1} の諸数値は A^n , B^n , C^n より求めるが、これらの値は次の様に設定する。

$A'^n = A^n$, $B'^n = B^n$, C'^n は A^n , B^n の内挿値とする。

② 下降時

表層の要素厚が $\Delta y / 2$ になるまでは要素厚を徐々に薄くしていき、 $\Delta y / 2$ より薄くなる時点で表層の要素を消滅させ下層の要素に含ませるものとする。

2) 水温と密度、粘性係数の関係

定数として入力する諸量のうち、水温、気温等によって変化するものについては、計算時間短縮を図るために水温、気温の二次もしくは、三次関数に近似してこれらを与える。

(1) 水の密度 (図-5.28)

$$\rho_T = (0.00004 T^3 - 0.00784 T^2 + 0.05817 T + 999.85497) \times 10^{-3} \quad (5.119)$$

ただし、 T ; 水温 ($^{\circ}\text{C}$)、 ρ_T ; 水の密度 (g/cm^3) である。

なお、濃度を加味した水の密度は、

$$\rho = \rho_T + \left(1 - \frac{\rho_T}{\rho_s}\right) \times C \times 10^{-6} \quad (5.120)$$

ここに、 C ; 濃度 (ppm)、 ρ_s ; 濁質の密度 (g/cm^3) である。

(2) 粘性係数 (図-5.29)

$$\mu = 0.0000011 T^2 - 0.0000574 T + 0.0017844 \quad (5.121)$$

ただし、 μ ; 粘性係数 ($\text{g}/\text{cm} \cdot \text{sec}$) である。

なお、粘性係数は沈降速度の算定 (ストークスの公式) に用いる。

(3) 飽和蒸気圧 (図-5.30)

$$e = 0.00045 T^3 + 0.00363 T^2 + 0.39626 T + 4.47110 \quad (5.122)$$

ただし、 T は表面水温あるいは気温 ($^{\circ}\text{C}$) である。

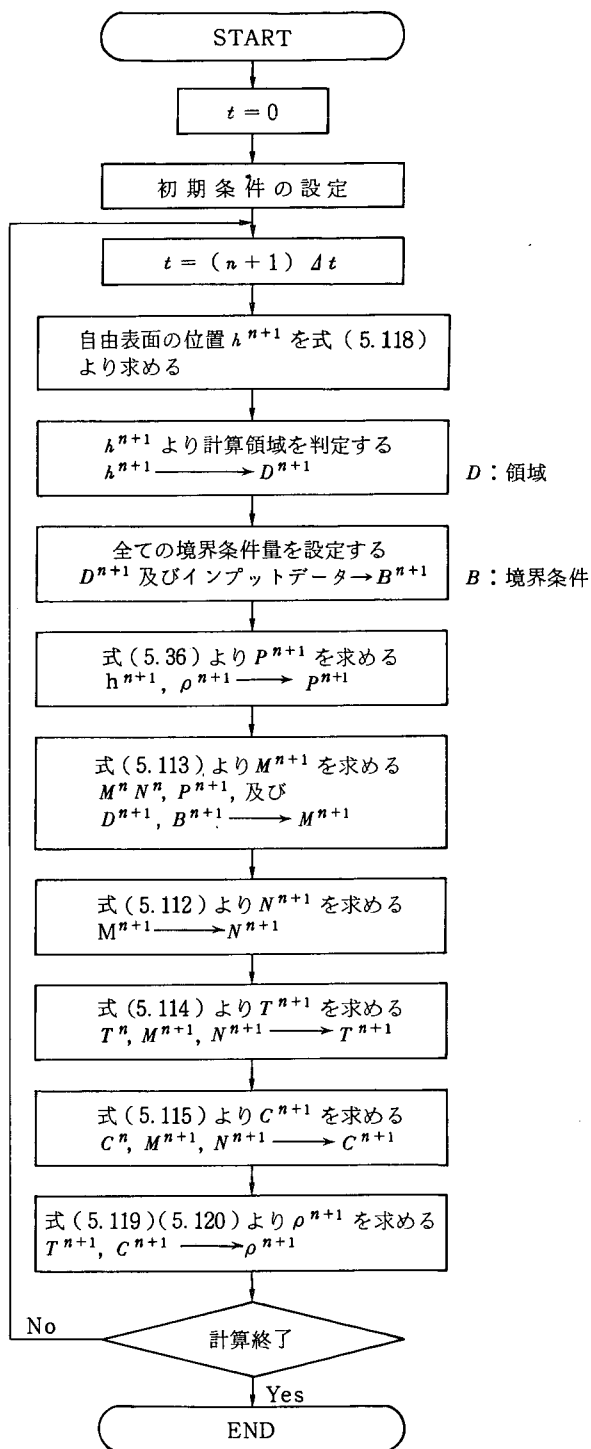


図-5.26 数値計算フロー

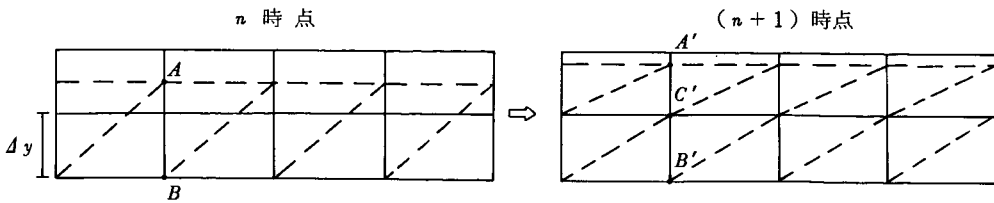


図-5.27 水位上昇時の解析領域の要素分割

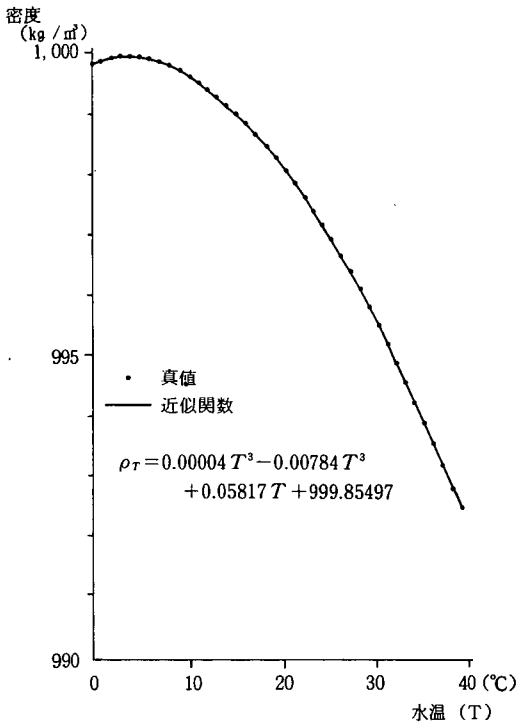


図-5.28 水の密度と水温の関係

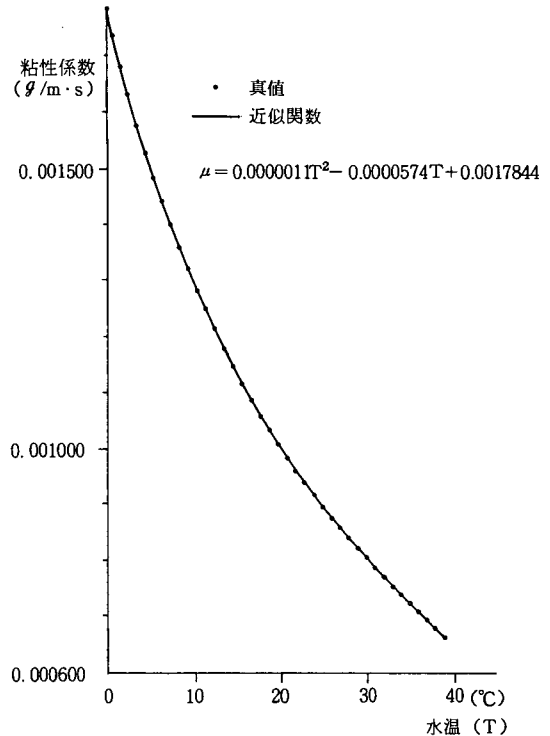


図-5.29 粘性係数と水温の関係

3) 時間的差分スキーム

基礎式の弱変分式への誘導では、流動の場合は Galerkin 法、物質保存の場合は人工拡散係数法を用いた。時間的な差分スキームについても、これら方程式の性質から全く別個に取扱うことができる。

(1) 流動の場合における時間的差分スキーム

時間的差分スキームは陰解法と陽解法に大きく2分することができる。いま集中マトリックスを用いて定式化を行うという仮定で、これら差分スキームについて概説する。

① 陰解法 (Implicit 法)

$n+1$ 時点の未知量について連立方程式を組み立て、解く手法である。本モデルで採用している方程式系で得られる連立方程式をマトリックス表示すると次式の

ようになる。

$$\begin{bmatrix} * & * & * \\ * & * & * \\ * & * & * \end{bmatrix} \begin{bmatrix} h \\ u \\ v \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{bmatrix}$$

* は零でない要素

陰解法式は二重の意味で非線形となる。一つは左辺の係数マトリックス中に未知量が含まれるという非線形項の存在であり、もう一つは自由水面の変化（移動境界問題）に起因する非線形現象である。このため数値計算上、二重の反復計算が必要となってくる。

非線形方程式については Crank-Nicolson 法や Newton-Raphson 法があるが、自由水面の変化に起因する非線形現象については収束方法は明らかでない。

② 陽解法 (explicit 法)

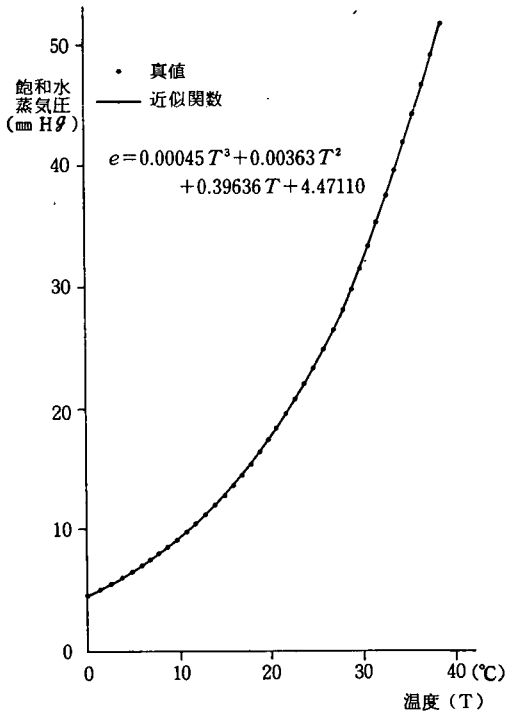


図-5.30 飽和蒸気圧と温度の関係

陰解法のように多次元の非線形連立方程式を解かず、 n 時点或はそれ以前の値を用いて、各節点毎に順次 $n+1$ 時点の値を求めていく解法である。非線形連立方程式を解かないため 1 ステップに対する演算時間は大幅に短縮されるが、計算時間間隔 Δt は陰解法に比べ小さくとらねばならず、全体の演算時間が陰解法に比べて短縮されるか否かは明らかでない。有限要素法とともに用いられている差分スキームは流動解析の場合、現在のところ次のものが多い。

- i) Lax-wendroff 法
- ii) Two-Step Lax-Wendroff 法
- iii) Leap-Frog 法

Navier-Stokes 方程式を解く場合、圧力 P を陽的に導くことができないため、 n 時と $(n+1)$ 時の間で中間的な $\bar{u}$, $\bar{v}$, $\bar{p}$ を考え、連続式が $(n+1)$ 時で成立する

よう繰り返し、圧力に関するポアソン方程式を解く方法³⁹⁾がある。この方法は修正 MAC 法に類似した方法であり、 (u, v, p) を未知量にとっている場合には有力な手法であるが、 P を未知量としていない場合にはこの手法のメリットはないと考えられる。

なお、陽解法と陰解法の比較を行うと表-5.13 になる。

陰解法と陽解法について簡単に述べたが、ここでは次の理由から陽解法を用いている。

a) 双曲型の偏微分方程式に対し有限要素法を用いる場合、計算時間などの面から見て陰解法よりむしろ陽解法の方が適しているとする川原らの報告⁴⁰⁾がある。

b) 流動解析を有限要素法で行っている既往の研究では陽解法を用いている例が圧倒的に多い。

c) (u, v, h) を未知量としている場合、貯水位 h を陰的に解くのは非常に困難である。

d) 陽解法における Δt の制約は、平水時の場合、流速のみを未知量とすることによって大幅に緩和できると考えられる。

なお、具体的な差分スキームは Two-Step Lax-Wendroff 法を用いることにする。このスキームを用いるのは実際の適用例が圧倒的に多いこと⁴¹⁾⁴²⁾、ならびに強い安定性が証明されている⁴⁰⁾⁴³⁾ からである。

有限要素解析法における Two-Step Lax-Wendroff 法は次のようなアルゴリズムになる⁴²⁾⁴⁴⁾。

今、ある関数 $W(x, y; t)$ が与えられたとし、 $W(x, y; t + \Delta t)$ を (x, y, t) の近傍で時間に関して Taylor 展開し、2 次の項まで考慮すると

$$W^{n+1} = W^n + \Delta t \dot{W}^n + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{W}^n \quad (5.123)$$

ここに、 $n+1$ は $(t + \Delta t)$ 時刻の値、 $\cdot$ は t に関する偏微分を意味する。

一方、次のような 2 段階に分けたアルゴリズムを考える。

$$W^{n+1/2} = W^n + \alpha \dot{W}^n \quad (5.124)$$

$$W^{n+1} = W^{n+1/2} + \beta \dot{W}^{n+1/2} \quad (5.125)$$

表-5.13 陽解法と陰解法の比較

解 法 名	解法の難易性	計算時間間隔	適合する偏微分方程式型	代 表 的 手 法
陽 解 法	易	短	双曲型	Two-Step Lax-Wendroff 法 Leap Frog 法
陰 解 法	難	長	放物型・長円型	Crank-Nicolson 法 Newton-Raphson 法

式(5.124)を式(5.125)に代入して

$$W^{n+1} = W^n + \beta \dot{W}^n + \alpha \beta \ddot{W}^n \quad (5.126)$$

式(5.123)と式(5.126)を比較すれば

$$W^{n+1/2} = W^n + \frac{\Delta t}{2} \dot{W}^n \quad (5.127)$$

$$W^{n+1} = W^{n+1/2} + \Delta t \dot{W}^{n+1/2} \quad (5.128)$$

すなわち式(5.127), (5.128)の2段階のステップを踏むことにより, t に関して2次の項まで近似することになる。従って, 形式的近似度は2次となる。一方, 式(5.127), (5.128)には時間に関して2階微分の項を含んでいないため, 非常に簡単な解式を得ることになる。

今回用いている流動の場の基礎式を再記すれば,

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (\text{連続式})$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} + \nu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \quad (\text{運動方程式})$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} = v_s - u_s \frac{\partial h}{\partial x} \quad (\text{自由水面の運動学的条件})$$

である。

すなわち, 運動方程式や自由水面の運動学的条件式の中では $\dot{u}, \dot{h}$ などの形で基礎式が与えられているため非常にスムーズに式(5.127), (5.128)の関係をを用いることが可能である。

(2) 物質保存の場における時間的差分スキーム

前節では人工拡散係数法によって拡散方程式の弱変分化を行った。人工拡散係数法では例えば水温収支式は次のような形に変形したのち弱変分化している。

$$\begin{aligned} & b \cdot \frac{T(t+\Delta t) - T(t)}{\Delta t} + M \frac{\partial T}{\partial x} + N \frac{\partial T}{\partial y} \\ &= \frac{\partial}{\partial x} \left(D_{rx} b \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D_{ry} b \frac{\partial T}{\partial y} \right) \\ &+ \frac{\Delta t}{2b} \left\{ M \frac{\partial}{\partial x} \left(M \frac{\partial T}{\partial x} + N \frac{\partial T}{\partial y} \right) \right. \\ &\quad \left. + N \frac{\partial}{\partial y} \left(M \frac{\partial T}{\partial x} + N \frac{\partial T}{\partial y} \right) \right\} + \frac{H \cdot b}{\rho c_w} \end{aligned}$$

簡単にするため本式を一次元にし, かつ流速 u を constant と仮定して弱変分化すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} & \int_0^L \Phi_a \Phi_\beta dx T_\beta^{n+1} \\ &= \int_0^L \Phi_a \Phi_\beta dx T_\beta^n - \Delta t \left\{ u \int_0^L \Phi_a \Phi_{\beta,x} dx T_\beta^{n'} \right. \\ &\quad \left. - D [\Phi_a \Phi_{\beta,x}]_s T_\beta^{n'} + D \int_0^L \Phi_{a,x} \Phi_{\beta,x} \Phi_{\beta,x} dx T_\beta^{n'} \right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & - \int_0^L \Phi_a \Phi_\beta dx \frac{H_\beta^n}{\rho c_w} \left\{ + \frac{\Delta t^2}{2} u^2 \left\{ [\Phi_a \Phi_{\beta,x}]_s T_\beta^{n'} \right. \right. \\ & \quad \left. \left. - \int_0^L \Phi_{a,x} \Phi_{\beta,x} dx T_\beta^{n'} \right\}^2 \right\} \end{aligned}$$

ここでは, $n' = n$ の時 explicit 法,

$$n' = n + \frac{1}{2}$$

すなわち

$$T^{n+1/2} = \frac{1}{2} (T^{n+1} + T^n)$$

の時 implicit 法となる。また実際の計算精度では explicit 法と implicit 法で差がないという報告³⁹⁾があり, さらに

① 計算時間間隔 Δt の制約条件は流動の場が支配的である。

② explicit 法の方が解法は容易である。
という2点を考慮して explicit 法を採用した。

4) 数値計算の安定性・収束性

3)で検討した差分スキームの安定性・収束性について考察を加える。流動の場, 物質保存の場, とともに explicit な差分スキームを採用することにしたが, 安定条件については流動の場の方がはるかに厳しく, これのみによって計算時期 Δt が決定されると考えて良い。従って, ここでは流動の時間的差分スキームのみを対象に安定性・収束性の検討を行う。なお, 拡散方程式を人工拡散係数法によって有限要素方程式にまで導いた場合の収束性については既往の研究⁴⁵⁾で既に検討されている。これによると, 人工拡散係数法の安定条件 (必要条件と考えられる) は次式で示される。

$$\Delta t \leq \frac{1}{2} \frac{1}{\frac{D_x}{\Delta x^2} + \frac{D_y}{\Delta y^2}} \quad (5.129)$$

$$\Delta t \leq \frac{1}{\frac{|u|}{\Delta x} + \frac{|v|}{\Delta y}} \quad (5.130)$$

これは, FTCS 法 (Forward Time Center Space) の安定条件である。

微分方程式と有限要素方程式さらにはそれらの解の関係を示すと図-5.31のようになる⁴⁶⁾。

これより適合性と安定性が満足されれば収束性は満足されると考えられる。適合性とは $\Delta x, \Delta y, \Delta t \rightarrow 0$ とした場合, 微分方程式を有限要素方程式に変形した際の打ち切り誤差 E が 0 に近づくことを意味する。

3)で述べたように Two-Step Lax-Wendroff 法は, 時間に関して2次の近似度であるから $\Delta t \rightarrow 0$ なら $E \rightarrow 0$

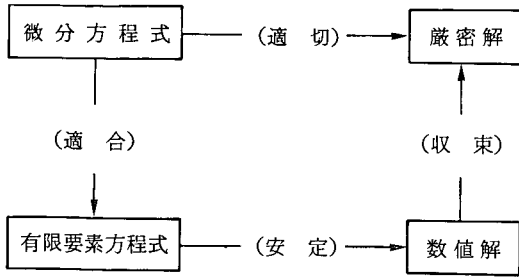


図-5.31 数値解と厳密解の関係

となる。また当然のことながら $h \rightarrow 0$ なら $E \rightarrow 0$ となる (h は要素の直径とする)。すなわち適合性については保証されていると考えられる。

安定性については explicit 法を採用した場合、計算時間間隔 Δt に制約条件を設けることによって満足させることができる。今、対象としている方程式は非線形方程式であるが、これについての厳密な安定条件を解析的に求める手法は未だ確立されていない。よって非線形項を定数と考え線形化した方程式で安定条件を算定している例が多いが、一般に非線形方程式の方が線形方程式より厳しい安定条件を課せられることが知られており、線形化した方程式より得た安定条件は必要条件に過ぎない。このような理由から実際に Δt を変化させて計算を繰り返し、安定となる Δt の範囲を求めているのが現状である。また、これまで安定性の研究は差分法を中心に行われていたものであり、有限要素法に関するこの面での研究は未だ十分でない。しかしながら同形の差分スキームに関しての安定条件については、差分法と有限要素法で大きく異なるとは考えられないため、ここでは差分法の安定条件について検討し、 Δt のとり得る範囲の推定を行う。一般に差分法で最も良く用いられている安定条件に C. F. L. 条件がある。これは差分スキームの解の依存領域が微分方程式の解の依存領域を含まなければならないという条件である。

C. F. L. 条件は次のようになる⁴⁷⁾。

$$|u| + \sqrt{2gh} \leq \frac{\Delta x}{\Delta t} \quad (5.131)$$

次に Von Neumann の方法に準じて、安定条件を検討する。Neumann の方法は差分方程式の解を有限なフーリエ級数に展開して、安定もしくは不安定を調べるために、各々のモードの振幅が増幅するか減衰するかを調べる方法⁴⁸⁾ である。

簡単のために貯水池を一層とし、貯水池幅を一定と考える。このような仮定のもとでは本報で採用した方

程式は一次元不定流とまったく同じになる。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + u_0 \frac{\partial M}{\partial x} + gh \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D_{mx} \frac{\partial M}{\partial x} \right) \quad (5.132)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} = 0 \quad (5.133)$$

式(5.132)において非線形項を定数と考え線形化を行う。また、 $\frac{\partial}{\partial x} \left(D_{mx} \frac{\partial M}{\partial x} \right)$ の項は Δt の間における変化は小さいと考え定数として取扱う。すると式(5.132)は

$$\frac{\partial M}{\partial t} + u_0 \frac{\partial M}{\partial x} + a_1 \frac{\partial h}{\partial x} = a_2 \quad (5.134)$$

式(5.133)、(5.134)について安定条件を考えるが、直接 Two-Step Lax-Wendroff 法について Von-Neumann の方法は困難であるので、全く同等の安定条件を有すると考えられる Lax-Wendroff 法に対し検討を行う。Lax-Wendroff 法は時間的に 2 次の項まで取扱っているので、

$$\begin{aligned} \frac{\partial M}{\partial t} &= \frac{M^{n+1} - M^n}{\Delta t} - \frac{\Delta t}{2} \frac{\partial^2 M}{\partial t^2} \left(\because M^{n+1} = M^n \right. \\ &\quad \left. + \Delta t \dot{M}^n + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{M}^n \right) \end{aligned} \quad (5.135)$$

と表現できる。

また式(5.135)において $\frac{\partial^2 M}{\partial t^2}$ は式(5.134)を用いて、次のように変形する。

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 M}{\partial t^2} &= \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial M}{\partial t} \right) = \frac{\partial}{\partial t} \left\{ - \left(u_0 \frac{\partial M}{\partial x} + a_1 \frac{\partial h}{\partial x} \right) + a_2 \right\} \\ &= - \frac{\partial}{\partial x} \left(u_0 \frac{\partial M}{\partial t} + a_1 \frac{\partial h}{\partial t} \right) \\ &= - \frac{\partial}{\partial x} \left\{ u_0 \left(-u_0 \frac{\partial M}{\partial x} - a_1 \frac{\partial h}{\partial x} + a_2 \right) \right. \\ &\quad \left. - a_1 \frac{\partial M}{\partial x} \right\} \\ &= (u_0^2 + a_1) \frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + u_0 a_1 \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \end{aligned} \quad (5.136)$$

$\frac{\partial h}{\partial t}, \frac{\partial^2 h}{\partial t^2}$ についても式(5.135)、(5.136)のような関係を用い、かつ空間的な差分形式は中央差分を用いると、式(5.133)、(5.134)は次のように差分化される。

$$\begin{aligned} h_j^{n+1} &= (1 - a_1 \lambda^2) h_j^n + \frac{a_1 \lambda^2}{2} h_{j+1}^n + \frac{a_1 \lambda^2}{2} h_{j-1}^n \\ &\quad + \left(\frac{u_0 \lambda^2}{2} - \frac{\lambda}{2} \right) M_{j+1}^n - u_0 \lambda^2 M_j^n \\ &\quad + \left(\frac{u_0 \lambda^2}{2} + \frac{\lambda}{2} \right) M_{j-1}^n \end{aligned} \quad (5.137)$$

$$\begin{aligned} M_j^{n+1} &= \{ 1 - (u_0^2 + a_1 + D_{mx}) \lambda^2 \} M_j^n \\ &\quad + \left\{ (u_0^2 + a_1 + D_{mx}) \frac{\lambda^2}{2} - \frac{u_0 \lambda}{2} \right\} M_{j+1}^n \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + \left\{ (u_0^2 + a_1 + D_{mx}) \frac{\lambda^2}{2} + \frac{u_0 \lambda}{2} \right\} M_{j-1}^n \\
& + \left(\frac{u_0 a_1}{2} \lambda^2 - \frac{a_1}{2} \lambda \right) h_{j+1}^n - u_0 a_1 \lambda^2 h_j^n \\
& + \left(\frac{u_0 a_1}{2} \lambda^2 + \frac{a_1 \lambda}{2} \right) h_{j-1}^n \quad (5.138)
\end{aligned}$$

ここに、 $\lambda = \frac{\Delta t}{\Delta x}$ である。

さらに、 $U_j^n = \begin{bmatrix} M_j^n \\ h_j^n \end{bmatrix}$, $U_{j-1}^{n+1} = \begin{bmatrix} M_{j-1}^{n+1} \\ h_{j-1}^{n+1} \end{bmatrix}$ とおけば、上式

は次のようにベクトル表示される。

$$\begin{aligned}
& \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} U_j^{n+1} \\
& = \begin{bmatrix} 1 - (u_0^2 + a_1 + D_{mx}) \lambda^2 & -u_0 a_1 \lambda^2 \\ -u_0 \lambda^2 & 1 - a_1 \lambda^2 \end{bmatrix} U_j^n \\
& + \begin{bmatrix} (u_0^2 + a_1 + D_{mx}) \frac{\lambda^2}{2} - \frac{u_0 \lambda}{2} & \frac{u_0 a_1}{2} \lambda^2 - \frac{a_1}{2} \lambda \\ \frac{u_0 \lambda^2}{2} - \frac{\lambda}{2} & \frac{a_1 \lambda^2}{2} \end{bmatrix} U_{j-1}^n \\
& + \begin{bmatrix} (u_0^2 + a_1 + D_{mx}) \frac{\lambda^2}{2} + \frac{u_0 \lambda}{2} & \frac{u_0 a_1}{2} \lambda^2 + \frac{a_1}{2} \lambda \\ \frac{\lambda^2}{2} + \frac{\lambda}{2} & \frac{a_1 \lambda^2}{2} \end{bmatrix} U_{j-1}^n \quad (5.139)
\end{aligned}$$

ここで、 $U_j^n = \sum_k \hat{U}_j^n e^{ik\Delta x}$ のように各変数を Fourier 級数に展開し、波数 k についてのみ考え、整理すると

$$\begin{aligned}
& \begin{bmatrix} 1, 0 \\ 0, 1 \end{bmatrix} \hat{U}_j^{n+1} \\
& = \begin{bmatrix} 1 - (u_0^2 + a_1 + D_{mx}) \lambda^2 + (u_0^2 + a_1 + D_{mx}) \frac{\lambda^2}{2} E_1 - \frac{u_0 \lambda}{2} E_2, \\ -u_0 \lambda^2 + \frac{u_0 \lambda^2}{2} E_1 - \frac{\lambda}{2} E_2 \\ -u_0 a_1 \lambda^2 + \frac{u_0 a_1}{2} \lambda^2 E_1 - \frac{a_1}{2} \lambda E_2 \\ 1 - a_1 \lambda^2 + \frac{a_1 \lambda^2}{2} E_1 \end{bmatrix} \hat{U}_j^n \quad (5.140)
\end{aligned}$$

ここに、

$$E_1 = e^{ik\Delta x} + e^{-ik\Delta x},$$

$$E_2 = e^{ik\Delta x} - e^{-ik\Delta x}$$

である。

今、左辺の係数行列は単位行列であるから、右辺の係数行列がそのまま増幅行列となる。 $K\Delta x = w$ とし増幅行列 $G(w)$ を求めると次のようになる。

$$\begin{aligned}
& G(w) \\
& = \begin{bmatrix} 1 - (u_0^2 - a_1 + D_{mx}) \lambda^2 + (u_0^2 + a_1 + D_{mx}) \lambda^2 \cos w - u_0 \lambda i \cdot \sin w, \\ -u_0 \lambda^2 + u_0 \lambda^2 \cos w - \lambda i \sin w \end{bmatrix}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& -u_0 a_1 \lambda^2 + u_0 a_1 \lambda^2 \cos w - a_1 \lambda i \cdot \sin w \\
& 1 - a_1 \lambda^2 + a_1 \lambda^2 \cos w \quad (5.141)
\end{aligned}$$

Von-Neumann の必要条件は $G(w)$ の全ての固有値 π に対し $|\pi| \leq 1$ であるが、 w の全てについて固有値を求めるのは困難なので、 $w=0, \pi$ の場合について固有値を求める。

$W=0$ のとき

$$G(w) = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \text{となり固有値 } \pi=1 \text{ で無条件に安定}$$

となる。

$W=\pi$ のとき

$$\begin{aligned}
G(w) & = \begin{bmatrix} 1 - 2(u_0^2 + a_1 + D_{mx}) \lambda^2 & -2u_0 a_1 \lambda^2 \\ -2u_0 \lambda^2 & 1 - 2a_1 \lambda^2 \end{bmatrix} \\
& (5.142)
\end{aligned}$$

固有値 π の方程式は

$$\begin{aligned}
& \pi^2 - 2(1 - A_0 - a_1 \lambda^2) \pi + (1 - 2A_0)(1 - 2a_1 \lambda^2) \\
& - 4u_0^2 a_1 \lambda^4 = 0 \quad (5.143)
\end{aligned}$$

ここに、 $A_0 = (u_0^2 + a_1 + D_{mx}) \lambda^2$ である。これを解くと、

$$\begin{aligned}
& \pi = 1 - (u_0^2 + 2a_1 + D_{mx}) \lambda^2 \\
& \pm \lambda^2 \sqrt{u_0^4 + D_{mx}^2 + 4u_0^2 a_1 + 2u_0^2 D_{mx}} \quad (5.144)
\end{aligned}$$

ここで、

$$A = (u_0^2 + 2a_1 + D_{mx}) \lambda^2,$$

$$B = \lambda^2 \sqrt{u_0^4 + D_{mx}^2 + 4u_0^2 a_1 + 2u_0^2 D_{mx}}$$

とくと式(5.144)は次のようになる。

$$\pi = 1 - A \pm B \quad (5.145)$$

今、 $A \geq B \geq 0$ であるから、安定条件は $-1 \leq 1 - A - B$ かつ $1 - A + B \leq 1$ となる。後者は $-A + B \leq 0$ となりこれは常に成立する。

一方、前者は $2 \geq A + B$ となり、 $A \geq B$ より $2 \geq 2A \geq A + B$ すなわち $1 \geq A$ が最終的な安定条件となる。よって、安定条件は次式のようになる。

$$\lambda^2 \leq \frac{1}{u_0^2 + 2a_1 + D_{mx}}$$

$$-\frac{1}{\sqrt{u_0^2 + 2a_1 + D_{mx}}} \leq \lambda \leq \frac{1}{\sqrt{u_0^2 + 2a_1 + D_{mx}}}$$

故に、

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{\sqrt{u_0^2 + 2a_1 + D_{mx}}} \quad (5.146)$$

式(5.146)において $a_1 = gh_0$ であるから、安定条件は次のように表される。

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{\sqrt{u_0^2 + 2gh_0 + D_{mx}}} \quad (5.147)$$

これを式(5.131)の C. F. L. 条件と比較する。

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{|u_0| + \sqrt{2gh_0}} \quad (\text{C. F. L.条件})$$

$$(|u_0| + \sqrt{2gh_0})^2 - (\sqrt{u_0^2 + 2gh} + D_{mx})^2 \\ = 2|u_0|\sqrt{2gh_0} - D_{mx} \geq 0$$

($\because D_{mx}$ は第1項に比べて十分小さい。)

となり C. F. L.条件の方が厳しい条件を与えることがわかる。よって安定条件は式(5.131)が必要条件となる。

5.3.2 適用結果の一例 (M ダム)

5.3.1で述べた二次元モデル(差分モデルと有限要素モデル)を同一の実貯水池に同じ条件下で適用し、貯水池内の流動、水温・濁質拡散現象の再現計算を行ってみた⁴⁹⁾⁵⁰⁾。

適用貯水池は洪水調節、灌漑、発電等を目的とした建設省所管の多目的ダムで、その平面図を図-5.32に示す。なお、図中の St 1, St 2, は水質調査地点である。

このダムに適用した理由としては、河道形状をした

ダムであること、貯水池水質の実測が比較的密に行われていた事による。

(1) 計算条件

計算は対象貯水池の昭和52年6月出水について行った。この洪水の期間は6月15日～6月19日であり、計算は洪水末期の6月18日に初期値を設定して、洪水低減期とその後の平時の再現を中心として行った。

貯水池の流下方向、水深方向の分割については、水深・濁度の一様性ならびにその観測体制を勘定して図-5.33に示すように流下方向に長さ(Δx)500m、水深方向に厚さ(Δy)2 m程度の大きさに分割することを原則とした。すなわち、差分モデルでは図-5.33に示すように貯水池縦断形状から流下方向、水深方向に長方形のコントロールボリューム分割とし、有限要素モデルでは図-5.34に示すように、さらにそれを三角形要素に分割した。また、多目的ダムでは、洪水調節等により水位変動幅が大きいため、モデルでは水位の上

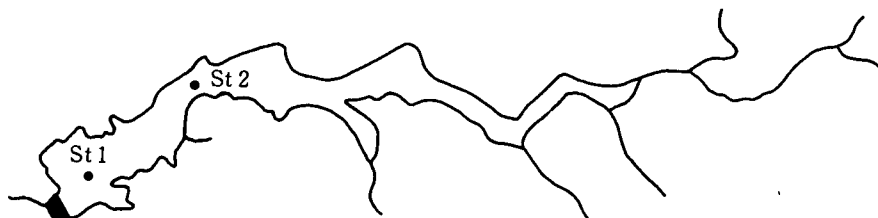


図-5.32 適用貯水池の平面図

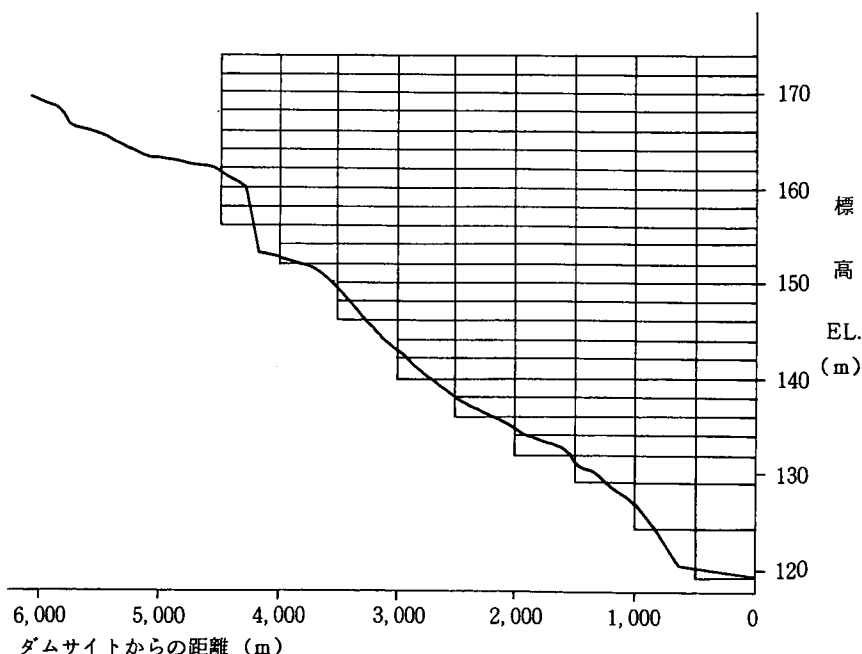


図-5.33 貯水池のコントロールボリューム分割

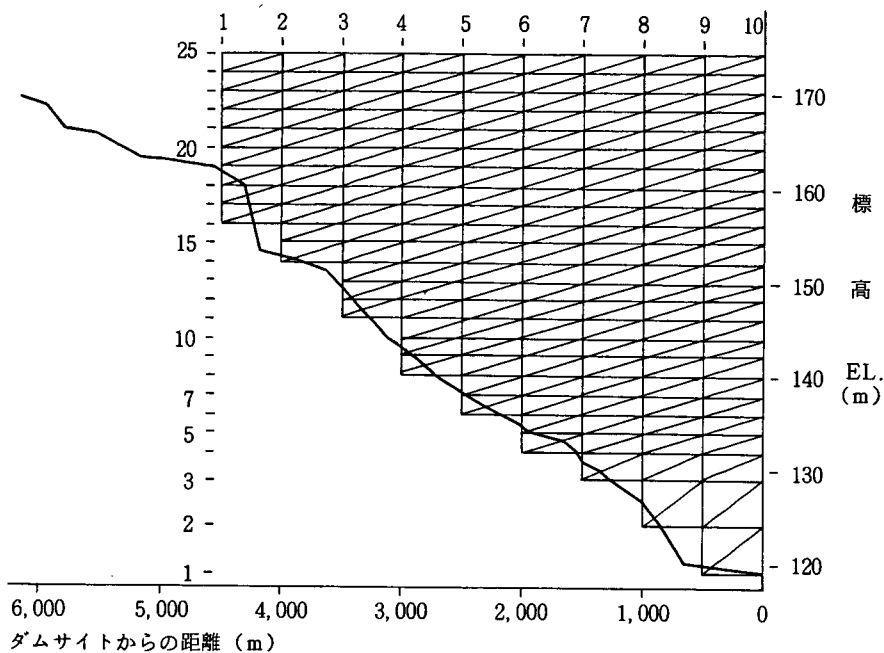


図-5.34 貯水池の有限要素分割

昇・下降に応じて要素が増減するようにしたが、それに追従して生じる流入端の流下方向に沿っての移動についてはここでは考慮していない。すなわち、流入端は固定とし、流速、水温、濁度の流入条件は当該地点で水深方向に一様として、表-5.14に示すようなデータで与えた。また、本表には水表面での大気との熱収支計算に用いる気象条件の設定値についても併せて示した。

本モデルのパラメータには表-5.15に示されるものがあり、今回の計算に用いた値を記す。なお、このパラメータ値は両モデルに共通とした。数値計算にあたっての計算時間間隔 Δt は、数値解の安定性に関する必要条件である Courant-Friedrichs-Lewy の条件 $\{\Delta t \leq \Delta x / (|u| + 2gh)\}$ で概算される最も小さい Δt (20秒) を与えたが、有限要素モデルに関しては計算が安定しないため、さらに試行錯誤的に1秒として計算を行った。従って、計算時間は差分モデルに比べて相当長くなった。

(2) 再現計算結果

FEM モデルは莫大な演算計算を要するため、今回の計算では1日の現象再現を行うにとどまった (土研 HITAC M-280H で CPU 2 時間を要した)。一方、差分モデルでは、計算開始後約3週間の7月10日までの再現を行った (1日の現象追跡に CPU 72秒)。図-5.

表-5.14 境界条件

		設 定 数
流 放	入 流 量	実 測 時 刻 値
流 入 水 温		$T_w = 5.270 + 0.583 \cdot T_a$ T_a は 5 日間の気温 (管理所 9 時) の平均値
流 入 濁 質 濃 度		$C = 0.017Q^{1.9653}$ Q は流入量 (m^3/s)
気 象 条 件	気 温	日平均値 (管理所)
	湿 度	9 時観測値 (管理所)
	風 速	9 時観測値 (管理所)
	日 射 量	日平均値 (管理所)
	雲 量	日平均値 (気象台)

35～図-5.38に6月19日の流速、水温、濁度の再現計算結果を比較して示す。まず流速分布については、スケール、単位の整合がとれていないため比較しづらいが、両モデルと概ね流入端から放流口に向かう流れが再現されている。しかし、差分モデルは流下方向の移流が卓越する二層流のような流速分布形状を示しており、放流口に向かうスムーズな流れとなっていない。

水温分布は、差分モデルの二次躍層位置が実測値や

表-5.15 パラメータ値

パラメータ名	パラメータ記号	通常とり得る範囲	設定値
① 渦動粘性係数 水温渦動拡散係数 濁度渦動拡散係数	ν K_{Tx}, K_{Ty} K_{Cx}, K_{Cy}	0.01~1.0m ² /日	1.0m ² /日
② 水面反射率	α	0.03~0.06	0.03
③ 水面吸収率	β	0.4~0.5	0.4
④ 水中減衰率	η	0.1~0.5(1/m)	0.3(1/m)
⑤ 代表粒径	D	0.1~10(μ)	$D=1.0 \times (\text{濁度})^{0.3}$

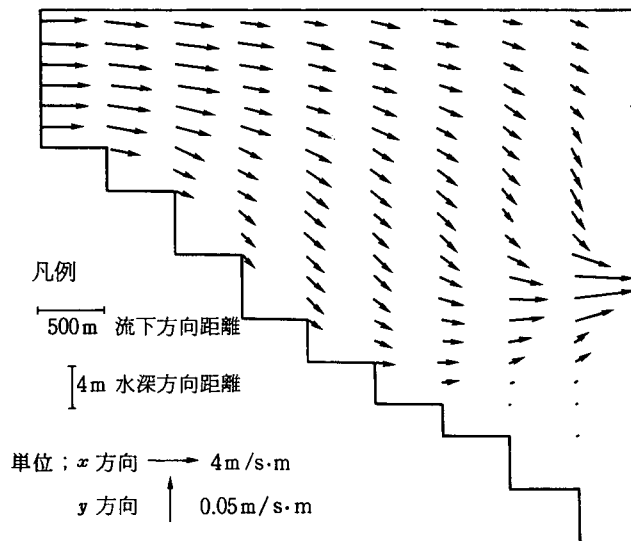


図-5.35 貯水池内流速分布 (FEM モデル) —昭和52
 年6月19日, 流量フラックスベクトル図—

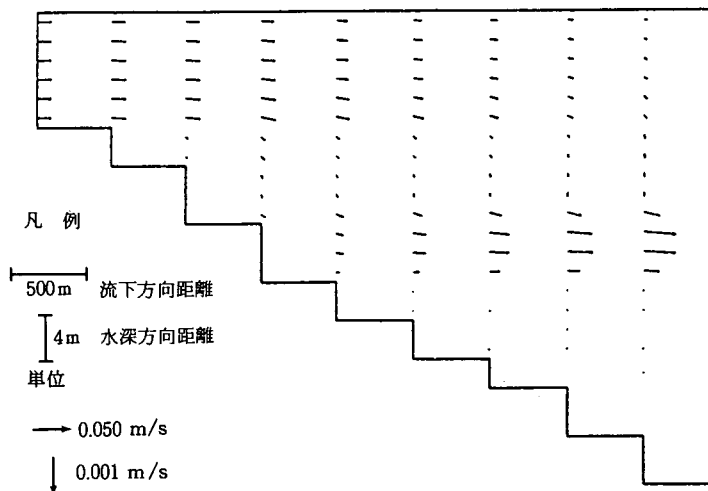


図-5.36 貯水池内流速分布—昭和52年6月19日, 流
 速ベクトル図—

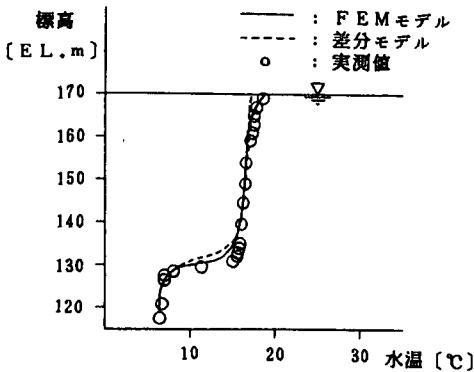


図-5.37 水温分布比較 (昭和52年 6月19日)

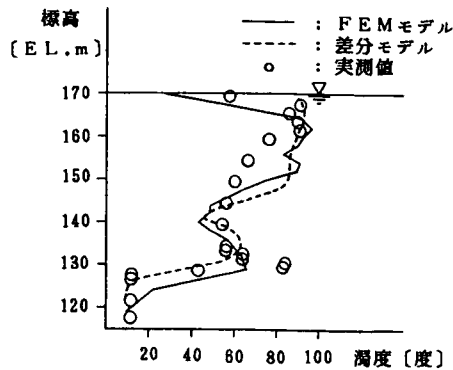


図-5.38 濁度分布比較 (昭和52年 6月19日)

FEMモデルに比べて若干高くなっており、濁度については下層部において差分モデルの方が実測値とよく合致している。これらの分布形状は、図-5.35, 5.36で示される流速分布の違いが反映されたものと考えられる。また、水温・濁度ともに最表層の急変部はFEMモデルの方が再現性が良い。これは、差分モデルで得られる計算値が前述のように体積平均値であるため、境界付近での局所的な状況の再現には十分対応できないことが考えられる。

次に、7月10日まで計算を行った差分モデルについて、計算終了時点での貯水池内の水温・濁度の分布状況を図-5.39, 5.40に等値線図で示す。実測値がないため検証することはできないが、洪水後に表層付近の水温が上昇し、水温二次躍層の水温勾配が緩やかになる状況、さらには流入地点や表層付近の濁度が低下し、取水口標高付近に高濁度層が形成される状況などが示されており、貯水池内でのこれらの挙動として定性的には妥当であると思われる。

5.3.3 両モデルの比較

貯水池水理の二次元数値解析モデルを、数値解析法の2つの大きな流れである解析的方法(差分法)と直接解法(有限要素法)に基づき作成し、同一の貯水池に適用することにより、その妥当性、手法の特徴、長所、短所などについて比較検討した。結果をまとめると、

① モデルの再現性については、FEMモデルによる計算が1日しか追跡できなかったため詳細な比較は行えなかったが、計算した範囲では両モデルとも著しい差異は見られなかった。しかし、さらに長時間の再

現計算を行って、両モデルの特徴を見きわめる必要がある。

② FEMモデルは計算を安定させるために計算時間間隔を非常に小さくする必要があり($\Delta t = 1$ 秒)、今回の適用計算では、一日の現象しか追跡できなかった。これに対して、差分モデルではC. F. L条件で得られる計算時間間隔($\Delta t = 20$ 秒)で安定し、演算時間はFEMモデルの約1/100で済んだ。このため、現時点では、FEMモデルの実用上の制約は差分モデルに比べ非常に大きい。

③ ②の理由として、離散化に当たって考え方(FEMモデルでは逆マトリックス計算を行うなどアルゴリズムの違いなどが考えられる他に、水位変動があるため計算ステップ毎に要素の再分割と形状関数を求め直すなど)を直す必要がある点などが挙げられる。

④ ダム貯水池のように水位変動が大きく、計算領域が流下方向にも水深方向にも変化するような場で流体の数値解析を行うことはプログラムでは煩雑となり、特にFEMモデルでは③で述べたような短所がある。従って、固定境界の場合にはFEMモデルは局所状態を再現できる長所を有しているものの、境界が変化する場合には不利であり、差分モデルの方が有利であると思われる。

以上、実貯水池に適用することにより、両数値解析モデルの比較検討を行った結果についてとりまとめたが、十分な結論を得たとは言いがたい。今後さらに検討を継続していく必要がある。

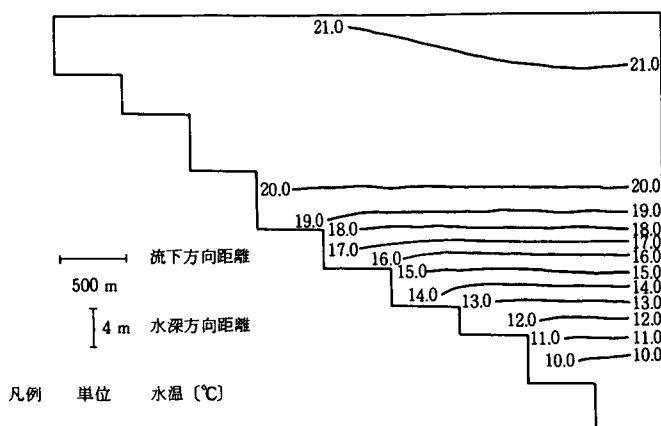


図-5.39 貯水池内等水温線図（計算値）—昭和52年
7月10日，計算開始後約3週間—

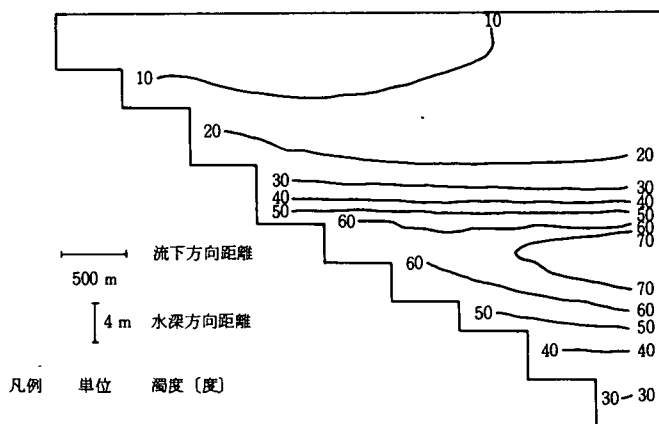


図-5.40 貯水池内等濁度線図（計算値）—昭和52年
7月10日，計算開始後約3週間—

6. 貯水池の水質保全対策

ダム貯水池に個有な水質変化現象として，冷水，濁水長期化，富栄養化現象があり，いくつかのダムにおいて発生事例があることは第2章，第3章ですでに述べた。これに対し，ダム管理者は利水者や貯水池及び下流河川流域住民のために，良好な貯水池水質と環境を確保するための適切な対策を講じる必要がある。そこで，本章ではダム貯水池の水質保全対策について述べる。

6.1 対策の概観

6.1.1 冷濁水対策

冷水対策については，冷水のみが問題になっている

場合は，一般に成層期の表面近くの水温は流入河川の水温よりかなり高いので，表面取水装置を設けて表層水を取水することで解決する。しかし，冷水の他に濁水あるいは富栄養化等の問題がある場合には，操作法について検討を行う必要がある。

濁水対策について，濁質の発生，流送，貯留の過程から考え，流域内対策と貯水池内対策に大別される。

以下に，流域内対策，貯水池内対策を列記するが，この中には，効果の定量的評価の難しいもの，ダムの目的と競合するもの等，まだ検討の余地が残されているものも含まれている。

A. 流域内対策（濁水の発生を減らす。実施は長期にわたり，即効は期待できない）

① 森林整備・保全などの合理的な森林の取り扱い

- ② 治山対策による崩壊拡大の防止
- ③ 砂防・地滑り対策による土砂の生産・移動の防止
- ④ 流域の乱開発等の人為的な危険増加の防止
- B 貯水池内対策（濁水の長期化を減らす）
 - ① ダム貯水池における放流操作方法の改善
 - ② 貯水池迂回水路の設置による濁水放流の軽減
 - ③ 用水専用水路の設置による河川濁水の軽減
 - ④ 化学的・物理的方法による濁質物質の除去

現時点においてダム管理者が直接対処可能な方法であり、実際、わが国において一般的に実施されているのは放流操作方法による濁水放流の軽減として選択取水設備による方法である。選択取水に関しては、その効果についてのシミュレーション結果を6.2節に述べる。

6.1.2 富栄養化対策

一般に富栄養化対策は、汚濁発生負荷源を対象とする流域対策と貯水池の中で行う貯水池内対策とに分けることができる。そして、流域対策を実施することが最も効果的かつ効果的ではあるが、現状でダム管理者が行える対策は貯水池内、貯水池周辺域、さらには流入河川等に限定される。諸外国における水質保全対策の手法及び事例をDunstの報告⁵¹⁾をもとに整理する

と表-6.1、図-6.1のようになる。多くの種類の対策が見られるが、よく実施されているのは化学的制御、物理的制御、曝気循環対策などである。一方、わが国では各種用水専用ダムでそれぞれ独自に対策が実施されているが、水質への要望が最も強い水道専用貯水池では化学的制御、選択放流(取水)、曝気循環などが主な対策となっている。これらの水質保全対策の実施状況から、わが国のダム管理者が実施しうる適用可能な対策を絞り込み、それぞれの対策が貯水池水質変化現象の過程の中で何を制御することを狙いとしているのか、また結果としてどのような障害に対し有効であるのかをフローで示したのが図-6.2である⁵⁾。

貯水池内で生じる障害のうち異臭障害と景観障害は、生物(植物プランクトン)が直接の原因となっており、生物量(植物プランクトン量)を直接削減する化学的制御、物理的制御、表層水放流及び表層(浅層)曝気循環が有効であり、その増殖要因を抑制する化学的処理、全層曝気循環、流入河川対策も間接的に生物(植物プランクトン)を低減させる対策として有効である。

一方、下流や用水で生じる障害のうち、上水処理に係わる濾過閉塞障害、凝集沈殿障害、塩素注入量の増加及び異臭味障害も生物量(植物プランクトン量)の増加及びそれに伴う有機物の蓄積によって生じるため、

表-6.1(1) Dunstによる貯水池・湖沼における対策手法(1974)

流域対策

手 法	内 容	事 例 そ の 他
1. 排水処理	都市排水、都市下水、工業排水を高度処理して、水域への栄養塩類負荷を減少させる。	Michigan湖(U.S.A)など霞ヶ浦、琵琶湖など
2. 土地利用の制限	(I) 栄養塩類や沈殿性物質が水域に達するのを防げる(段々を作ること、水路周辺に草を植えること、等高線栽培など。 (II) 直接的、間接的な汚濁の可能性やその影響を限定するための土地利用の制限	(I) Soil conservation Service や米国農務省の活動が有名。 (II) 岸辺の土地の利用に対する 法律的な区画化(U.S.A. ウィスコンシン州)、浸食制御に関する法律(U.S.A. アイオワ州)。
3. 工業製品の改善	特に洗剤の低リン化やリン代替品の開発など。	琵琶湖、霞ヶ浦など。

表-6.1(2) Dunstによる貯水池・湖沼における対策手法(1974)

流入河川対策

手 法	内 容	事 例 そ の 他
1. 流路転換 (Diversion)	流入する高栄養塩類濃度河川の流路を変更して、湖や貯水池に入れずにその集水域外へ流す。	Washington湖(U.S.A) Madison湖沼群(U.S.A)など。
2. 流入水処理	(I) 金属イオン、凝集剤、高リン吸着物質(粘土、ゼオライト等)による溶存性栄養塩類(主にリン)の除去。 (II) 湖や貯水池への流入水に対するエアレーション。 (III) 生物学的収穫(上流の水中で生物を繁殖させ、栄養塩類を吸収させる。) (IV) 河川を日陰化し、湖底に構を掘る。 (V) 高濃度のリンを含む地下水層へ金属イオン、または凝集剤を注入する。 大雨時の栄養塩類を分流して処分する。	(I) Wahnbach貯水池(西ドイツ)など。 (II) Taneycomo湖(U.S.A)など。 U.S.A. ニュージャージー州、メイン州、その他

表-6.1(3) Dustによる貯水池・湖沼における対策手法 (1974)

湖, 貯水池内対策

手 法	内 容	事 例 そ の 他
1. 栄養塩類制御のための浚渫	栄養塩類を含む湖底を浚渫することにより、栄養塩類の溶出や回帰を減少させる。	Trummen湖(スウェーデン)など。
2. 栄養塩類の不活性化及び沈殿処理	凝集剤や吸着剤を用いて、湖内の栄養塩類を不活性化、沈殿分解する。	U.S.A.やスウェーデンの小さな湖でよく行われている。
3. 希釈(導水)及び強制排出(Flushing)	(I) 湖の水をポンプで汲み出すことにより、栄養塩類の乏しい地下水の流入量を増加させる。 (II) 湖へ栄養塩類の少ない水を多量に入れる。	(I) Snake湖(U.S.A)など。 (II) Green湖(U.S.A) Buffalopound(カナダ)など。
4. 生物学的栄養塩類除去	植物や魚を湖内から収穫除去することにより、湖から栄養塩類を除去する。	
5. 選択放流(取水) 選択放流 選択取水	(I) 湖の変温層あるいは深水層から嫌気的で栄養塩類に富んだ水を放水する。 (II) 水質が良質の層から取水する。	Franshawa湖(カナダ) Twin Valley湖(U.S.A) 千刈貯水池
6. 湖底堆積物の曝露と乾燥	湖の干し上げにより、湖底堆積物の安定化と栄養塩類の溶出を防ぐ。	西ドイツやU.S.A.で予備実験や研究が行われている。
7. 湖底の被覆	プラスチックシートやゴムシート、鉱物質の土壌、フライアッシュ、粘土、金属酸化物等の被覆材を用いて湖底をおおい、湖底堆積物と水との間の物質交換を物理的に妨げたり、堆積物表面の栄養塩類の保持力を増すことにより、栄養塩類の移動を押える。なお、湖底の被覆は、水草の生育場所をなくしたり、そこの安定化による浸食の防止あるいは、浸透による水の損失の防止などにも役立つ。	
8. 曝気及び循環	温度成層をなくし、湖水全体を均一化することにより深水層の溶存酸素量を増加させる。深水層曝気を適用する場合、温度成層を破壊させることなしに、深水層の溶存酸素状態を改善するような、いくつかのタイプの曝気装置も考案されている。	Wahnbach貯水池 釜房貯水池、室生貯水池など。
9. 浚渫底質処理	(I) 浚渫により湖を深くする。また放出水をダムでせき止めたり、流入水の量を増やすことにより湖水面を上昇させる。 (II) 湖の干し上げと湖底堆積物の固化により、湖を深くする。	(I) Upper Midwest湖(U.S.A)など (II) Beaver Dam湖(U.S.A), Snake湖(U.S.A), Tohopekalige湖(U.S.A)など。
10. 物理的制御	(I) 収穫除去 植物や魚を湖内から収穫除去する。 (II) 干し上げ 湖の干し上げにより湖底堆積物の安定化と栄養塩類の溶出を防ぐ。 (III) 生物の生息場所の管理 染料やプラスチックシートにより湖面をおおい、光を制限する。湖からの流出速度を大きくする。砂や粘土で湖底を被覆するなど。	霞ヶ浦、松原貯水池
11. 化学的制御	殺藻剤……硫酸銅等の生物制御剤を散布し、藻類を殺す。	山口、村山貯水池
12. 生物学的制御	(I) 捕食者と被食者の関係……植物プランクトンを食べる種々の生物を導入する。 (II) 種内及び種間での関係……栄養塩類や光に対して競合関係にある生物をうまく利用して、問題となる他の一方の生物を制限する。 (III) 病理的な反応による制御……ウイルスやバクテリアにより、藻類や水草、魚類を除去する。	(II) U.S.A.カリフォルニア州の湖 (III) 自然の湖での実験は限られる。
13. 水位操作	水位を変化させて、水生植物育成を制御したり、干し上げをする。	Hyland湖, Hamton Manor湖(U.S.A)など。
14. 浸食制限	水辺に植物を植えたり、土壌凝固剤で固化したりして、湖岸への浸食による土壌からの栄養塩類の流入を防止する。	Eola湖(U.S.A)など。

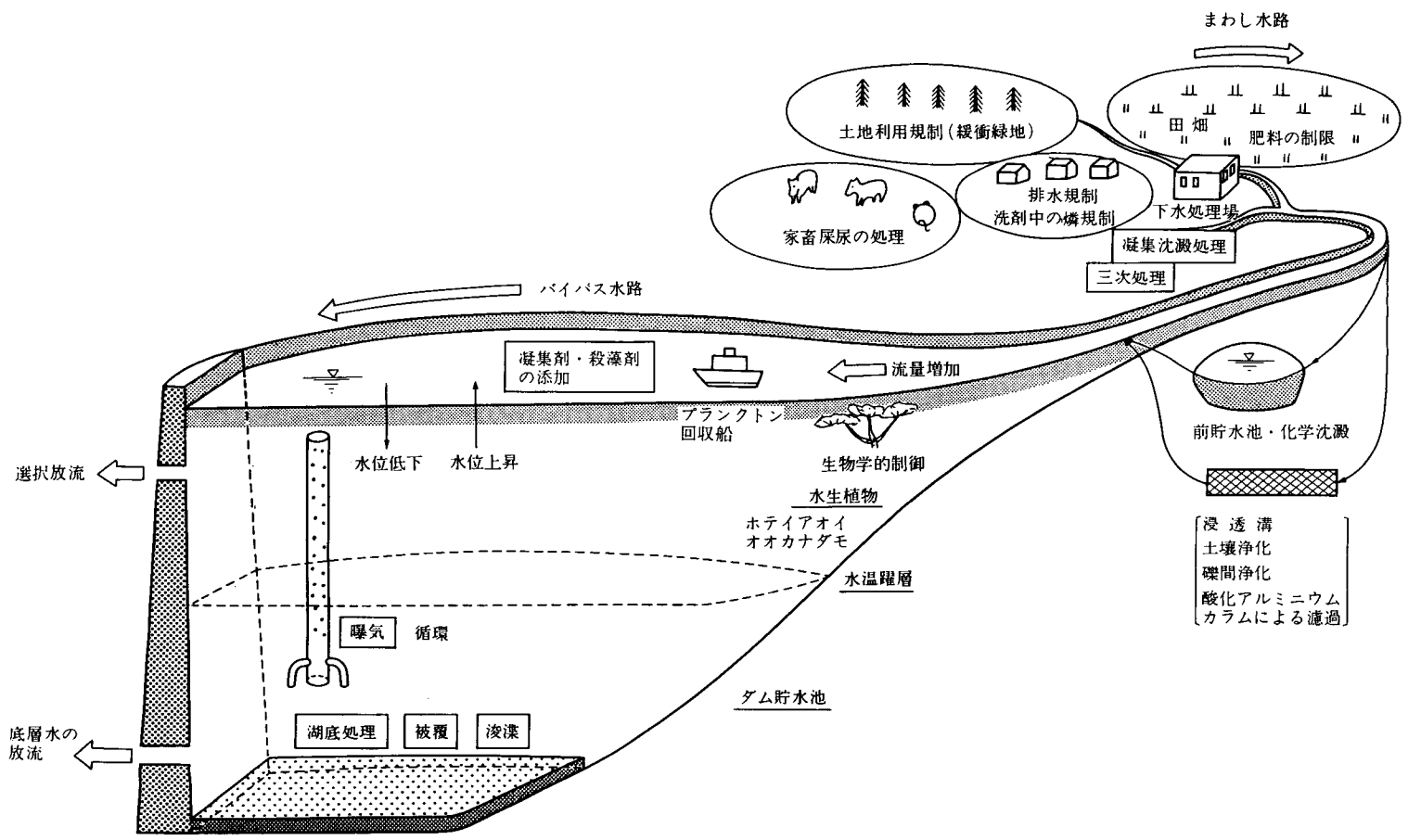


図-6.1 ダム貯水池の富栄養化防止対策図

ては濁質の貯留、堆積を意味することに留意する必要がある。

シミュレーションは前述の図-5.7で示したSダムの昭和59年8月出水について行い、対象期間は昭和59年8月1日～9月30日の2ヶ月間とした。この間、8月15日にピーク流量約1,500m³/sの出水、8月21日に約1,800m³/sの出水があり、前者は貯留により吸収し、後者は放流操作を行った。Sダムは、平時時の取水方法として表面取水設備を用いて、越流水深4mの規模の大きい発電取水（最大65m³/s）を行っている。また、出水時は洪水期制限水位下約5mのクレストから放流している。このような取・放水方法は貯水池内の水温・濁度分布さらには放流水の水温・濁度に少なからず影響を与えているものと思われる。

そこで、クレスト以外に底層部にコンジットがあり、表面取水設備が選択取水設備であったとして、表-6.2に示すような計12ケースのシミュレーションを実施した。結果の一部を図-6.3に貯水池内の鉛直分布図として示す。図には現況再現結果のケース①とケース④、ケース⑩を比較している。本図より、選択取水設備の取水位置や洪水時放流口位置は、Sダムの取放水量が大きいため貯水池内の水温・濁度分布に大きな影響を与えることが示されている。特に、底層取水やコンジット放流は水温二次躍層を低下させ、出水に伴う濁水を深部に侵入させる効果が顕著である。このためケース⑩はケース①と比較して、表層部に清澄水が温存されることになる。そこで、洪水終了後にこの表層の清澄水を取水すれば、濁水長期化は軽減できるものと考え

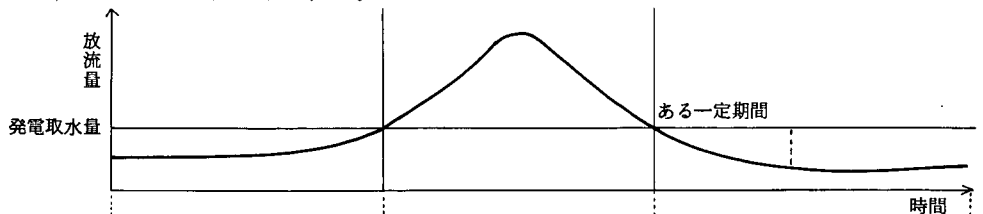
表-6.2 選択取水設備運用シミュレーションケース

(表中の番号はケース番号)

		洪水時放流方法	
		クレスト放流 (現況) EL. 325m	コンジット 放 流 EL. 275m
洪水時 平時時取水方法	常時表層取水(現況)越流水深4m	①	⑦
	常時表層取水取水層厚4m	②	⑧
	常時中層取水 EL. 300m	③	⑨
	常時底層(下部)取水 EL. 275m	④	⑩
	濁水対策運用 I	⑤	⑪
	濁水対策運用 II	⑥	⑫

注1) ケース①は現況再現(基本)ケースとなる。

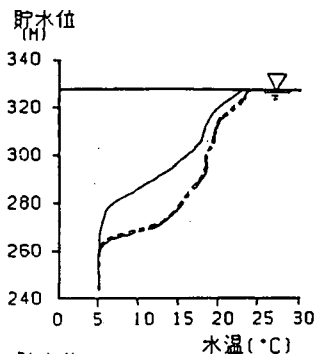
注2) 濁水対策運用I, IIについては以下のように考える。



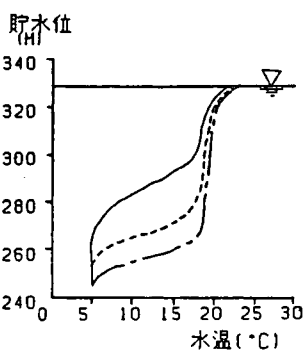
運用方法	発電取水のみ実施	主放水設備による放流実施	発電取水のみ実施
ケースNo.	(洪水前)	(洪水時)	(洪水後)
濁水対策運用I ケース⑤, ⑪	底層(下部)取水 EL. 275m	下部取水(発電取水)+主放水(コンジットもしくはクレスト放流)	表層取水 (越流水深4m)
濁水対策運用II ケース⑥, ⑫	同 上	同 上	主放水終了後3日間は取水塔下部(EL. 275m)より取水、それ以降は表層取水(越流水深4m)に切り替える。

- ① 現況 (クレスト放流、常時表層取水)
 - - - ④ (クレスト放流、常時底層取水)
 — · — ⑩ (コンジット放流、常時底層取水)

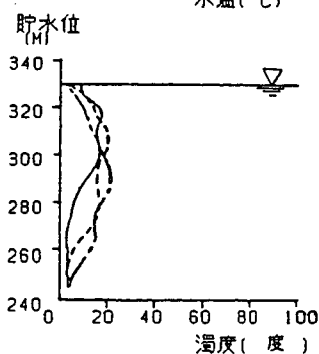
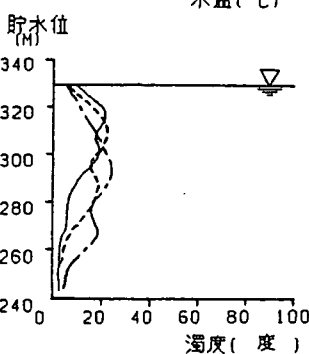
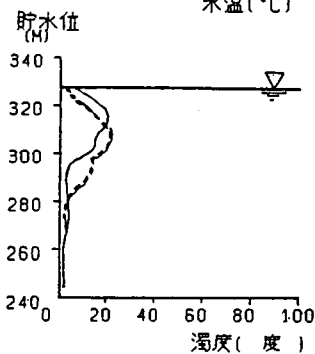
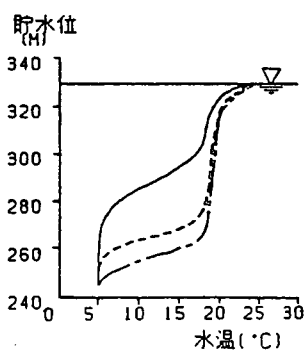
昭和59年 8月17日



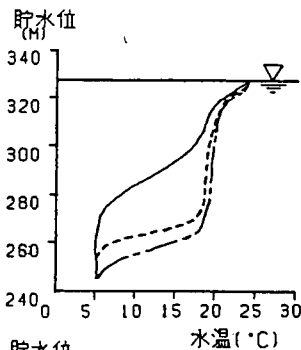
昭和59年 8月23日



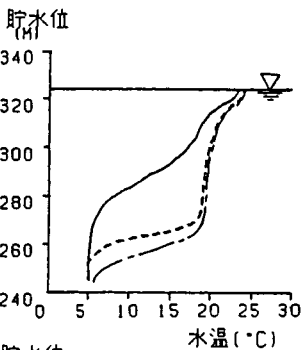
昭和59年 8月26日



昭和59年 8月31日



昭和59年 9月 4日



昭和59年 9月30日

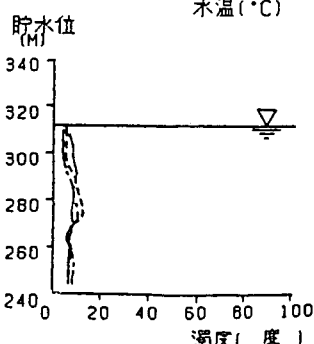
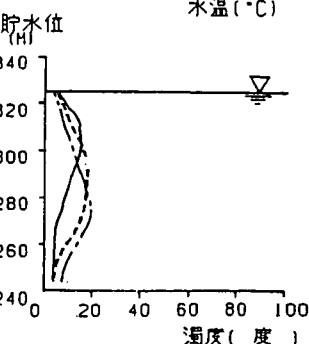
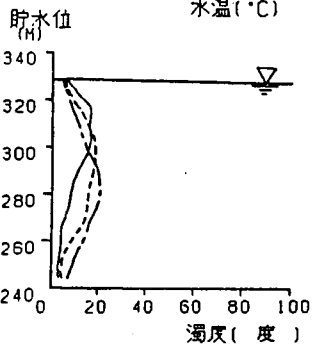
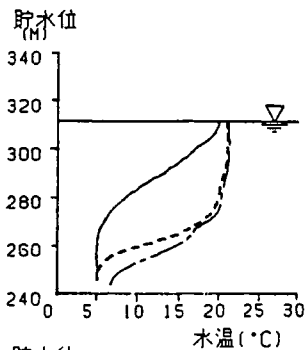


図-6.3 取放水方法の違いによる貯水池内水温、濁度分布の比較

られる。濁水対策運用Ⅰ，Ⅱがこの場合のシミュレーションである。

表-6.3には濁水軽減効果についてとりまとめた。軽減効果の評価項目としては、放流濁度の濁度毎の超過日数や出水後の濁水軽減日数が与えられる。

シミュレーション結果を整理すると次のようになる。

- 1) 現況のケース①と比較して、洪水後に底層取水から表層取水に切り替えたケース⑩、⑫の濁水対策運用を行うことが、下流河川の濁水長期化を軽減するのに最も効果的な方法である。
- 2) 洪水時にクレスト放流を行い、同様の濁水対策運用を行っても(ケース⑤、⑥)、濁水軽減効果はあまりない。
- 3) 取水層厚が薄い表層取水を行えば(ケース②)、現況より軽減される。

以上のことから、今回対象とした貯水池及び洪水に限ってみれば、貯水池内での水温・濁度の水理学的挙動に取・放水口位置が重要な役割を果たし、放流施設として中底層部にコンジット等を設置し、さらに選択取水設備と組み合わせた貯水池運用を行うことが濁水対策面から効果があるものと考えられる。

尚、対流循環や水位低下時の貯水池末端での堆砂巻き上げ等により貯水池全層にわたって懸濁化するような場合には、選択取水設備の効果が発現しないのは当然のことである。

6.2.2 選択取水設備を用いた富栄養化対策シミュレーション

富栄養化対策として選択取水設備利用の可能性について、シミュレーションモデルを用いて検討してみた。対象としたMダム貯水池は現在建設中であり、完成後は図-6.4に示すように入り組んだ複雑な平面形状をすることになる。用いたシミュレーションモデルは第5章で述べた準二次元モデルであり、貯水池形状を考慮して図-6.4のように5ブロックに平面分割し、各ブロック毎にさらに水深方向に層分割を行った。尚、モデルの同定はMダムが建設中のため他の管理中のダムで行い、藻類増殖試験、底泥溶出試験など現時点で

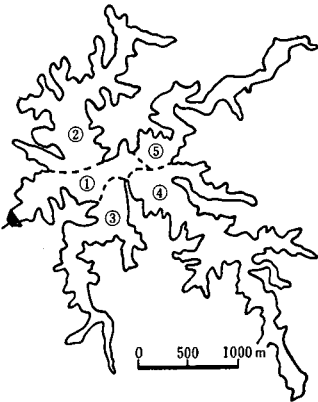


図-6.4 Mダム貯水池平面図

表-6.3 取放水方法の違いによる放流濁度の濁度別超過日数

ケース番号	洪水時放流方法	濁 度 分 類			
		平時時放流方法	5 度以上	10度以上	15度以上
①	ク レ ス ト 放 流	常時表層取水（現況）	47	26	9
②		常時表層取水（取水層厚4m）	47	18	5
③		常時中層取水	47	30	17
④		常時底層（下部）取水	42	41	6
⑤		濁水対策運用Ⅰ	42	24	1
⑥		濁水対策運用Ⅱ	42	22	1
⑦	コ ン ジ ット 放 流	常時表層取水	47	35	7
⑧		常時表層取水（取水層厚4m）	47	33	2
⑨		常時中層取水	47	29	15
⑩		常時底層（下部）取水	42	36	19
⑪		濁水対策運用Ⅰ	42	6	3
⑫		濁水対策運用Ⅱ	42	8	6

注) 計算期間は昭和59年 8 月 1 日～9 月30日までであるため、超過日数は計61日間について算定した。

表-6.4(1) パラメーター一覧

区 分	記 号	パ ラ メ ー タ	単 位	
水温予測	日射による幅射	a_1	水面反射率	0.06
		n_1	減衰係数 $n = n_1 + CA n_2$	0.5
		n_2		0.001
		β	水面吸収率	0.5
水質予測	植物プランクトンの増殖	β_{s1}	スペース効果係数	0.0
		β_{s2}	$\beta_s = \beta_{s1} + \exp(-\beta_{s2} \cdot C_A)$	0.0385
		μ_{20}	クロロフィル a の生成率 $\mu_{20} \cdot \theta_\mu T^{-20}$	1/日
		θ_μ	クロロフィル a の生成率に対する温度係数	$K \cdot T_s \left\{ \frac{T}{T_s} \left(1 - \frac{T}{T_s} \right) \right\}^3$ $K = 0.1 (1/^\circ\text{C}/\text{日})$, $T_s = 15 (^\circ\text{C})$
		I_s	最適日射量	cal/cm ² /日
		H_{NI}	無機態窒素に関する半飽和(ミカエリス)定数	g/m ³
		H_{PI}	無機態リンに関する半飽和(ミカエリス)定数	g/m ³
	動物プランクトンの増殖	R_g	動物プランクトンの汚過率	l/mg-c/日
		a_{yz}	動物プランクトン中の炭素量とクロロフィル a 量との比 (利用効率)	0.6
		H_{CA}	クロロフィル a に関する半飽和(ミカエリス)定数	μg-chl/l
	植物プランクトンの死滅	R_{CA}	植物プランクトンの呼吸による消滅率(呼吸率) $R_{CA} \cdot \theta_{CA} T^{-20}$	1/日
		θ_{CA}	植物プランクトンの呼吸による消滅率に対する温度係数	1.05
	動物プランクトンの死滅	R_z	動物プランクトンの呼吸による消滅率(呼吸率) $R_z \cdot \theta_z T^{-20}$	1/日
		θ_z	動物プランクトンの呼吸による消滅率に対する温度係数	1.05
	DO生産	θ_{K1}	再曝気係数に対する温度係数	1.05
		K_2	光合成によるDO生産速度 $K_2 \cdot \theta_{K2} T^{-20}$	1/日
		θ_{K2}	光合成によるDO生産速度に対する温度係数	1.072
	DO消費	K_3	COD物質によるDO消費速度	1/日
		Y	底泥でのDO消費速度	g/m ² /日
	沈降速度	v_{OC}	濁質の沈降速度	m/日
		v_{OCA}	クロロフィル a の沈降速度	m/日
		v_{OCOD}	CODの沈降速度	m/日
		v_{OPD}	有機態リンの沈降速度	m/日
		v_{ONO}	有機態窒素の沈降速度	m/日

表-6.4(2) パラメーター一覧

区 分		記 号	パ ラ メ ー タ	単 位	
水 質 予 測	分 解 速 度	f_c	CODの分解速度	1/日	1.05
		θ_{cod}	CODの分解速度に対する温度係数		0.037
		R_p	有機態リンから無機態リンへの変換率 $R_p \cdot \theta_p^{T-20}$ (分解速度)	1/日	0.027
		θ_p	有機態リンから無機態リンへの変換率に対する温度係数		1.05
		R_n	有機態窒素から無機態窒素への変換率 $R^n \cdot \theta_n^{T-20}$ (分解速度)	1/日	0.027
		θ_n	有機態窒素から無機態窒素への変換率に対する温度係数		1.05
	溶 出 速 度	R_{wc}	CODの20℃のときの底泥からの溶出速度 $R_{wc} \cdot \theta_{wc}^{T-20}$	g/m ² /日	0.12
		θ_{wc}	CODの底泥からの溶出速度に対する温度係数		1.05
		R_{wp}	底泥中のリン含有量 (乾泥) (p -mg/g) $R_{wp} \cdot f_{(DO)} \cdot \theta_{wp}^{T-20}$		1.0
		$f_{(DO)}$	溶有酸素の存在によるリンの溶出速度減少を表わす補正係数 $f_{(DO)} = \frac{0.01}{4.0 \times DO + 1}$		
		θ_{wp}	無機態リンの底泥からの溶出速度に対する温度係数		1.05
		R_{wn}	無機態窒素の20℃のときの溶出速度 $R_{wn} \cdot \theta_{wn}^{T-20}$	g/m ² /日	0.015
		θ_{wn}	無機態窒素の底泥からの溶出速度に対する温度係数		1.05
	変 換 率	α	植物プランクトン 炭素/クロロフィル a 比	mg-c/ μ g-chl	0.05
		K_P	植物プランクトン COD/クロロフィル a 比	mg-COD/ μ g-chl	0.148
		β_P	植物プランクトン リン/クロロフィル a 比	mg-p/ μ g-chl	0.001
		β_N	植物プランクトン 窒素/クロロフィル a 比	mg-N/ μ g-chl	0.01
		γ_P	動物プランクトン リン/炭素 比	mg-P/mg-c	0.02
γ_N		動物プランクトン 窒素/炭素 比	mg-N/mg-c	0.2	
最濃 低度	CHLMIN	植物プランクトン (クロロフィル a)	μ gchl/l	0.15	
	ZOOMIN	動物プランクトン	mg-c/l	0.0075	

実施して得ることが可能なパラメータについては M ダムでの実験結果を利用した。

表-6.4に設定したパラメータ値を示す。このうち、植物性プランクトンの増殖と溶出速度に関するパラメータ以外については、他ダムにおける計算に用いられたものである。パラメータの感度分析や、得られた解と実際の水質状況との比較などシミュレーション結果の信頼性に関する検討について、今後検討を続ける必要があると思われるが、現在までに得られた結果を

以下に示す。

ここでのシミュレーションは、選択取水設備の富栄養化対策としての利用可能性を検討するために、常時表層取水、常時中層取水、常時底層取水の取水位置を固定した3種類の取水方法、さらに常時表層取水の取水能力を2倍にした4ケースを設定した。これらのケースを対象ダムの豊水、平水、渇水の3流況に対し適用した。計算結果を各水質項目毎に第1ブロック(ダム堤体付近のブロック)についてとりまとめたのが表

-6.5であり、放流水質、貯水池内水質の概要は表-6.6のとおりである。

富栄養化の面から、貯水池内の表層クロロフィルa濃度について見ると、表層取水を行った場合に第1、第5ブロックで他の取水方法に比べて年最大、年平均値ともに低い値となっている。これは、底層部から高濃度の栄養塩類を放出しても、第1、第5ブロックでは流入本川から常に高濃度の栄養塩類が供給されるた

表-6.5 取水位置の違いによるダム貯水池水質の比較(第1ブロック)

項目	取水位置	流況			
		豊水年	平水年	渇水年	平均
表層最大 クロロフィルa ($\mu\text{g/l}$)	常時表層取水	15.559	18.367	17.880	17.267
	常時中層取水	23.306	22.082	18.552	21.313
	常時底層取水	23.406	23.467	20.243	22.372
	取水能力変更	14.830	13.631	17.880	15.447
表層平均 クロロフィルa ($\mu\text{g/l}$)	常時表層取水	2.867	3.394	2.632	2.964
	常時中層取水	4.276	4.745	3.213	4.078
	常時底層取水	4.501	5.149	3.654	4.435
	取水能力変更	2.553	2.987	2.648	2.729
全層平均 DO (mg/l)	常時表層取水	5.980	5.591	5.698	5.756
	常時中層取水	6.572	6.537	6.013	6.374
	常時底層取水	7.153	7.057	6.237	6.816
	取水能力変更	5.117	5.012	5.434	5.188
全層平均 COD (mg/l)	常時表層取水	2.242	2.090	2.089	2.140
	常時中層取水	2.270	2.137	2.146	2.184
	常時底層取水	2.319	2.185	2.174	2.226
	取水能力変更	2.124	1.926	2.060	2.037
全層平均 T-P (mg/l)	常時表層取水	0.199	0.192	0.152	0.181
	常時中層取水	0.179	0.170	0.146	0.165
	常時底層取水	0.175	0.160	0.141	0.159
	取水能力変更	0.209	0.199	0.160	0.189
全層平均 T-N (mg/l)	常時表層取水	2.202	2.215	2.259	2.225
	常時中層取水	2.138	2.151	2.226	2.172
	常時底層取水	2.108	2.118	2.207	2.144
	取水能力変更	2.254	2.253	2.293	2.267

めに、植物プランクトンの増殖にはあまり影響ないのに対して、表層部からの取水では植物プランクトンそのものを放出することができるとともに、表層部の水の回転率を増やすことにより植物プランクトンが増殖するのに十分な時間が与えられないためと考えられる。第1、第5ブロックとは逆に、第2～第4ブロックのクロロフィルa濃度は、底層取水を行った場合が表層取水を行った場合よりも若干低くなった。これらのブロックでは河川からの栄養塩の供給が少ないために、底層取水により高濃度の栄養塩を放出することが、プランクトンの増殖量に影響を与えることになる。しかしながら、第2～第4ブロックは入江部となっているために取水の影響をあまり受けないことから、クロロフィルa濃度の低下はわずかなものとなっている。このような傾向は流況は変わっても同様である。一方、表層取水の取水能力を現計画の $5\text{ m}^3/\text{s}$ から $10\text{ m}^3/\text{s}$ にした場合には、第2～第4ブロックはさほど差はないが、第1、第5ブロックにおいて年平均、年最大ともに豊水年、平水年にはかなり顕著に減少する。これは取水能力が増すことにより、上述のように表面水の回転率が大きくなり、植物プランクトン増殖のための十分な時間が与えられないことによるものと考えられる。

CODは貯水池での内部生産量(植物プランクトン増殖量)も表わす指標であるため、クロロフィルa濃度と概ね類似した傾向を示す。

総窒素(TN)、総リン(TP)は、各ブロックとも底層部で高濃度となっているため、底層取水を行った場合に貯水池内の全ブロックにおいて最も濃度が低下する。表層取水能力を大きくした場合には、表層の清澄水を多く取水するため貯水池内には汚濁水を残留してしまう結果となり、栄養塩濃度レベルは最も高くなる。

DOも栄養塩類と同様の傾向にあり、底層取水により改善され底層部の濃度増加が顕著である。これは底

表-6.6 取水位置と放流水質、貯水池内水質の関係

検討項目		放流水質		貯水池内水質	
取水位置		濁度	クロロフィルa	第1、5ブロック	第2～4ブロック
平常時取水位置	常時表層	最も低い	最も高い	クロロフィルa, CODは最も低い	クロロフィルa, CODは最も高い
	常時中層	中間	中間	中間	中間
	常時底層	最も高い	最も低い	クロロフィルa, CODは最も高い。 濁度, T-P, T-N, DOは最も水質がよい	クロロフィルa, CODは最も低い。 濁度, T-P, T-N, DOは最も水質がよい

層部に蓄積している有機物などが底層取水により放出され、その分解のための酸素消費量が減少するため、また底層部での水の入替わりにより流入水から溶存酸素が供給される、などの理由によるものと思われる。従って、底層取水は底層部の嫌気性状態の解消には有効である。当然のことながら、表層取水能力の増加はDO濃度の改善には役に立たないことが理解される。

以上、富栄養化対策として選択取水設備の利用可能性という観点からシミュレーション結果に考察を加えてみたが、選択取水設備は貯水池内水質および放流水質をある程度コントロールすることができる有効な施設(対策)であることが理解される。そして、コントロールの対象とする貯水池内の位置や水質項目によっては、適切な取水位置が異なってくることも示された。従って、これらのプライオリティを勘案した上で、最適な位置より取水することが必要である。

6.2.3 選択取水設備の運用シミュレーション

上述の検討は、あくまで個別、濁水、富栄養化対策に対しての選択取水設備の利用可能性について行った訳であるが、実際の多目的ダムでは水利用目的が多種に亘っているため、冷水、濁水、富栄養化現象とその問題が混在して発生する場合が考えられる。従って選択取水設備の運用も、それらの現象発生に応じて適宜行う必要がある。そこで、本節ではMダム貯水池を対象に冷水、濁水、富栄養化の現象が発生すると思われる時期を考え、その時々で取水位置を変えるような時系列的な選択取水設備の運用方法について検討した⁵³⁾運用方法の検討にあたっては次のような基本的条件が考えられる。

- ① かんがい期は温水を取水するものとする。
- ② 非かんがい期は、水温成層の形成・保持、栄養塩削減を目的として、下部(底層部)より取水する。
- ③ 洪水時は、中・底層部のオリフィスまたはコンジットを用いて、高濃度の濁水、栄養塩をできるだけ放出させる。
- ④ 濁水、富栄養化問題発生時には、利水者への弊害を考慮し、選択取水設備を現象に応じて適宜運用する。

以上の条件に基づいて、取・放水設備の時系列的な運用方法を検討した結果、図-6.5に示すような運用方法が考えられる。

図-6.5(1)はかんがい期について示したもので、この時期は冷水対策が重要となることから、平常時は温水を取水するために選択取水設備による表面取水を行い、洪水時は高濃度の栄養塩および濁水を放流するため、

中底層部に設置されたコンジットまたはオリフィスから放流するものである。図-6.5(2)は非かんがい期について示したもので、平常時は濁水対策、富栄養化対策として、選択取水設備を用いて底層から高濃度(栄養塩類)水の取水を行い水温成層(二次躍層)の保持に努め、洪水時はかんがい期と同じく濁水および富栄養化の面から、コンジットまたはオリフィス放流して貯水池水質の保全に努めるものである。

また、下流河川濁水対策の面からは出水後ある一定期間は表層から清澄水を取水し、貯水池内で濁質の沈降が促進されるのを待って、下部からの取水に切り替えることが望ましい。一方、プランクトン異常発生時の緊急処置として、問題が顕在化するまでは表層取水によりプランクトンの早期放出に努め、問題発生後はプランクトン現存量の少ない層からの選択的取水により、利水者に良好な水を供給するという運用が考えられる。

以上の運用方法に基づいてシミュレーションを行った結果を表-6.7に整理した。これと前掲表-6.5とを比較すると、貯水池水質は栄養塩、DOについて、概ね常時表層取水と常時中層取水を行った場合の中間的な水質となっている。クロロフィルa、CODについては、底層取水を行う期間が1~3月、9~12月であるため顕著な差は見られないが、それでも常時表層取水より若干良くなる場合もある。

また、図-6.6の放流水温の経日変化を見れば、放流水温はかんがい期間中常時表層取水と同様となり、概ね流入水温以上の取水が可能である。非かんがい期では、1~3月は4℃程度の水を恒常的に取水することになり、9~12月は流入河川が比較的深部に侵入するため、底層取水でも流入水とほぼ等しい水温で取水することができる。

一方、放流濁度は表-6.8に示すようにSダムにおけるシミュレーション結果と同様、洪水後の一定期間の選択取水により、下流河川での濁水長期化現象は軽減される。

以上の結果より、ここでシミュレーションを行った選択取水設備の運用方法は、Mダム貯水池の冷水、濁水、富栄養化現象に対して個々に最適とは言えないが、運用方法が異なるこれら現象への調和的な対応策の一つと言えよう。

尚、本節で述べたシミュレーション結果は、SダムやMダムでのケーススタディの一例であって、これらを一般論へと展開することはできない。それは、個々のダムで貯水池の諸元・形状、水理・水文・水質特性、

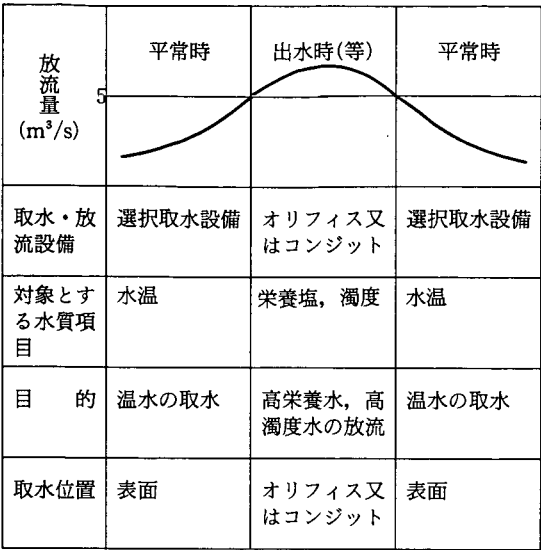


図-6.5(1) かんがい期における取水・放流設備の運用の基本的考え方(主として冷水対策)

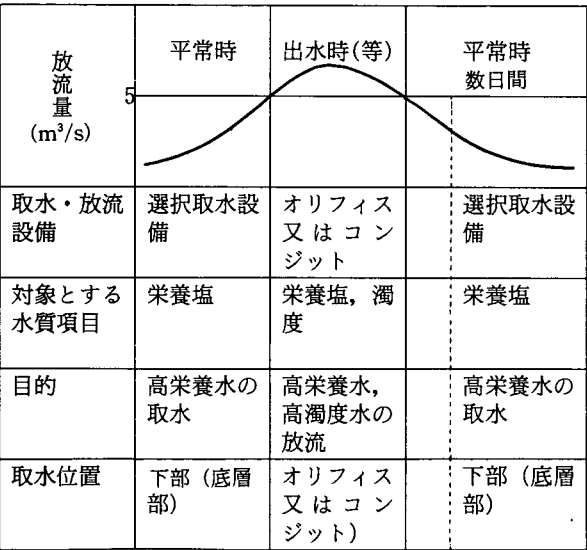


図-6.5(2) 非かんがい期における取水・放流設備の運用の基本的考え方(主として濁水、富栄養化対策)

表-6.7 選択取水設備の時期的運用によるMダム貯水池水質の予測結果

項 目 \ 流 況	豊水年	平水年	渇水年	平 均
表層最大クロロフィルa ($\mu\text{g}/\text{l}$)	15.559	17.683	17.827	17.023
表層平均クロロフィルa ($\mu\text{g}/\text{l}$)	3.013	3.676	2.611	3.100
全層平均DO (mg/l)	6.460	6.431	5.889	6.260
全層平均COD (mg/l)	2.219	2.089	2.101	2.136
全層平均T-P (mg/l)	0.184	0.170	0.150	0.168
全層平均T-N (mg/l)	2.156	2.160	2.242	2.186

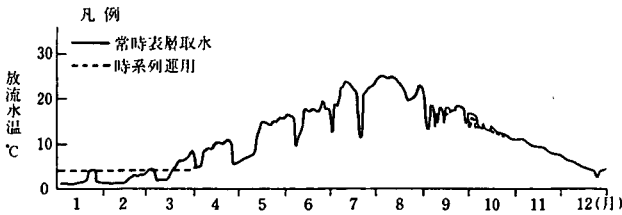


図-6.6 選択取水設備の時系列的な運用による放流水温経日変化(昭和46年流況, 平水年相当)

表-6.8 取水方法の違いによる放流濁度の濁度別超過日数

年	濁度 流入河川 取水方法	5度以上	10度以上	15度以上	20度以上	25度以上
豊 水 年	流入河川	364	350	200	94	55
	常時表層取水	360	239	137	79	52
	常時中層取水	364	277	160	82	57
	常時底層取水	363	286	173	86	55
	取水能力変更	309	194	89	55	36
	選択取水	353	233	127	70	50
平 水 年	流入河川	355	280	92	56	39
	常時表層取水	309	153	104	72	45
	常時中層取水	357	200	132	88	57
	常時底層取水	351	216	145	101	60
	取水能力変更	239	131	91	52	34
	選択取水	208	120	79	46	32
渇 水 年	流入河川	293	134	72	50	31
	常時表層取水	239	150	79	50	34
	常時中層取水	262	157	90	50	36
	常時底層取水	267	164	85	50	37
	取水能力変更	192	118	64	39	25
	選択取水	258	154	77	50	35

さらには気象条件などが異なってくるからである。従って、これらの異なったダムに数多く適用することにより、一般化できるものがあるならば、それらを抽出しダムの計画論に反映させていくことも必要であろう。

7. 結 論

第2章 貯水池の水質変化現象

貯水池築造に伴う水質変化現象は大きく分けて次の3つが挙げられる。①冷水現象、②濁水長期化現象、③富栄養化現象である。

冷水現象は、貯水池内の水温成層と底部に取水口があることにより春から秋にかけ放流水温が流入水温に比べて低くなる現象であり、成層型貯水池で起こり易い。

濁水長期化現象は、洪水時に流入した濁水が貯水池内に混合貯留され、洪水後徐々に放流されることに

よって下流河川が長期にわたって濁る現象である。洪水の流入量により貯水池内での濁水の挙動は異なり、特に成層を破壊するような大規模洪水の際には濁水放流期間が長くなる。また、濁水長期化現象の解析には、洪水時に流入してくる濁質の量、濁質の沈降特性、流入してきた濁質の貯水池内での密度流、自然熱対流との関係における水理学的挙動を把握することが大切である。

富栄養化現象は、栄養塩類が過剰に供給されることにより藻類の現存量を高め、生態系の構成状態と代謝が量的・質的に急速に変わっていく現象である。例えば、リン、窒素等が流入し、それらが滞留蓄積した結果、水の華、淡水赤潮等の植物プランクトンの異常増殖現象が発生する事例が見られる。

第3章 貯水池における水質問題

先に述べた水質変化現象が生じた場合に直接的、間接的に水質問題が顕在化することがある。貯水池水質は、その物理、化学、生物学的な面からみた客観的

認識と水利用などの人間活動や流域との係わりから見た社会的認識とに分けて考える必要がある。

昭和57年～60年の4年間に行ったアンケート調査によると冷水問題については殆ど発生していない。これは、表面取水、選択取水設備の普及によるものと考えられる。昭和60年時点で、表面取水設備を設置しているダムは全体の約40%、また、選択取水設備を設置しているダムは約30%程度となっている。

濁水問題についても問題の発生率は低い、濁水問題として各ダム管理所で把握された内容としては、下流河川の漁業に影響があったとするもの、浄水場における除濁処理の高度化、発電取水の停止等が挙げられている。

富栄養化問題の内容としては、上水の異臭味、貯水池の景観障害、浄水場でのろ過閉塞等が挙げられている。

第4章 水質変化現象の予測と評価

貯水池の水質変化現象の予測・評価手法として、概略判定指標、簡易モデル、数量化理論、シミュレーションモデルによる方法を挙げた。予測・評価は概略判定指標、簡易モデル、数量化理論の手法により現象発生の可能性をまず概略検討し、その結果を踏まえて、必要に応じシミュレーションモデルによる詳細検討を行い、結果を総合評価するという手順が考えられる。

概略判定指標としては、貯水池の水質変化現象に重要な役割を果たしている水温成層が形成されるかどうかを概略的に判断しようとする水理・水文指標（貯水池年回転率 α 、平均的内部フルード数 F_D 、7月回転率 α_7 ）が挙げられる。 $\alpha < 10$ 、 $F_D < 0.01$ 、 $\alpha_7 < 1$ の場合には成層型貯水池となる可能性が高く冷水、濁水長期化、富栄養化現象の発生に留意する必要がある。また、地理的指標が考えられる。これは、水理・水文指標が同じでも流域の地質や植生、さらには開発の状況、寒冷地と温暖地等によって現象が発生する場合とそうでない場合とがあるためである。

大きな地質構造線付近や地すべり区域にダムを建設する場合には、濁水長期化現象の発生に十分注意する必要がある、6月の気温が22°C、表面水温が20°C以上の貯水池では栄養塩濃度によっては富栄養化現象が発生しやすいといえる。

その他に、社会的指標がある。下流河川で農業、水産等の水利用がある地域では冷水問題、水産、観光、レクリエーション、上水道等の水利用がある地域では濁水長期化問題、富栄養化問題発生の可能性を有して

いる。

簡易モデルについては、富栄養化現象の予測に用いる Vollenweider モデルを述べた。横軸に平均水深と年回転率の積をとり、縦軸に総リンの年間流入表面積負荷をとったグラフ上にモデル曲線を描き、対象ダムがどこにプロットされるかを見ることにより簡単に富栄養化現象発生の可能性について概略判断できる（図-4.7）。既存ダムに適用の結果、循環期における総リンの限界濃度が30mg/m³の曲線より上方にプロットされるダムのうち約60%のダムで生物異常発生が報告されている。

数量化理論については、数量化理論第Ⅲ類により、ダムの分類を行い、類似の既存ダムより計画或は建設中のダムの水質を予測（図-4.8）したり、数量化理論第Ⅱ類を用いることにより、表-4.2を参考に水質予測を行うことが可能である。

最後にシミュレーションモデルであるが、貯水池水理に対して、非圧縮流体の連続式、運動量保存式、水温保存式、濃度保存式により数学モデルを記述し、この数学モデルを数値解析法により解くのが数値シミュレーションである。シミュレーションモデルは解析の対象とする現象と現象の空間的取扱いにより分類される。

現象の空間的取扱いにより、ボックスモデル、1次元モデル、2次元モデル等がある。冷水現象については、概ね鉛直1次元モデルで十分であり、濁水長期化現象、富栄養化現象については洪水時の様な水質変化の顕著な時は、2次元モデル、水質変化が緩慢で水平方向に一樣と見なせるときは1次元モデルを適用するのがよい。シミュレーションモデルは、モデルの種類に応じて現象を必要最小単位まで分割しているため実際のダムでは行えない比較対照実験が可能であり、そのため、水質保全対策の効果等を定量的に評価できる有力な道具である。

第5章 貯水池水理・水質の数値解析モデル

1次元、準2次元、2次元の数値解析モデルの概要と適用結果について述べた。

1次元モデルは安芸、白砂のモデルを基礎にして生化学的水質変化過程をも表現することにより富栄養化現象も解析可能としたものである。1層を2mとして分割し計算を試みた結果、パラメータの設定方法等、今後の課題は残っているものの良好な再現結果を見た。

準2次元モデルは、複雑な平面形状をもつダム貯水池に適用するために開発した。平面分割ブロック毎に

鉛直1次元モデルを適用し、ブロック間を移流により連結したモデルである。分割方法、移流の取扱いについて今後の課題を残すが、適用結果は良好であった。

2次元モデルは、夏期における水温成層の形成に伴う流動現象や、洪水時の高濃度水の流入に伴う流動現象の様な水深方向のみならず流下方向の変化も解析する必要がある場合に用いる。2次元モデルについては、解法により差分モデル、有限要素モデルの2種類について比較を行った。計算時間は有限要素モデルの方が相当長いが、計算結果の傾向には著しい差異は認められなかった。

第6章 貯水池の水質保全対策

冷水、濁水長期化、富栄養化現象について流域、貯水池内における水質保全対策について概観を述べ、最後に、4、5章で述べたシミュレーションモデルを用いて貯水池内での水質保全対策の定量的評価を行った。

濁水対策については、Sダムを対象としたケーススタディで、貯水池内の水温・濁度の水理学的挙動に取・放水口位置が重要な役割を果たし、放流施設として中底層部にコンジット等を設置し、さらに選択取水設備と組み合わせた貯水池運用を行う方法が効果的であるという計算結果が得られた。

富栄養化対策について、Mダムを対象とし、準二次元モデルを用いて選択取水の利用可能性を検討した結果、表層取水を行った場合、本川筋のブロックでは植物プランクトンそのものを放出してしまうため表層クロロフィルa濃度を低下させること、また、入江部では、影響が小さいが、底層からの高濃度の栄養塩を放出することによりクロロフィルa濃度を低下させることができる等のことがわかった。このように選択取水は貯水池水質及び放流水質をある程度コントロールできる有効な対策であることが理解された。また、コントロールの対象とする水質項目により適切な運用方法が異なるため、それを勘案した上で、シミュレーションを行い適切な運用を見いだすことが必要であることがわかった。

そこで、Mダムについて、かんがい期の温水取水、洪水時は底層部からの放流等を考えた図-6.27に示す運用を考え計算を行った結果、冷水、濁水、富栄養化現象個々に対して最適とは言えないが、調和的な対応策策定の可能性が示された。

しかし、シミュレーション結果については、あくまでもケーススタディの一例であり、数多くのダムに適用することにより一般化できるものを抽出し、ダム計

画にも反映させていくことが重要である。

8. あとがき

わが国の経済が発展し、国民の生活レベルも向上してきた現在、人々は自然環境との親しみやその保全といった側面にも目を向ける余裕が出てきた。河川や湖沼などの各種用水源もこのような時代の流れと無関係ではない。すなわち、昭和57年の「湖沼の窒素及び燐に係る環境基準」、昭和59年「湖沼水質保全特別措置法（湖沼法）」、同年閣議決定の「環境影響評価の実施について」、昭和60年「窒素・燐の排水基準」、さらに滋賀県、茨城県でそれぞれ制定された「富栄養化防止条例」などはこのような時代の要請を反映させたものとして位置付けることができる。ダム貯水池でもこれらの基準や法律が適用され、もしくは検討されているところがあり、ダム管理者としても貯水池の水質に関する知識を持つとともに、所管の貯水池水質を良好に維持するために必要な対策手法について十分に検討しておく必要がある。そこで本報は、上述のようなダム貯水池をとりまく状況に鑑み、貯水池水質に関する調査成果をとりまとめたものである。

すなわち、第2章、3章では貯水池の水質変化現象と水質問題について述べた。貯水池内でどのような水質変化現象が生じ、水質がどのような挙動をするのかを示し、また所謂水質問題にはどのようなものがあるのか、水質の挙動とどのような係わりを持つのかについて言及した。

第4、5章では、現在主に用いられている水質の予測解析手法について概略的方法、数値解析モデルなどの詳細方法を紹介した。第6章では水質保全対策として選択取水設備の利用可能性を、シミュレーションモデルを用いて検討した。まだ不明な点や効果の程度に差があり、結論を下すには尚早であるが、それぞれ水質保全対策としての可能性が示された。今後は、さらに枠を広げて他の水質保全対策についても検討を行っていく必要がある。

最後に、貯水池水理・水質の数値解析モデルについては、著者の一人である森北が京都大学在学中より京都大学工学部土木工学科河川工学研究室の岩佐義朗教授、井上和也助教授、中部大学工学部土木工学科松尾直規助教授にご指導頂いた他、本報は貯水池水質に係わる調査研究成果を網羅し、包括的に報告したため、歴代当研究室室長今村瑞穂、振井茂宏、加藤裕一、飯田義朗、丹羽薫の各氏、元室員であり現在、中国地方

建設局斐伊川・神戸川総合開発工事事務所の畑孝治氏、室員の三浦進技官をはじめ多数の方々のご苦勞がなかったならば作成し得なかったものである。ここに深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 岩佐義朗：ダム貯水池における水理特性，建設省河川局編，日本河川水質年鑑，研究編，昭和52年，p. 797～815.
- 2) 今村瑞穂，中村 昭，横道雅巳：濁水長期化解析と現地調査，土木技術資料，Vol. 22，No. 12，昭和55年，p. 46～51.
- 3) 安芸周一：貯水池の流動形態と水質，大ダム，No. 71，昭和50年3月，p. 1～13.
- 4) 吉村信吉：湖沼学（増補版）昭和51年，生産技術センター．
- 5) 国土開発技術研究センター：ダム貯水池富栄養化対策の手引（案），昭和61年3月．
- 6) 沖野外輝夫編：富栄養化調査法，昭和51年，講談社サイエンティフィク．
- 7) 建設省四国地方建設局大渡ダム工事事務所，国土開発技術研究センター：ダム放流設備設計資料調査報告書，昭和54年3月．
- 8) 地質調査所：創立100周年記念 日本地質アトラス，昭和57年．
- 9) 建設省国土地理院：日本国勢地図帳，昭和47年．
- 10) 森北佳昭，三浦 進：ダム貯水池における富栄養化予測手法，土木技術資料，Vol. 25，No. 4，昭和58年，p. 181～186.
- 11) Vollenweider R. A.: Advances in Defining Critical Loading Levels for Phosphorus in Lake Eutrophication, Mem. Ist. Ital. Idrobiol., Vol. 33, 1976.
- 12) 小島貞男，須藤隆一，桜井敏郎，松本利通：脱窒・脱磷技術と富栄養化対策，p. 198，昭和52年，アイピーシー．
- 13) 山口嘉之：ダム貯水池富栄養化の現状と多変量解析による予測の試み，日本河川水質年鑑，山海堂，昭和55年11月，p. 829～844.
- 14) 森北佳昭：貯水池濁水現象と流域諸特性との関係について，土木学会年次講演会講演概要集第2部，昭和58年，p. 751～752.
- 15) 平岡正勝，田中幹也：移動現象論，朝倉書店，昭和46年．
- 16) 岩佐義朗：水理学の解析法，石原藤次郎編，水工水理学，丸善，昭和47年．
- 17) 岩佐義朗：ダム貯水池における水理特性，建設省河川展編，日本河川水質年鑑，研究編，昭和52年，p. 797～815.
- 18) 松尾直規：貯水池における水温，濁度ならびに富栄養化指標の予測に関する水理学的研究，京都大学学位論文，昭和57年．
- 19) Huber, W. C., D. R. F. Harleman and P. J. Ryan: Temperature Prediction in Stratified Reservoirs, Proc. of ASCE, Vol. 98, HY-4, 1972, pp. 645～666.
- 20) 安芸周一，白砂孝夫：貯水池流動形態のシミュレーション解析—その1 発電専用貯水池の流動形態，発電水力，No. 134，昭和50年，p. 37～50.
- 21) 国土開発技術研究センター：貯水池の水質，昭和58年3月．
- 22) 森北佳昭，振井茂宏，三浦 進：ダム貯水池水質の予測と保全対策について，第29回水理講演会論文集，昭和60年2月，p. 365～370.
- 23) 森北佳昭，三浦 進：ダム貯水池における水質シミュレーション，土木技術資料，Vol. 27，No. 10，昭和60年，p. 537～542.
- 24) 三浦 進：ダム貯水池における水質解析手法とその適用，第22回土木研究所研究発表会資料，昭和58年12月，p. 95～98.
- 25) 宮崎昭児，早乙女保二，増田勝人：濁度測定における粒径の影響について，港湾技研資料，No. 284，1978年3月．
- 26) 宮永洋一：懸濁物質の粒度と濁水長期化，電力土木 No. 162，昭和54年9月．
- 27) 日野幹雄，大西外明：密度成層流におよぼす point sink の高さの効果，土木学会論文報告集，Vol. 163，昭和44年3月，p. 39～48.
- 28) 白砂孝夫：貯水池濁水対策に関する研究—第2報—選択取水法の水理的検討，電力中央研究所，技二研報告，No. 73509，昭和48年11月．
- 29) Ryan J. P.: Temperature Distribution in Lake and Reservoir, Chapt II, M. I. T. Thermal Session, Engineering Aspects of Heat Disposal from Power Generation, June 26～30, 1972.
- 30) Elder R. A. and W. O. Wunderlich: Inflow Density Currents in TVA Reservoirs, International Symposium on Stratified Flows, Novosibirsk, 1972.

- 31) Ryan P. J. and R. F. Harleman: Prediction of the Annual Cycle of Temperature Changes in a Stratified Lake or Reservoir, Mathematical Model and User's Manual, M. I. T. Report, No. 137, April, 1971.
- 32) 土木学会：水理公式集, pp. 125~126, 昭和60年4月.
- 33) 藤本 成, 森北佳昭：ダム貯水池における水質現象とその対策, 日本大ダム会議第19回ダム技術講演討論会, 昭和62年3月.
- 34) 岩佐義朗, 松尾直規, 森北佳昭：貯水池における富栄養化の数値解析, 京都大学防災研究所年報, 第24号 B-2, 昭和56年4月, p. 397~409.
- 35) O. C. Zienkiewicz: "Weighted Residual Processes in Finite Element with Particular Reference to some Transient and Coupled Problems", Lecture on Finite Element Methods in Continuum Mechanics, NATO Symp., Lisbon, 1971, UAH, pp. 415~458 (1973).
- 36) 岩佐義朗：開水路流れのモデリング法, 1980年度水工学に関する夏期研修会講義集, 80-A-3, 昭和55年.
- 37) 森北佳昭, 畑 孝治, 三浦 進：土木研究所資料, 第2443号「貯水池の冷濁水ならびに富栄養化現象の数値解析モデル」昭和62年3月.
- 38) 土木学会：水理公式集, 昭和60年.
- 39) 今田, 水谷, 猪熊：トンネル坑口付近の排ガス拡散状況の予測方法(その1), 土木技術資料, Vol. 23, No. 3, 昭和56年, p. 123~128.
- 40) 川原, 竹内：双曲型微分方程式に対する一有限要素解析, 第30回土木学会年次学術講演会概要集第1部, 昭和50年, p. 76~77.
- 41) 富所五郎：湖の吹送流の三次元解析, 第一回流れの有限要素法解析シンポジウム, pp. 25~32.
- 42) 川原, 竹内, 首藤：2段階ラックス・ヴェンドロフ有限要素法による潮汐流解析, 第23回土木学会海岸工学講演会, 昭和51年, p. 498~501.
- 43) Matsuto, Kawahara: Convergence of Finite Element Lax-Wendroff Method for Linear Hyperbolic Differential Equation, Proc. of JSCE, No. 253, 1976.
- 44) 川原, 中澤：有限要素法通信講座応用編環境アセスメントII, p. 57, 経営開発センター通信教育部.
- 45) 今田, 水谷, 猪熊：トンネル坑口付近の排ガス拡散状況の予測方法(その2), 土木技術資料, Vol. 23, No. 12, 昭和56年, 655~670.
- 46) 田中伸和：数値シミュレーションを用いた開水路水理解析法に関する基礎的研究, 京都大学学位論文, 昭和53年.
- 47) 土木学会：水理公式集, p. 128, 昭和60年.
- 48) 兪 朝夫, 貯水池水理の数値解析法とその適用に関する研究, 京都大学修士論文, 昭和54年.
- 49) 森北佳昭：有限要素法を用いた貯水池流れと水温・濁度の二次元数値計算法, 土木技術資料, Vol. 27, No. 9, 昭和60年, p. 501~506.
- 50) 森北佳昭：有限要素法を用いた貯水池流れと水温・濁度の解析, 第40回土木学会年次学術講演会概要集, 第2部, 昭和60年, p. 215~216.
- 51) Russel C. Dunst et al: Lake Rehabilitation Techniques and Experiences, Water Resources Bulletin, American Water Resources Association, 1974.
- 52) 国土開発技術研究センター：ダム貯水池富栄養化対策事例集, 昭和61年3月.
- 53) 森北佳昭, 畑 孝治, 三浦 進：貯水池水質の予測と保全に関する二, 三の検討, 土木技術資料, Vol. 28, No. 12, 昭和61年, p. 660~665.

平成元年5月29日 原稿受理

昭和59年（1984年）長野県西部地震災害調査報告

Report on the Disaster Caused by the Nagano-ken-seibu Earthquake of 1984

要 旨

本報告は、昭和59年（1984年）長野県西部地震に関する災害調査結果をとりまとめたものである。その内容は、地震動、地形・地質、斜面崩壊、斜面崩壊に伴う土砂動態、等の調査結果および河川、砂防、道路、ダム、生活関連施設等建設省所管施設に関する被害の実態、被害調査結果の整理・分析等である。

キーワード：昭和59年（1984年）長野県西部地震、地震災害

Synopsis

This report summarize the results of investigation on the disaster of the Nagano-ken-seibu Earthquake of 1984. It includes characteristics of seismic ground motion, geological and topographic feature, slop-failure and movement of debris flow. It also deals with the damage characteristics of civil engineering facilities and some results obtained from analysis.

Key Words : Nagano-ken-seibu Earthquake, Earthquake Disaster

目 次

まえがき	112
第1編 地震及び地震動	113
第2編 地震被害の概要	127
第3編 地形と地質	135
第4編 斜面崩壊	147
第5編 御岳崩れに伴う土砂動態	195
第6編 河川・砂防の被害と対策	207
第7編 道路の被害	223
第8編 ダムの変状	247
第9編 生活関連施設の被害	263
第10編 震後対応	267

まえがき

昭和59年9月14日午前8時48分に、長野県西部に震源を持つマグニチュード6.8の地震が発生した。気象庁では、この地震を「昭和59年（1984年）長野県西部地震」と命名している。この地震では、崩壊土量3,400万 m^3 の通称「御岳崩れ」が御岳山南東斜面の尾根に発生したのを始めとして多くの斜面崩壊が発生した。これ等の斜面崩壊等により29名の死者、行方不明者と公共施設、農林水産業を中心とした約470億円の被害が発生した。

本地震は、1974年伊豆半島沖地震（M6.9）及び1978年伊豆大島近海地震（M7.0）と同様、マグニチュードが7.0以下の地震であっても、震源が陸地または陸地付近の場合、局所的に自然斜面や盛土等主として土構造物に起因する被害が発生することを示した。また、1847

年善光寺地震と同様に、山地部の大規模な斜面崩壊の崩壊土砂が河川を閉塞した場合におけるダムアップによる二次対策が問題となった。さらに、山間部において道路施設等のいわゆるライフラインが被害を受けた場合の代替機能の確保、すなわちライフラインのネットワーク化も問題となった。

本報告書は、地震及び地震動、地形と地質、斜面崩壊等の自然条件に関する実態調査とともに、河川、砂防、道路、ダム等建設省所管施設を中心とした被害と復旧の状況に関する調査結果をとりまとめたものである。本報告書が、我が国の地震防災対策の推進の一助となれば幸いである。

最後に、土木研究所の調査に当たって御協力を頂いた建設本省、中部地方建設局、長野県、王滝村他の関係機関の各位に厚く御礼申し上げる次第である。

（地震防災部長 佐々木 康）

第 1 編 地震及び地震動

岩 崎 敏 男*¹ 栗 原 徹 郎*²
高 橋 和 之*³

by Dr. Toshio IWASAKI, Tetsuro KUWABARA,
Kazuyuki TAKAHASHI

目 次

1. 地震の概要	(2)
2. 地震動の特性	(3)
2.1 地震動の概要	(3)
2.2 最大加速度の分布	(5)
2.3 代表的な加速度強震記録の特性	(7)
(1) 四徳大橋地盤上の強震記録	(7)
(2) 牧尾ダムにおける余震記録	(7)
参考文献	(14)

* 1 地震防災部長 (現 土木研究所長, 工博)

* 2 地震防災部振動研究室研究員 (現 九州地方建設局大分工事事務所調査第二課長)

* 3 地震防災部振動研究室 (現 関東地方建設局横浜国道工事事務所調査第一課)

1. 地震の概要

昭和59年9月14日午前8時48分頃中部地方の長野県木曽郡王滝村に震央をもつマグニチュード6.8の地震が発生した。(地震直後には、マグニチュード6.9と発表されたが、その後6.8に訂正されている。)この地震は、気象庁により「昭和59年(1984年)長野県西部地震」と命名された。気象庁より発表された地震諸元は以下のとおりである。

地震名 昭和59年(1984年)長野県西部地震

発生日月日 1984年9月14日08時48分

(日本標準時)

震央域 中部地方中部

北緯 $35^{\circ}49.3' \pm 0.3'$

東経 $137^{\circ}33.6' \pm 0.3'$

深さ 2 km $\pm$ 2 km

マグニチュード 6.8 (気象庁マグニチュード)

この地震による気象庁測候所の震度は図-1.1に示す

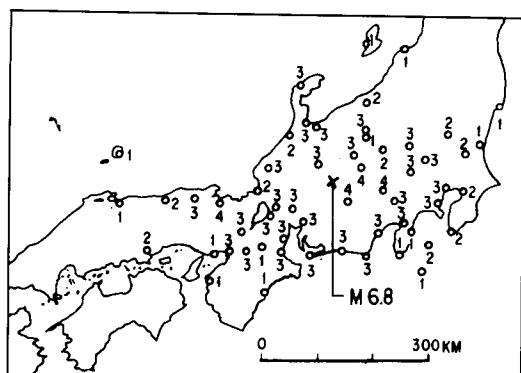


図-1.1 気象庁による各地の震度 (本震時)

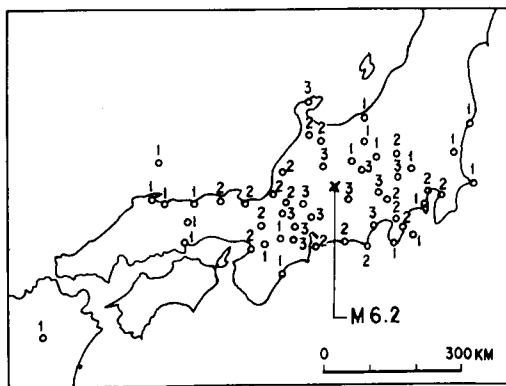


図-1.2 気象庁による各地の震度 (最大余震時)

とおりであった。これらの測候所のうち震央に最も近い飯田測候所においても、その震央距離は約40kmであるため、後述するように震央付近ではさらに大きな震度であったと推定されている。今回の地震でも、本震に続いて同地域において多数の余震が発生した。最大余震は、本震の翌日9月15日07時14分頃に発生しており、マグニチュードは6.2であった。図-1.2に最大余震による各地の震度を示す。また図-1.3には、余震の震央分布を示す。この余震の震央は、ほぼN70°Eの走行で長さ約15km幅約5kmの範囲に入る。図-1.4には、飯田測候所における余震の観測回数を示す。

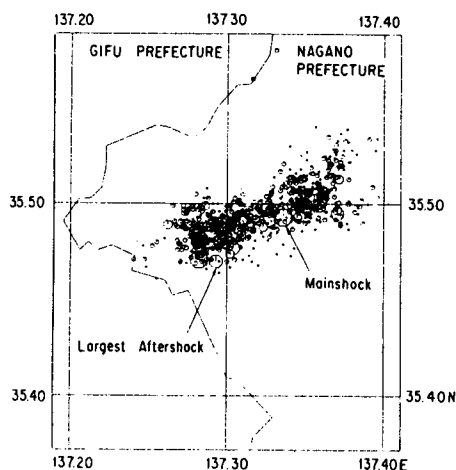


図-1.3 余震の震央分布 (気象庁による)

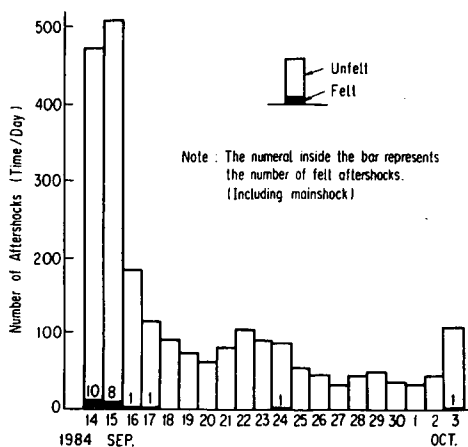


図-1.4 気象庁飯田測候所における余震の観測回数 (気象庁による)

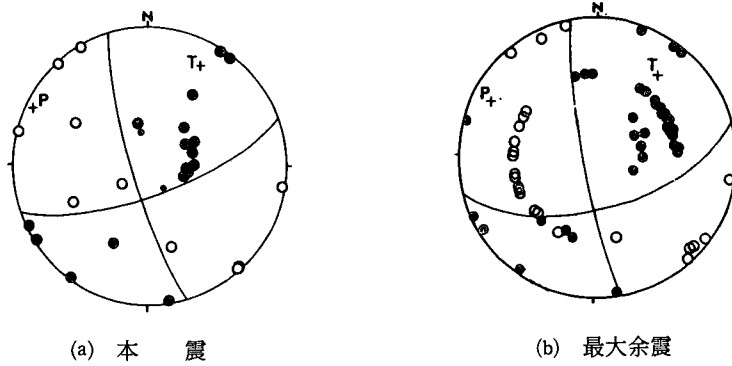


図-1.5 本震及び最大余震のメカニズム解（参考文献 1）による

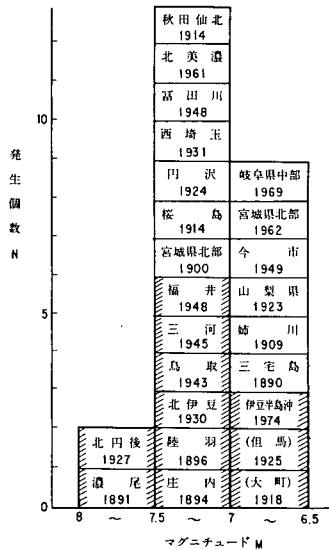


図-1.6 地震断層を伴った内陸被害地震
(参考文献 3) による

地震学の分野では、発震機構の検討を行うため、メカニズム解の利用が行われている。図-1.5(a)(b)には、気象庁気象研究所によりまとめられた本震及び最大余震のメカニズム解を示す¹⁾。この図より、本震及び最大余震は横ずれ断層であったことがわかる。今回の地震では、地表面に地震断層は出現しなかったが、本震及び最大余震後の余震分布より、本震は、右横ずれ断層、最大余震は左横ずれ断層により発生したと考えられている²⁾。

松田らは我国の $M \geq 6.5$ の内陸被害地震に伴う地震断層の出現について調査を行っている³⁾。図-1.6に見られるように明治以降（1885—1980）の24地震のうち11地震で地表面に地震断層が確認されている。しかし、

地震の規模が M 7 未満 $M6.5$ 以上の地震で断層が出現した例は 9 例中 3 例にすぎない。従って今回の地震（ $M=6.8$ ）に伴って明瞭な地震断層が出現しなかったことは、これまでの例からみて奇異なことではないと述べている。

今回の地震のあった地域は、1976年以降群発地震が始まり、その後地震活動は除々に低下したが、1978年10月7日には、 $M5.3$ の地震が発生している。また1979年10月28日には、御岳山で有史以来初の噴火を記録している。

今回の地震では、大規模な斜面崩壊の発生により多数の人的被害が発生したが、中部地方では、過去においても繰り返し大規模な土砂災害が発生している。表-1.1⁴⁾に土砂災害が著しかった地震事例を示す。これらの事例はほとんどが内陸型の地震により発生している。図-1.7⁵⁾⁶⁾には、内陸型の地震を発生させる可能性の高い活断層の分布を示す。

2. 地震動の特性

2.1 地震動の概要

1章で述べたように気象庁の測候所は、震央から最も近い飯田測候所においても、その震央距離は約40kmであったため、気象庁震度の最高値はIVであった。しかし、科学技術庁が実施した調査によれば、震央付近に位置する王滝村中心部では震度VIに近いものであったと報告されている⁷⁾。図-1.8に調査結果に基づく王滝村中心部における震度分布を示す。この図では震度の違いを表現するために小数点以下1位までを示している。また、本震による震央付近の地震動については、短周期成分が卓越し上下動成分がかなり大きく、継続時間の短い衝撃型の地震動であったと報告されてい

表-1.1 土砂災害が著しかった地震事例（日本砂防史等より抜粋）

西 暦 (元 号)	災 害 の 概 要
762 (天平 6)	上越地方M=7.4 信濃国に被害
772 (宝亀 3)	大分朝見山崩れ 10日後欠潰 (地震?)
818 (弘仁 9)	栃木下野大地震 山崩れ 百姓の圧死多数
841 (承和 8)	信濃国 M=6.8 公私共に損せり
863 (貞観 5)	越中, 越後大震 立山, 白山に崩壊
887 (仁和 3)	信濃の国大いに震う M=7.4 大山頽崩し…
1099 (康和 1)	加賀~越後に地震 立山, 白山崩壊
1331 (元弘 1)	大地震により富士山頂附近の西北崩れた 大沢か?
1501 (文亀 1)	越後南西部に地震 信濃にも被害 M=6.9
1585 (天正12)	大分郡に大地震 大津波
1586 (天正13)	白山に大地震 岐阜飛騨綿雲山の崩壊 $2.5 \times 10^7 \text{m}^3$, M=8.1
1596 (慶長 1)	大分に大地震 海鳴り, 瓜生島海底に没す
1597 (慶長 2)	大分に大雨, 地震, 鶴見岳崩れ, 山潮出で朝見川を作り久米島海底に没す
1604 (慶長 9)	大地震により大谷崩れ $1.2 \times 10^8 \text{m}^3$ 1703年の地震にも影響受く
1644 (正保 1)	日光地震
1659 (万治 2)	栃木塩原地震 元湯全滅
1662 (寛文 2)	琵琶湖に地震 M=7.8 大津町居で崩壊 死者300 天然ダム欠潰により被害
1683 (天和 3)	日光大地震, 回数890回に及ぶ 男体山大薙の崩壊出現 男鹿川右岸大崩壊で 流路閉塞し, 五十里部落水底に没す 会津藩士開削を企図すれど失敗 1723 (享保 8) に欠潰し, 宇都宮, 真田付近まで大被害
1707 (宝永 4)	三重に大地震 庄野, 亀山で山崩れ高知に大地震 東南の方おびただしく鳴る。山崩れ, 人家潰ること将棋倒しの如し, 大地に2, 3尺の割れ 富士に地震 永宝の大爆発
1751 (宝暦 1)	高田地震 名立崩れ 全部落海中に崩落 死者428 $4 \times 10^7 \text{m}^3$?
1828 (文政11)	越後に激震 信濃川流域の平地で, 地割れから水や青い砂噴出 死者1443
1847 (弘化 4)	善光寺地震 M=7.4 虚空蔵山 (岩倉山) 崩れ 犀川閉塞 70kmの湖水出現, 死者数千, 42,000ヶ所の山崩れ, 欠潰による土石流の災害を含め死者12,000余
1852 (嘉永 5)	北飛騨地震 手取川甚之助谷, 柳谷崩壊, 富士川七面山大崩壊 $7.5 \times 10^7 \text{m}^3$
1854 (安政 1)	安政東海大地震 M=8.4 兵庫, 三重, 高知, 大分で災害, ……大波の如く地 裂け, 山崩れ, 岩落ち…… 富士川 白鳥山崩壊 $5.5 \times 10^6 \text{m}^3$
1858 (安政 5)	安政大地震 常願寺川大蔵山 (2,616m), 小蔵山の崩壊 M=6.8 上流湖の欠潰で死者多数 $4.1 \times 10^8 \text{m}^3$
1872 (明治 5)	浜田地震山崩れ6,567ヶ所 最高隆起5~6尺, 沈下3~4尺 地震発生45分前浜田蒲で地下水位の隆下降下
1891 (明治24)	信濃大地震 根尾谷断層 美濃俣川支流皿谷に山津波
1923 (大正12)	関東大地震 M=7.9 箱根, 大山, 多摩地方の山腹崩壊無数 根府川土石流が震後5分で発生 $1 \sim 3 \times 10^6 \text{m}^3$

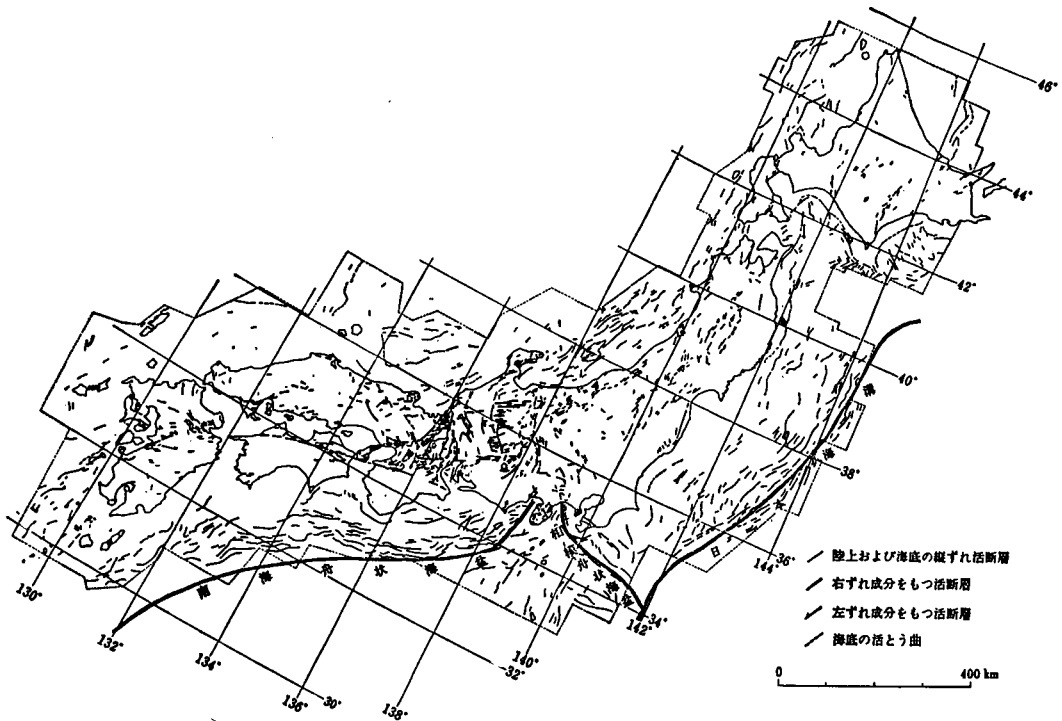


図-1.7 日本における内陸活断層の分布（参考文献5）、6）による）

る。地震動記録が得られていない場合に地震動強度を推定する方法の一つとして、墓石の転倒率 R (%) と最大水平加速度 A_{max} (gal) を関連づける式 (1.1) がある⁹⁾。

$$A_{max} = 2.67R + 200 \quad (1.1)$$

王滝村松越地区の墓石の転倒率は90%以上と報紙されているので、本震による最大加速度は式 (1.1) を用いると、400gal と推定される。

また、次節で示す式 (1.2) に $M=6.8$, $\Delta=0$ km を代入すると最大水平加速度の推定値は、461gal (1種地盤)、496gal (2, 3種地盤)、406gal (4種地盤) となる。さらに震央付近の山中において、石および倒木が飛んだとの報告がなされており、試算により瞬間的に石や倒木に1 G以上の加速度が作用したのではと推定している⁹⁾。表-1.2は岡本がとりまとめた過去の内陸型地震による震央付近の最大加速度の推定値である。また地震のマグニチュードと震央加速度の関係を図-1.9に示す。図-1.9によれば、マグニチュード6.8の地震による震央付近の加速度は概略250gal~500gal程度となる。

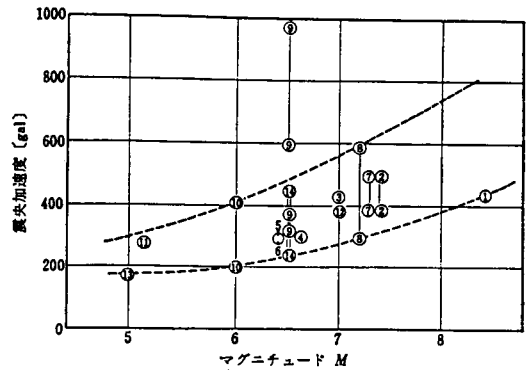


図-1.9 震央部の地震加速度（参考文献10）による）

2.2 最大加速度の分布

図-1.10は、各地の構造物およびその周辺地盤上に設置された工学式強震計による本震の加速度記録の最大値である。震央付近に位置する牧尾ダムには、電磁式強度計が設置されていたが、スケールオーバーし完全な記録は得られなかった。しかし、記録可能な最大加速度の読みとり値より300gal以上の加速度が生じたことは明らかである。震央距離50km以内の観測点と

表-1.2 過去の主要地震における震央付近の加速度値 (文献 9) による)

番号	地震名	日本暦	西暦	M	震央付近の加速度	推定方法
1	濃尾	明 24.10.28	1891	8.4	430gal	墓石等の転倒, 煙突の破壊
2	北丹後	昭 2.3.7	1927	7.4	0.4g	
3	北伊豆	5.11.26	1930	7.0	0.42~0.5g	
4	静岡	10.7.11	935	6.6	0.44g	
5	長野	16.7.15	1941	6.4	300gal	
6	(鳥取)	18.3.4,5	1943	6.4	0.3g	
7	鳥取	18.9.10	1943	6.4	0.3g	
8	福井	23.6.28	1948	7.3	400gal, 500gal	魚雷の移動 門柱の転倒 石鳥居の被壊 石灯ろうの転倒 狛犬の転倒
					0.3g以下, 0.45g	
					0.5~0.6g	
					0.42~0.52g	
9	今市	24.12.26	1949	7.2	0.6~1.0g	
10	二ツ井	30.10.19	1955	6.5	0.33~0.35g	
11	長岡	36.2.2	1961	6.0	200~400gal	墓石および石地蔵の転倒 家屋の耐震度
12	北美濃	36.8.19	1961	5.2	0.3g前後	
13	長野県北西部	36.8.19	1961	7.0	0.4g	
14	宮城県北部	37.4.30	1962	5.0	182gal	
					250gal,	加速度計
					300~450gal	
						墓石の転倒

しては、岩屋ダム、丸山ダム、矢作ダム、小波ダム、四徳大橋の 6 箇所があるが、これらの地盤上強震計は、3 成分のうちいずれかが 20gal 以上の最大加速度を記録している。我が国の地盤上で得られた概往の多数の記録を重回帰分析した結果によれば、地震動の最大加速度 $A_{\max}$ (gal) は、地震のマグニチュード M 、震央距離 Δ (km) の関数として、地盤種別 (道路橋示方書耐震設計編) ごとに式 (1.2) により与えられるとしている。

$$A_{\max} = \begin{cases} 987.4 \times 10^{0.216M} & (1\text{種地盤}) \\ 232.5 \times 10^{0.313M} & (2,3\text{種地盤}) \\ 403.8 \times 10^{0.265M} & (4\text{種地盤}) \end{cases} \times (\Delta + 30)^{-1.218} \quad (式 1.2)$$

図-1.10に示した各観測点の地盤上最大加速度と震央距離の関係を式 (1.2) の値とともに図-1.11に示す。

2.3 代表的な加速度強震記録の特性

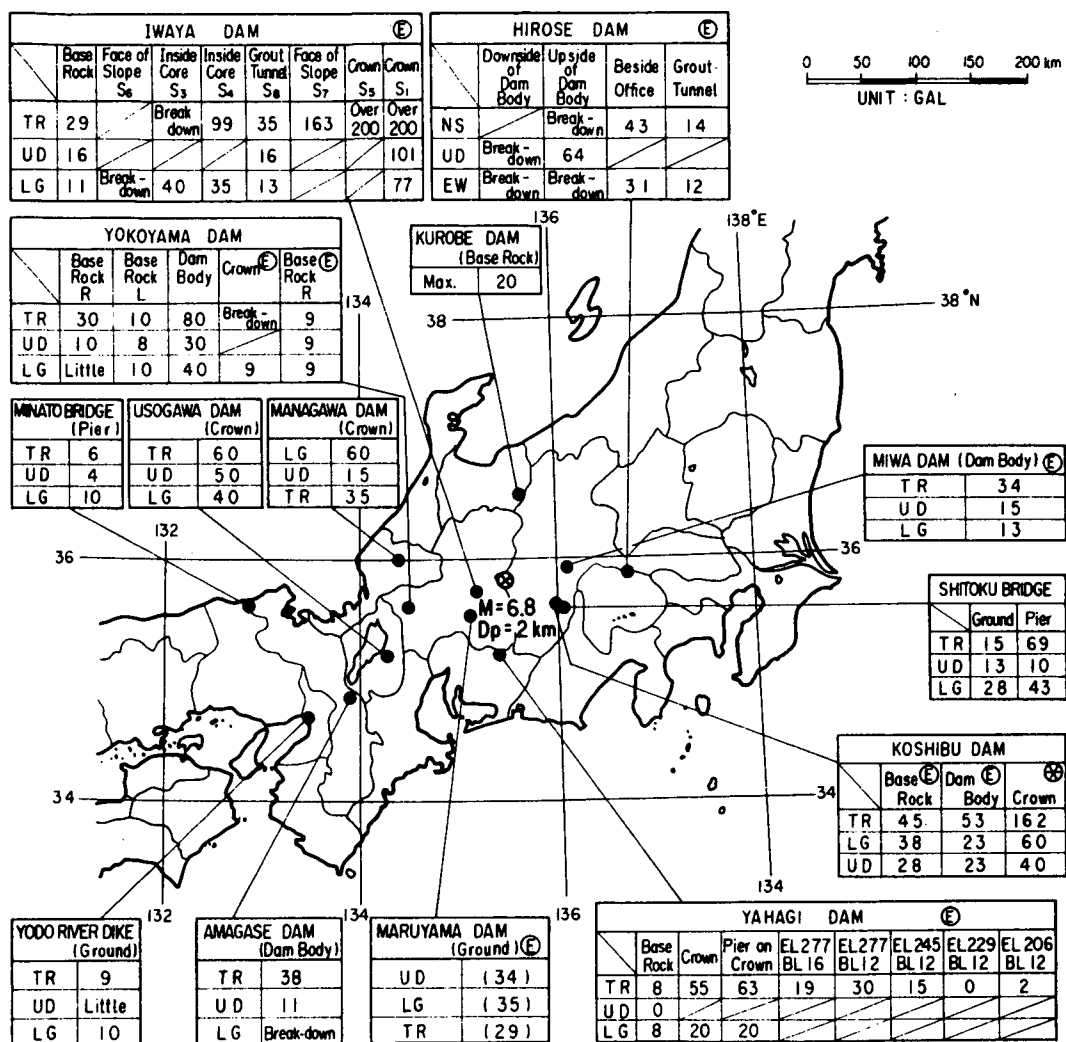
(1) 四徳大橋地盤上の強震記録

四徳大橋は、長野県上伊那郡中川村大草に位置し、小波ダム上流で四徳川を横断する橋梁である。地盤上強震計 (SMAC-B2 型) は、図-1.12に示すように四徳川に落ち込む崖の近傍に設置されている。この地点における土質柱状図は得られていないが、四徳大橋橋台地点における柱状図及び地形を考慮すると薄い表層の下にはすぐ岩盤が存在すると推測される。今回の地震では、本震及び最大余震時に記録が得られた。図-1.13及び図-1.14にそれぞれの地震により記録された加速度波形を示す。本記録は、土木研究所において数

値化及び計器補正がなされたものである。震央距離は約 46km である。本震及び最大余震時の波形とも、橋軸方向の最大加速度値が、橋軸直角方向の最大加速度値より大きく、橋軸方向の加速度波形には、本震時、余震時とも大振幅の箇所が 2 度現れているのが特徴的である。これらの地震動の加速度応答スペクトル倍率を図-1.15及び図-1.16に示す。両記録とも橋軸方向の記録が固有周期 0.2 秒付近で他の成分の記録よりスペクトル倍率の値が大きくなっており、また、長周期側における値の低下が著しくなっている。

(2) 牧尾ダムにおける余震記録

図-1.17には、本震後土木研究所フィルダム研究室が王滝村内にある牧尾ダム岩盤に設置した強震計により得られた加速度波形を示す。この余震の震央は、牧尾ダムの北北東約 3 km に位置し、そのマグニチュードは 4.1 であった。図-1.18には、それぞれの成分の加速度応答スペクトル倍率を示す。応答スペクトルによると、固有周期 0.04 秒 (20Hz) 付近に各成分のピークが見られる。この値は、通常の加速度応答スペクトルのピークに比べて周期が非常に短い (振動数が高い) 側にあり、本震時の震央周辺における地震動を推定する際の資料となると考えられる。



Note

- ① represents electromagnetic seismograph.
- ⊗ represents small size analog record type seismograph.
- Maximum acceleration value in the parenthesis has low reliability because of overcrossing of record.
- Maximum acceleration value of KUROBE DAM was heard by phone.
- Maximum acceleration value of IWAYA DAM were measured by dam officer.
- Colum marked by an oblique line is not observed component.

図-1.10 強震記録に基づく各地の最大加速度

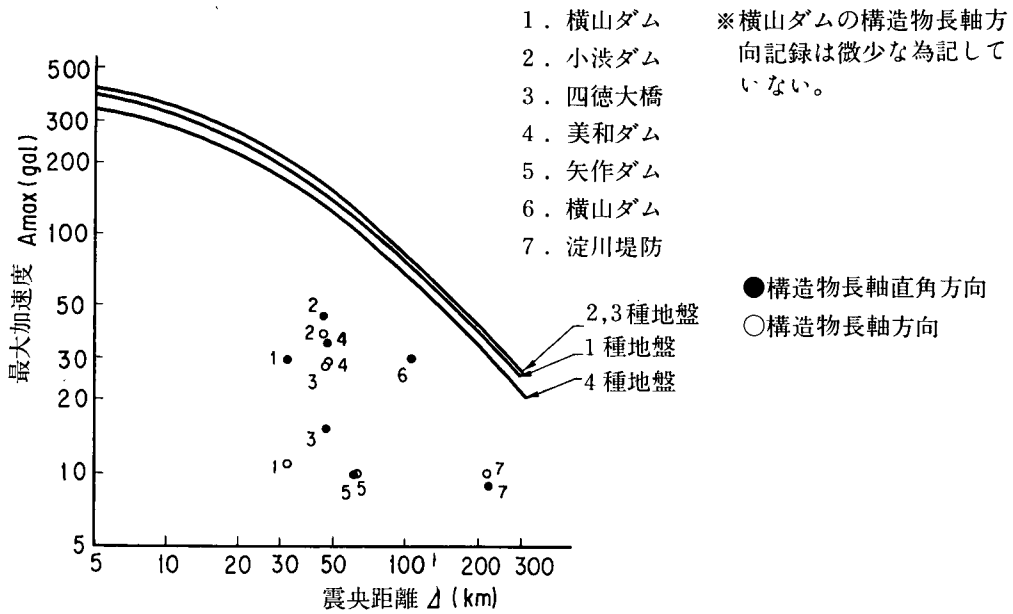


図-1.11 本震による最大加速度の距離減衰

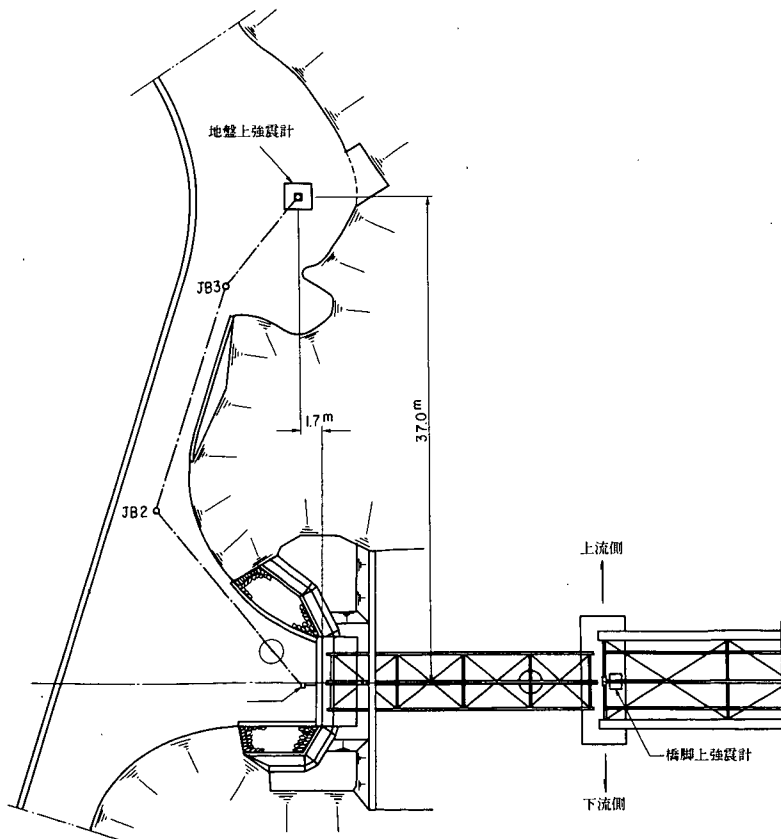


図-1.12 四徳大橋地盤上強震計位置図

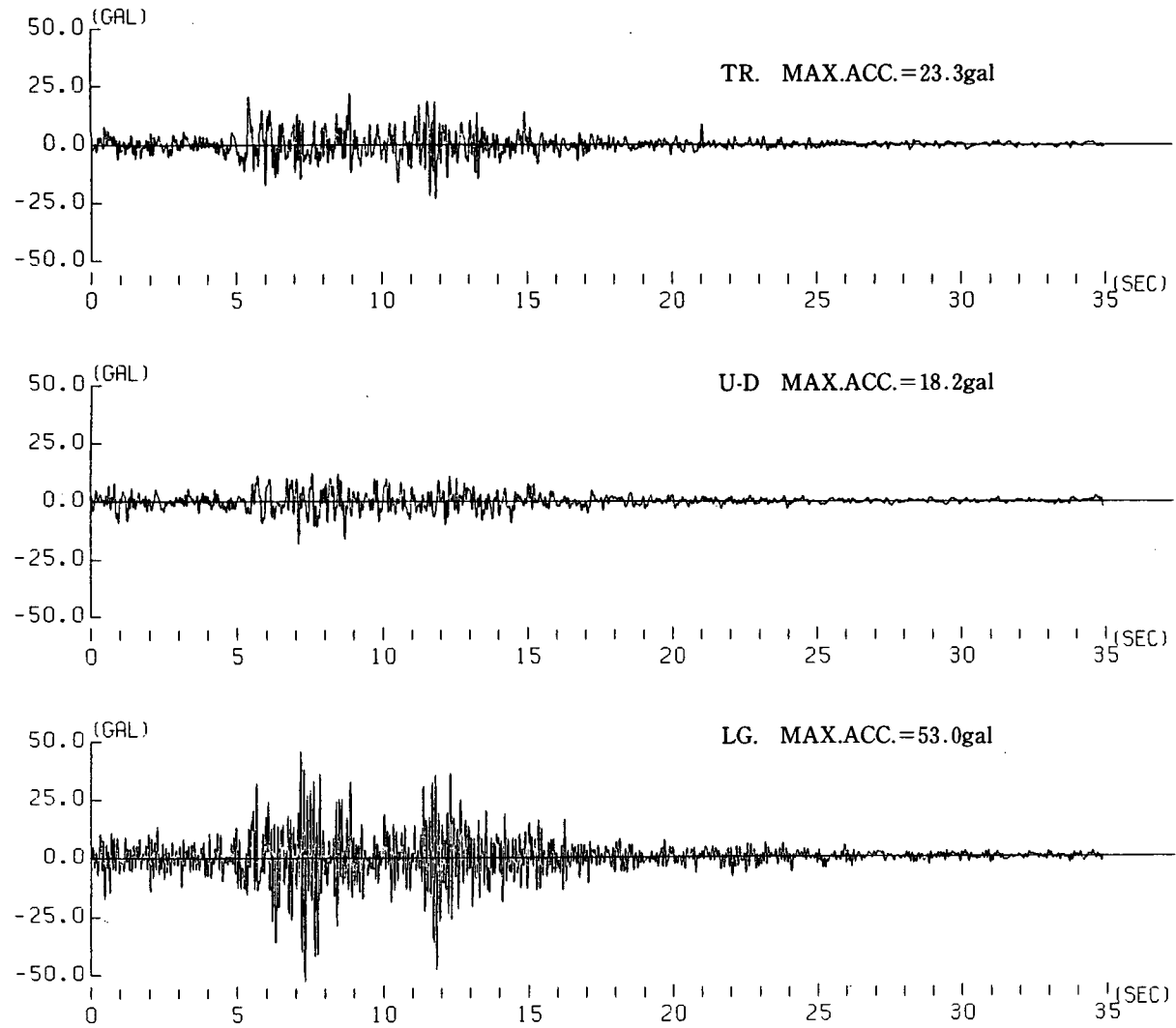


図-1.13 本震による四徳大橋周辺地盤上の加速度記録

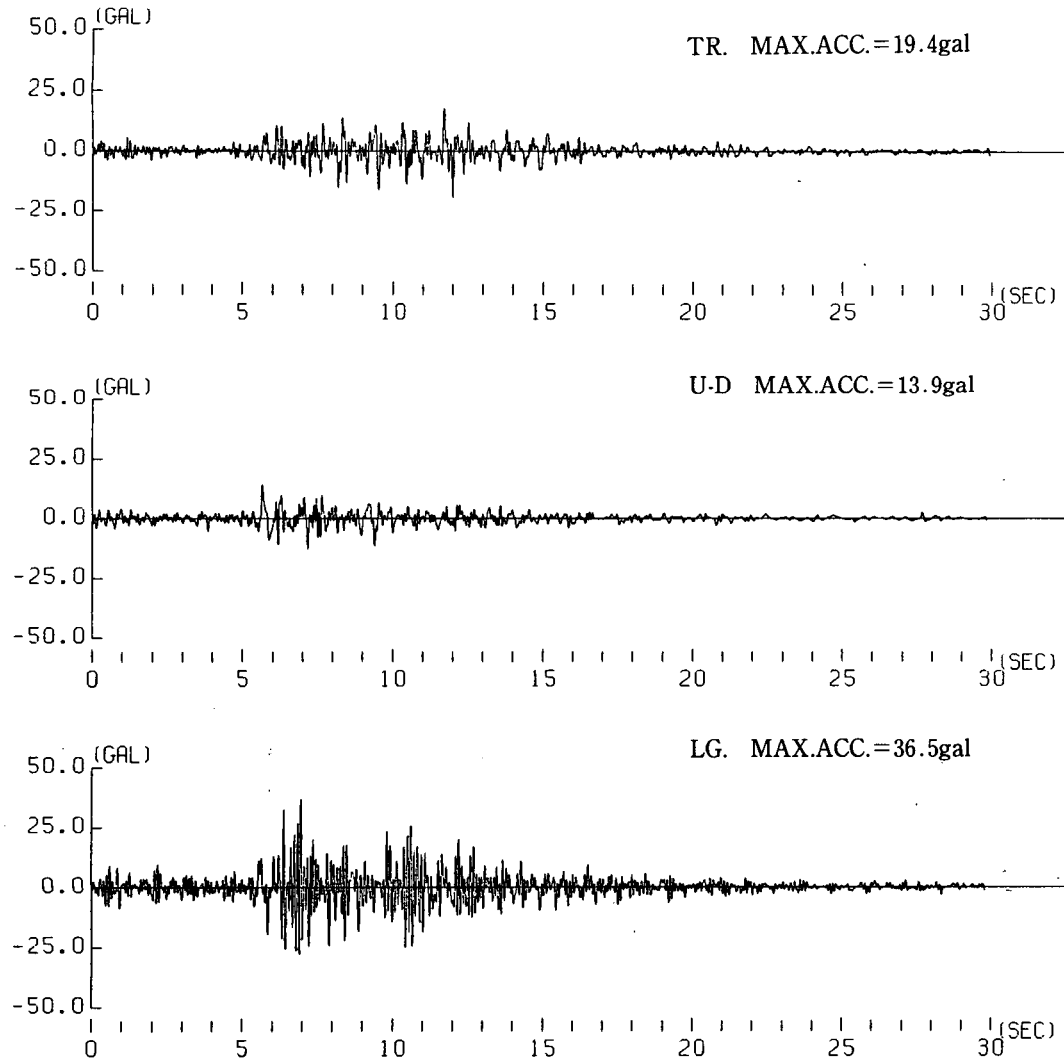


図-1.14 最大余震による四徳大橋周辺地盤上の加速度記録

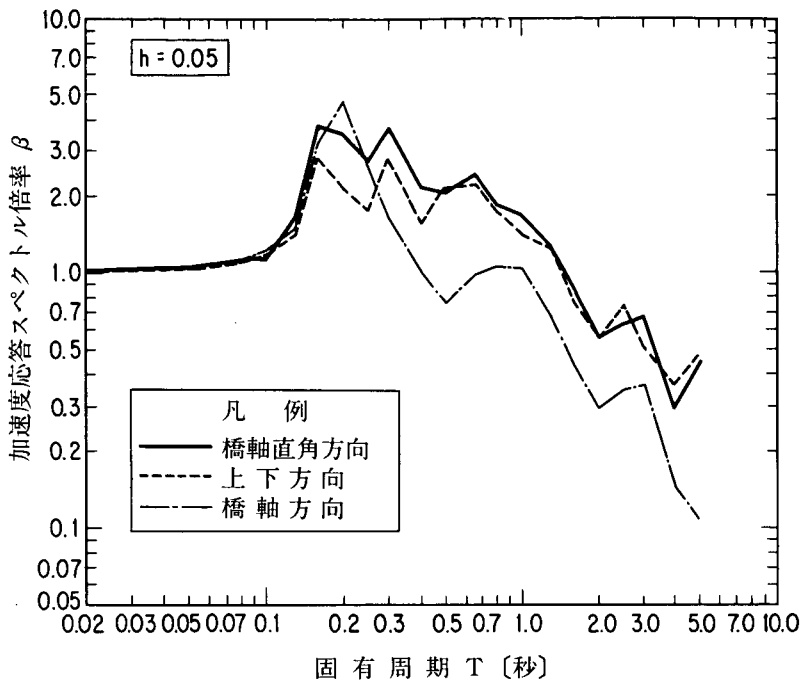


図-1.15 本震による四徳大橋地盤上強震計記録の加速度応答スペクトル
計器補正後

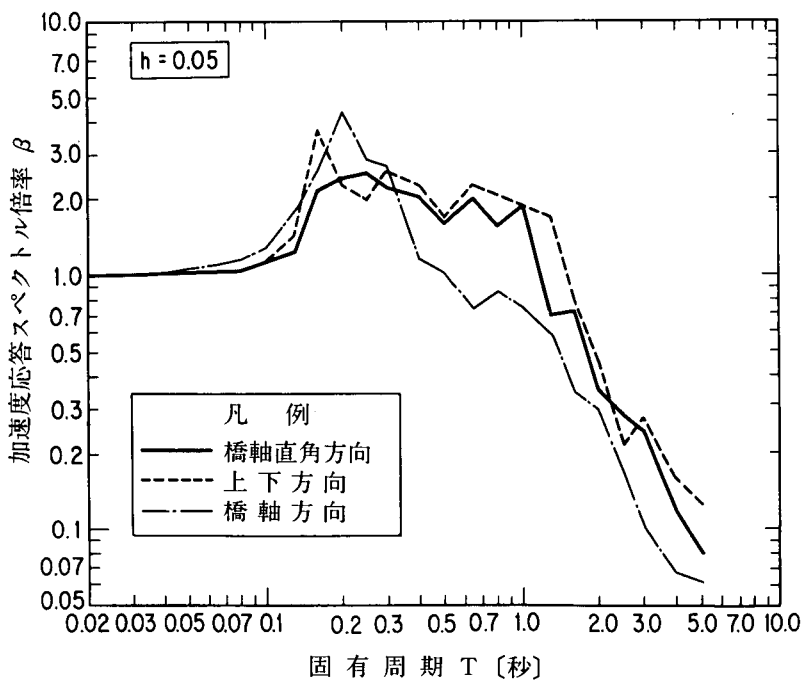


図-1.16 最大余震による四徳大橋地盤上強震計記録の加速度応答スペクトル
計器補正後

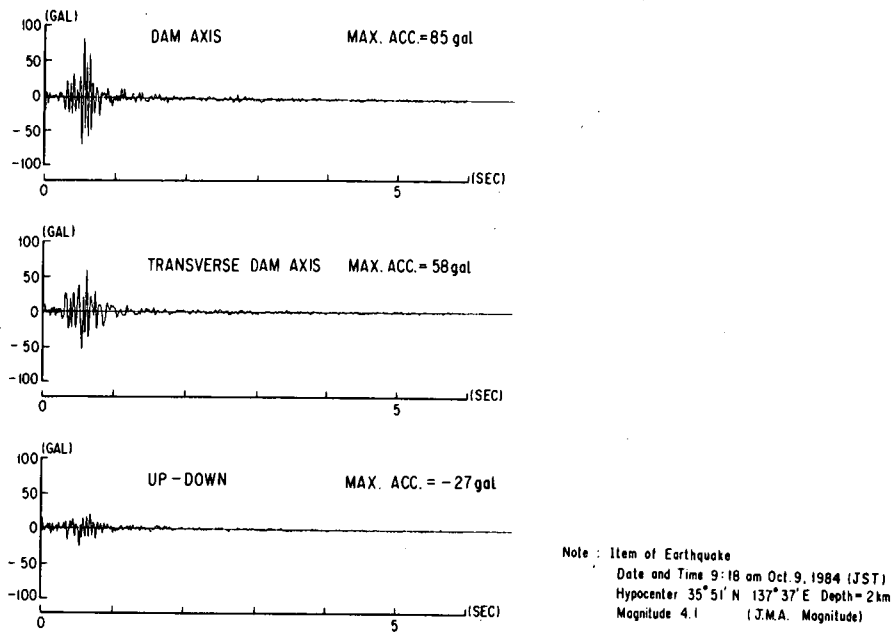


図-1.17 余震による牧尾ダム岩盤上の加速度記録

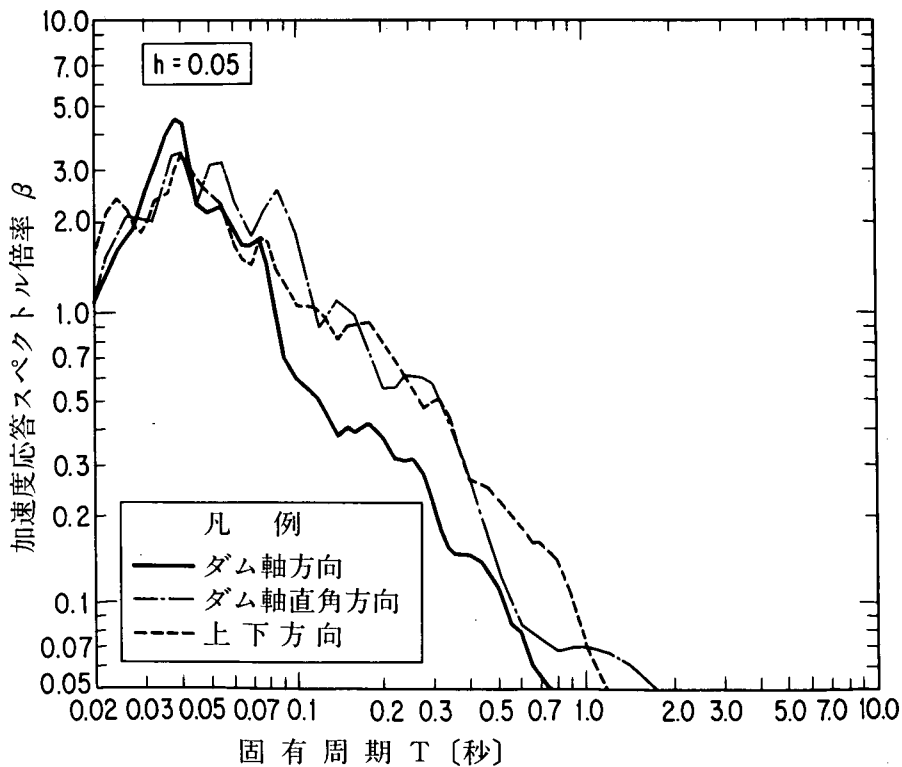


図-1.18 牧尾ダムの余震記録の加速度応答スペクトル

参 考 文 献

- 1) 気象庁気象研究所「地震活動に関する調査」, 科学技術庁「昭和59年(1984年)長野県西部地震による土砂災害に関する緊急研究」, 1985年。
- 2) たとえば, 三雲, 和田, 金嶋, 今川, 小泉「1984年長野県西部地震前後の飛騨地方北部の地震活動と本震の断層モデル」1984年長野県西部地震の地震および災害の総合調査, P.21, 1985年3月。
- 3) 松田, 山科, 有山「長野県西部地震の震源断層に対する地表調査」1984年長野県西部地震の地震および災害の総合調査, P.67, 1985年3月。
- 4) 藤田寿雄「突発的な地すべり・崩壊の発生をめぐる話題」昭和59年度土木研究所講演会講演集, P.1, 昭和60年3月。
- 5) 日本活断層研究グループ「日本の活断層」東京大学出版会, P.363, 1980。
- 6) 加藤碩一「地震と活断層の科学」, 朝倉書店, P.111, 1989。
- 7) 地震予知総合研究振興会「長野県西部地震による震度分布調査」, 1985。
- 8) 大橋, 岩崎, 川島「墓石の転倒状況から推定した伊豆大島近海地震の地震動強度」, 土木技術資料20-11, 1978。
- 9) 黒礎, 伊藤, 飯尾, 梅田, 村松「地震で飛び上がった石および埋れ木」, 地震学会昭和60年春季大会講演予稿集 P.17, 1985, 4。
- 10) 岡本舜三「耐震工学」オーム社, P.143, 1966。
- 11) 荒川, 川島, 田村, 相沢, 高橋「最大地震動および地震応答スペクトルの推定法(その6)」, 土木研究所資料第2038号, 1983年12月。

昭和61年3月30日原稿受理

第 2 編 地震被害の概要

栗 原 徹 郎*

by Tetsuro KUWABARA

目 次

1. 被害の概要	(2)
2. 斜面崩壊の概要	(3)
2.1 御岳崩れ	(4)
2.2 松越地区の斜面崩壊	(4)
2.3 滝越地区の斜面崩壊	(4)
2.4 御岳高原地区の斜面崩壊	(4)
2.5 小規模崩壊	(6)
3. 公共土木施設の被害	(6)
3.1 河川・砂防施設	(6)
3.2 道路施設	(6)
(1) 道路橋	(6)
(2) トンネル	(8)
3.3 ダム施設	(8)
3.4 電力施設	(8)
3.5 水道施設	(8)
3.6 通信施設	(8)
3.7 建築物	(8)
参考文献	(8)

* 地震防災部振動研究室研究員（現 九州地方建設局大分工事事務所調査第二課長）

1. 被害の概要

長野県西部地震による被害のほとんどは、震央の位置する長野県木曽郡王滝村で発生している。王滝村は、長野県の最西端に位置し、昭和54年に有史以来と言われる噴火を起こした木曽御岳山の南山麓に広がる山村である。北西部は、岐阜県飛騨地方と県境をなし、南部は大桑村、上松村、東部は三岳村に接している。王滝村の総面積は317.71km²であり、県下で5番目の広さを有している。面積の92%は山林で、そのうち83%は木曽ヒノキに代表される国有林である。河川は御岳山等を源流とする急峻な溪流がほとんどであり、合流して村内の中央部を西から東へ流れる王滝川となっている。また村内に三浦ダム、王滝川ダム、牧尾ダムの

三つのダムを有しており、中京関西都市圏の電力や水資源を供給している。人口は昭和55年度の国勢調査時に、1,786人とこの20年間に約半分に減少している。

長野県西部地震による被害は、表-2.1に示すように死者29名、負傷者10名、家屋の全半壊87棟を初め農林水産業関係の被害が甚大であった。各施設の被害状況を表-2.2に示す。全被害額は466億円であり、このうち土木施設の被害は125億円で、農林業関係の被害302億円と併せると全被害の90%以上となる。この等の被害のほとんどは、王滝村とその周辺町村で発生している。

今回の地震では、大規模な斜面崩壊に起因する被害が大きかった。死者29名（行方不明15名を含む）のうち家屋倒壊により死亡した1名を除く28名が伝上川上

表-2.1 昭和59年（1984年）長野県西部地震被害状況（参考文献1による）

区 分	単 位	全 国 計	山 梨 県	長 野 県	岐 阜 県	備 考
人	死 者	29		29		
	負 傷	10		10		
建 物	全 壊・流出	14		14		
	半 壊	73		73		
	一 部 被 損	565		517	48	
	非住家被害	26			26	
り 災 世 帯 数		人	87	87		
り 災 者 数		人	302	302		
そ の 他	田	ha	0.74		0.74	
	畑	〃	0.02		0.02	
	文 教 施 設	箇所	69	63	6	
	道 路	〃	258	18	240	
	橋 り ょ う	〃	14		14	
	河 川	〃	15	3	12	
	砂 防	〃	1		1	
	崖 崩 れ	〃	2		2	
	水 道	〃	12		12	
	農 業 用 施 設	〃	60		60	
	治 山	〃	129		129	
	林 道	〃	298		298	
	林業関係施設	〃	5		5	
	社会福祉施設	〃	4		4	
	商 工 関 係	〃	179		179	
	県営住宅関係	〃	4		4	
火 災 発 生		件	1	1		営林署造成宿舎

(注)(1) 死者29人には、法的に死亡が認定（遺体未発見で実際には行方不明）された15人を含む。

(2) 遺体搜索の経過は次のとおりである。

- ① 地震発生の当日に、滝越地区で1人、その後の搜索活動により10月18日までに、松越地区で13人、合計14人の遺体を発見し、身元を確認した。
- ② 残り15人については、11月2日まで続けられた搜索活動にもかかわらず、遺体は発見されず、12月25日までに全員の死亡が認定された。

表-2.2 昭和59年（1984年）長野県西部地震における各施設ごとの被害状況

区 分	数 量 単 位	数 量	金 額（千円）
公 共 土 木 施 設 関 係 等	箇 所		12,476,782
河 川 等	箇 所	294	12,349,441
治 山 施 設 等	箇 所	6	127,341
農 林 水 産 業 関 係 等	箇 所		30,219,452
農 地 等	箇 所	470	3,639,207
農 林 水 産 業 共 同 利 用 施 設	箇 所	5	31,793
農 作 物 等			42,814
農 林 水 産 業 非 共 同 利 用 施 設 等			27,100
荒 廃 林 地 等	箇 所	131	8,352,500
国 有 林 等			18,126,038
文 教 施 設 関 係 等	校	7	57,095
国 立 学 校 施 設	校	1	21,159
公 立 学 校 施 設	校	6	35,936
厚 生 施 設 関 係 等			60,208
厚 生 施 設			21,069
水 道 施 設	件	5	39,139
中 小 企 業 関 係			769,042
そ の 他			3,065,542
国 有 庁 舎 施 設 等	箇 所	2*	1,057
国 電 力 施 設 等			2,946,000
国 有 鉄 道	件	62	40,485
電 信 電 話	回 線	222	78,000
合 計			46,648,121

*郵便局舎

1985年10月現在（中央防災会議：防災基本計画添付資料より）

表-2.3 長野県西部地震による被害額（県別）

（単位 千円）

区 分	公 共 土 木 施 設 関 係					
	河 川 等		治 山 施 設 等		小 計	
	箇 所	金 額	箇 所	金 額	箇 所	金 額
都道府県						
山 梨	26	262,620			26	262,620
長 野	267	12,071,200	5	110,941	272	12,182,141
岐 阜			1	16,400	1	16,400
直 轄	1	15,621			1	15,621
合 計	294	12,349,441	6	127,341	300	12,476,782

流御岳山中腹に発生した通称“御岳崩れ”及び松越地区の斜面崩壊の犠牲者となっている。施設被害も斜面崩壊及び崩壊土砂に起因して多く発生している。伝上川、濁沢、濁沢川、王滝川等においては、“御岳崩れ”を始めとして松越地区の崩壊、滝越地区の崩壊により発生した土砂流により、河川施設及び治山施設等に被害が発生した。表-2.3に長野県西部地震による県別の公共土木施設関係の被害額を示す。公共土木施設関係の被害は、箇所数300箇所、被害額約125億円である。

2. 斜面崩壊の概要

今回の地震では、御岳山南東斜面の尾根に発生した崩壊土量 $3.4 \times 10^7 \text{m}^3$ に達する通称“御岳崩れ”を始めとして多数の斜面崩壊が発生した。これ等の斜面崩壊により28名の犠牲者を出すとともに、河川施設や治山施設等の公共土木施設に多大な被害をもたらした。これは、内陸型の地震が火山灰土の多く堆積した地域に発生した場合における特徴である。以下主要な崩壊についてその概要を紹介する。

2.1 御岳崩れ

御岳崩れは、写真-2.1に示すように標高3063mの御岳山南東斜面の尾根に発生した崩壊土量3,400万 m^3 、最大幅420m、崩壊面積41万 m^2 最大深さ160m、平均深さ82mの崩壊である。崩壊前の地形は、尾根下端の東側から南側かけて伝上川により深さ100m程度の谷が刻まれていた。また尾根末端部では以前から小規模な崩壊が続いており、尾根西側は崩壊により削り取られていた。崩壊地の地質は御岳山の溶岩流と降下軽石の互層であり、崩壊は軽石層部分をすべり面として発生したと考えられている。崩壊した土砂は御岳山南面の伝上川、濁川を流れ下り木曽川支川王滝川まで達した。王滝川に堆積した土砂は王滝川を塞ぎ止め深さ30~40mにおよぶ天然ダムを形成している。この土砂流出により15名の犠牲者と多くの施設被害が発生している。

2.2 松越地区の斜面崩壊

松越地区の斜面崩壊は、大又川と王滝川の合流点の大又川右岸斜面で発生した。この斜面は、傾斜約30°の河岸段丘である。崩壊土量は27万 m^3 であり、その最大幅は約150m、崩壊長約250m、最大深さ35m程度であ

る。写真-2.2に斜面崩壊を示す。崩壊地の地層は中生層の基岩上に風成の軽石層が堆積し、さらにその上部に滝越湖底層、4本松軽石層等が載った状態となっている。崩壊は、水で飽和した風成の軽石層で発生している。流下した土砂は崩壊地点から約900m離れた牧尾ダム貯水地に到達し、堆積した。この崩壊では、13名の人的被害が発生するとともに、県道御岳王滝黒沢線の新大又橋が流失し、一ヶ月間の通行止めが続いた。さらに王滝村中心部から大又地区への道路もその路体が流失し、迂回路が確保されるまでの24日間通行止めとなった。

2.3 滝越地区の斜面崩壊

滝越地区の斜面崩壊は、王滝川本川左岸に直角方向に流入する沢の左岸山腹の台地状尾根部を滑落崖として発生した。崩壊は高さ60m、平均幅150m、崩壊土量15万 m^3 の規模である。崩壊地は、上部滝越湖成層に属するシルト層が露出し、この上位の溶岩と砂礫層が崩壊した。

2.4 御岳高原地区の斜面崩壊

主要な崩壊は、県道御岳王滝黒沢線沿いの御岳高原

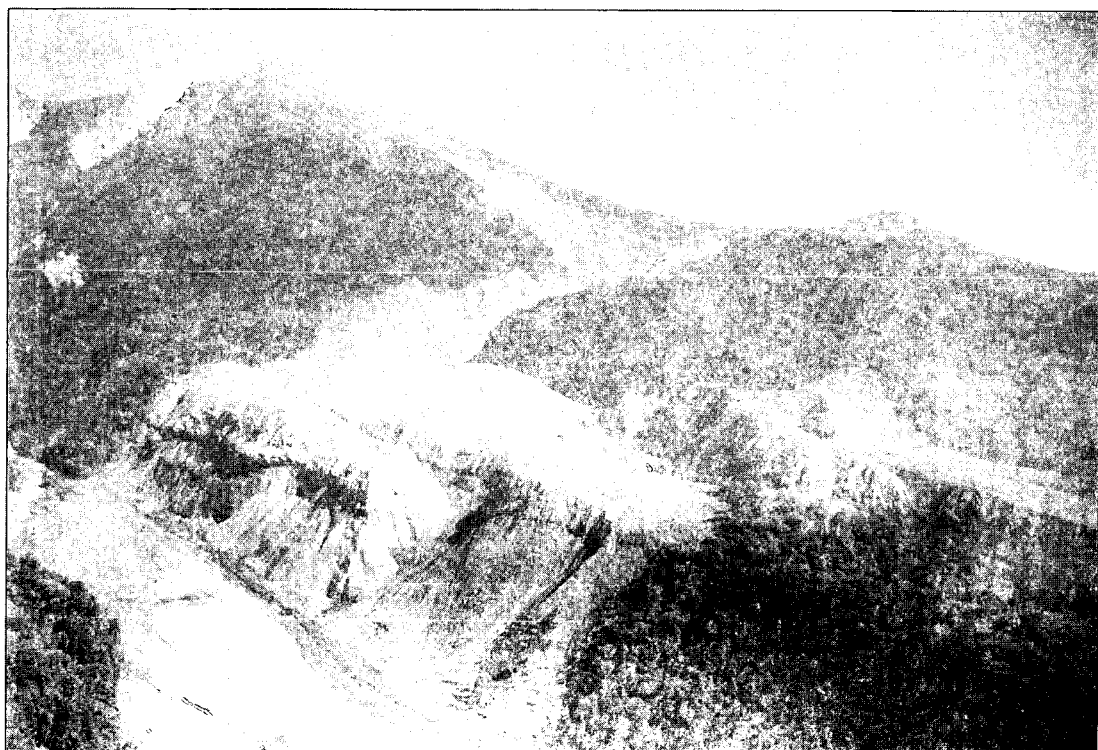


写真-2.1 御岳崩れ（参考文献2）による）

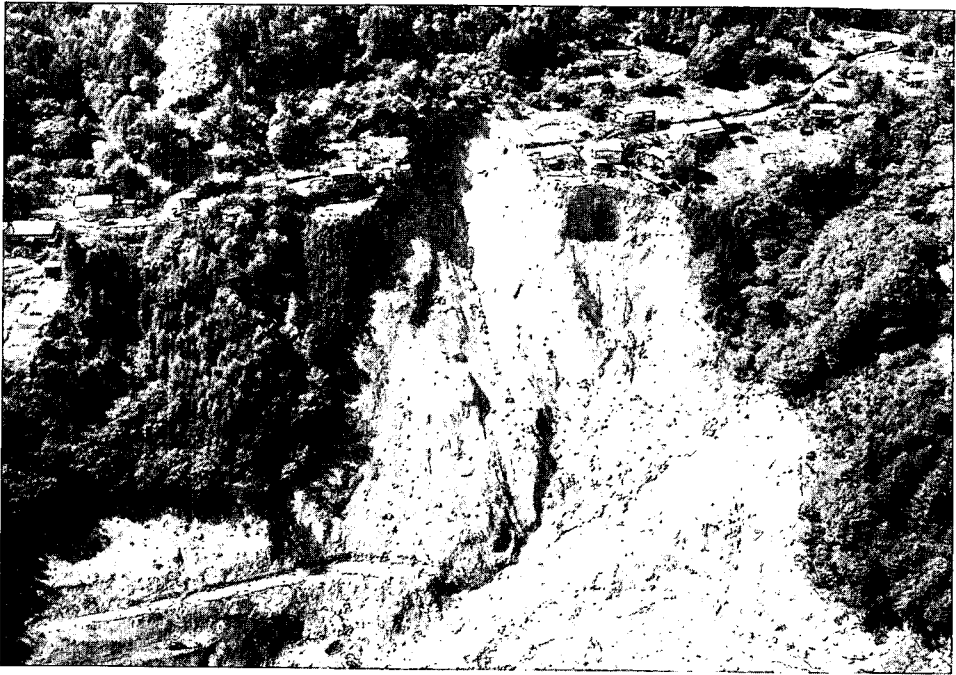


写真-2.2 松越地区の斜面崩壊（参考文献 2）による

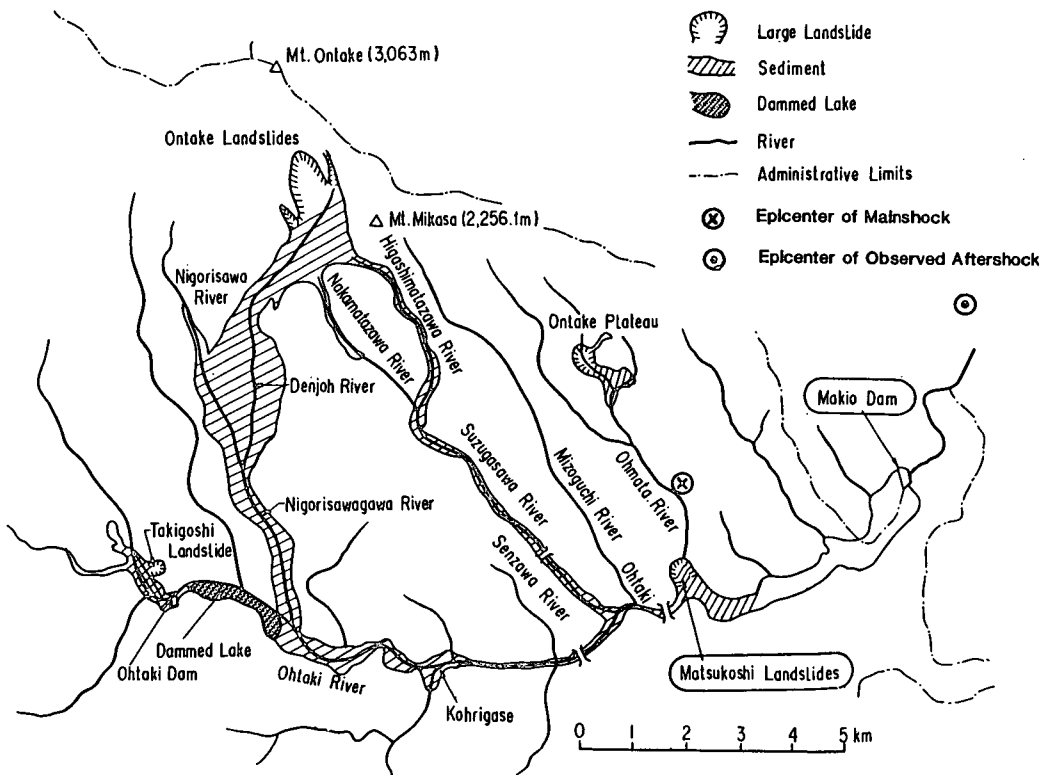


図-2.1 斜面崩壊地点位置図

スキー場下部の3箇所が発生した。最大の崩壊は、崩壊幅約100m、長さ約130m、深さ約20~30mである。斜面勾配は約17度であり、高原状の台地を形成している。これらの崩壊は溶岩状に堆積した軽石層や火山灰層及び火山砂層のうち崩壊地に広く分布する厚い軽石層において発生している。最も南側の御岳霊場における崩壊土砂は沢沿いに約650m流下し、溪床に堆積している。

2.5 小規模崩壊

“御岳崩れ”を始めとする既に記述した大規模な斜面崩壊の他に多くの小規模崩壊が発生した。崩壊面積が100m²以上の崩壊はおおよそ500箇所が発生している。図一2.1に崩壊地の分布を示す。調査対象とした範囲の崩壊箇所349箇所のうち、崩壊面積500m²以下の崩壊は、全体の約6割に達している。

3. 公共土木施設の被害

3.1 河川・砂防施設

河川・砂防施設の被害は、御岳崩れ、松越地区の崩壊、滝越地区の崩壊等大規模な斜面崩壊に起因してそのほとんどが発生している。王滝川に堆積した約2,000万m³の土砂により、柳ヶ瀬地区では本川が塞止められ、湛水延長2.75km、湛水面積0.33km²、湛水量365万m³の天然ダムが形成された。また、天然ダム下流部では林道王滝線が埋没し、水ヶ瀬地区では貯木や宿舎が流出した。この崩壊土砂により県工事分9箇所、町村工事分3箇所の計12箇所被害が発生し、被害金額は約49億円となっている。また砂防施設としては、鈴が沢にある2基の砂防ダムと流路工で被害が発生している。

王滝川に対する応急対策としては、堆積土砂が豪雨により再び流出する可能性が高いため、床固め工を行うとともに、流路の固定化及び天然ダムの水位上昇を抑えるため河道掘削を行っている。水ヶ瀬地区および柳ヶ瀬地区における応急対策に要した概算費用は2億7,500万円であり、総掘削量は約100,000m³であった。

3.2 道路施設

道路施設の被害は、長野県及び山梨県の278箇所が発生しており、被害額は73.8億円に達した。これ等の被害の多くは震央から約15kmの範囲にある県道福島御

岳線、御岳王滝黒沢線、越木曽福島線、才児上松線および王滝村内の村道および林道で発生している。図-2.2に道路施設の被害位置を示す。

被害原因は、斜面崩壊に伴う道路自体の欠壊・埋没、路上への落石、土石流による橋の流失またはトンネルの閉塞等の斜面崩壊（土石流を含む）に起因するものが大半であった。地震動による直接的な被害としては、道路の路面亀裂、路肩崩壊、擁壁の倒壊、橋梁取付け部の沈下、鉄筋コンクリート橋脚の破損、コンクリート桁端のひびわれ、鋼桁端の座屈、支承部の破損等である。

県道御岳王滝黒沢線は松越地区の斜面崩壊により路体及び大又橋が流失したため、地震発生と同時に通行止となった。王滝村と木曽福島を結ぶ唯一の県道である御岳王滝黒沢線が通行止めとなったため、牧尾ダムから王滝川右岸を通る村道1号線が利用された。本線は、応急組立て橋を用いた松越地区の応急復旧工事が10月14日に完成したことから、1ヶ月ぶりに供用が再開されている。また松越地区の斜面崩壊により不通となった王滝村中心部から大又地区への生活道路を確保するため、全長590mの仮設道路が建設された。仮設道路は10月8日に幅員3mの一車線として供用が開始され、28日には幅員が5mに拡幅された。以下に道路橋及びトンネルの被害の概要を述べる。

(1) 道路橋

県道及び村道関係では14橋の道路橋が被害を受け、被害額は2億6千万円に及んだ。このうち10橋は王滝村内に位置する道路橋であり、道路橋においても被害は震央近傍に集中している。今回の地震による被害の特徴としては松越地区の斜面崩壊により流失した新大又橋のように地震時の振動による直接的な被害ではなく、斜面崩壊あるいは土石流による被害が多かったことである。流失した新大又橋の応急復旧としては、建

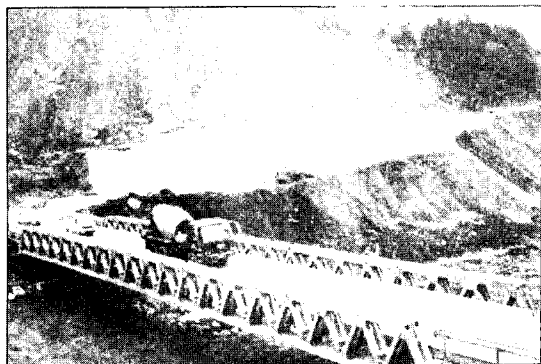


写真-2.3 新大又橋の応急復旧（仮設組立トラス橋）

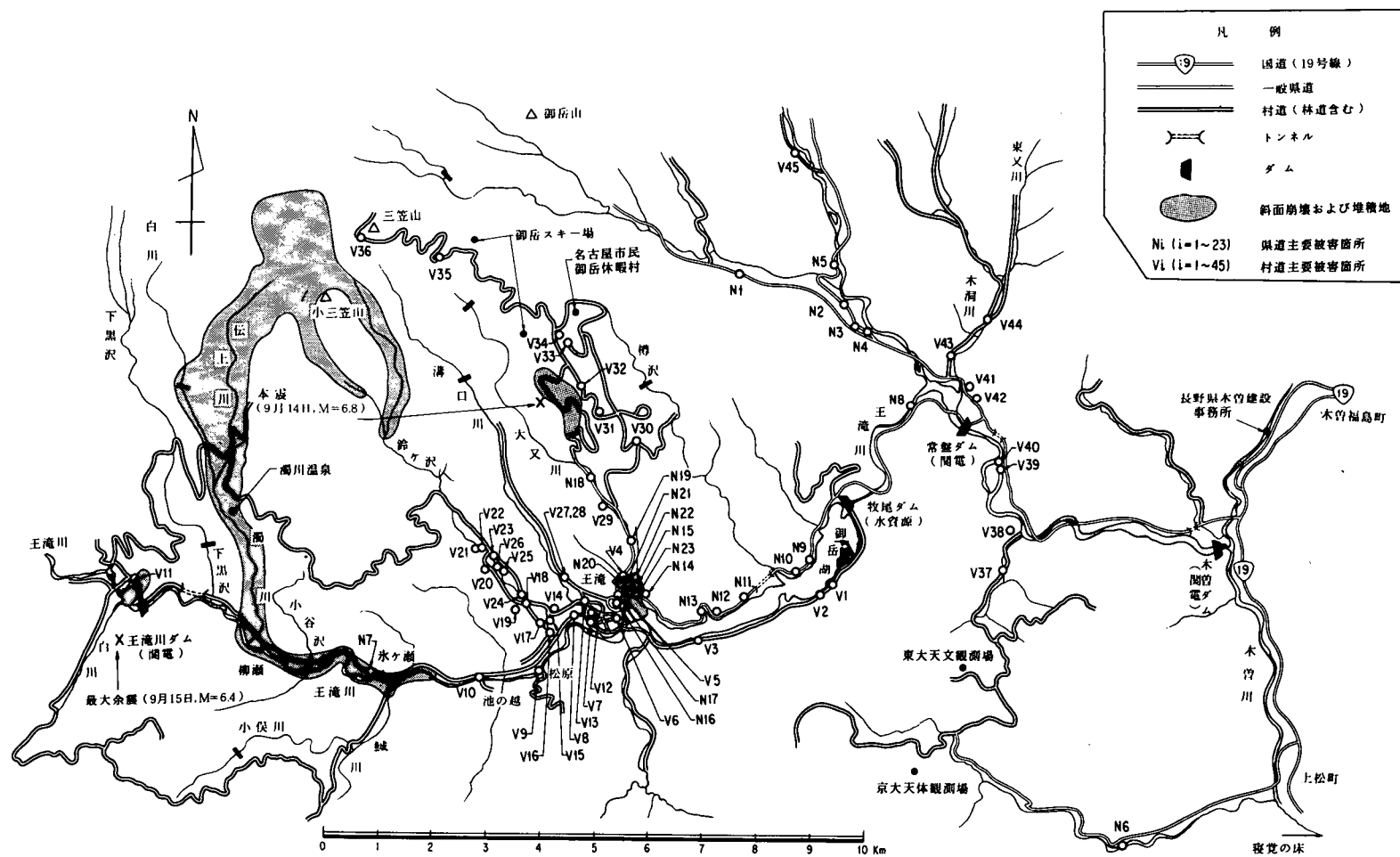


図-2.2 道路施設の被害位置

設省中部地方建設局が所有する写真-2.3に示す応急組立て橋（ペーリー橋、橋長8 m+40m+8 m、橋幅6 m）が用いられている。

(2) トンネル

今回の地震により被災したトンネルは、王滝川に沿って滝越地区へ通じる林道に位置する王滝、餓鬼ヶ咽、水ヶ瀬の3つのトンネル及び県道御岳王滝黒沢線の牧尾ダム近傍に位置する花房トンネルである。

長さ430mの王滝トンネルは、御岳崩れに伴う塞ぎ止め湖に上半分を除いて水没した。また長さ250mの餓鬼ヶ咽トンネルは、御岳崩れの崩土により10～20mの厚さに堆積した。さらに長さ60mの水ヶ瀬トンネルは、崩壊土砂の堆積の下流端に位置しており、トンネル内に土砂や木片が流れ込んだため、半分程度まで埋塞された。花房トンネルの被害は、抗門の亀裂程度であるためトンネルの被害は崩壊土砂又は水による閉塞であると言える。

3.3 ダム施設

本地震の震央直近には牧尾ダムが位置し、震央から100km以内に堤高の高いダムが十数ダム存在した。このうち牧尾ダムは天端に若干の亀裂を生じたが、本体に異状はなく、他のダムには全く被害がなかった。牧尾ダムの変状は、天端におけるダム軸方向の亀裂、下流法肩の沈下および下流表面のゆるみや移動である。天端の亀裂は強震動を受けたアースダムによく見られるもので、地震時に発生する引張り応力によると考えられる。亀裂の深さは最大で1.5m程度であり、コアの設計標高には達しておらず遮水機能には影響していない。

3.4 電力施設

地震発生と同時に王滝村全戸（427戸）をはじめとして501戸で停電したが、当日中に約90%の447戸が復旧し、家屋が流失、倒壊した6戸を除く48戸は翌日の15日昼頃に復旧した。

施設被害としては、滝越地区の斜面崩壊により関西電力の王滝川ダムの貯水池の一部が埋没したほか、同ダムより取水している御岳発電所の王滝川系統の導水管が濁川付近で御岳崩れに伴う崩壊土砂により流失し

ている。

3.5 水道施設

水道施設は、王滝村を中心に7町村12施設で8,500万円の被害が発生した。地震直後には約1,300戸で断水したが王滝村の555戸以外は翌15日までに復旧が完了した。施設の被害は主に管渠で発生し地上配管等により応急復旧が行なわれている。

3.6 通信施設

電話は、620加入の王滝村と木曽福島を結ぶ2ルートのうち1ルートが切断されたため、掛かりにくい状態となった。このため、9月14日に市外ケーブルの切替えを行うとともに、9月14日～9月20日まで特殊公衆電話を設置し、さらに9月15日～9月28日まで通信衛生「さくら」を利用した回線の確保がなされた。

被害は、加入者宅の損壊、電柱の倒壊、市内ケーブルの損傷等により王滝局内の約180加入が不通となったが、家屋流失による修理不能18加入を除き10月30日までに全て復旧している。

3.7 建築物

王滝村では427戸全てにおいて被害が発生した³⁾。内訳は、全壊14戸、半壊73戸であり、残りの340戸が一部損壊であった。全壊はそのほとんどが土砂により家屋が流失したためであり、半壊家屋は土砂の崩壊や擁壁の崩壊によるものが多い。王滝村以外では、三岳村、加子母村、南木曽町などの町村で構造物の損傷を若干受けた程度である。具体的には、屋根瓦の滑落、ガラスの損壊、内外壁の亀裂等である。

参 考 文 献

- 1) 自治省消防庁「昭和59年（1984年）長野県西部地震災害対策調査報告書」、昭和60年3月。
- 2) 長野県西部地震被災状況、土木技術資料、第26巻11号、昭和59年11月。
- 3) 日本建築学会「1984年長野県西部地震被害報告」、日本建築学会東海支部構造委員会、昭和60年3月。

昭和61年3月30日原稿受理

第 3 編 地形と地質

脇 坂 安 彦*

by Yasuhiko WAKIZAKA

目 次

1. 御岳山周辺の地形概説	(2)
2. 御岳山周辺の地質概説	(2)
2.1 先第四系	(2)
2.2 第四系	(2)
3. 濃飛流紋岩類	(2)
4. 御岳山の火山地形	(6)
5. 御岳山の火山地質	(6)
5.1 活動史	(6)
5.2 地 質	(9)
(1) 第 1 期の噴出物	(9)
(2) 第 3 期の噴出物	(10)
6. 御岳山周辺の第四紀断層	(10)
7. 長野県西部地震による斜面崩壊と地形地質	(11)
参考文献	(11)

*地質化学部地質研究室研究員（現 九州地方建設局河川部建設専門官）

1. 御岳山周辺の地形概説

御岳山は標高約3000mの二重成層火山である。火山体は南北約22km, 東西約20kmの大きさを有している。火山体の末端部の標高は約1000~1500mであり, 周囲の山地の高度もほぼ同程度である。御岳山を構成している溶岩層の分布は地形に表われている。御岳山を中心に同心円状に広がる等高線は標高約2000m以上は密であるが, それ以下では間隔が広がってくる。この等高線間隔が再び密になりかつ形状が複雑になる付近が火山体の末端部である(図-3.1)。

火山体のほぼ南限を王滝川が東西方向に, 東限を西野川が南北方向に流れている。王滝川には2つの人工湖がある。王滝川, 西野川流域には松源地面, 高部面, 坂下面などの河岸段丘が発達している(木曾谷第四紀研究グループ, 1967)¹⁾。王滝川下流域, 西野川東側には地蔵峠火山岩類堆積面が開析されて形成された地蔵嶺面が分布している。地蔵嶺面は御岳山地域の北方では標高2000m以上にあるが, 御岳山周辺では1000m付近に分布している。

2. 御岳山周辺の地質概説

2.1 先第四系

御岳山周辺の地質層序を表-3.1に, 地質図を図-3.2に示す。表のように御岳山周辺の先第四系は, 中・古生層, 濃飛流紋岩類, 貫入岩類から構成されている。

中・古生層は美濃帯に属する地層で, 主に砂岩, 粘板岩, チャートよりなる。御岳山の東南麓付近の走向はNE-SWでNWに急傾斜しており²⁾, 木曾山地に広く分布する中・古生層の構造³⁾と調和的である。この地層の西縁は濃飛流紋岩類と断層で接しているが, こ

の断層から幅2~3km内の中・古生層は著しく擾乱され破碎・角礫岩化・千枚岩化作用を受けている。山田ほか(1971)⁴⁾はこの破碎帯を“濃飛岩体東縁破碎帯”と命名し, 少なくともその一部は濃飛流紋岩類の堆積以前から形成されていたものと推定している。

濃飛流紋岩類は南限の恵那市から北限の飛騨山地まで北西-南東方向に約130kmにわたって分布する巨大な岩体である。岩体の面積の90%以上は流紋岩~流紋デイサイト質の溶結凝灰岩から構成され, 活動は5ステージに区分されている(活動時期は約1億年~8千万年前の中生代白亜紀後期である)⁴⁾。御岳山南部地域には濃飛流紋岩プロパーと新时期流紋岩が分布をしている²⁾(それぞれ山田ほか(1971)⁴⁾のステージIII・IVおよびステージVに相当する)。

貫入岩類には花崗斑岩類と花崗岩類がある²⁾。花崗斑岩類はアダメロ斑岩と花崗閃緑斑岩より, 濃飛流紋岩類と中・古生層の境界付近に分布している。花崗岩類は瀬戸川下流域で中・古生層中に貫入している(上松花崗岩: 白亜紀末期に貫入)。

上野玄武岩は鮮新世または更新世初期に噴出したもの²⁾で, 主に王滝川より南部の地域に点在している。

2.2 第四系

第四系に属するのは地蔵峠火山岩類, 御岳山火山岩類, 沖・洪積層などである。

地蔵峠火山岩類は主に泥流様堆積物からなっており, 御岳山火山岩類よりも古いとされている¹⁾。

御岳山火山岩類については後の項で詳説する。

沖・洪積層には王滝川, 西野川流域で河岸段丘を構成している木曾谷層, 高部礫層, 木曾川泥流, 坂下礫層, 西方寺礫層などがある¹⁾。また, 滝越付近には泥・砂・礫・火山灰などからなる湖成の滝越層が分布している²⁾。

表-3.1 御岳山周辺の地質層序

時 代		層 序	
第 四 紀	完新世	沖・洪積層	
	更 新 世	御岳山火山噴出物	
		地藏峠火山岩類	
第 三 紀		上野玄武岩	
中 世 代	白 亜 紀	花崗斑岩類	花崗岩類
		濃飛流紋岩類	
古 生 代		中・古生層	

3. 濃飛流紋岩類

御岳山南麓, 王滝川流域に分布する濃飛流紋岩類は, 濃飛流紋岩団体研究グループ(1973)²⁾により詳しい調査がなされている。以下これに従がい説明する。

本地域に分布する濃飛流紋岩類の層序は表-3.2の通りである。真弓峠溶結凝灰岩層は滝越地区の西方に分布している(図-3.3)。本層は淡緑色~緑灰色の流紋岩質の溶結凝灰岩で, 多量の異質岩片を含んでいる。このように本層の大部分は火山角礫岩~凝灰角礫岩であって, 他の濃飛流紋岩類を構成する溶結凝灰岩層と

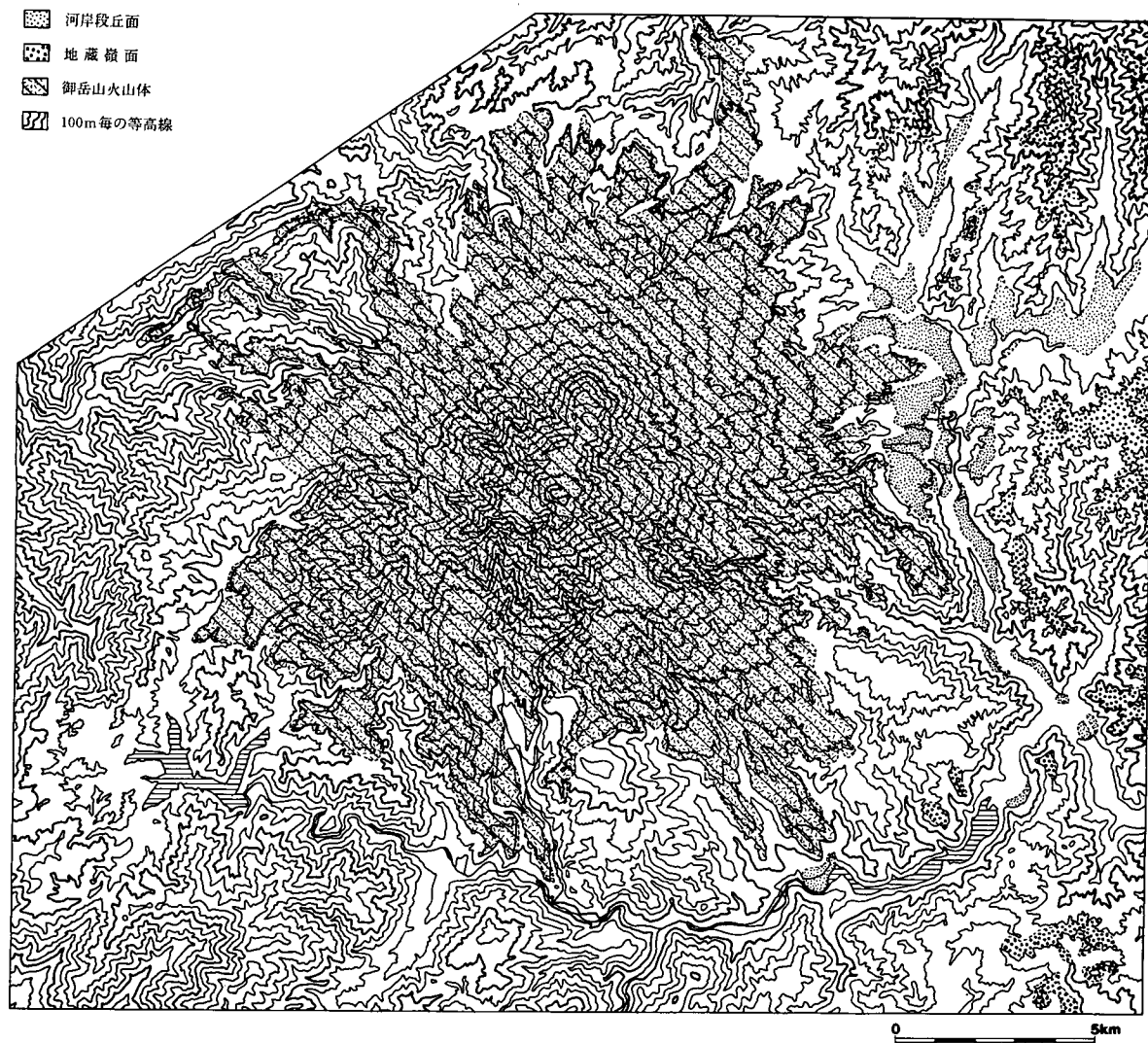


図-3.1 御岳山周辺の地形

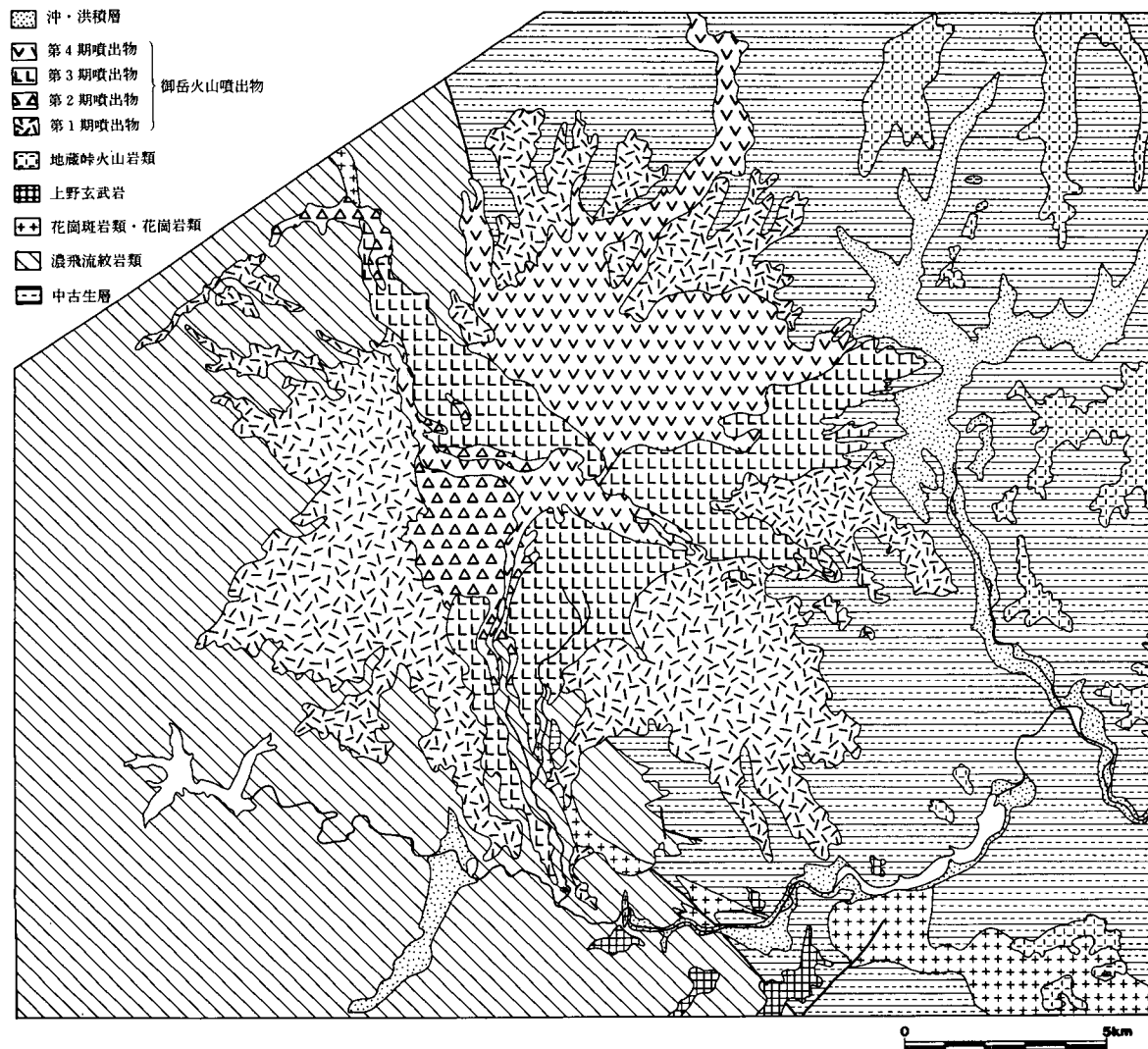


図-3.2 御岳山周辺の地質¹⁾²⁾⁴⁾

表-3.2 王滝川周辺の濃飛流紋岩類の層序

ステージ	流紋岩類の層序	模式地における層厚
V	新期流紋岩類	
	1748mピーク溶結凝灰岩層	150m+
	鈴ヶ沢溶結凝灰岩層	120-180m
	千石溶結凝灰岩層	80-200m
IV	濃飛流紋岩プロパー	
	瀬戸川溶結凝灰岩層	500m
	黒沢角礫岩層	150m
	白川層	30m
III	鹹川溶結凝灰岩層	500m
	真弓峠溶結凝灰岩層	500m

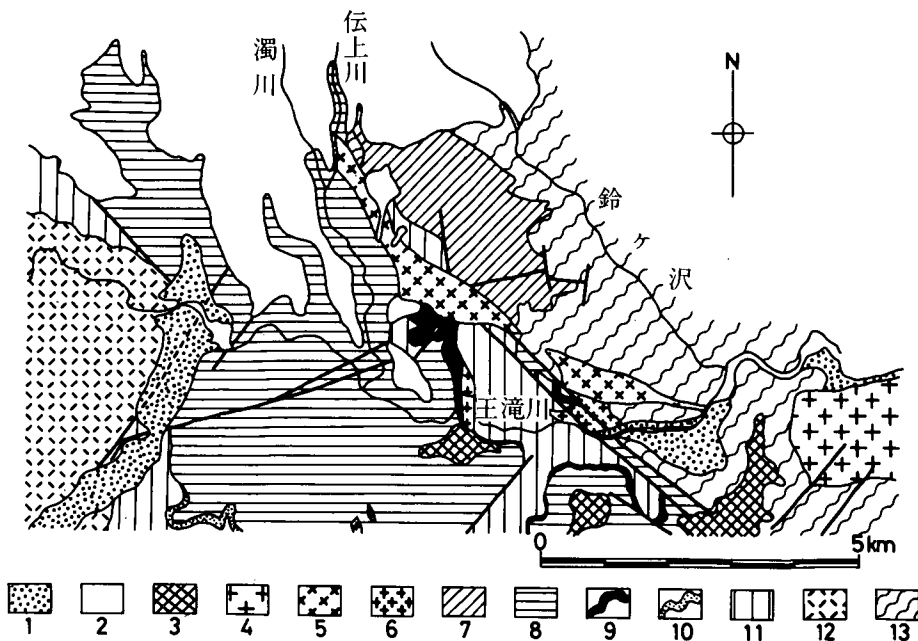
は岩相が異なっている。

鹹川溶結凝灰岩層は鹹川流域および氷ヶ瀬北方に分布している。本層は淡黄色を呈する流紋岩質の溶結凝灰岩である。岩石は扁平な本質レンズを多量に含み、溶結構造が顕著である。下位の真弓峠溶結凝灰岩層とは漸移関係にあるようである。

白川層は小俣谷上流に分布する水底堆積層である。凝灰岩・砂岩・泥岩・含礫砂岩などからなる。鹹川溶結凝灰岩層の浸食面上にのり、黒沢角礫岩層におおわれている。

黒沢角礫岩層は氷ヶ瀬の北西に分布している。本層は砂岩・粘板岩・チャートなどの古生層の礫および主に鹹川溶結凝灰岩層の礫を含む塊状・無淘汰な無層理の地層である。古生層礫は径10～20cmの角礫～亜角礫であるが、溶結凝灰岩礫は径1～2mの亜円礫～亜角礫である。

瀬戸川溶結凝灰岩層は本地域で最も分布が広く、上黒沢・下黒沢・濁川・伝上川・王滝川流域およびその南方に分布している。濁川と王滝川の会合部付近の露頭では本層の上位に柱状節理を呈する御岳火山こ安山岩がみられる。本層は暗灰色～暗青色を呈する流紋デイサイト質の溶結凝灰岩からなる。長径5cm程度の扁平化した本質レンズを多く含み、石質岩片が少ないことが特徴である。また、濁川温泉東方などでは本層



1：第四紀層，2：御岳火山溶岩，3：上野玄武岩，4：花崗岩，5：アダメロ斑岩，6：花崗閃緑斑岩，7～12：濃飛流紋岩類（7：新期流紋岩類，8：瀬戸川溶結凝灰岩層，9：黒沢角礫岩層，10：白川層，11：鹹川溶結凝灰岩層，12：真弓峠溶結凝灰岩層），13：中・古生層

図-3.3 王滝川周辺の地質（参考文献2）より作成）

を切る碎屑岩脈が発見されている。

新期流紋岩類は濁川と鈴ヶ沢の中間に位置している。本岩類は東縁で中・古生層を不整合におおひ、西縁では濃飛流紋岩類プロパーと交錯している。

新期流紋岩類は下位から千沢溶結凝灰岩層・鈴ヶ沢溶結凝灰岩層・1748m ピーク溶結凝灰岩層とに区分されている。千沢溶結凝灰岩層は主として暗灰色～褐灰色の流紋岩質溶結凝灰岩からなり、古生層の角礫からなる角礫岩層を少なくとも3枚以上は含んでいる。鈴ヶ沢溶結凝灰岩層は強く溶結していること、石質岩片が少ないことが特徴である。1748m ピーク溶結凝灰岩層は露出が悪く詳細は不明であるが、強く溶結し、本質レンズと石質岩片をほとんど含んでいない。

4. 御岳山の火山地形

御岳山の火山地形の分類を国土地理院発行の1/4万空中写真を用いて行った(図-3.4)。分類は守屋(1978)⁹⁾の方法に従った(一部の区域は雲のため判読不能であった)。

全体的に御岳山の火山噴出物が分布している範囲は、頂上付近を除くと傾斜が緩やかで、谷壁斜面が直線的で支沢の発達が悪い。また、倉越高原、松越北部、溝口川、鈴ヶ沢、濁沢流域などでは、浸食に抵抗性のある溶岩が表層にあるために、溶岩の周縁に浸食崖が形成されている。このように火山噴出物の分布域は、一部不明瞭な箇所もあるが、比較的容易に判読することができる。

溶岩流の微地形の特徴が最も良く保存されているのは、三の池から開田高原へ向って流れている溶岩と日和田高原から北へ分布している溶岩である。開田高原のものには溶岩末端崖・溶岩側端崖・溶岩じわ・溶岩堤防などの微地形が認められる。日和田高原の溶岩には溶岩堤防がみられる。このほか第4期噴出物(次項参照)にも濁沢、開田高原の北西部以外には、溶岩じわなどの微地形が認められる。開田高原北西の緩斜面には、上記のような微地形はみられず、末端部も緩やかで境界が不明瞭である。これはこの地域に火砕流堆積物が分布しているためと考えられる。

第3期以前の噴出物には、第3期噴出物の一部に溶岩じわがみられるほかは特徴ある地形が認められない。このため第3期以前の噴出物については、個々の溶岩流の識別は不能である。これは浸食が進み微地形が消失されたためである。古い噴出物の分布域にはかなり下刻の進んだ開析谷が発達している。今回、大崩壊が

生じた伝上川や濁沢、赤川、白川などの流域は最も開析が進んだ地域である。これらの上流部には過去に形成された崩壊地が多い。このように全般的に御岳山の南麓の方が北麓よりも開析が進んでいる。

今回の地震で大規模な崩壊を生じた伝上川上流部、御岳高原や他の小崩壊地は御岳山の南麓側に分布している。これらの地域に崩壊が集中したのは、震源が南麓側にあったことも一因あろうが、前述のように開析の進んだ急斜面が多かったことも要因として考えられる。

東麓の末川、西野川流域には岩屑流堆積物の特徴である流れ山が分布している(これは、段丘の高部面の上部を構成している木曽川泥流に相当すると考えられる)。流れ山のいくつかは5万分の1地形図等にも表現されている。一般に火山麓に分布する岩屑流は“磐梯式噴火”(第4編参照)により特徴的にもたらされるもので、火山体の馬蹄形カルデラと対になって存在していることが多い。御岳山でも岩屑流の分布域から東側に開いた馬蹄形カルデラの存在が予測されるが、現在カルデラを認めることはできない。

5. 御岳山の火山地質

5.1 活動史

御岳山の活動開始時期は更新世中期の下末吉期より前の温暖期(多摩期?)とされている⁹⁾。活動は更新世中期末(約15万年前)の休止期を境に古期と新期に区分される。小林・小林・清水(1971)⁷⁾は古期を第1期とし、新期を第2・3・4期に細分している。新期の活動は更新世最末期または完新世初期(約1万年前)まで行われた⁹⁾。このように御岳山は、従来、活動休止中の火山であるとされていたが、1979年10月28日に突然噴火をした。

小林ほか(1975)⁹⁾によると第1期の活動は、現山頂直下に火口ができたことに始まり、活発に行われた。その結果、標高3200～3400mに達する大きな成層火山が形成された。次の第2期との間の活動休止期は10万年程度であったと考えられている。第2期の前半期は多量の降下軽石(表-3.3のPm-Iなど)の噴出があり、このため古期山体の中央部に三角形のカルデラが形成された。後半期には溶岩と軽石が交互に噴出をしてカルデラを埋積した。第2期の活動は更新世後期下末吉ローム期から武蔵野ローム期に行われた。第3期は第2期山体頂部に火口を開き再び成層火山を作った時期



図-3.4 御岳山の火山地形分類図

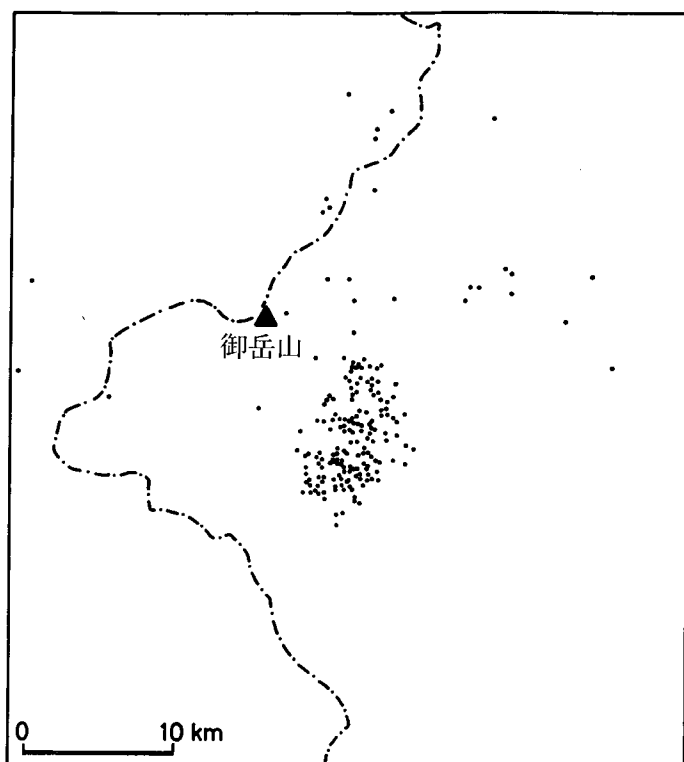


図-3.5 御岳山の噴火後の群発地震震央分布⁸⁾

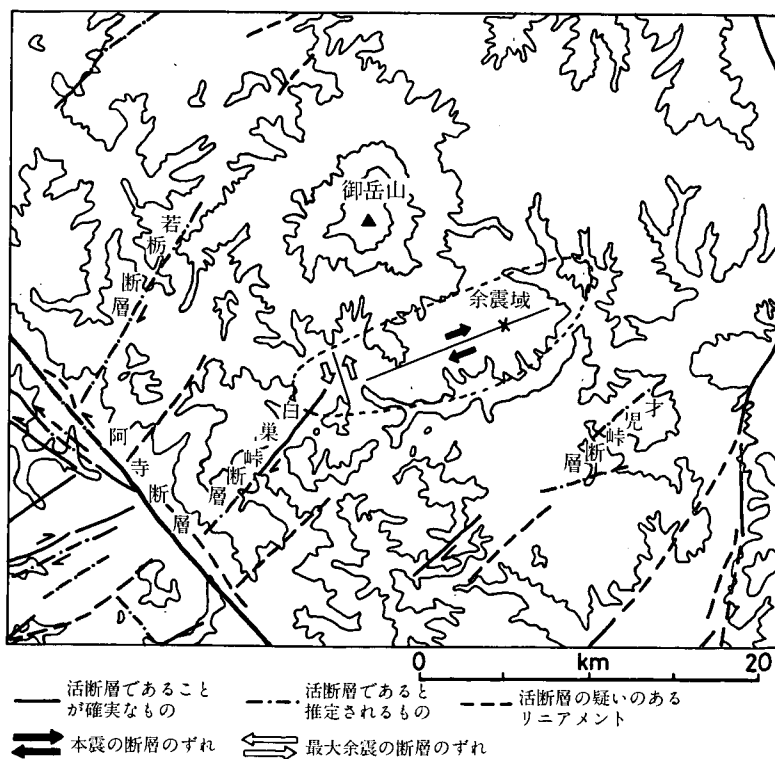


図-3.6 御岳山周辺の活断層の分布¹²⁾と長野県西部地震の余震域

表-3.3 御岳山火山噴出物の層序

ステージ	溶岩等	岩質	軽石等
新 期	第4期	五の池スコリア	Pm-a(2・3万年)
		三の池溶岩	
		一の池・二の池溶岩	
		四の池溶岩	
	第3期	田の原溶岩	木曽川泥流(2・7万年) 降下スコリア・火砕流 が繰り返し噴出
		奥の院溶岩	
		伝上川溶岩	
		鹿ノ瀬溶岩	
		百間滝溶結凝灰岩	
	第2期	シン谷溶岩	Pm-m(3・5万年) Pm-III' Pm-II' Pm-I'・Pm-I(8万年)・Pm-II
		継母岳溶岩	
		湯ノ谷溶岩	
		白川溶岩	
古 期	第1期	三笠山溶岩	
		溝口沢溶岩	
		鈴ヶ沢溶岩	
		倉越原溶岩	
		ナガウ原溶岩	
		ホツタル沢溶岩	
		土浦沢溶岩	

小林ほか(1975)⁹⁾より作成

である。最末期に木曽川泥流が発生し、小さな山頂カルデラが形成された。第3期の活動時期は更新世後期武蔵野ローム期後期に当る。第4期の活動は第3期の山頂部をほぼ南北に分布する小火口群の活動期である。第4期の活動期は更新世末期の立川ローム期である。

1979年の噴火前の1976年8月～9月、1978年5月～1979年には王滝村付近で群発地震が発生している⁹⁾。また、噴火後にも群発地震は続いており、その震央分布は図-3.5の通りである。この震央分布は長野県西部地震の余震域とほぼ一致している(図-3.6参照)。(しかし、現地点では今回の地震が火山性のものであると断定するデータは他になく、後述のように、構造的なものであると考えられる。)

噴火は1979年10月28日午前5時頃に御岳山の主峰である剣ヶ峰の南西山腹で始まった。噴火の様式は、水蒸気爆発であり、火山灰や岩塊の放出が認められた。噴火の主火口は剣ヶ峰頂上付近で、これを西端として東南東方向に10箇の新爆裂火口が開いた⁹⁾¹⁰⁾。噴煙活動は10月29日にはおとろえ、10月31日にはほとんど白い噴煙となりその後も続いている。

5.2 地質

御岳山火山噴出物の層序と岩質を表-3.3に示す。表のように安山岩がほとんどである。これらの安山岩は一般に斑晶が小さく、肉眼的に緻密で、しばしば流理構

造を呈することが特徴である。流紋岩は第2期の活動にのみみられる。石基が結晶質であることが多く、流理構造が顕著である。玄武岩は極く少量分布している。

地震による崩壊等を起した御岳山の南麓には第1期および第3期の噴出物が分布している。松本盆地団研木曽谷サブグループ(1985)¹¹⁾は南麓の層序を表-3.4のように分けているが、ここでは以下の説明は小林ほか(1975)⁹⁾に従う。

(1) 第1期の噴出物

御岳高原、鈴ヶ沢上流部、松越地区などには第1期の火山噴出物が分布している。最下位の浦沢溶岩およびホツタル沢溶岩は南西麓に分布している。次のナガウ原溶岩は北東～東麓に、倉越原溶岩はほとんどすべての方向に分布している。南東麓の三笠山周辺には第1期末期の鈴ヶ沢溶岩、溝口沢溶岩、三笠山溶岩が分布している。このように小林ほか(1975)⁹⁾には溶岩のみで軽石の記載がないが、御岳高原および松越地区での観察によると、未固結の軽石層が数枚確認できる(松本盆地団研木曽谷サブグループ(1985)¹¹⁾のPm-3 A・Bに相当する)。また、松越地区ではこれらの溶岩・軽石層と斜交して表層部に崖錐様未固結堆積物とスコリア層(松本盆地団研木曽谷サブグループ(1985)¹¹⁾のS-0, 1スコリア層に対比される)の互層がある(写真-3.1)。

表-3.4 御岳山南麓の層序¹¹⁾

時代	地 層 名	層 厚 (m)	火 山 灰 層	¹⁴ C年代 (¹⁴ C. y. H. P.)
第 四 紀	完新世	沖 積 層		
	後 期	王 滝 累 層	奥ノ院溶岩類	20
			波田ローム層	ガラス質火山灰 S-2スコリア (スコラビ)
		滝越湖成層	伝上川溶岩類	100 100
			木曽谷層	100
		樽 沢 累 層	小坂田ローム層	<木曽川泥流> S-1スコリア オージェイト・オレンジ S-0スコリア 千本松軽石 Pm-3 グループ Pm-3 C Pm-3 B Pm-3 A Pm-2 B Pm-2 A Pm-1 A ヒゲバミ (Pm-1')
				$26,000 \pm 1600$ $27,000 \pm 2000$
				$35,700 \pm 1400$
				<42,000
	新 世	樽 沢 累 層	滝越溶岩層	140
			三笠山溶岩類	140
			上小谷層	40
			倉越原溶岩層	140
			小切谷溶岩類	60
			三浦層	60
			樽沢溶岩層	5
			土浦沢溶岩層	10



写真-3.1 松越地区の崩壊部の露頭。上の人物付近の地層が Pm-3B 軽石層と思われる。この地層の上部に斜交して崖錐様未固結堆積物とスコリア層が堆積している。

(2) 第 3 期の噴出物

大崩壊を発生した伝上川上流部には、この期の噴出物が分布している。崩壊部には第 3 期の溶岩のうち後期の伝上川溶岩と奥の院溶岩がみられる。源頭部の溶岩はブロック状になっている。これらの下位にはスコリア層や千本松軽石層が分布している。

6. 御岳山周辺の第四紀断層

御岳山周辺の第四紀断層（活断層）は北西—南東向と北東—南西方向のものが卓越している（図-3.6）。前者には左横ずれ、後者には右横ずれが認められる。これらのうち規模、確実度とも最大のものは阿寺断層である。阿寺断層は南は長野県山田村から、北は岐阜県萩原町まで延長約65kmの第一級の断層である。寺断層の周辺には、阿寺断層と平行な断層や共役な係にある断層が多数分布している。滝越地区まで伸

ている白巣峠断層や若板断層などは共役関係にあるものである。

阿寺断層は以上のように地形・地質的には第一級の断層であるが、有史以来、阿寺断層本体の活動による地震はないとされている¹³⁾。また、微小地震の発生も認められていない。

今回の地震の本震のずれは東北東—西南西方向で右ずれであり、最大余震のずれは北北西—西南東方向で左ずれである¹⁴⁾。本震の地震断層は発見されていないが、関西電力㈱の導水トンネル内の破損の状態は右ずれの小変位を示唆していた¹⁵⁾。本震と最大余震の方向はそれぞれ白巣峠断層と阿寺断層の方向とほぼ一致しており*、両者は共役な関係にあるものと思われる。この場合、最大圧縮応力の方向は東南東—西北西方向と考えられる。また、1979年の御岳山の噴火の際に形成された火口列の方向(東南東—西北西)から推定される火山体の最大圧縮応力の方向も東南東—西北西である。すなわち、今回の地震と1979年の噴火は同様な地殻応力条件下で発生したものと考えられる。

震源が非常に浅かった(気象庁(1985)¹⁶⁾では2 km, 名古屋大学(1985)¹⁷⁾では3.8 km)にもかかわらず、前述のように地震断層が発見されていないのは不可解である。山科ほか(1985)¹⁸⁾は、地下の地盤だけが断層変位を起こし、表層(の堆積物や岩盤)はその上をおおうカーペットのようにとり残されたのかどうか検討の余地があるとしている。しかし、そのような可能性があったとしても地表に撓曲崖などが形成されてもよいのではないだろうか。この点に関しては火山性地震の可能性(既述のように今回の余震域と1979年の御岳山噴火の際の震央分布とはほぼ一致している)も含め、今後検討する必要があるだろう。

7. 長野県西部地震による斜面崩壊と地形地質

今回の地震による斜面崩壊は伝上川上流の御岳くずれをはじめ御岳山の南半部に主に分布している。既述のように、御岳山の南半部は北半部に比べ火山体の開折が進み、地形的に不安定である。御岳くずれの源頭部には地震以前から崩壊地が存在していたなど、各所に崩壊地が認められた。

御岳山は大局的には溶岩流と降下軽石の互層から構

成されている。軽石層は未固結であることが多く、その上位にある溶岩流は不安定な状態にあった。御岳高原、松越地区などの崩壊はこのような地質的素因によって生じたものと考えられる。なお、斜面崩壊の詳細は第4編に述べられている。

以上のように、御岳山南半部は山体の開折が進み急斜面が多かったこと、御岳山を構成している溶岩流の間に未固結の軽石層が存在していたことが、斜面崩壊が多発した素因であると考えられる。

謝 辞

金沢大学文学部の守屋以智雄助教授には、御岳山麓の流れ山の存在について御教示頂き、また、未発表の御岳山の火山地形に関する資料を参照させて頂きました。ここにその旨を記し深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 木曾谷第四紀研究グループ「木曾川上流部の第四紀地質 I」地球科学, 21巻, pp. 1~10, 1967年。
- 2) 濃飛流紋岩団塊研究グループ「濃飛岩体東縁部における流紋岩類の層序と形成史」地球科学, 27巻, pp.161~179, 1973年。
- 3) 磯見 博・片田正人「木曾山地北部の非変成古生層ならびに領家変成岩原岩の堆積層についての考察」地調月報, 10巻, pp. 1037~1052, 1959年。
- 4) 山田直利・河田清雄・諸橋 毅「火砕流堆積物としての濃飛流紋岩」地球科学, 25巻, pp. 52~88, 1971年。
- 5) 守屋以智雄「空中写真による火山の地形判読」火山, 第2集, 23巻, pp. 199~214, 1978年。
- 6) 小林武彦・大森江い・大森貞子「御岳火山噴出物の化学的性質」地調月報, 26巻, pp. 497~512, 1975年。
- 7) 小林国夫・小林武彦・清水英樹「御岳火山噴出物による Tephrochronology」中部地方の鮮新統および最新統, 竹原平一教授記念論文集, pp. 191~218, 1971年。
- 8) 気象庁「日本活火山総覧」, p.482, 1984年。
- 9) 曾屋龍典・近藤善教・下坂康哉「御岳山1979年噴火」地質ニュース。
- 10) 小坂丈予・小沢竹二郎・酒井 均・平林順一「木

* 山科ほか(1985)¹⁸⁾は今回の地震のずれの方向と既存「活断層」系の走向とは、20~30°ずれていたとし、これは最近のこの地方の応力場の変化を示していると考えている。

- 曾御岳山1979年噴火後の活動状況と地球化学的研究」火山, 第2集, 28巻, pp.59~74, 1983年。
- 11) 松本盆地研木曾谷サブグループ「昭和59年長野県西部地震による地盤災害と御岳山南麓の第四系(その1)」地球科学, 39巻, pp.89~104, 1985年。
 - 12) 活断層研究会編「日本の活断層—分布図と資料」pp.363, 東京大学出版会, 1980年。
 - 13) 青木治三「阿寺断層周辺地域の地震活動」月刊地球, 28号, pp.257~262, 1981年。
 - 14) 溝上 恵・中村正夫・瀬戸憲彦・酒井 要・小林勝・羽田敏夫・橋本信一「1984年長野県西部地震(M=6.8)の余震から推定される潜在断層系について」地震研究所彙報, 60号, pp.199~220, 1985年。
 - 15) 山科健一郎・松田時彦・有山智雄「1984年長野県西部地震による地変」地震研究所彙報, 60号, pp.249~279, 1985年。
 - 16) 気象庁地震予知情報課・地震津波監視課「昭和59年(1984年)長野県西部地震」地震予知連絡会会報, 33巻, pp.116~122, 1985年。
 - 17) 名古屋大学理学部「1984年長野県西部地震について」地震予知連絡会会報, 33巻, pp.123~134, 1985年。

昭和61年3月30日原稿受理

第 4 編 斜面崩壊

谷 口 栄 一*¹ 仲 野 公 章*²
 本 田 孝 夫*³ 三 井 宏 人*⁴
 久保田 哲 也*⁵ 脇 坂 安 彦*⁶
 栗 原 徹 郎*⁷

by Eiichi TANIGUCHI, Masaaki NAKANO,
 Takao HONDA, Hiroto MITSUI,
 Tetsuya KUBOTA, Yasuhiko WAKIZAKA,
 Tetsuro KUWABARA

目 次

1. 御岳くずれ	(2)	3.3 斜め写真の調査への活用	(30)
1.1 崩壊の概要	(2)	(1) 斜め写真の撮影諸元及び図化に用いた機器等	(32)
1.2 地形・地質	(2)	(2) 斜め写真からの判読	(32)
(1) 地形	(2)	(3) 斜め写真の特徴	(34)
(2) 地質	(3)	3.4 崩壊特性	(34)
1.3 御岳くずれの機構と斜面安定解析	(3)	(1) 崩壊形態	(34)
(1) 解析手順と地形データ作成	(10)	(2) 崩壊土砂の流動	(34)
(2) 二次元安定解析	(10)	(3) 崩壊発生時の目撃	(35)
(3) 三次元安定解析	(10)	4. 御岳高原地区	(35)
1.4 御岳くずれと他火山の崩壊との比較	(13)	4.1 崩壊の概要	(35)
2. 松越地区の崩壊	(15)	4.2 地形・地質	(35)
2.1 斜面崩壊の概要	(15)	4.3 土質調査	(37)
2.2 地質の概要	(18)	4.4 崩壊発生機構	(38)
2.3 土質調査	(18)	5. 上島地区	(39)
2.4 斜面安定解析	(22)	5.1 変動の概要	(39)
(1) 二次元斜面安定解析	(22)	5.2 地盤変動発生機構と地形・地質	(39)
(2) 三次元斜面安定解析	(24)	6. 小規模崩壊	(41)
2.5 地震応答解析	(25)	6.1 小規模崩壊の分布	(41)
2.6 まとめ	(27)	6.2 小規模崩壊の要因	(42)
3. 滝越地区の崩壊	(27)	6.3 崩壊集中域の調査	(45)
3.1 崩壊の概要	(27)	参考文献	(47)
3.2 地形・地質	(30)		

* 1 機械施工部動土質研究室主任研究員 (現 新交通研究室長)
 * 2 砂防部急傾斜地崩壊研究室主任研究員 (現 河川局治水課長補佐)
 * 3 砂防部急傾斜地崩壊研究室主任研究員 (現 富山県土木部)
 * 4 砂防部急傾斜地崩壊研究室主任研究員 (現 長野県土木部砂防課)
 * 5 砂防部地すべり研究室研究員 (現 環境庁環境管理課長補佐)
 * 6 地質化学部地質研究室研究員 (現 九州地方建設局河川部建設専門官)
 * 7 地震防災部振動研究室研究員 (現 九州地方建設局大分工事事務所調査第二課長)

1. 御岳くずれ

1.1 崩壊の概要

御岳くずれは、御岳山（標高3,063m）の南東斜面の尾根部に起きた巨大崩壊で、その土量は約3,400万 m^3 に及ぶものである（写真-4.1参照）。これは、今回の地震で起きた崩壊のうち最大のもので、今世紀にわが国で起きた崩壊のうちでも、1911年の稗田山の崩壊（長野県小谷村）の1億5,000万 m^3 に次いで2番目の規模の崩壊である。崩壊頂部の標高は約2,550m、崩壊端部の標高は約1,900mである¹⁾。崩壊の最大幅は約420m、崩壊面積約4万 m^2 、最大深さ約160m、平均深さ約82mである¹⁾。また、崩壊地の平均傾斜は約25°となっている。崩壊地の平面図と崩壊前後の標高断面図を図-4.1、4.2に示した。

崩壊後地形はスプーンでえぐったような楕円形をしているように見えるが、向って左側の部分は地震前からあった崩壊地であり、実際に崩れた部分はわん曲した尾根部分である。崩壊の下端部分は伝上川となっている。

崩壊の発生状況については、崩壊そのものの目撃がなされていないため、崩壊後地形や、堆積崩土からの議論になると考えられるが、崩壊発生時刻については、発生当時、崩壊地の東方1 kmの田ノ原に居た人の証言によると、「地震の震れ始めを感じるとすぐに大音響が聞こえた。」ということから、この大音響が崩壊の音とすれば、地震直後に崩壊し始めていると考えられる。

御岳くずれにより発生した土砂の大部分は、伝上川か濁沢川を経て埋塞したが、土砂の一部は伝上川左岸

の尾根を乗り越えて、鈴ヶ沢に流れ込み、泥流となって王滝川まで流出している。

1.2 地形・地質

(1) 地 形

崩壊の発生した尾根は、御岳山の南東斜面にあり、伝上川本川の右岸にあたる（図-4.1参照）伝上川本川は、この尾根の東から南にかけて深さ約100m程度の

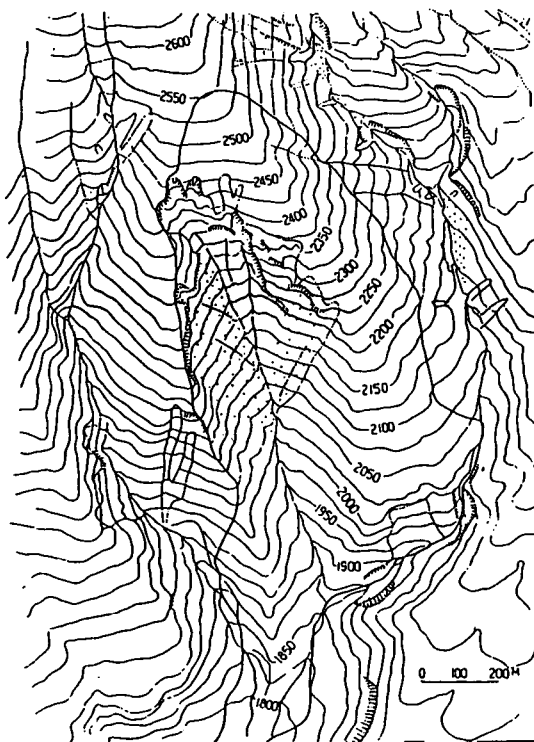


図-4.1 御岳崩れ平面図



写真-4.1 御岳山体の巨大崩壊

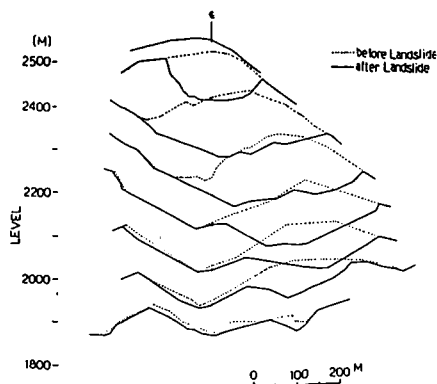


図-4.2 御岳崩れ横断面図

谷を刻んでおり、特に崩壊の末端にあたる標高1,900m付近では、深く下刻しており、この屋根末端の侵食が、尾根の安全率を低下させていたものと思われる。この尾根の末端部には、今回の崩壊発生以前に少規模な崩壊が生じており、経年的に拡大していたとの報告もある。また、この尾根の西側には、以前からの崩壊地があり、この旧崩壊地の頂部及び東斜面は、尾根の崩壊とともに崩れ去ったが、旧崩壊地の西側斜面はほとんどそのままの形で残っている。つまり崩壊後の楕円形に窪んだ地形の南西部分は、今回の崩壊に直接含まれないわけであるが、以前にあった植生が失われているのは、大崩壊による土砂の流れが旧崩壊地部分の一部を通して流れたため、表土が剥ぎとられたものと思われる。

崩壊前後の崩壊地内の地形からいくつか特徴のある点を列記し、考察を加えてみる。

① 平均傾斜25°の斜面が崩壊したが、崩壊地の先の対岸は高い崖の障壁になっているにもかかわらず、崩壊地内に崩土がほとんど残っていない。これは、崩壊土砂が細かく崩れることなく、大きなブロックごとスライドしたためと思われる。

② 崩壊地内に新しい谷が現れたが、この谷は、古い埋没谷と考えられ、樹枝状の水系パターンを持っている。

③ 崩壊面には多数の条線が認められる。これは、崩土が移動する際の方向を示していると考えられる。複数の方向があり、主要なものは、尾根、谷線に外略平行している (図-4.3参照)。

④ 崩壊は古い埋没地形に影響され、尾根状突起部で区切られたいくつかの土塊に分かれて崩れたものとも考えられるが、明確なことは言えない。

⑤ すべり面を規定しているものは、旧地形の表面を薄く覆う多孔質の白色軽石層で、滑落面の中央部から東部に広く露出している。

⑥ 崩壊4日後 (9月17日) の空中写真に、滑落面に現われた古い谷状地形の中～中上部付近より水が流れた痕跡がみられる。崩壊時には、この付近まで地下水に飽和されており、崩壊直後には湧水していた可能性が考えられる。

図-4.4に小林による過去の大崩壊地を書き込んだ図を示した。この図によれば、今回の御岳くずれ程度の崩壊は、山腹の様々な方向で起っており、長い時間を考えれば、決して特異な現象ではなかったと考えられる。こういった大規模崩壊の可能性のある斜面は他にも多々存在すると思われる。

(2) 地 質

崩壊は御岳山火山第三期の活動によってできた。南斜面の尾根部に発生した。崩壊下面は、旧期御岳溶岩及び碎屑物層が作る古い地形面と、それを覆っている白色軽石層からなっている (図-4.5参照)。この白色軽石層がすべり面となつてこの面の上に堆積していた、新期御岳溶岩及び碎屑物層が最大150mの厚さで、すべり落ちたものである。なお、軽石層は新期御岳層に含まれる。この白色軽石層は千本松軽石層と呼ばれるもので、厚さは数10cmから数メートルまで大きな変化がある。以上、崩壊地の層序については、表現の差はあるが、大部分の地質研究者の見解の一致する所である。しかしながら、崩壊地の表面地質判読では見解の相異がみられたため、崩壊部近揚斜写真等を基に、それぞれの見解を検討した結果、小林による地質平面図³⁾が、写真を忠実に表わしたものであると判断されたため、この図を掲載した (図-4.6参照)。小林の図では、新崩壊地の大部分に、旧期御岳の堆積物が露出しており、北から東側にかけて、すべり面となった軽石層が残っている。新崩壊地の南西側の旧崩壊地にも軽石層が残っているという判断のものがあつたが、近影斜写真の判読によれば旧期御岳の堆積物という可能性が高い。崩壊上部、滑落崖の写真及び見取り図を写真-4.2及び図-4.7に示す。崖錐の直上部に軽石層があり、その上に、スコリア層や溶岩層が積み重なっている様子が分る。旧崩壊地西側の滑落崖では、安山岩溶岩と思われるものの他は見当たらず、軽石層はなくなっている。以上のことから、崩壊地を横切る横断面を描くと図-4.8のようになる。

上記のことを総合すると、新規崩壊は軽石層部分をすべり面として、崩壊したことが、明確となる。北東側に多くの軽石層が残っていたのは、軽石層が厚かったことも考えられるが、崩壊土塊の力の方向が、南西斜面に圧縮にはたらき、南西斜面の表面を多く剥ぎ取る形態で崩壊したものと考えられる。旧崩壊地側に軽石層が存在したか否かは分らない。

また、御岳くずれにおける水分の議論の中で、山体自体に相当量の水が含まれていたという仮説があるが、崩壊した新期御岳堆積物は下流域に溜った土砂からも推定できるが、スコリア層が卓越するものであったと考えられ、水分を相当量含むことは可能である。

1.3 御岳くずれの機構と斜面安定解析

御岳くずれの機構と密接な関連を持つ素因としては、次のようなものが考えられる。

(4)

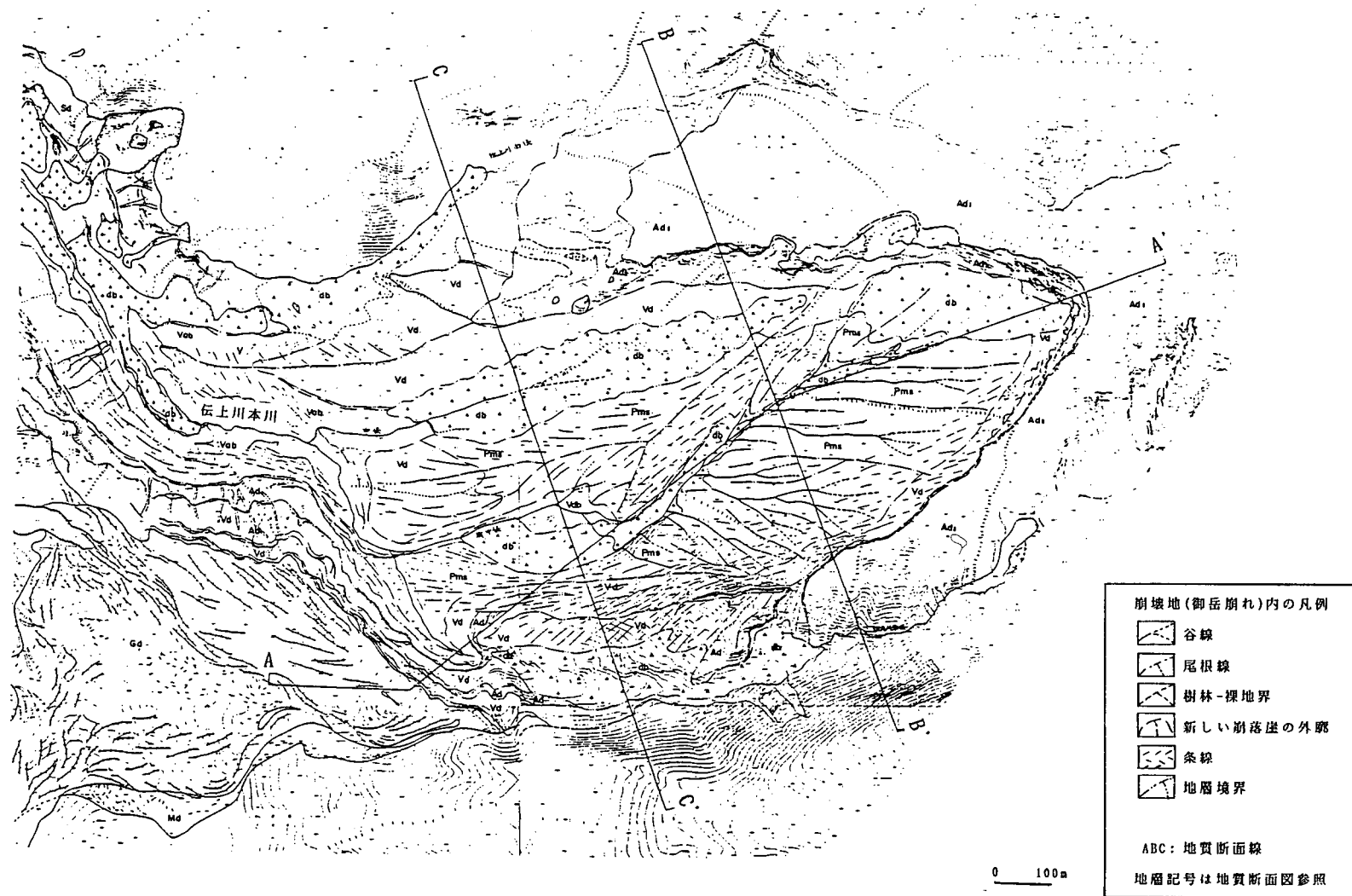


図-4.3 御岳崩れの地形分類図

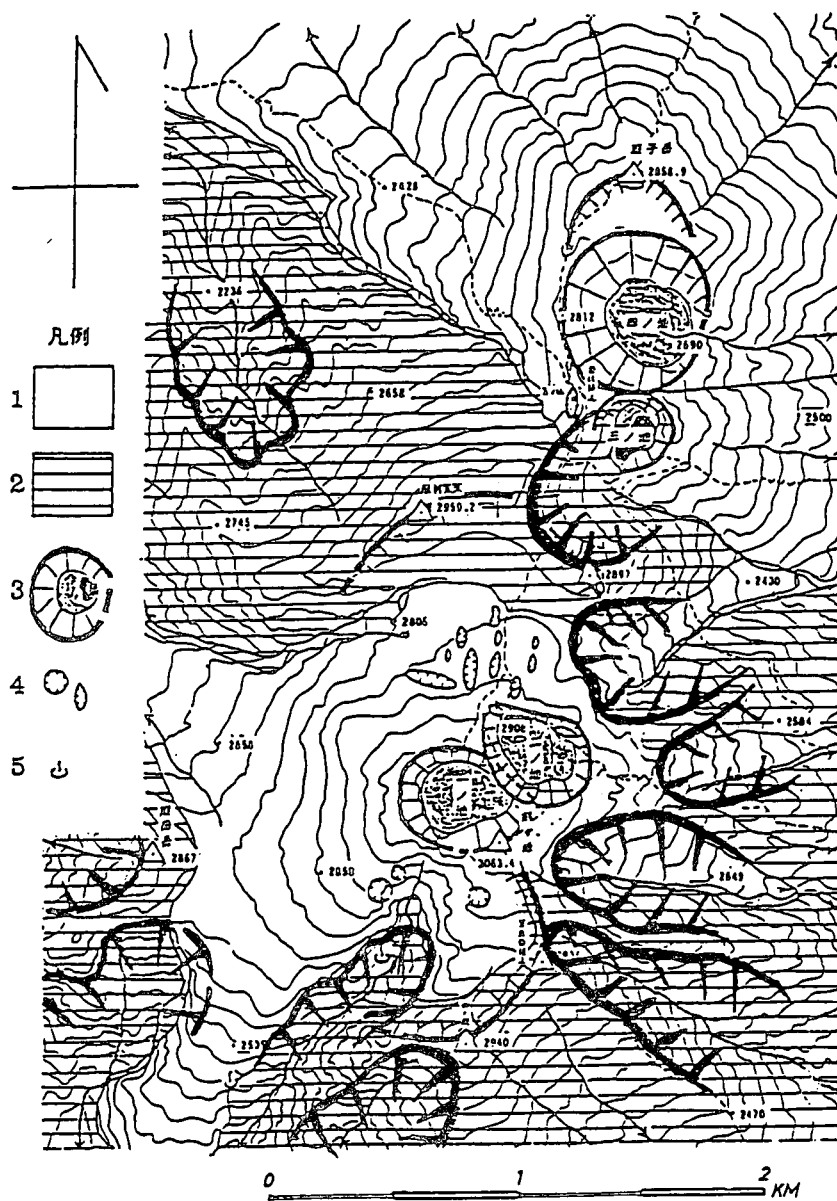


図-4.4 御岳山山腹の旧崩壊地跡

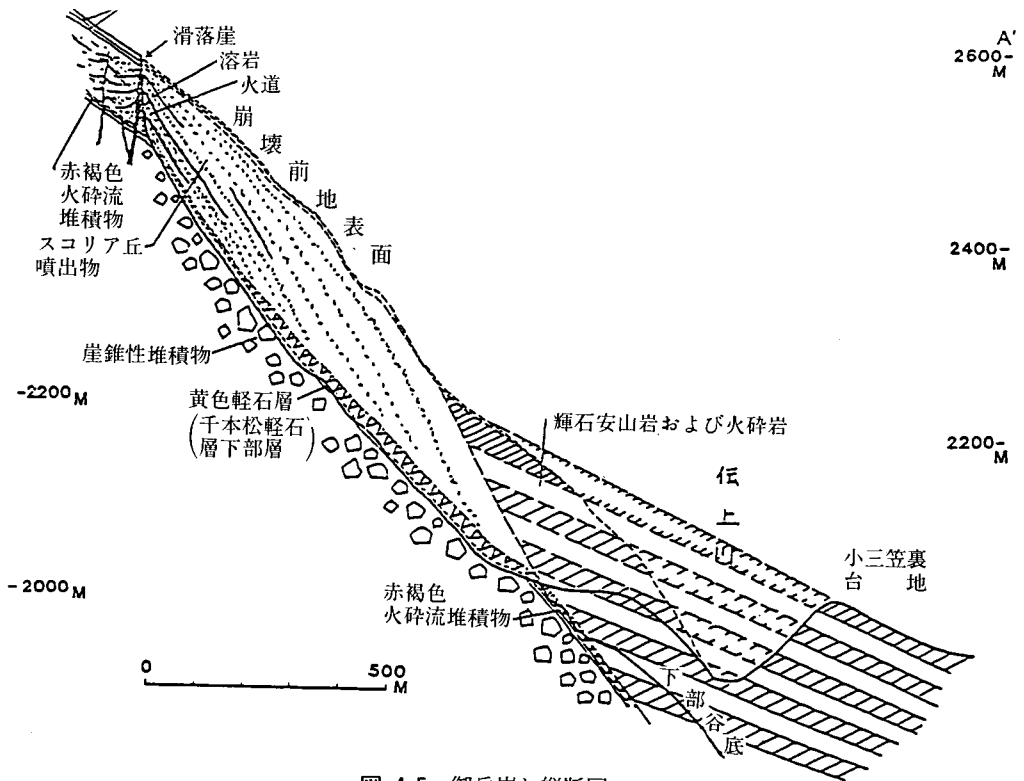


図-4.5 御岳崩れ縦断面図

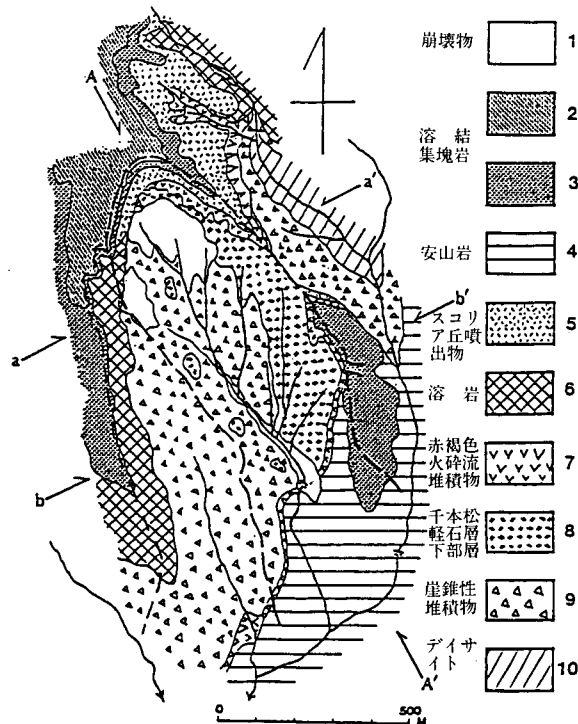


図-4.6 御岳崩れ表面判読図

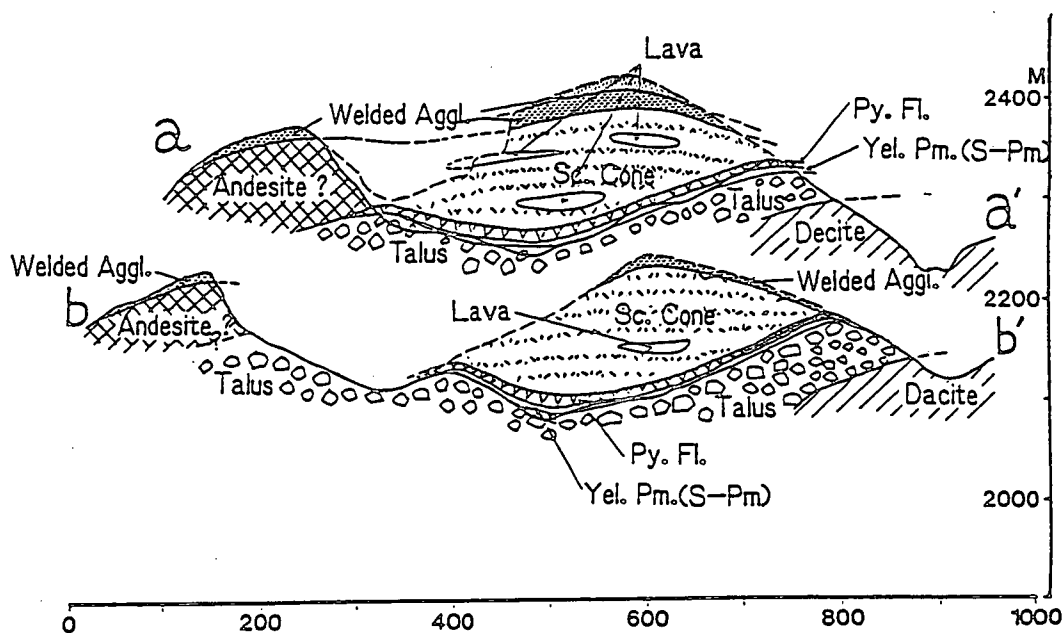


図-4.8 御岳崩れ地質横断図

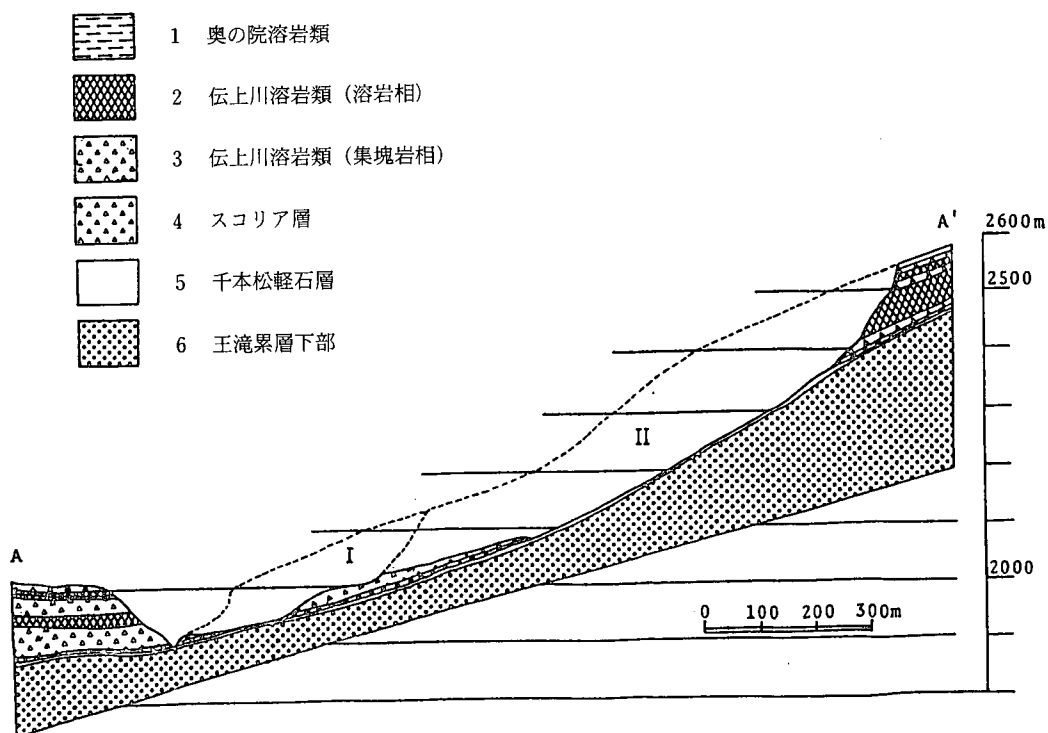


図-4.9 御岳崩れ地質縦断図 (A'—A断面)

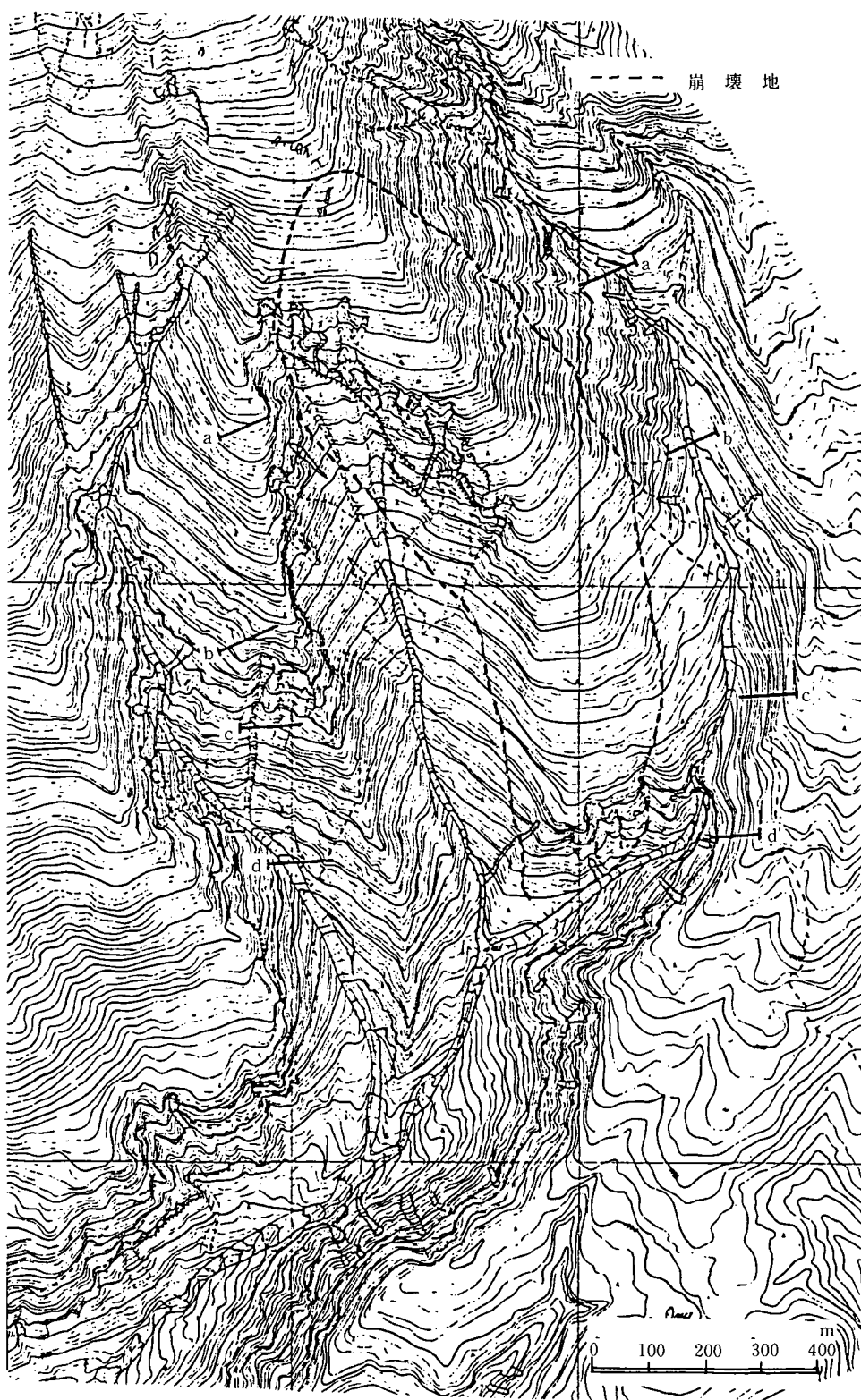


図-4.10 崩壊前の御岳崩れ周辺（1969年国土地理院）

(1) 崩壊地は、第一次御岳崩壊期に浸食されて、埋積谷地形を呈し不安定であった。

(2) 埋積谷直上部に強度の弱い千本松軽石層が堆積しており、すべり面となった(図-4.9参照)。

(3) この埋積谷には上部の堆積層により地下水が集中し易かった。

(4) 近年の浸食により崩壊地の尾根の下部がガリーや崩壊地となっており不安定化していた(図-4.10参照)。

当地区は、地形・地質で述べられているように木曾谷層の砂礫層上部に風成層の千本松軽石層が広く分布しており、この層下面には地下水が集中し多量の湧水が見られた。また、この層には鐘肌がいたるところで観察され、崩壊の際のすべり面となったことを裏付けている。

従って、崩壊機構としては、上述したように極めて不安定な埋積谷土塊が、かろうじて保っていた安定を地震動によって共に滑落したものである。この際、地下水による間隙水圧が大きな役割を果たしたことを確かめようと推定されるが、地下水位等の詳細は不明である。

上記のような議論より安定解析は、千本松軽石層をすべり面として図-4.9のような縦断形状を持つものとし、地下水位は、すべり面あるとして行う。

安定計算は、二次元をヤンプ法で行い、三次元はホフランド法で行った。ホフランド法の詳細については、松越地区の崩壊で述べることとする。

(1) 解析手順と地形データ作成

解析手順は解析フローに従って実行し、地形データは、国土地理院作成の崩壊前後地形図を50m×50mメッシュに区分してメッシュの交点についての標高を読み取って得た(図-4.10、4.12参照)。二次元解析用

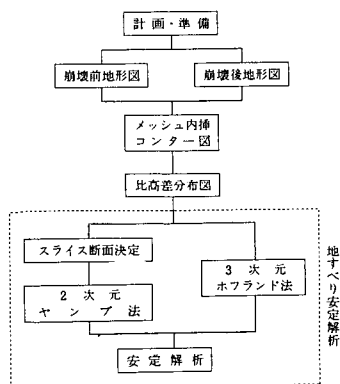


図-4.11 斜面安定解析フロー

のデータは、メッシュの内挿コンター図より最大傾斜方向の縦断方向断面を作成し旧地山と崩壊後斜面の標高差を読み取って得た。また三次解析用のデータは、メッシュ内挿のコンター図よりホフランド法のプログラム入力フォーマットに従って旧地山と崩壊地斜面の標高をひろって得た。このどちらの場合も、崩壊地面をすべり面とした。

計算に用いた土質定数等は表-4.1参照)に掲げている。このうち土質強度は、千本松軽石層のサンプルが得られなかったので、御岳くずれ流下部で得られた千本松軽石層と思われる攪乱試料の値⁶⁾を用いた。

(2) 二次元安定解析

内部応力を考慮したヤンプ法により図-4.12のA'-A測線の断面をメッシュ内挿により作成し図-4.13のスライスに分割して計算した。

計算結果は図-4.14に示してあり、これは、地震力による安全率の低下を図示したものである。この計算においては、垂直震度=水平震度として行っている。

図-4.14から判明するように、極めて低い地震力0.13で安全率が1.0以下となる。ここで用いている地震力は、等価震度に当るもので最大加速度に換算する為、良く用いられる次の式を使えば、

$$K_e = 0.65 \frac{A}{g} \quad (1)$$

K_e は等価震度、 A は最大加速度、 g は垂力加速度($g=980\text{cm/sec}$)、地震力0.13は、196gal程度となり今回の地震規模を考えると小さな値で崩壊したこととなる。図には、次で述べる三次元解析(ホフランド法)によるものも示してあるが、ヤンプ法での計算結果より強い地震によって崩壊したことを示す結果となった。

(3) 三次元安定解析

二次元解析と同じ表図-4.1の諸定数を用い、水平垂直震度に等しい値を入力して計算を実行した。

・計算に際して、図-4.15に見られる三角柱要素に崩壊地を分割した。

計算結果は、前述の図-4.14に二次元元解析結果と同時に示した。この場合、安全率が1.0以下となるのは地震力が0.42となった時であり、これは式(1)によれば、最大加速度600gal程度に当るものである。第1編の地震及び地震動でも述べられているように今回の地震では所により980galを越える最大加速度も考えられることにより、この程度で崩壊を起こしたことは十分考えられる。地震力がゼロの時は、安全率1.25程度と推定できる。

従って、安定計算をするに当たって、御岳くずれでは三次元効果が地形条件すなわち長さに対して幅が狭い

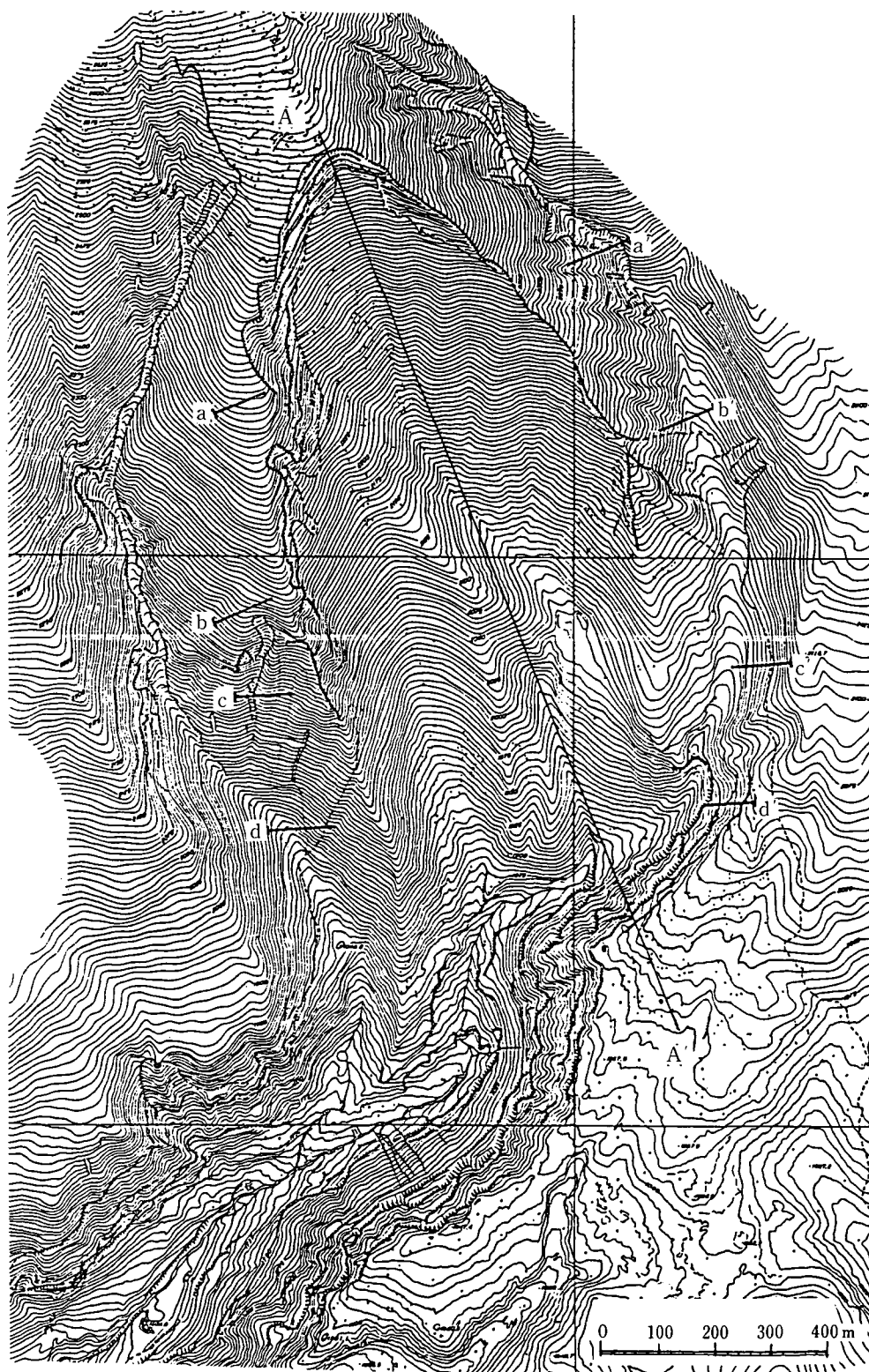


図-4.12 崩壊後の御岳崩れ（1984年9月22日）

表-4.1 地すべり安定解析計算に用いた諸定数一覧表

$\tan \alpha$	すべり面角	各々のBlockごとに地形図から計測した。
Δx	水平距離	各々のBlockごとの水平距離を地形図から計測した。
c'	有効応力のC	8.7 t/m ² 静的強度
$\tan \phi'$	有効応力の ϕ'	29° "
ΔQ	水平方向荷重	ヤンプ法 ホフランド法 $kH=kV=0.00$ $kH=kV=0.00$ $kH=kV=0.30$ $kH=kV=0.15$ $kH=kV=0.10$ $kH=kV=0.30$ $kH=kV=0.20$
$\tan \alpha_i$		Blockごとに地形図より計測した。
h_i	すべり面と作用点の差	作用点はすべり面側の1/3の地点とした。
γ	土の単位体積重量	1.80
ΔP	垂直方向荷重	$\Delta P = \Delta Q$
q	上 載 荷 重	$q=0.00$
Z_i	すべり面と地表面の差	各々のBlockごとに地形図から計測した。
h_i	すべり面と地下水面の差	$h_i=0.00$
ZQ		$ZQ=1/2h_i$
C_o	移動土塊の強度常数	$C_o=C'$
$\tan \phi_o$		$\tan \phi_o = \tan \phi'$

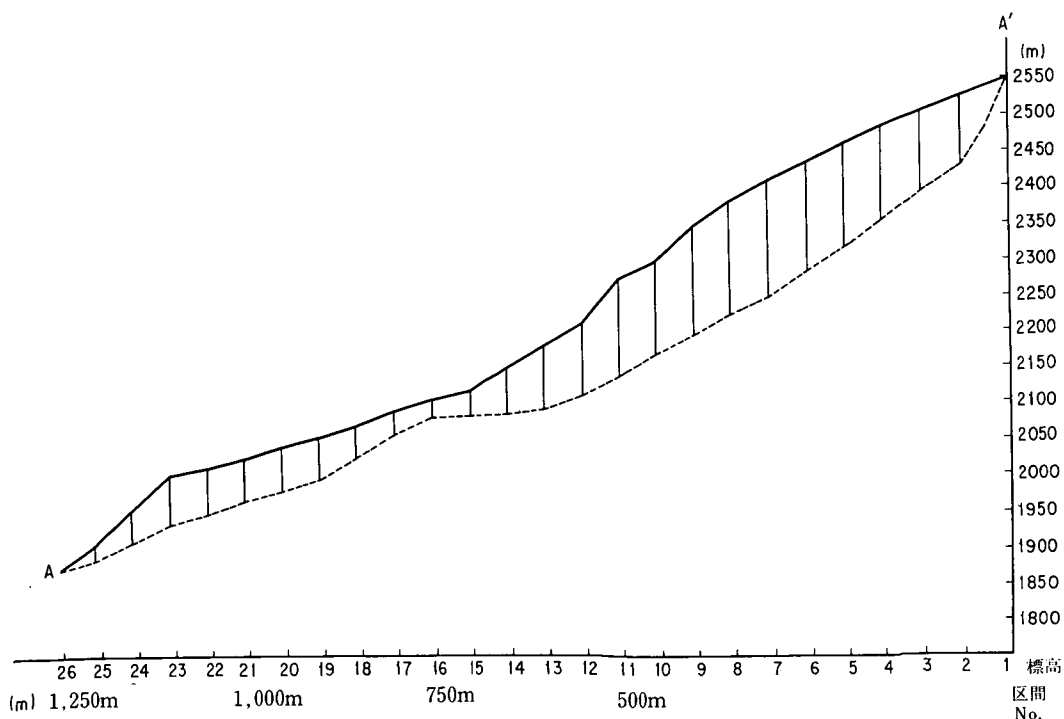


図-4.13 ヤンプ法スライス断面 (A'-A)

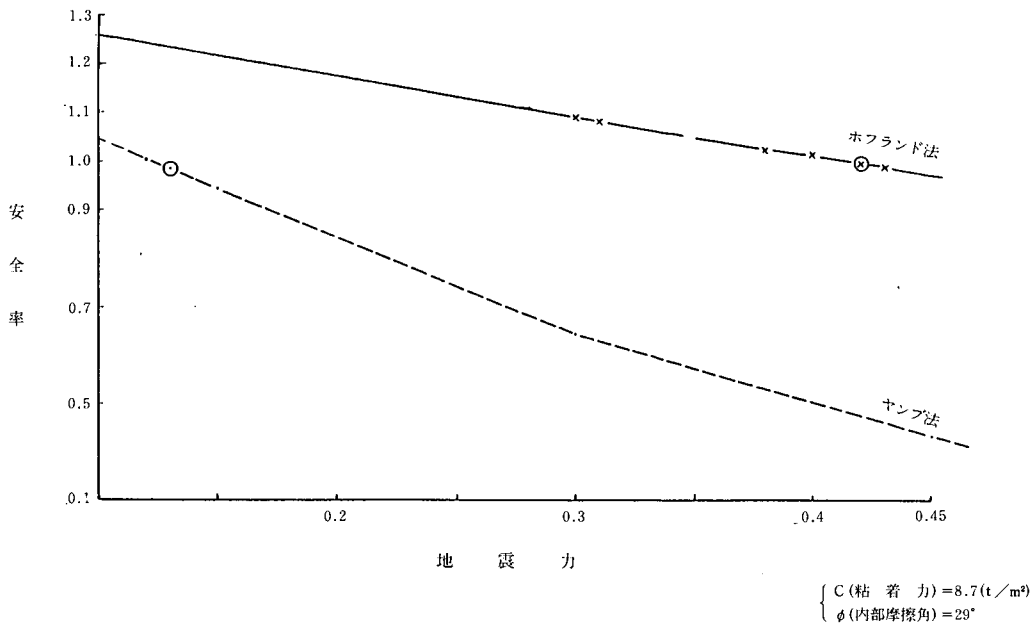


図-4.14 地震力の変化にともなう安全率の変化

という崩壊形状を反映して高くなっていることが分る。しかしながら、地下水位や土質定数等よ不確定要素がある中で、この解析結果が実態を正確に表現しているかどうかは、動的土質強度を使用した時の安全率はどのようなのかという問題とともに今後の検討課題である。

1.4 御岳くずれと他火山の崩壊との比較

御岳くずれは伝上川上流部を源頭部として発生した。崩壊源付近は御岳火山が開析された急峻な斜面を構成しており、特に源頭部には今回の地震以前から崩壊地が存在していた(国土地理院発行の1/4万空中写真の判読による)。このように御岳くずれの源頭部は、地形的に不安定な状態にあった。

源頭部付近には小林ほか(1975)⁷⁾によると御岳火山の第3期噴出物(詳細は第3編参照)が分布している。崩壊後の現地調査によると、源頭部には千本松軽石層⁸⁾が最も広く分布しており、この上位(源頭部の頭部)に伝上川溶岩(安山岩)が分布している。千本松軽石層は未固結であり、上位の伝上川溶岩はブロック状(現地での観察によると今回の崩壊前からブロック状であったと考えられる)を呈している。このように源頭

部付近は地質的にみても、未固結の軽石層の上位にブロック状の溶岩が被覆しているというように不安定であったといえる。

崩壊の堆積部には多数の流れ山が形成されている。流れ山は岩屑流に特徴的にみられる表面地形であり、今回の流下物の主体は岩屑流によるものと考えられる。一部には土石流堆積物の分布もある。また、流れ山が分布している周辺の堆積物は流下直後にはかなり水を含んでいたといわれ、岩屑流と土石流の混合物であった可能性もある(守屋(1984)⁹⁾は王滝川の堆積物の上部を土石流堆積物、下部を岩屑流堆積物としている)。

このような火山体の崩壊および岩屑流の流下は、守屋(1980)¹⁰⁾による“磐梯式噴火”とそれによる岩屑流の流下に類似している。ただ、原因が地震か噴火かという違いがあるだけである。

“磐梯式噴火”とは通常規模の水蒸気爆発により火山体の一部に馬蹄形カルデラ*が形成されることである¹⁰⁾。この形式の噴火が確認された例としては、1888年の磐梯火山、1980年のアメリカ合衆国セントヘレンズ火山の噴火がある。また、実際の噴火は確認されていないが、地形的に馬蹄形カルデラや流れ山が認められる火山には表-4.2のようなものがある。

* 火山体の斜面に形成された堆積物の方向に開いた凹地形のこと。爆発カルデラ・爆裂火口・馬蹄形火口・amphitheater・craterなどの名称がある¹¹⁾。

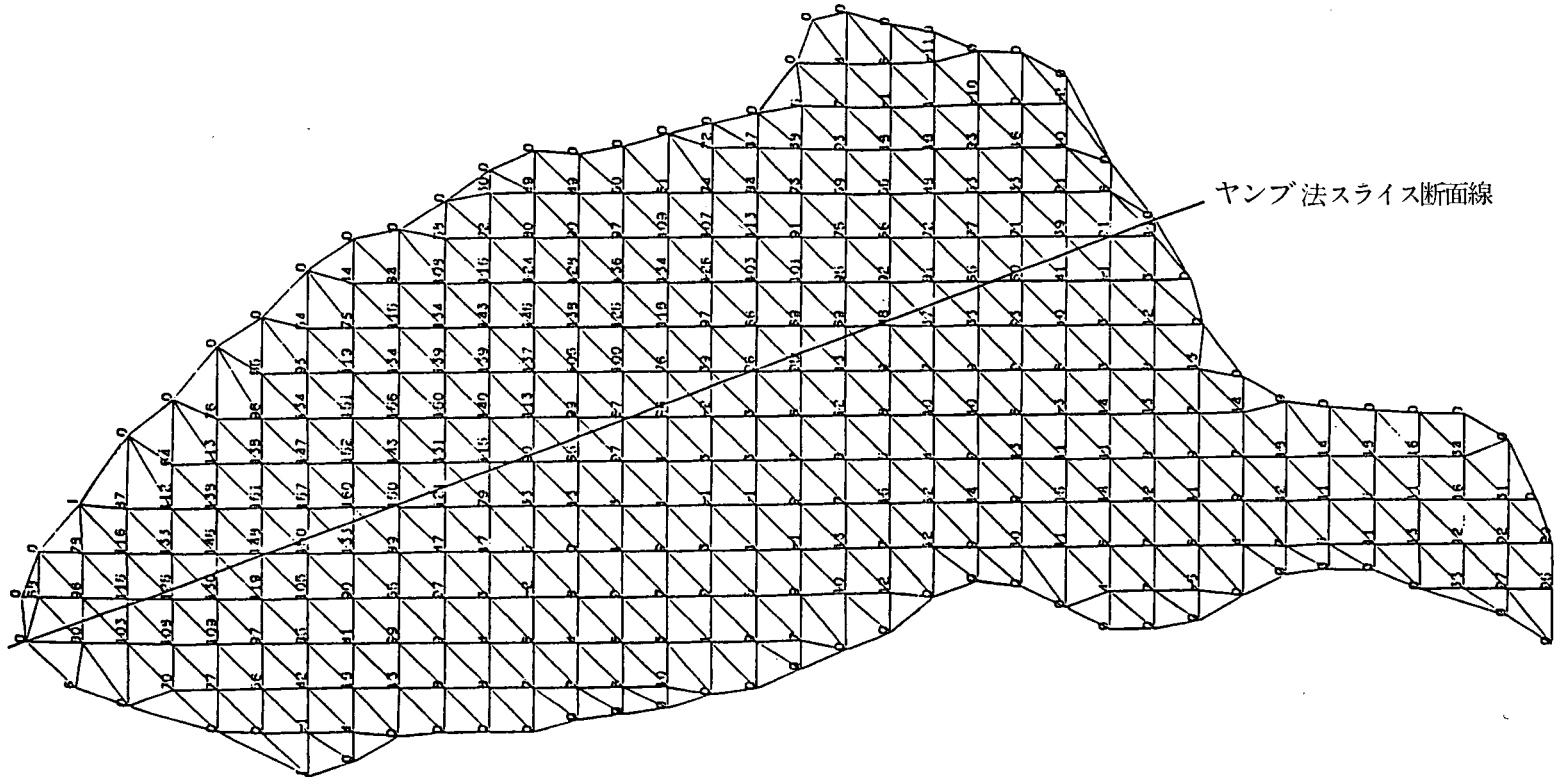


図-4.15 御岳崩れのホフランド法要素分割

表-4.2 “磐梯式噴火”等により崩壊した火山

A. 成層火山

- a. 馬蹄形カルデラおよび流れ山・岩屑流が認められるもの。
渡島駒ヶ岳火山・鳥海火山・月山火山・浅間火山・磐梯火山・那須火山・八ヶ岳火山・白山火山・セントヘレンズ火山
- b. 流れ山のみ認められるもの
赤城火山・木曾御岳火山・尻別火山・有珠火山・岩木火山・岩手火山

B. 溶岩円頂丘

然別火山・戸室火山・榛名火山・妙高火山・眉山(雲仙火山)

守屋(1980)¹⁰⁾、1983¹²⁾、河内(1983)¹⁵⁾、山崎ほか(1985)¹⁰⁾による。

図-4.16に馬蹄形カルデラと岩屑流堆積面が認められる主な火山と御岳山の地形を示す。御岳山にも東麓に流れ山が分布しており“磐梯式噴火”を起したことが推定されるが、現在、馬蹄形カルデラは認められない(第3編参照)。図のようにほとんどの火山の馬蹄形カルデラの頭部は山頂付近にある。また、今回の御岳山の崩壊の規模は、他火山の馬蹄形カルデラの規模に比べるとはるかに小さいことがわかる。すなわち御岳山の崩壊は極く小規模の馬蹄形カルデラであるといえよう。

表-4.2のように“磐梯式噴火”は成層火山に生じている例が多い。守屋(1980)¹⁰⁾は“磐梯式噴火”は一般に玄武岩〜苦鉄安山岩質の薄い溶岩流・スコリアからなる円錐(成層)火山体の建設末期に起こると考えている*。また、噴火は何回も起るのではなく、火山の一生のうち1, 2回とされている。

噴火が起る地形・地質的要因としては次のことが指摘されている¹⁰⁾。

(1) 火山体が急峻であること。赤城火山には崩壊直前に40°前後の斜面があり、鳥海・浅間火山にも崩壊直前に急峻な頂部が存在していた。また、馬蹄形カルデラが形成される方向と、裂目火口・寄生火山の直線状配列の方向が直交していることが多い。これは裂目火口・寄生火山の方向が反映している板状火道の方に山体が上昇し、これと直交する方向の傾斜が急になるためである。

(2) 火砕岩・軽石・スコリアなどからなる脆弱な内

部を堅硬な溶岩流がおおうなど火山体の構造が不安定であること。磐梯・赤城・八ヶ岳・鳥海火山などの馬蹄形カルデラでは、上部に堅硬な溶岩流が数枚重なり、下部に脆弱な火砕岩がある。

(3) 岩石が熱水変質作用などで変質・粘土化していること。八ヶ岳・鳥海・然別火山などでは変質火砕岩が認められている。

崩壊の原因については、水蒸気爆発が主であろうが、雲仙の眉山のように地震が原因となった例もある**¹⁴⁾。河内(1983)¹⁵⁾は八ヶ岳大月川岩屑流と地震との関係を論じているが***、現在みられる崩壊地形から原因が水蒸気爆発であったか、地震であったかを推定するのは困難である。このように考えると眉山以外にも地震が原因となり馬蹄形カルデラが形成され、岩屑流が堆積した例はあるかもしれない。

原因はいずれにしろ、急峻な斜面をもち、構造的に不安定な成層火山には、今回の御岳くずれ程度のもので馬蹄形カルデラを生じるような大規模のものまで山体崩壊が起る可能性がかなりあるといえる。換言すれば、このような崩壊は成層火山の発達史上かなりの頻度で生じている火山地域特有の現象であるといえる。

2. 松越地区の崩壊

2.1 斜面崩壊の概要

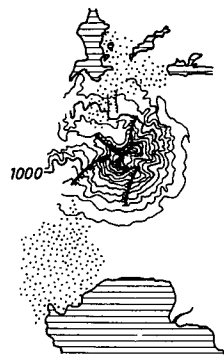
松越地区の大崩壊は、御岳高原へと続く県道御岳一王滝一黒沢線を崩壊頭部付近で切断するように大又川一王滝川合流点右岸東向き傾斜約30°の河岸段丘で発生した。規模は最大幅約150m、崩壊長約250m、最大深さ35m、崩土量約27万m³であり、崩壊地は溶岩層が狭在する倉越山(標高1,100m)の山麓部に位置している。平面形状は2つの切り立った滑落崖を有し、図-4.17に見られるⅠ〜Ⅲの3つのブロックに分けられるかなり深いすべりとなっている。崩れた土塊は大又川を越え、対岸の河床付近に位置していた生コンプラント対岸斜面に約35m押し上げた後、大又川に沿って流下した。この際、プラントで作業をしていた人々や住民等13名の犠牲者を出し、大又川にかかっていた新大又橋を押し流した。流下した崩土は崩壊地点から約900m離れた牧尾ダムの貯水池(御岳湖)に到達し堆積した。

* 守屋(1983)¹²⁾は馬蹄形カルデラは、成層火山の発達を4期に区分したうちの第2期目に形成されるとしている。

** 眉山崩壊の原因については、明治末期より地震説と火山爆発説がある。近年、片山(1974)¹⁶⁾は温泉化した地下水の上昇を原因とし、古谷(1974)¹⁷⁾は火山の爆発活動が原因であるとしている。

*** 河内(1986)は岩屑流と地震との関係を全面的に否定している。

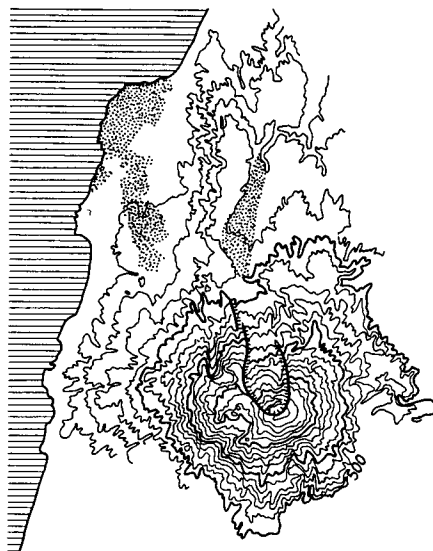
A. 磐梯山



B. 月山



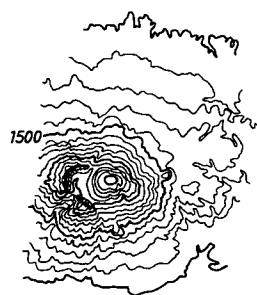
C. 鳥海山



D. 赤城山



E. 浅間山



F. 妙高山



G. 眉山



H. 御岳山



 馬蹄形カルデラ
 大崩壊地
 岩屑流堆積物

0 10km

図-4.16 “磐梯式噴火”を起した火山と御岳山の地形

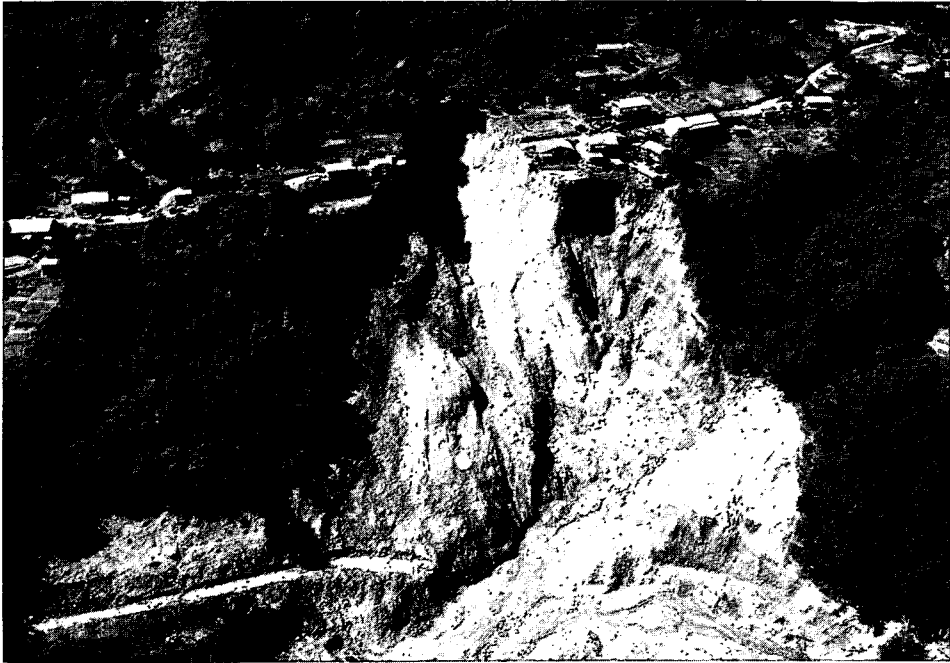


写真-4.3 松越地区の大崩壊

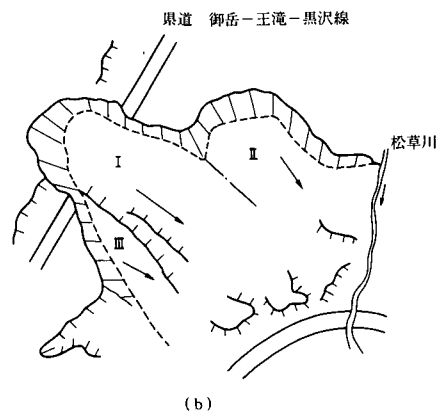
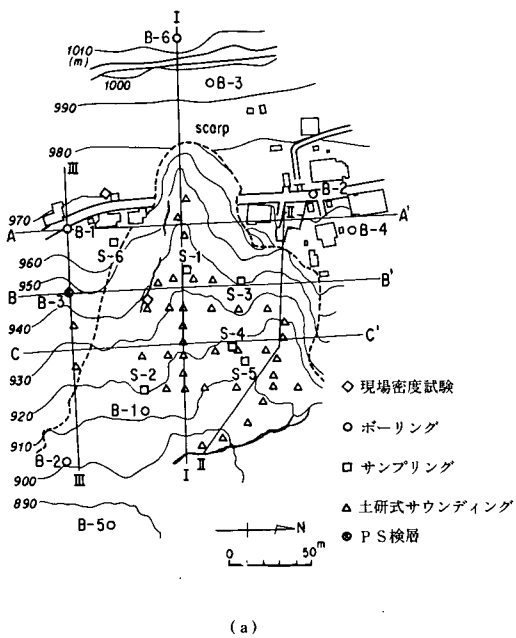


図-4.17 松越地区崩壊平面図とブロック図

崩壊当時、御岳湖の水量は満水時の23.5%で湖底が現われており河床に土砂が拡散堆積した。この崩土は直径1~2 mの流れ山(不攪乱の土塊)や流木を含んでおり、大部分は火山灰土から成っている。この崩壊を滑落崖の北側から目撃した上松氏の話によると、ゆれ始めてから約5秒後に窓の外を見たときには隣の建物がゆっくりと下へ動いており、その後土塊が滑落する過程で滑落速度が増し下方では泥となって流れていったという。この談話により、崩壊は本震の最中に始まったこと。および崩土はかなりの水を含んで泥流化し、対岸に乗り上げ流下したことが分る。ただし、上述した図-4.17の三つの滑落ブロックの崩壊深には相異が見られ、このことから主滑落崖を形成するブロックII、側方崖を形成するブロックIIIと右側のブロックIが存在するのは明らかであるが、どのブロックから壊れ始めたかは不明である。

2.2 地質の概要

松越地区は御岳山麓に広がる王滝村の中心部に近く、御岳山南東斜面に位置する。この御岳火山は現在第2次山体崩壊期に入っており、山体斜面を下刻する大又川の河岸段丘のひとつである。松越段丘に今回の崩壊は発生した。松越地区周辺は、図-4.18¹⁹⁾に示すように中生層のチャート、ストレートまたはそれらの互層を基盤としている。

崩壊地内では、中央部に東西方向で東下りの基盤の高まりが存在し、それにより崩壊地は、図-4.17のIブロックとIIブロックとに分けられている。滑落崖の外形が馬蹄形を2つ並べた形となるのも基盤岩形状に規制されたためであろう。

この地区の地層は、図-4.19および図-4.20のように中生層の基岩上に風成の軽石層が堆積し、さらにその上部に滝越湖底層、千本松軽石層等が載っているものである。この中生層は、御岳火山の第一次山体崩壊期に浸食され図-4.19に見られるような二つの谷を松越地区に刻んだ。その後、大カルデラ形成期、小カルデラ形成期等の堆積期にこの谷に火山灰や軽石が降りそそぎ風成の軽石層(opt)を形成し、同時期の火山活動によるせき止湖に滝越湖成層が堆積した。このようにして、松越地区は堆積谷地形を呈するが、その後、第2次山体崩壊期に入り大又川に下刻された松越段丘となった。今回の崩壊のすべり面は風成の軽石層とされている。

上述のように、松越段丘の未固結堆積物に隠されて、基盤の中生層表面には2つの小さな浸食谷が存在して

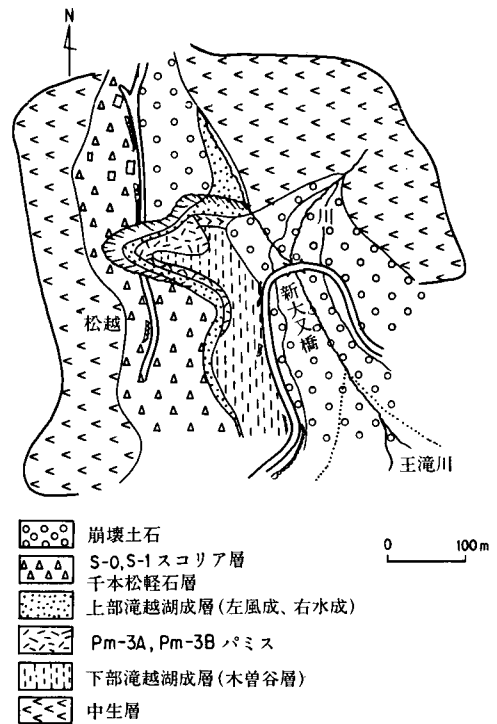


図-4.18 松越地区周辺の地質

おり堆積谷を形成していたが、この中生層表層部を覆う風化火山灰や軽石層は、不透水層として機能しており、埋積谷部に集中し易い段丘の伏流水は、この不透水層上を流れて間隙水圧を発生させたと考えられる。また、松越段丘は、より新期の段丘に比較して、浸食の進んだ状況にあり、今回の崩壊の南側に見られる崩落地形図-4.21もこのことを物語っている。このように、崩壊に対する根本的な素因を有していた安全率の低い箇所に、強い地震動が作用して、一挙にすべったものと思われる。

2.3 土質調査

図-4.17に示すS-1~S-6の6ヶ所においてのブロックサンプリングを行い、すべり面になったと推定される風化軽石(O_{PL})層および礫混り粘性土(Mf)層の不攪乱試料を採取した。これらの試料を用いて静的三軸試験(CU)、繰返し三軸試験、繰返しねじり試験を行った。表-4.3に採取試料の土質特性を、図-4.22に粒度分布を示す。図-4.22に見られるように、この風化軽石は粘土から礫まで幅広く含んでおり、均等係数は180以上である。静的三軸試験(拘束圧 $\sigma_c=0.5, 1, 2 \text{ kgf/cm}^2$)の結果が表-4.3に示されており、内部摩擦

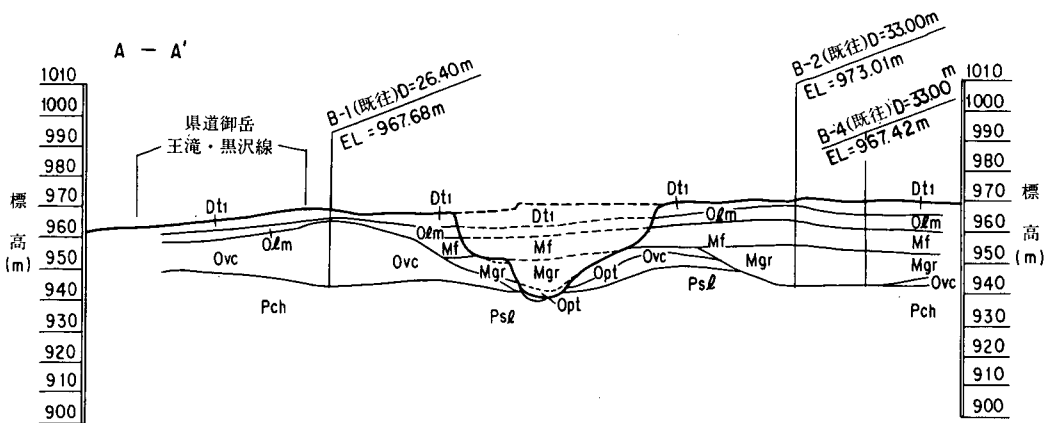


図-4.19(a) 地質横断面図(a)

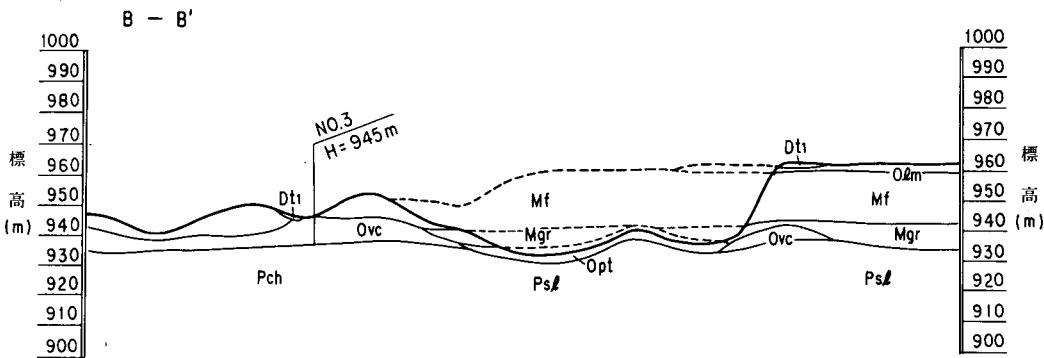


図-4.19(b) 地質横断面図(b)

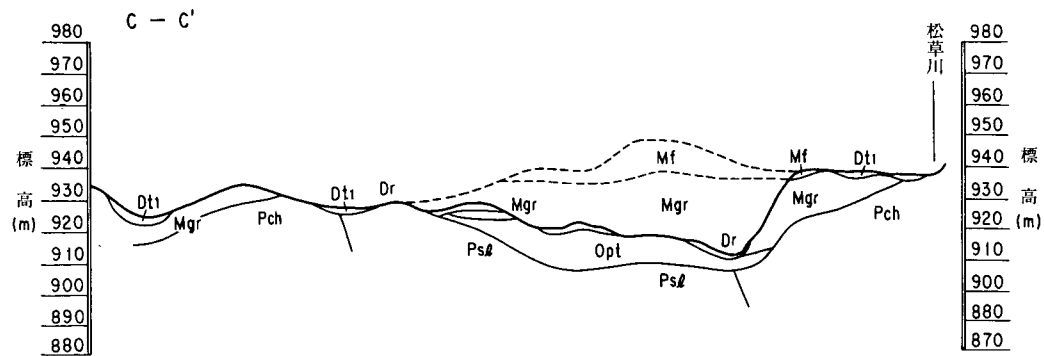


図-4.19(c) 地質横断面図(c)

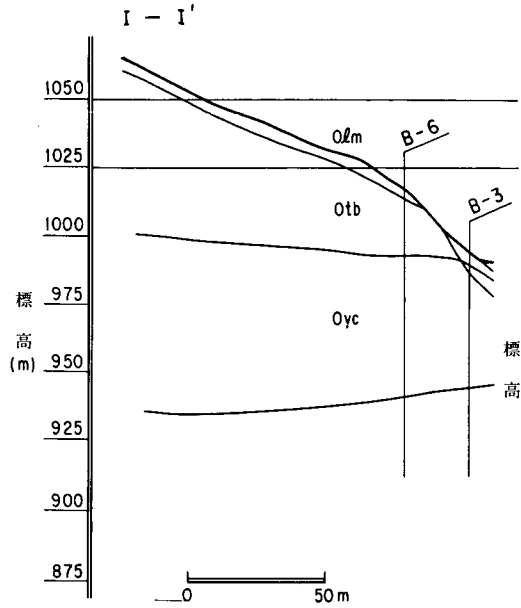


図-4.20(a) 松越地区周辺の地層(a)

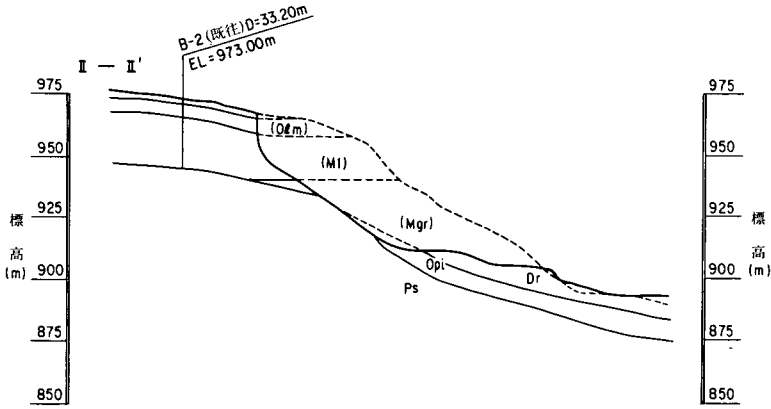


図-4.20(b) 松越地区周辺の地層(b)

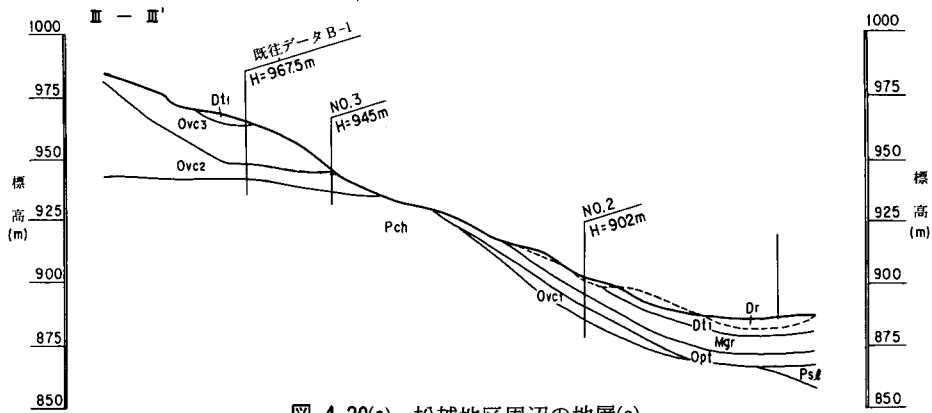


図-4.20(c) 松越地区周辺の地層(c)

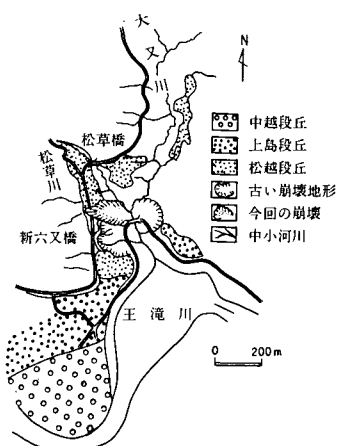


図-4.21 崩落地形図

角 ϕ_{cu} がかなり小さいことがわかる。

繰返し三軸試験は初期せん断応力が作用している状態で非排水条件で行った。初期せん断応力を求めるために後述の方法を用いて二次元の静的斜面安定解析を行った。この安定計算では崩壊後の地表面をすべり面と仮定し、地下水位はすべり面上にあったと仮定している。また崩壊前の断面は概略の形状を用いているので後述の計算結果と若干異なっている。ここでは斜面安定解析から求められる安全率の逆数が初期せん断応力比に等しいと考える。

$$\frac{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_s}{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_f} = \frac{\tau_m}{\tau_r} = \frac{1}{F_s} \quad (4.2.1)$$

ここに、

表-4.3 採取試料の土質特性

土 質 名	試料採取地点	日本統一土質分類	湿潤密度 γ_t (g/cm ³)	含水比 w (%)	間隙比	塑性指数 I_p	土粒子の比重 G_s	粘着力 C_{cu} (kgf/cm ²)	内部摩擦角 ϕ_{cu} (度)
風化軽石 (Opt)	S-1	火山灰質砂 (SV)	1.64	53.8	1.59	18	2.76	0.288	24.3
	S-2	火山灰質砂 (SV)	1.38	86.9	2.54	—	2.60	0.453	18.3
	S-3	火山灰質砂 (SV)	1.49	85.5	2.35	32	2.68	0.602	20.4
	S-4	火山灰質粘性土 (VH ₂)	1.41	103.4	2.73	39	2.59	0.551	19.6
	S-5	粘 質 土 (CL)	1.58	32.2	1.17	11	2.58	0.758	11.3
礫混り粘性土 (Mf)	S-6	火山灰質粘性土 (VH ₂)	1.37	77.6	2.42	46	2.64	—	—

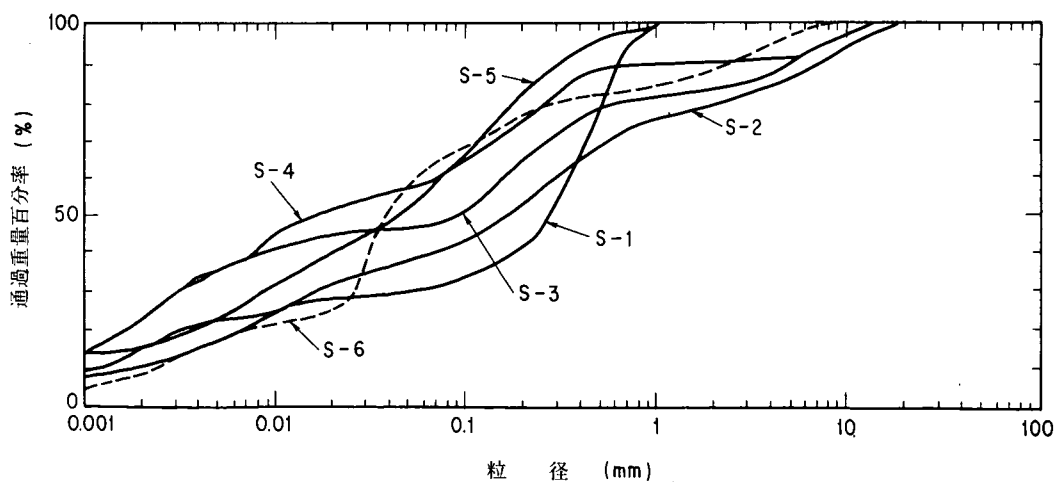


図-4.22 採取試料の粒度分布

$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_s$: 三軸試験における初期せん断応力

$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_f$: 三軸試験における破壊時のせん断応力

τ_r : すべり面における平均抵抗せん断応力

τ_m : すべり面に発生する平均せん断応力

F_s : すべり安全率

計算の結果、断面Ⅰのすべり安全率が1.26、断面Ⅱのすべりの安全率が1.38となり、その逆数はそれぞれ0.794、0.725となる。それで、ここでは式(4.2.1)の初期せん断応力比として0.8を作用させて試料S-1、S-3を用いて繰返し三軸試験を行うことにした。

図-4.23、図-4.24に繰返し三軸試験の結果を示す。図-4.24の縦軸は(動的強度)/(静的強度)を表しており、初期せん断応力が静的非排水強度の0.8である場合には動的強

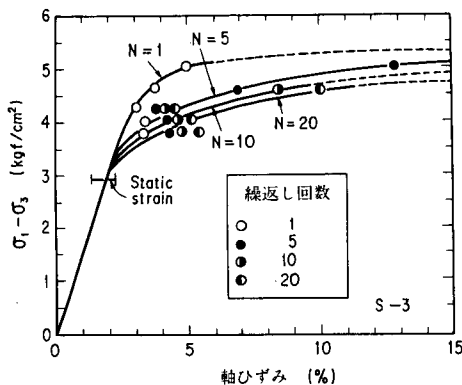


図-4.23 風化軽石 (Opt) を用いた繰返し三軸試験結果

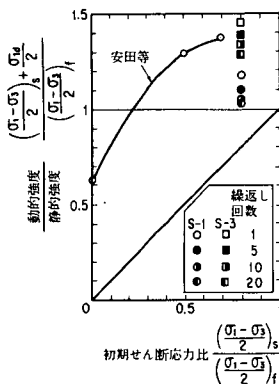


図-4.24 (動的強度)/(静的強度)に対する初期せん断応力の影響

度は静的強度より大きくなっている。たとえば繰返し回数が10の場合に、試料S-1では動的強度は静的強度の1.06倍、試料S-3では1.34倍となり、平均で1.2倍となる。なお、図-4.24に示されている繰返し軸応力 $\sigma_1 d$ としては図-4.23に示すように軸ひずみが15%あるいは応力がピークとなる点をとっている。静的な応力～ひずみ曲線がピークに達するときの軸ひずみは試料S-1では5%、試料S-3では7%である。それで、この軸ひずみに対応する軸応力 $\sigma_1 d$ をとると、繰返し回数が10回のときに試料S-1では動的強度は静的強度の1.01倍、試料S-3では1.21倍となり、平均で1.11倍となる。なお、ここで用いている静的強度は非排水強度であり、繰返し三軸試験で用いている初期せん断応力は排水状態で作用させて、繰返し荷重は非排水状態で作用させているので、図-4.24の横軸の値が1のときに縦軸の値は1にはならない。また、図-4.24には松越と同一の崩壊地より採取した試料を用いた安田等²⁰⁾の試験結果も示されている。

次に風化軽石層より採取した試料S-1および礫混り粘性土層 (Mf) より採取した試料S-6を用いて繰返しねじり試験を行い、せん断弾性係数 G 、減衰比 h とひずみの関係を求めた。

風化軽石層より上層の土の密度を求めるために図-4.17に示す位置において現場密度試験を行った。大きい礫が入っているためにマトリックスの密度を実測により求め、礫混入率を目視より決めて表-4.4に示すように密度を決めた。

図-4.4.17に示すボーリング No. B-3 の位置においてPS検層を行った。この位置では深度8 mまでが火山円礫岩でそのS波速度は500～710m/sec、8 m以深がチャート層で、そのS波速度は1,250m/secであった。

表-4.4 上戴土の密度

土 質 名	マトリックス 密度 (t/m³)	礫混入率 (%)	密 度 ρ_t (t/m³)
砂 礫 (Mgr)	1.30	50	1.93
ローム (Olm)	1.10	20	1.39
礫混り粘性土 (Mf)	1.42	40	1.87
礫混り粘性土 (dt)	0.99	50	1.77

2.4 斜面安定解析

(1) 二次元斜面安定解析

図-4.17に示す断面Ⅰ、Ⅱ、Ⅲについて二次元の斜面

安定解析を行った。断面Ⅱは折線になっているが、計算上は一直線にあるものと仮定した。崩壊が発生した断面Ⅰ、Ⅱについては崩壊後の断面をすべり面と仮定してすべりの安全率を計算し、未崩壊地の断面Ⅲについては円弧すべり面を仮定して最小安全率を計算した。計算式を以下に示す。

〔断面Ⅰ、Ⅱに対して〕

$$F_s = \frac{\sum [cl + \{(1 - k_v) \cdot W \cdot \cos \alpha - k_H \cdot W \cdot \sin \alpha\} \tan \phi]}{\sum \{(1 - k_v) \cdot W \cdot \sin \alpha + k_H \cdot W \cdot \cos \alpha\}} \quad (4.2.2)$$

〔断面Ⅲに対して〕

$$F_s = \frac{\sum R \cdot [cl + \{W - k_v \cdot W - ub\} \cdot \cos d - k_H \cdot W \cdot \sin \alpha] \tan \phi}{\sum [R \cdot (1 + k_v) \cdot W \cdot \sin \alpha + k_H \cdot W \cdot h]} \quad (4.2.3)$$

ここに、

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

l : すべり面の長さ

W : 各スライスの重量

k_H : 水平震度

k_v : 鉛直震度

R : すべり面の半径

b : スライスの幅

α : すべり面の中点とすべり面を円弧とする円の中心を結ぶ直線が鉛直となす角

h : すべり面を円弧とする円の中心と各スライスの重心との鉛直距離

u : 間隙水圧 (地下水位による静水圧のみ)

断面Ⅰ、Ⅱにおいては地下水面がすべり面上にあると仮定しているので式(4.2.2)では間隙水圧を考慮していない。断面Ⅲにおいてはボーリングの結果より地下水面が判明しているため、式(4.2.3)の u として地下水位による静水圧のみを考慮し、せん断中に発生する間隙水圧は考慮していない。なお式(4.2.2)では地震力をすべり面に作用させ、式(4.2.3)では地震力をスライスの重心に作用させている。この違いが結果に与える影響を見るために断面Ⅲの同一のすべり円に対して式(4.2.2)、(4.2.3)を適用した結果、安全率にあまり大きな差は見られなかった。断面Ⅰ、Ⅱ、Ⅲのいずれの場合にも c 、 ϕ としては c_{cu} 、 ϕ_{cu} を用いて全応力解析を行っている。断面Ⅰ、Ⅱの安定解析では今回の調査で求めた風化軽石層の土質定数 c 、 ϕ および許等²¹⁾のデータを用いた。前節で述べたように繰返し三軸試験の結果を用いると風化軽石層の動的強度は静的強度の約1.2倍になる。このことを表現するために、図-4.25

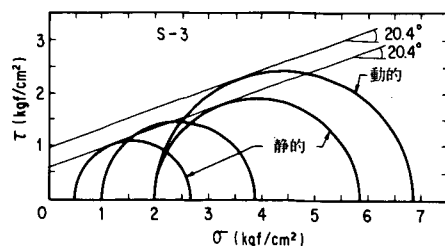


図-4.25 静的三軸試験および繰返し三軸試験より求めたモールの応力円

表-4.5 安定解析に用いた土質定数(断面Ⅲ)

土 質 名	単位体積重量 γ (t/m³)	粘着力 C (tf/m²)		内部摩擦角 ϕ (度)
		静的	動的	
礫混り粘性土 (dti)	1.77	2.0	3.3	35
チャート (Pch)	2.7	15.0	15.0	45
砂 礫 (Mgr)	1.93	2.0	3.3	35
風化軽石 (Opt)	1.38	4.53	7.47	18.3
火山円礫岩 (Ovc1)	1.61	4.53	7.47	18
火山円礫岩 (Ovc2)	1.61	4.53	7.47	18
火山円礫岩 (Ovc3)	2.6	10.0	10.0	45

に示すように動的な図-4.25内部摩擦角 ϕ は静的な内部摩擦角と変わらないと仮定すると、動的な粘着力 c は静的な粘着力より大きくなる (表-4.5)。

図-4.25には S-3 の試料のデータが示されているが、S-1 についても同様のデータが得られており、両者を平均すると、動的な粘着力は静的な粘着力の約1.65倍になるので c を1.65倍した場合についても安定解析を行った。断面Ⅲについては表-4.5に示すような土質定数を用いた。

図-4.26に安定計算の結果を示す。図-4.26は鉛直震度 $k_v=0$ の場合である。図-4.26において静的強度の1.2倍の動的強度 (具体的には c を1.65倍した) を用いるとすべりの安定率が若干増大している。なお、断面Ⅲではチャート層が露頭している部分より上部と下部に分けて計算している。表-4.6はすべりの安全率 $F_s=1$ となるとききの水平震度を図-4.26より読み取った値を示している。表-4.6によると動的強度を用いた場合、すべりの安全率が1となるとききの水平震度は崩壊した断面Ⅰ、Ⅱでは0.15、0.18、崩壊しなかった断面Ⅲで

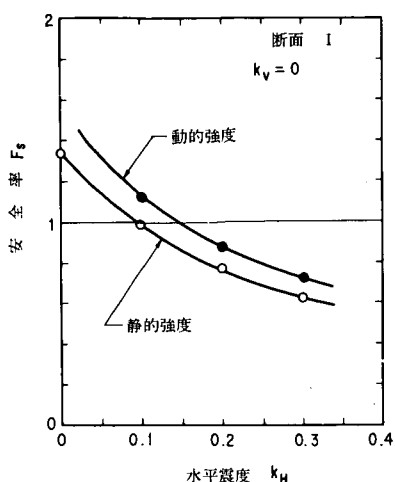


図-4.26(a) すべりの安全率と水平震度 (断面 I)

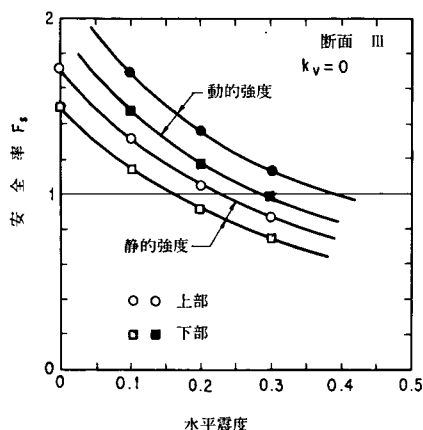


図-4.26(b) すべりの安全率と水平震度 (断面 III)

は0.29～0.4となる。もしも実際に作用した震度が0.18と0.29の間にあれば、断面 I, IIIが崩壊し、断面IIIが崩壊しなかったことがこの計算より説明できる。

今回の地震は直下型地震であり鉛直方向の震動を強く感じた人が多かった。それで鉛直震度 k_v を水平震度 k_H と同じだけ作用された場合のすべりの安全率の計算結果が図-4.27に示されている。図-4.27によると鉛直震度を作用されてもすべりの安全率はほとんど変化していない。図-4.27は断面 I の結果であるが、断面 II, IIIについてもほぼ同様の結果を得た。

(2) 三次元斜面安定解析

二次元の斜面安定解析と比較検討する目的で、ホランド法²²⁾による三次元斜面安定解析を行った。

1) 物性値

解析に必要な物性値は、地すべり土塊の単位体積重

表-4.6 安全率=1となる水平震度 ($k_v=0$)

	断 面	安全率 $F_s=1$ となるときの 水平震度 k_H	
		静的強度を 用いた場合	動的強度を 用いた場合
崩 壊	I	0.095	0.15
	II	0.10	0.18
非崩壊	III 上部	0.23	0.40
	III 下部	0.16	0.29

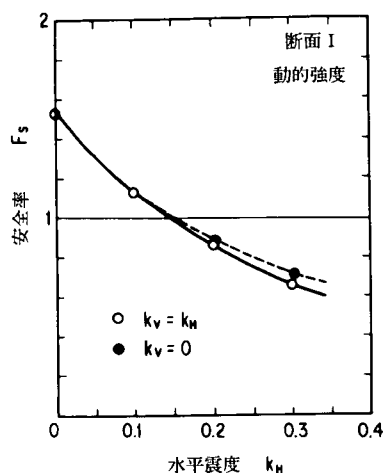


図-4.27 すべりの安全率に対する鉛直震度の影響

量ならびに土質定数 c' , ϕ' そして間隙水圧値に関する地下水位である。

単位体積重量は、すべり土塊の体積比の割合により次のような重み付平均単位体積重量を用いた。

土塊地質 単体重量 (t/m^3) 体積比

dt_i 1.77 1

olm 1.39 2

Mf 1.87 4

Mgr 1.93 3

平均 $\gamma_t = 1.78$

強度定数としては、すべり面の強度定数 c' , ϕ' を用いたが、これらは二次元解析で用いたのと同じ静的強度を与えた。

また、地下水位は、二次元斜面安定解析と条件を合わせる意味でもすべり面下にあるものと仮定した。この仮定は、4.2.2地質の概要で述べた地下水がすべり面と考えられている風化軽石層上に集中し易かったのではないかといった知見と矛盾するが、地下水観測データの無い現状においてはやむを得ないのではないかとと思われる。

2) 解析方法

解析は斜面 I, II についてそれぞれ常時と地震時の水平震度のみ考えた場合、水平垂直の両震度を考えた場合について行った。

水平震度は $k_H=0.1, 0.2, 0.3$ とし、水平・垂直の両震度を考える場合は、垂直震度 $k_V=k_H$ とし、 $k_V=0.1, 0.2, 0.3$ の場合を考えた。また k_V は上向に作用した場合と、下向に作用した場合を考え、合計10ケースについて解析を実行した。

解析は前述したようにホフランド法による三次元解析プログラム「HOVLN 2」で行なった。この方法による安全率は、次式で表現できるが、実際には各要素に作用する抵抗力と滑動力を加え合わせたものの比である。すなわち、

$$F_s = \frac{\sum (\text{各要素の抵抗力})}{\sum (\text{各要素の滑動力})}$$

3) 解析結果

まず、前式により算定された震度と F_s の関係を見たのが図-4.28である。この図は崩壊地主要部の断面 I に対するものであるが、一見して分るのは、二次元解析および三次元解析ともに水平震度0.1で安全率が1.0を下回っており、二次元解析と三次元解析の差がほとんどないと言う点であろう。

この結果の説明として、(i)今回の崩壊断面が、図-4.19(c)に見られるように、崩壊地中部～下部にかけて比較的平坦であり、しかも隆起部も見られないなど三次元効果が出現し難い地形を呈していた。(ii)ホフランド法を含めて一般に三次元解析による安全率 F_{s3} と二次元解析による安全率 F_{s2} は、土質定数 c' や ϕ' の値と分布ならびに地形に非常に敏感であり²²⁾、 F_{s3}/F_{s2} は、

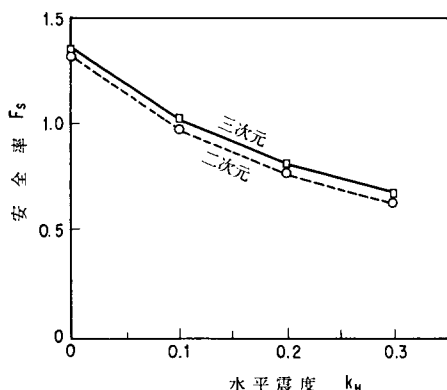


図-4.28 二次元と三次元の斜面安定解析によるすべりの安全率

これらのちょっとした相違により1.0より大となったり小となったりする。などの理由が与えられる。

いずれにしても、図-4.28によれば、等価震度約0.1で、斜面 I, II ともに F_s が1より小さくなることになるが、この等価震度に対応する平均最大加速度は、後章の地震応答解析で述べる計算法で計算すれば約150 gal となりやや低い値となっている。ところが、すべり面と考えられる風化軽石層の動的強度は、静的強度よりも大きく、前者を用いた場合の $F_s=1$ となる震度は0.15~0.18程度 (約230~270gal) に達すると考えられるから、動的強度を用いた方が、今回の地震規模との関連から合理的と思われる。

2.5 地震応答解析

断面 I, III について地震応答解析を行った。解析には二次元の有限要素解析プログラム“FLUSH”を用いた。“FLUSH”では入力地震動について水平方向、鉛直方向の同時入力ができない為、境界条件を変え個別に計算を行い結果の合成を行った。断面 I の有限要素モデルは節点数294、要素数289とし断面IIIについては節点数224、要素数217とした。地震動の入射基盤は断面 I, III とも標高850m とし、断面の左側(標高の高い方)には伝達境界を適用し右側にはローラーヒンジを用いた。要素分割は表層地盤部分を密に分割し断面 I では特にすべり線近傍で分割を密にした。

表-4.7に地震応答解析に用いた土質定数を示す。S波速度 V_s は粘板石 (PsI)、チャート (Pch) についてはPS検層の結果により求め、その他については標準貫入試験のN値より式(4)を用いて求めた。ただし、礫混り粘性土 (Mf)、火山円礫岩 (O_{vc2})、凝灰角礫岩 (O_{t0}) についてはN値が得られていないので推定値を用いた。

$$V_s (\text{m/sec}) = 80 \cdot N^{\frac{1}{3}} \quad (4.2.4)$$

せん断ひずみ 10^{-6} におけるせん断弾性係数 G_0 は、風化軽石 (Opt) については繰返しねじり試験の結果を用いているが、その他については単位体積重量 γ_t 及びS波速度 V_s より式(5)を用いて求めた。

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{g} \times V_s^2 \quad (4.2.5)$$

ここに g : 重力加速度

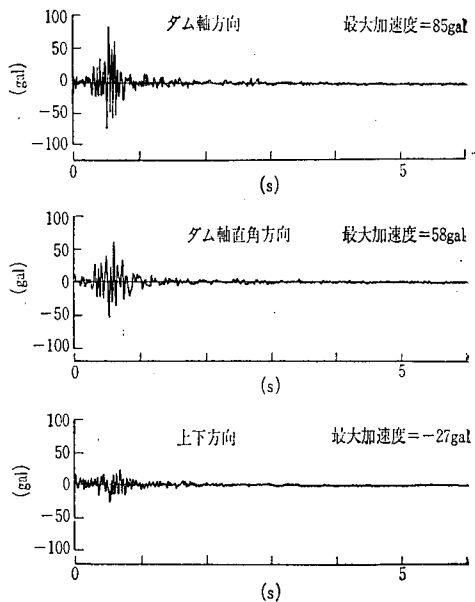
繰返し計算における減衰定数の初期値 h_0 及びポアソン比 ν は推定値を用いた。なお風化軽石 (Opt) および礫混り粘性土 (Mf) のせん断弾性係数 G 、減衰定数 h とせん断歪の関係が繰返しねじり試験より求められており、表-4.7に示すようにこの歪依存性を他の土質に

表-4.7 地震応答解析に用いた土質定数

土 質 名	土質記号	単位体積重量 γ (tf/m ³)	S波速度 V_s (m/sec)	せん断歪 10^{-6} におけるせん断弾性係数 G_0 (Kgf/cm ²)	減衰定数の初期値 h_0 (%)	ポアソン比 ν	G, hの歪依存性
礫まじり粘性土	dk1	1.77	140	350	5	0.49	あり B
火山灰(ローム)	Olm	1.39	160	360	5	0.49	あり B
礫まじり粘性土	Mf	1.87	230	1010	5	0.49	あり A
砂礫(軽石凝灰岩含む)	Mur	1.93	280	1540	5	0.49	あり A
軽石凝灰岩	Opt	1.40	210	600	5	0.49	あり B
火山円礫岩	Ovc1	1.61	240	950	5	0.49	あり B
火山円礫岩	Ovc2	1.61	190	590	5	0.49	あり B
火山円礫岩	Ovc3	2.6	620	10000	5	0.3	なし
凝灰角礫岩	Oth	2.6	600	9500	5	0.3	なし
粘板岩	Psl	2.7	1250	43000	2	0.3	なし
チャート	Pch	7.7	1250	43000	2	0.3	なし

注) A: 風化軽石 (Opt) のG,hと歪の関係を用いた。

B: 礫混り粘性土 (Mf) のG,hと歪の関係を用いた。



地震諸元: 発生年月日 1984年10月9日09時18分(日本標準時)
震 源 北緯35°51' 東経137°37' 深さ2km
規 模 4.1(気象庁マグニチュード)

図-4.29 牧尾ダムで観測された余震記録

についても準用した。

本震の震央は松越地区斜面崩壊地点の北方約1.5kmに位置し、推定断層面は東北東から西南西の走向を示している。水資源開発公団の牧尾ダムには電磁式強震計が設置されていたが、300galを上限とするよう感度が設定されていた為スケールオーバーし記録は得られな

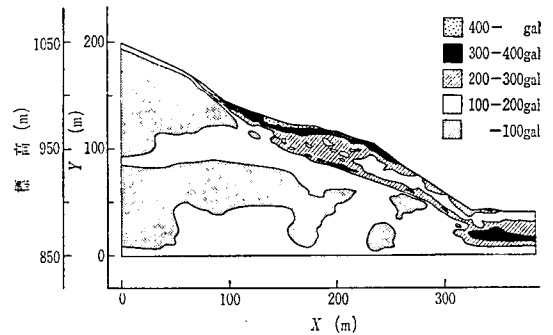


図-4.30 応答加速度の最大値分布(断面I, 水平方向)

かった。科学技術庁が本震の地震動について実施した調査²³⁾によれば、松越地区での地震動強度は震度VIに近いものであり、短周期成分を多く含み、上下動成分がかなり大きく、継続時間の短い衝撃型の地震動であったと報告されている。今回の解析に用いた入力地震動は、本震後土木研究所フィルダム研究室が牧尾ダム岩盤に設置した強震計により得られた図-4.29に示す余震記録である。この余震記録のうち水平方向として最大加速度の大きなダム軸方向の記録を用い、最大水平加速度100gal、最大鉛直加速度50galに振幅を調整して入力地震動とした。この値は崩壊地上部の道路付近における最大水平加速度が墓石の転倒率より推定される最大水平加速度440gal²³⁾程度となるよう試行錯誤により求めたものである。

図-4.30は断面Iに対して計算した各節点の水平応答加速度の最大値の分布を示している。この図より表

層地盤において応答加速度が大きく増幅し、崩壊土塊の中では200gal以上の最大値を示している。特にすべり面となったと考えられる風化軽石(*Opt*)層内では300gal以上の応答加速度となっている。これは上下の堅い層にはさまれた軽石層で振動が増幅されたためで、このように大きな加速度が斜面崩壊の誘因となったと考えられる。

表-4.8は、すべり面より上の崩壊土塊中における応答加速度の最大値の平均値を示している。なお断面IIIについては斜面安定解析において最小の安全率を与える円弧すべり面をとっている。表-4.8によると断面IとIIIではほぼ同程度の加速度が発生している。最大加速度 A を等価震度 k_e に変換する式として次の2つの式が提案されている。²⁴⁾²⁵⁾

$$k_e = 0.65 \cdot \frac{A}{g} \quad (4.2.6)$$

$$k_e = \frac{1}{3} \left(\frac{A}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4.2.7)$$

式(4.2.6)(4.2.7)を用いて計算した等価震度が表-4.8に示されている。水平方向の等価震度を見ると断面Iの場合には0.19~0.22となっており、この震度を図-4.26(a)に適用して動的強度を用いてすべりの安全率を求めると $F_s = 0.90 \sim 0.84$ となる。また断面IIIでは水平方向の等価震度は上部で0.20~0.23、下部で0.21~0.23となり、この震度を図-4.26(b)に適用して動的強度を用いてすべりの安全率を求めると、上部で $F_s = 1.37 \sim 1.29$ 、下部で $F_s = 1.16 \sim 1.11$ となる。すなわち崩壊が発生した断面Iではすべりの安全率が1以下になり、崩壊が発生しなかった断面IIIではすべりの安全率が1以上となっており、ここで用いた解析は妥当な結果を与えている。

表-4.8 崩壊土塊中の応答加速度の最大値の平均値および等価震度

断面	方向	加速度の最大値の平均値 Aave (gal)	等 価 震 度	
			$0.65 \times \frac{A_{ave}}{g}$	$\frac{1}{3} \left(\frac{A_{ave}}{g} \right)^{\frac{1}{3}}$
I	水 平	280.3	0.186	0.220
	鉛 直	187.0	—	—
III	上部	水 平	0.202	0.226
		鉛 直	—	—
	下部	水 平	0.208	0.228
		鉛 直	—	—

g : 重力加速度 (980gal)

2.6 まとめ

今回実施した調査・解析により得られた結論をまとめると以下ようになる。

1) 松越地区の崩壊斜面においては中生層の上に堆積した風化軽石層がすべり面になった。また崩壊地は基盤となる中生層が埋積谷地形をなしており、中生層の上にある風化軽石層に水が集まりやすい地形になっていたことが崩壊の一つの原因となった。

2) 風化軽石層より採取した不攪乱試料を用いて、初期せん断応力を作用させた状態で繰返し三軸試験を行った結果、風化軽石の動的強度は静的強度より約20%高くなった。

3) 崩壊地およびそれに隣接する非崩壊地の断面に対して地震応答解析および斜面安定解析を行った結果、崩壊地の断面におけるすべりの安定率が0.84~0.9、非崩壊地の断面におけるすべりの安全率が1.11~1.37、となった。従ってここで用いた解析方法は妥当なものであると考えられる。なお、非崩壊の断面の地形・地質より判断すると、以前に既に崩壊が発生して斜面が安定しているものと思われる。

4) 有限要素法による地震応答解析の結果、すべり面より上の土塊に発生する水平加速度の最大値の平均値は崩壊地の断面では280gal、非崩壊地の断面では300~310gal、等価震度は崩壊地の断面では0.19~0.22、非崩壊地の断面では0.2~0.23となり、両者の値に大きな差は見られなかった。従って入力地震動の大きさの差によって崩壊・非崩壊の差が発生したのではなく、崩壊地にはせん断強度の低い風化軽石層があり、堆積物がすべりやすい形に堆積していたためにすべりが発生したと考えられる。

3. 滝越地区の崩壊

3.1 崩壊の概要

滝越地区の崩壊は、王滝川本川左岸の本川に直角方向に流入する沢(神沢)の左岸山腹、標高約1,200mの台地状尾根部を滑落崖として発生した(図-4.31²⁶⁾及び、写真-4.4参照)。崩壊は高さ60m、平均幅150m、崩壊土量約150,000m³の規模である²⁷⁾。

滑落崖平面形状は松越地区のそれと相違して直線状であり、滑落崖はほぼ鉛直に切り立っている。崩壊土砂の一部は、滑落崖直下部及び沢部に残積しているが大部分は流出している。崩壊土砂は、最初は北西方向

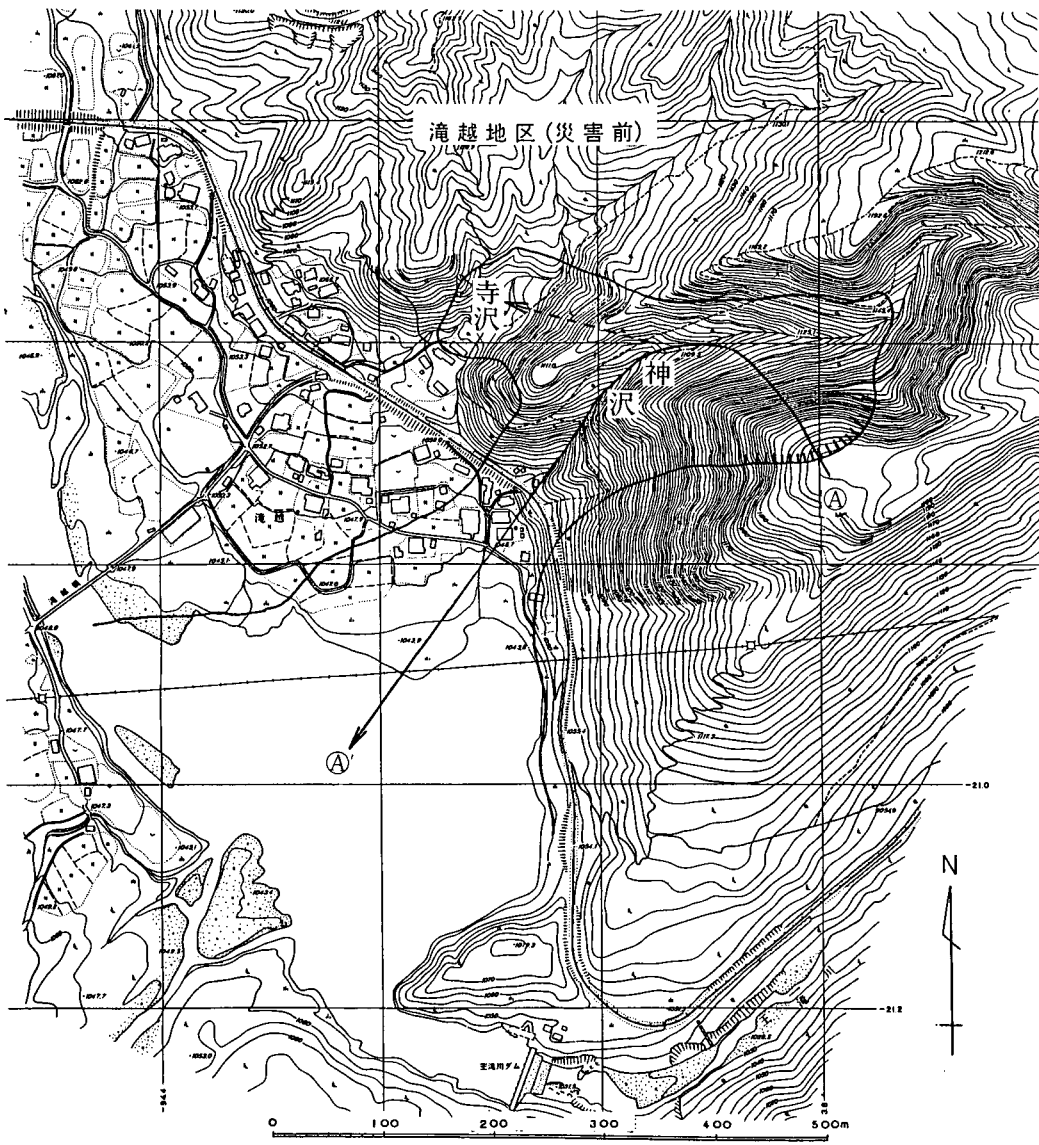


図-4.31 滝越地区平面図 (崩壊前)

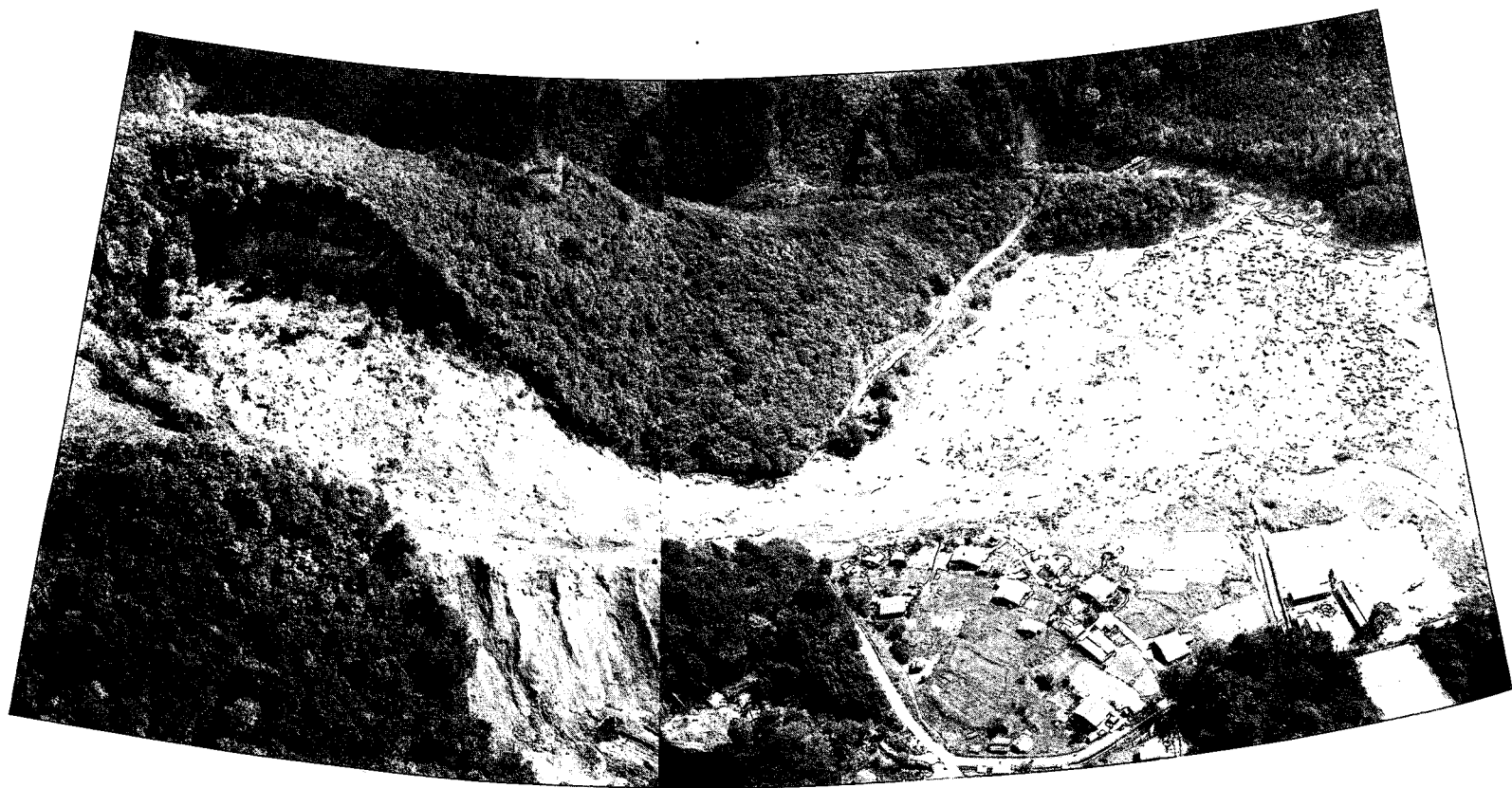


写真-4.4 滝越崩壊(空中斜め写真)

に動き出し、その一部は比高約20mの対岸尾根を乗り越えて隣の沢（寺沢）に流入したが、大部分は最大傾斜の方向（南西）に向きを変えて沢（神沢）沿いに王滝川本川まで400m程流下した。その後、王滝川ダム貯水池内に流入し、幅約300mにわたって拡散堆積して、王滝川ダムの機能を著しく低下させた²⁸⁾。この堆積地内には高さ約2.5m、直径約10m程度の流れ山が数多く見られ、これら流れ山は堆積地先端部に密に分布している。これらの流れ山は、主に直径30cm程度の岩塊で構成されている²⁹⁾。

この崩壊により、村道、林道、家屋が被災し、1人が亡くなっている³⁰⁾。

3.2 地形・地質

滝越地区の地質状況及び地質層序を図-4.32及び表-4.9に示す³¹⁾。当地区は中生濃飛流紋岩類の瀬戸川溶結凝灰岩層を基盤として、御岳火山第1期の倉越溶岩流及び第2期の軽石層がその上部を覆っている。さらにその上部に火山噴出物によって堰止められて形成された古滝越湖による上部更新世に属する滝越湖成層が層厚約100m以上の厚さで堆積し、湖岸段丘を形成し

ている。滝越湖成層はよく成層した粘土・シルト・細粒砂などの互層からなり、薄い軽石層、砂礫層を挟在している³²⁾。

崩壊は滝越東方の標高1,210mの湖岸段丘で発生した。崩壊地には、上部滝越湖成層に属するシルト層が露出し、この上位の溶岩と砂礫層が崩壊した³³⁾。また、阿寺断層周辺地域の地質構造図³⁴⁾を見ると、崩壊源頭部付近には白巣峠断層の存在が推定されるが、明瞭に確認されていない。

3.3 斜め写真の調査への活用

斜面の崩壊状況を把握する場合、従来より現地踏査もしくは空中垂直写真の判読、測定という手法が主に用いられてきた。ところが、斜面災害が発生しやすい急勾配斜面やオーバーハング部では進入及び接近が困難なために十分なる現地調査が実施できず、また、垂直写真では、滑落崖の状況、斜面勾配等の判読、測定が実施困難になる他、撮影高度の関係で雲などのために撮影ができないことが多い等の問題があった。そこで、このような問題点を解決する方法の一つとして斜め写真の活用が考えられている。

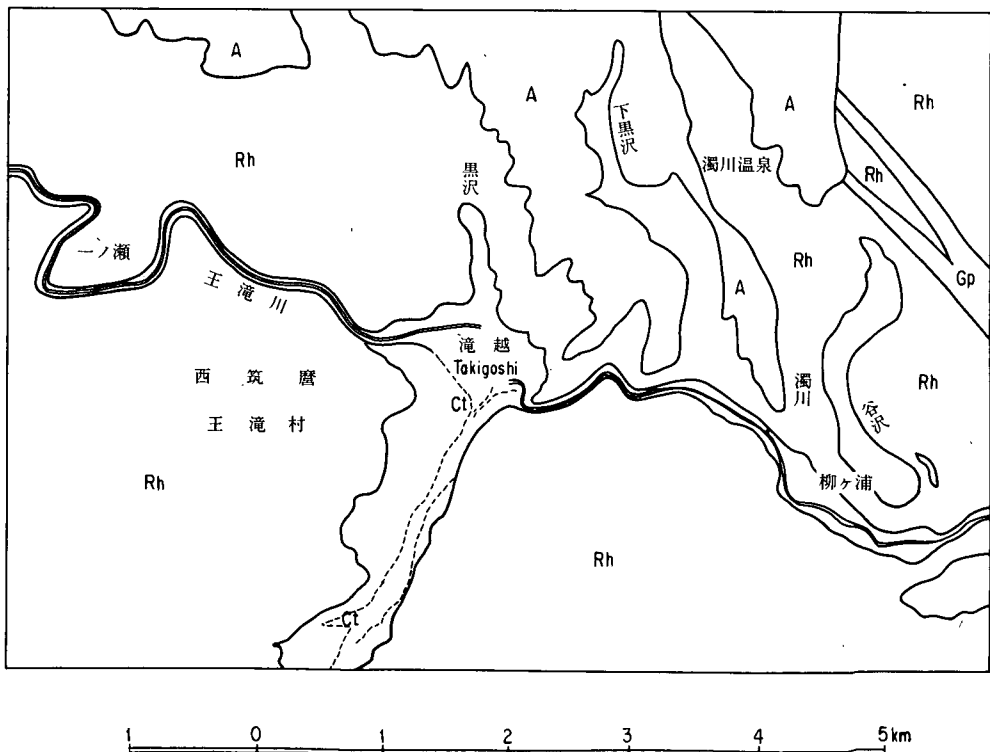


図-4.32 滝越地区の地質

表-4.9 滝越地区の地質層序

更新世 Recent Pleistocene	沖積層 Alluvium	a	礫・砂および粘土 Gravel, sand and clay
	崖錐堆積層 Talus deposits	新期 Younger	tl ₂ 礫・砂および粘土 Gravel, sand and clay
		古期 Older	tl ₁ 礫・砂および粘土 Gravel, sand and clay
	段丘堆積層 Terrace deposits	低位 Lower	td ₂ 礫・砂および粘土 Gravel, sand and clay
		高位 Higher	td ₁ 礫・砂および粘土 Gravel, sand and clay
	舞台峠層 Butaitōge formation	gh	礫・粘土および砂 Gravel, clay and sand
	滝越湖成層 Takigoshi formation (lake deposits)	ct	粘土・シルト・砂・軽石および礫 Clay, silt, sand, pumice and gravel
	御岳火山熔岩 Lava flows of Ontake volcano	A	両輝石安山岩・角閃石紫蘇輝石安山岩および角閃石安山岩 Two pyroxene andesite, hornblende-hypersthene andesite and hornblende andesite
新第三紀後期 Late Neogene Tertiary	玄武岩熔岩 Basalt lava	B	普通輝石橄欖石玄武岩 Augite-olivine basalt
	湯ヶ峰石英安山岩熔岩 Yugamine dacite lava	Dy	黒雲母石英安山岩 Biotite dacite
	岩脈 Dykes	D	黒雲母石英安山岩 Biotite dacite
		P	黒雲母含有角閃石玢岩 Biotite-bearing hornblende porphyrite
	苗木・上松花崗岩 Naegi-Agematsu granite	G	黒雲母花崗岩 Biotite granite
中生代後期 Late Mesozoic	岩脈 Dykes	Gg	白雲母含有黒雲母文象斑岩 Muscovite-bearing biotite granophyre
		GP	角閃石黒雲母花崗斑岩および石英斑岩 Hornblende-biotite granite porphyry and quartz porphyry
		Rh	角閃石黒雲母流紋岩質熔結凝灰岩（まれに普通輝石を含む）およびその熱変成岩 Hornblende-biotite rhyolite welded tuffs (rarely augite-bearing) and their thermally metamorphosed rocks
	濃飛流紋岩類 Nōhi rhyolites	Rh	同上
	阿寺層 Adera formation	cga	礫岩・珪質頁岩・凝灰質砂岩・流紋岩質凝灰岩・凝灰角礫岩など Conglomerate, siliceous shale, tuffaceous sandstone, rhyolite tuff, tuff-breccia, etc.

今回、滝越地区の崩壊について、空中斜め写真を活用して、崩壊状況及び崩壊形態を調査したので、その結果を報告する。

(1) 斜め写真の撮影諸元及び図化に用いた機器等
斜め写真の撮影諸元は、以下の通りである。

・撮影日時：昭和59年 9月28日 ・使用ヘリコプター：ベル206B ジェットレンジャー ・使用フィルム：コダック EK カラー2445 ・撮影斜距離：450m ・撮影俯角：45° ・撮映方法：連続平行撮影 ・オーバーラップ率：60% ・主点付近の撮影縮尺：1/2150

また、斜め写真の測定、図化には以下の機器を用いた。

空中三角測量 ・移写器：ステコメーター ・電子計算機：ACOS-350

測定、図化 ・解析図化器：アビリオット AC-1 ・電子計算機：ACOS-350

(2) 斜め写真からの判読

滝越地区の崩壊地の立体斜め写真を写真-4.5に、また、判読図を図-4.33に示す。斜め写真から滝越地区源頭部の崩壊状況を判読すると以下の特徴が指摘できる。

崩壊面はほぼ垂直で、滑落崖の頭部は褐色～暗褐色を呈する火山質土の堆積状況が見られる(図の㉔)。また、地表に近い部分では火山灰質土中に灰白色を呈する粘土層が薄く水平～流れ盤状に分布しており、この下位には褐色を呈する砂層(㉕)が堆積している。さらに下位には灰白色～青灰色を呈する安山岩質凝灰岩(㉖)が分布し、特に中央部は柱状節理が明確に認められ岩質は堅硬であると判断される。しかし、柱状節理の上層及び下層の安山岩質凝灰岩はかなり風化、変質している。滑落崖の最下部は今回の崩壊により生じた崩積土砂が覆っており、地表目視調査から明確に判定できないが、周囲の地質状況から判断して安山岩質凝灰岩及び火山噴出岩であると思われる(㉗)。滑落崖の平面形状は直線状であり、縦断形状はほぼ鉛直に切り立っている。滑落崖の直下部は、崩壊した岩塊及び土砂が堆積し、所々小山状の堆積形態をしている(㉘)。流木は立木のままの状態あるいは倒壊もあり、大部分は崩壊源頭部付近に散在しているが、土砂流送部中央部付近まで流下しているものもある(㉙)。また、土砂流送域では滝越湖成層のものと推定される青灰色を呈するシルト又は粘土層が円弧状に剝削されて



図-4.33 滝越地区崩壊源頭部斜め写真判読図

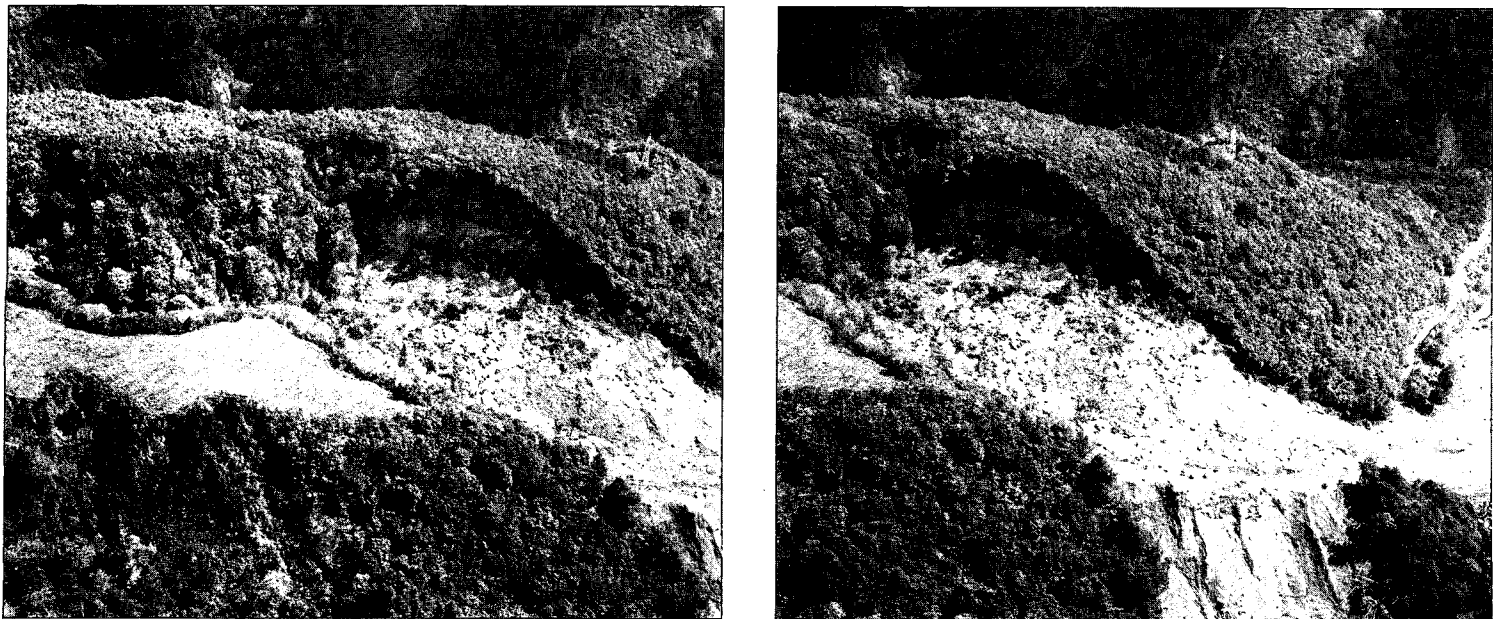


写真-4.5 滝越崩壊の立体斜め写真

いる部分も確認される (㉔)。

崩壊土砂の一部は神沢右近の尾根を越流し、隣接する沢に流下し、その際に尾根部の地表面を幅約120mにわたって削り取っている (㉕)。

(3) 斜め写真の特徴

立体斜め写真から図化した崩壊地 (滑落崖) の地質断面図と正面図を図-4.34に示す。これらの図には、地質判読結果も記してある。なお、崩壊前の縦断は、既往の垂直空中写真から図化したものである。滝越地区の場合、滑落崖がほぼ鉛直であるため、垂直写真では滑落崖の判読及び測定が不可能であるが、斜め写真ではこのような図化が可能である。また、斜めから撮影するので、平素見慣れている鳥瞰的な影像が得られ (前出写真-4.4)、奥行きや高さの感じが分かり易くなり視覚的判読調査に適し、特に、今回のような崩壊地調査においては、斜め写真の特徴が発揮できる。

3.4 崩壊特性

(1) 崩壊形態

崩壊前後の地形図をもとに、滝越地区のブロックダイヤグラムを作成すると図-4.35となる。崩壊発生斜面

が凸形の斜面であったことがわかる。凹形の地形は地震による振動に敏感であり、滑落崖断面が急勾配なこと、及び、滑落崖平面形状が直線的なことから、当該斜面の崩壊は地震を起因として崩落に近い状態で発生したことが推定される。

崩壊発生域下流の流送域には、崩壊物質の移動により削削された滝越湖成層が露出している。土質試験の結果から、湖成層中のシルト (粘土) は内部摩擦角が低く ($\phi=4.5^\circ$)、さらに透水性が悪い ($k=3.63 \times 10^{-6}$) ことが明らかになっており、この層が難透水層となっており、すべり台のような役割を果たしたものと考えられる。一方シルト層上部の砂層は含水比が高く (80.6%)、かつ、ほとんど飽和している (92.1%) こと、及び崩壊後この層から湧水が認められていることから、この層は地震時に滞水層となっており、地震動で流動化し崩壊したことが推察される。

(2) 崩壊土砂の流動

崩壊前後の地形図をもとに崩壊縦断面図を作成すると図-4.36となる。なお、この図は、滑落崖源頭部から貯水池までの間の崩土の主走路を平面図に示す A-A' について示したものである。

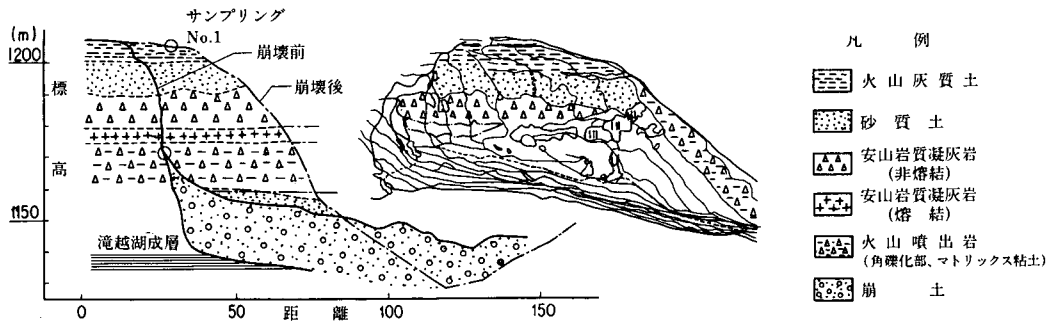


図-4.34 滝越崩壊地滑落崖の断面図及び正面図

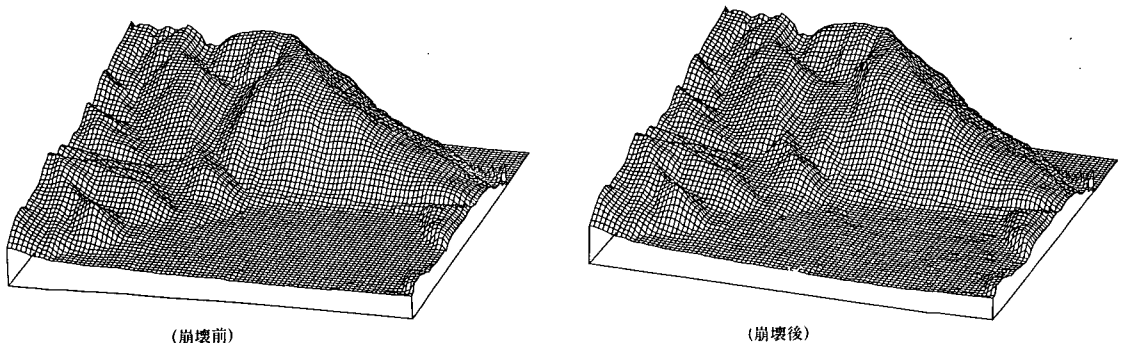


図-4.35 滝越崩壊ブロックダイヤグラム

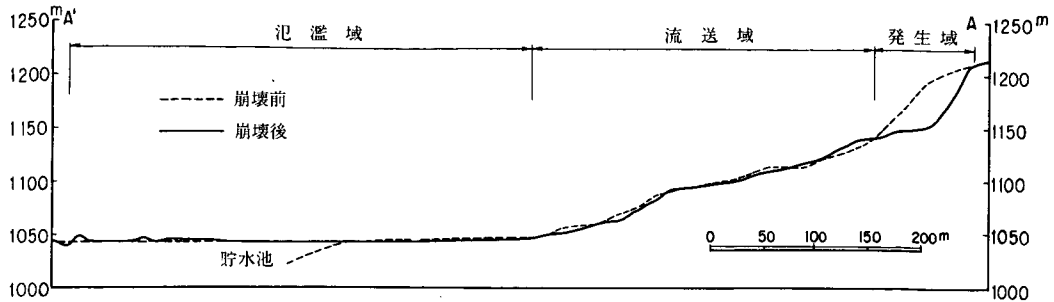


図-4.36 滝越崩壊縦断面図

流送域がきわめて平坦であるにもかかわらず、崩壊土砂の移動距離が長いことがわかる。崩壊土砂の流動性は崩土自身の物性に依存するが、滝越地区では9月1日から13日までの間に176mmの降雨があり、この時の浸透水が難透水層（シルト層）上部の砂層に貯留されており、地震動によって、この層が顕著な流動性を示したものであろう。崩土の流動性は流動したコースの高度差(H)と水平距離(L)の比（等価摩擦係数： μe ）で表現され、滝越崩壊の μe は0.18ぐらいであり、図-4.37のようにこの値は他地域の大規模崩壊の値に比べてかなり小さい値となっている。

(3) 崩壊発生時の目撃

地震の発生（9月14日8時48分）とほぼ同時に滝越崩壊が発生したが、この時、崩壊状況を目の当りに目撃した人々がいた。本項では目撃者の証言を紹介する。目撃内容を表-4.10に示す。これらの内容は、崩壊のすさまじさを克明に記録する貴重な資料であり、今後、崩壊機構等を解明していく上での参考としたい。

4. 御岳高原地区

4.1 崩壊の概要

当地区の崩壊は、県道御岳王滝黒沢線沿の御岳高原スキー場下部を構成する斜面に約3ヶ所発生し、そのうち最大のものは、崩壊幅約100m、長さ約130m、深さ約20～30mである。斜面勾配は緩く約17度で高原状の台地斜面を成している。上記の3ヶ所の崩壊とも黄色の軽石凝灰岩の条痕が見られ崩土中には岩屑は見られず土塊は滑動によって著しく粘性化したと思われる。特に、最も南側の御岳霊場の崩壊では、崩土が道路を越えて沢沿いに約650mも流下し溪床に堆積している。すべり面の縦断面形は舟型をなし、アースフロー的な地すべり性崩壊と思われる（図-4.38、図-4.39³⁷⁾）。

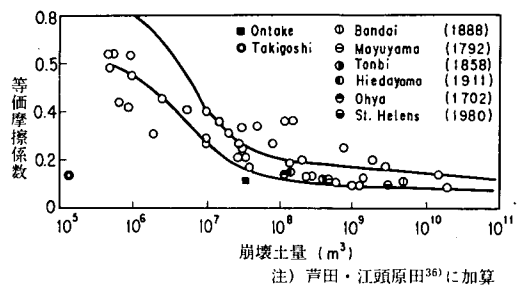


図-4.37 崩壊規模と等価摩擦係数の関係

当地区で、最大の崩壊は一番南に位置しており、安山岩質の倉越原溶岩上に発生し、他の2つのものは三笠山に分布している。これらの溶岩上には粘土化した軽石層や火山灰層、火山砂層が堆積しており、火山灰層は極めて厚い。これらの各崩壊のすべり面となったのは、崩壊地に広く分布する厚い軽石層と考えられている。

4.2 地形・地質

御岳高原は御岳山の南東麓の標高約1,300～1,500mに位置する緩斜面である。この付近には御岳火山の古期噴出物（主に安山岩質溶岩からなる）が分布をしている。これらの溶岩流が分布をしているため、御岳高原周辺は緩斜面となっている。一方、高原南部の標高1,250～1,150mの約100mの間は等高線が密になり急傾斜となっている。これはこの付近が溶岩流の末端であるからであり、一部では溶岩末端崖的な地形を呈している。図-4.40のように1,150m以下には御岳火山の基盤である古生層が分布している。

崩壊をしたのは、このうち1,300～1,360mの緩斜面上である。崩壊地は緩やかな谷地形の斜面上にあり、西側の2つの崩壊地の頭部はほぼ尾根線にある。地形的にはこれらの崩壊地が不安定な場所に位置していた

表-4.10 滝越地区斜面崩壊の目撃内容一覧

No.	目撃者の位置	時刻	内 容	目 撃 者	証 言 内 容
1	自宅前の道路	9月14日 8:49	本震直後、斜面崩壊を目撃。	平沢一二三氏の 奥さん	・本震の一番激しい揺れの後、すぐに崩壊を見た。 ・土のにおいがして生臭さかった。 ・(崩壊後)、真赤な土砂が見えた。 ・水が吹き出ていた。 ・水しぶきが上方にあがった。
2	自宅の外	8:49	地震直後、斜面崩壊を目撃。	三浦なみ氏 (民宿滝越屋)	・本震後、間もなく真赤なガケが現れていた。 ・「ガラガラ」と石の音がした。 ・木は立ったまま、揺らぎながら落ちてきた。
3	自宅の外	8:49	斜面崩壊と土砂流下を目撃。	三浦雪雄氏の 奥さん	・「ゴー」という音が出て、(崩壊地付近を)見上げると、木、石、水が吹き上げ水でねったようなものが瞬間的に崩れた。 ・崩壊する前に、地面が盛り上がったというよりは、噴水のように(土砂が)吹き出していた。
4	水交園	8:49	本震と同時に、斜面崩壊と土砂流出を目撃。	三浦とよ子氏	・本震と同時に揺れた。 ・泥っぽかった。 ・山が突き上げられた感じ。
5	白川製品事業所の 室内	8:49	崩土が、貯水池へ流入するのを目撃。	事業所課長	・「ゴー」と音がするので外を見たら、崩土が貯水池へ流入していた。 ・水面に波がたち、対岸にあたってはね返った。
6	王滝川ダム	8:50	斜面崩壊、土砂流出は目撃していないが貯水池の津波を目撃。	三浦 茂氏	・揺れがおさまってから、1分後ぐらいに津波(濁っていない)がきたダムの水位は5m上がったが、一回寄せて返っていた。
7	水交園	9月15日 7:14	余震時に、崩壊地が拡大するのを目撃。	三浦とよ子氏	- 余震 ・けむり(土ぼこり)をたて、火花を散らしながら、崩壊地が拡大した。

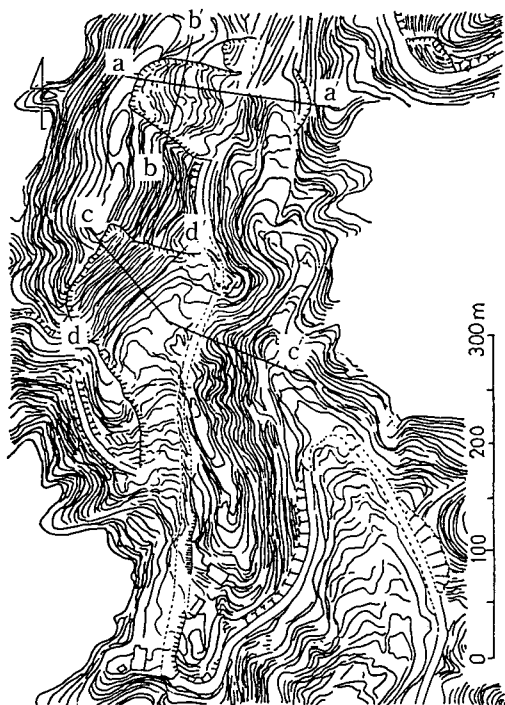


図-4.38 御岳高原地区崩壊平面図

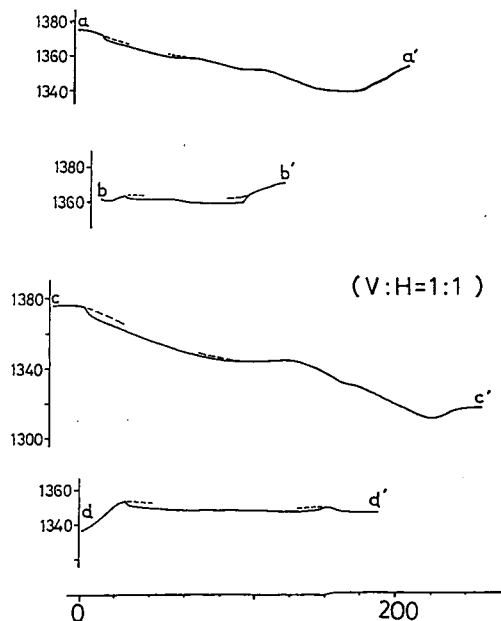


図-4.39 御岳高原地区崩壊断面図

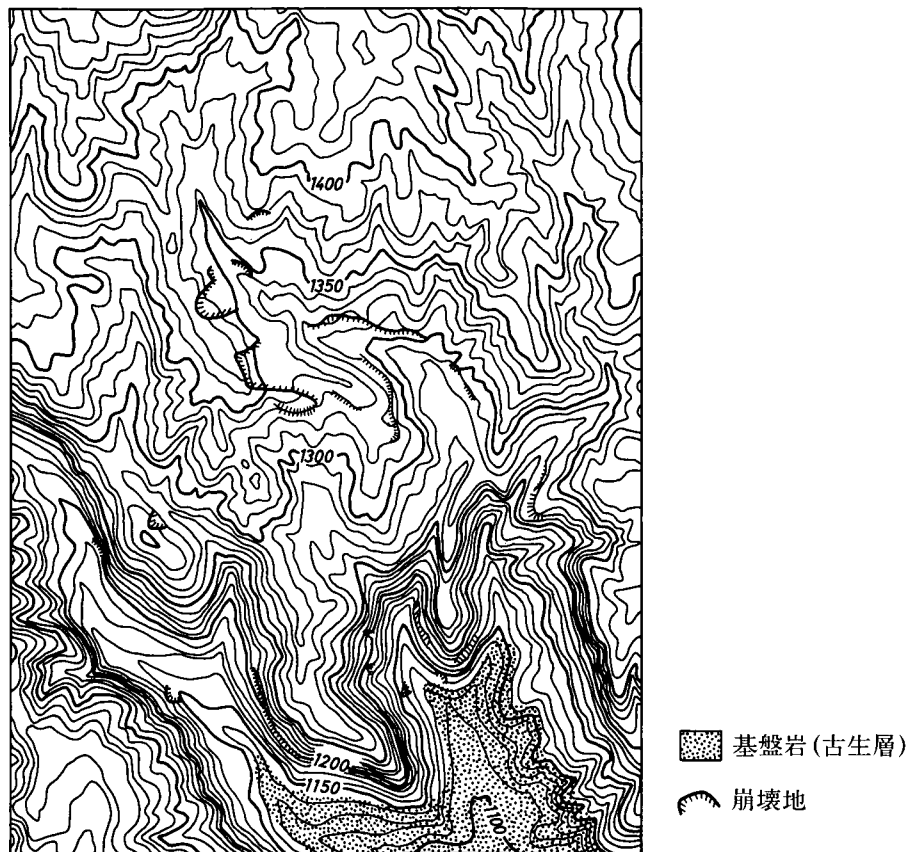


図-4.40 御岳高原崩壊地周辺の地形

とはいえない。

大局的には崩壊地周辺には前述のように安山岩質溶岩が分布をしているが、現地では表層部分は厚い土壌におおわれ、その下部に軽石層が数枚挟まれている。軽石層の走向傾斜は $N35^{\circ}E, 20^{\circ}W$ でほぼ水平に堆積をしている。層は未固結で径 1～数 cm の軽石から構成されているが、下位の層では溶結をしている。これらの未固結の軽石層の存在が今回の崩壊の一因となったものと思われる。

4.3 土質調査

現地試験としては、簡易貫入試験をすべり面と推定される軽石粘土層で行なわれた(図-4.4.41)。 N_c 値はすべり面上の 0.5m より浅い表層部で大旨 2～3 と軟弱であるが、No. 4, No. 5, No. 7 のように N_c が 10～18 に致る所もあった。しかし、1 m 深さで N_c はどの測定でも 8 以上となっており、崩壊後の崩壊地表面より 1 m 以深は、ほぼすべり面の下に位置する基盤層と思われる。

さらに、現地で採取した風化軽石の不攪乱試料と火山砂の攪乱試料を用いて室内土質試験を行なった。行った試験は、風化軽石（パミス）に対しては、物理試験と三軸圧縮試験であり、火山砂に対しては、物理試験と液状化特性を見る為の振動三軸試験である。

当地区の崩壊地内に広く分布し、すべり面と見られている風化軽石の特徴は次の様なものである。

最大粒径	0.84mm
液性限界	$W_L=84\%$
塑性限界	$W_P=54\%$
塑性指数	$I_P=30$
自然含水比	$W_n=82.2\%$
湿潤密度	$\rho_t=1.1515g/cm^3$
飽和度	99.3%
粘着力	全応力表示 $C=0.8kgf/cm^2$
有効応力表示	$C'=0.0$
せん断抵抗角	全応力表示 $\phi=12.3^{\circ}$
有効応力表示	$\phi'=43.7^{\circ}$

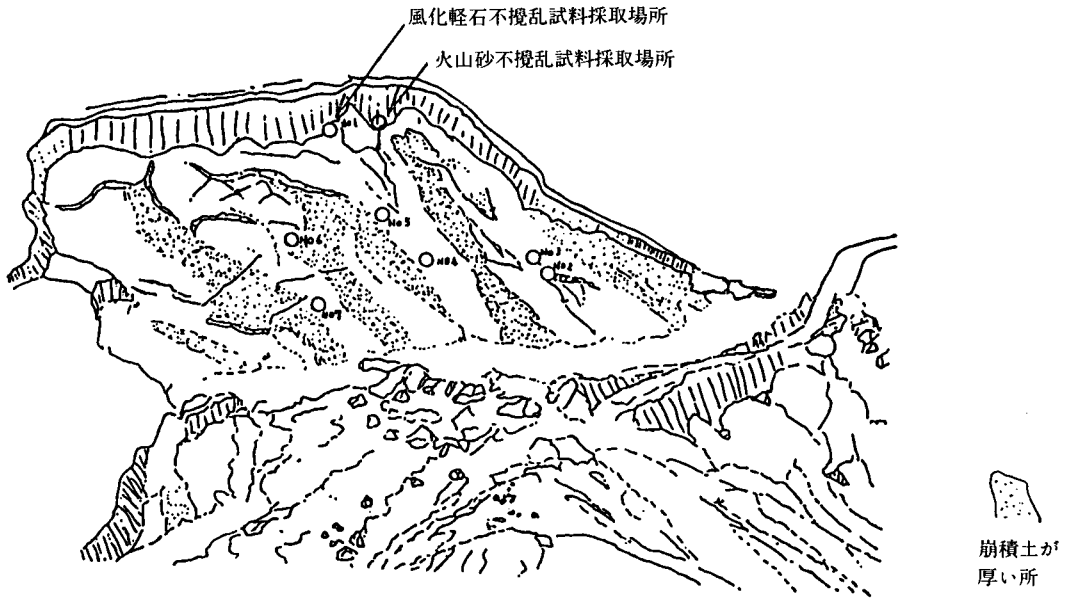


図-4.41 簡易貫入試験測点

また、火山砂の特性は次のようになった。

最大粒径 4.76mm
均等係数 $U_c=3.83$
土粒子の比重 2.53

最大間隙比 $l_{max}=1.129$
最小間隙比 $l_{min}=0.623$
自然含水比 $W_n=13.5\%$

振動三軸試験結果は図-4.42に示す。ただし、この試験は、相対密度約50%，拘束圧1.0kgf/cm²，バックプレッシャー2.0kgf/cm²，周波数1.0Hz 正弦波で実行されたものである。

これによると液状化繰り返し回数 $N=20$ 回で液状化応力比 $R \div 0.15$ となる。

4.4 崩壊発生機構

崩壊の直接的な誘因は言うまでもなく地震であるが、前述した土質試験の中でも述べたように崩壊地区に広く分布している風化軽石が液性限界に極めて近い自然含水比を有し、土質強度も $C=8tK/m^2$ ， $\phi=12.3^\circ$ と小さいものであった為に、この風化軽石層がすべり面となって滑落したものと考えられるが、風化軽石層より上部がすべったと言うよりは、軽石層が飽和に近い状態であった為に震動により上の土層を置き去りにして、この層のみが流れ出すような状態で滑動し、それに引きづられて上部も陥没したものと思われる。このこと

は、崩壊地に旧地山の地表を覆っていた草木等が残っていることや、下流の流下物が主として風化軽石でできていると見られることよりも推測し得る。

また、風化軽石層上部に分布する火山砂は、前述の土質試験の結果から考えても均等係数3.83，平均粒径約1.05mm の粒径加積曲線が図-4.43の様な極めて液

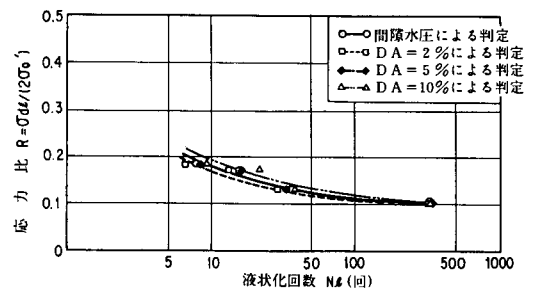


図-4.42 火山砂の液状化特性

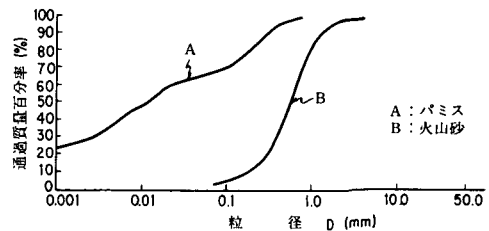


図-4.43 火山砂と風化軽石（パミス）の粒径加積曲線

状化し易いものであり、この火山砂層が液状化して滑動したとも言えるが、この層が崩壊地内に広く分布していたかどうかは明確でなく、むしろ滑動後の流動化の方に寄与した可能性の方が大である。

一方、図-4.42の応力比特性から計算すると、液状化する限界地震加速度は約250galであり、今回の最大加速度より考えると、この火山砂層は容易に液状化し流動したものと考えられる。

5. 上島地区

5.1 変動の概要

当地区は王滝村中心部に位置し、人家や体育館および村営集合住宅等の密集する場所に位置し、地すべりの滑動により多くの人命・資産に危険が及ぶ可能性がある。

この地区の地盤変動の主な地すべりブロックは図-4.44にあるものであるが、これらのブロックの背後地である倉越山中腹には図-4.45、図-4.46に見られる表層崩壊とクラックが見られる。この表層崩壊は、倉越山安山岩上部の火山砕屑物中に生じたものであり、基岩の安山岩は堅固で崩壊がこれ以上拡大する可能性は小さいと思われる。また、地すべりブロックの最大の

ものは、最も西側のものであり、最大幅約90m、長さ約80m、最大深さ約10mの規模である。この地すべりの平面形は不規模で、村営住宅側と体育館側の2つの小ブロックに細分できると考えられる。さらに、この地すべりの伸縮計等による観測結果では、9月14日の本震以降の余震や降雨によっても拡大する傾向が見られ今後の継続調査が望まれている。他の地すべりブロックについては、本震以後の変動は小さく、危険度も小さいと考えられる。

5.2 地盤変動発生機構と地形・地質

当地区は、安山岩質溶岩の分布する倉越山南麓に当り、溶岩台地状の緩斜面とこれに続く標高900~950mの上島段丘により構成されている。

この地区一帯では、御岳火山活動初期の固結度の比較的高い火山堆積物と中生層の基盤が、第一次御岳火山体崩壊期に侵食され、その上に水成の砂礫層や新しい火山噴出物が堆積している。この砂礫層上部の火山噴出物ならびに流下堆積物が移動土塊の主体となっているものと考え得る(図-4.47)。

上島地区の地盤変動の発生機構としては、上述した火山噴出物中の風化火山灰層下部がすべり面となって地震により変動したものと考えられる。

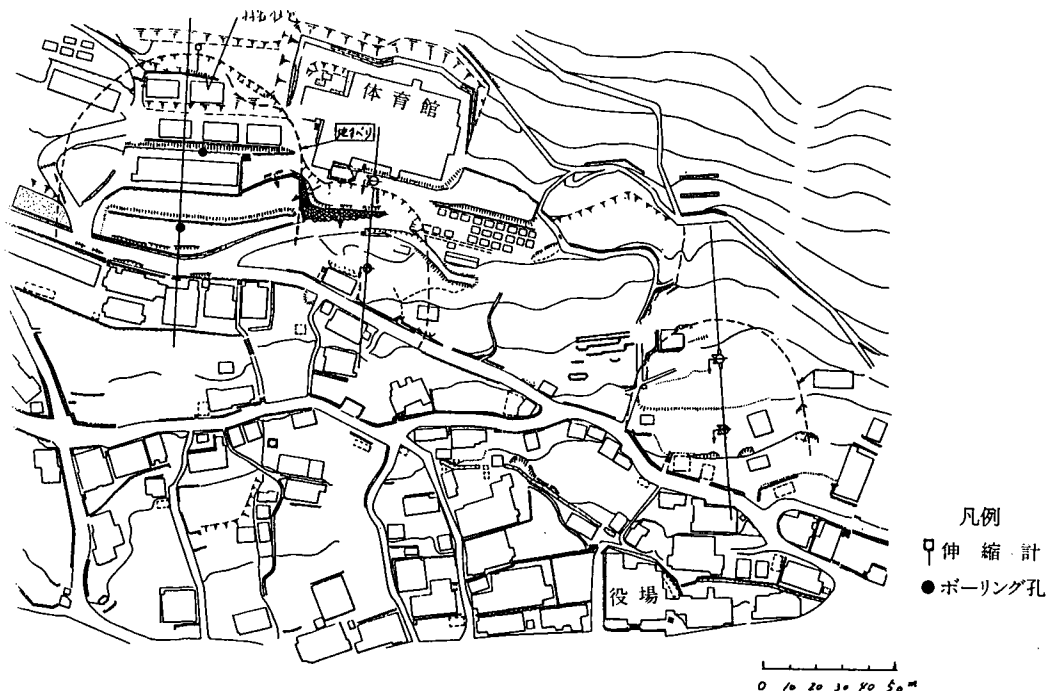


図-4.44 上島地区地すべり平面図

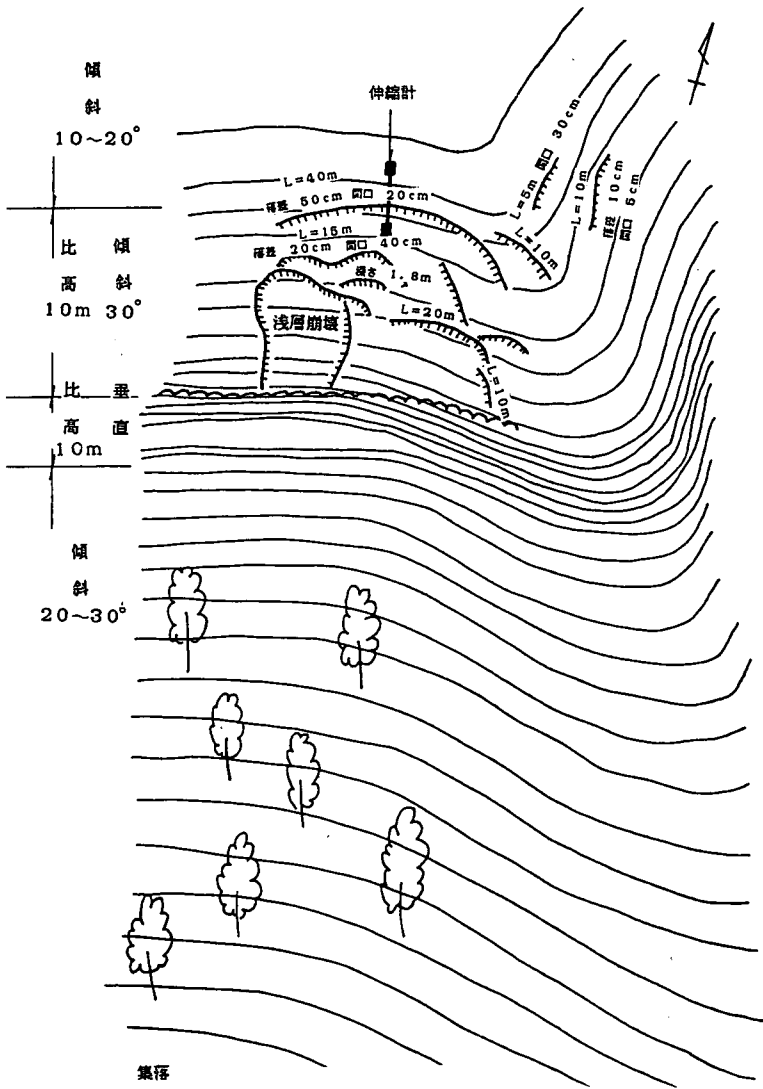


図-4.45 倉越山崩壊平面図

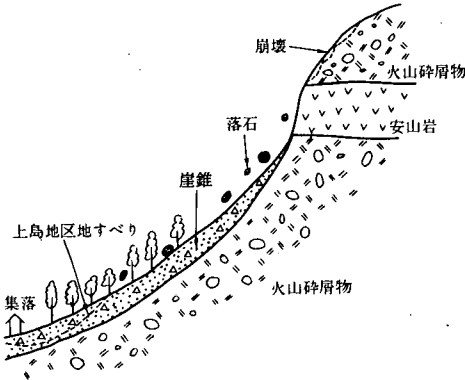


図-4.46 倉越山崩壊地質縦断面図

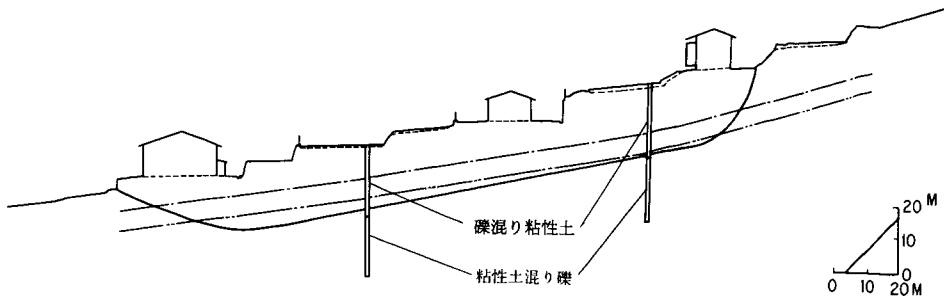


図-4.47 上島地区 縦断面図

6. 小規模崩壊

6.1 小規模崩壊の分布

長野県西部地震では、御岳くずれをはじめとした大規模崩壊の他に、多くの小規模崩壊が発生している。崩壊面積 100m^2 以上の小規模崩壊はおよそ500箇所が発生しており、その崩壊の平面的分布を図-4.48に示した。崩壊の分布は震央から 15km 以内に、ほぼ納まっているが、震央から北西ないし、西の方向に偏っている。また、震央周辺と、千沢上流域に特に崩壊の集中した

部分がある。震央の東側及び王滝川の南側では逆に極端に崩壊が少なくなっている。

図-4.48に示されている調査範囲の中の崩壊面積 100m^2 以上の崩壊箇所349ヶ所について、長野県木曽建設事務所が調査した結果を図-4.49、図-4.50に示す。図-4.49より、崩壊面積 500m^2 以下の小規模崩壊が最も多く、全体の約6割を占めていることが分る。また、図-4.50より、 100m^2 以上の崩壊の発生位置は、溪岸部、道路部より山腹が圧倒的に多かったことが分る。道路被害としては道路の法面・斜面での崩壊が相当多かったが、小規模な落石程度で、 100m^2 以下の崩壊が多かつ

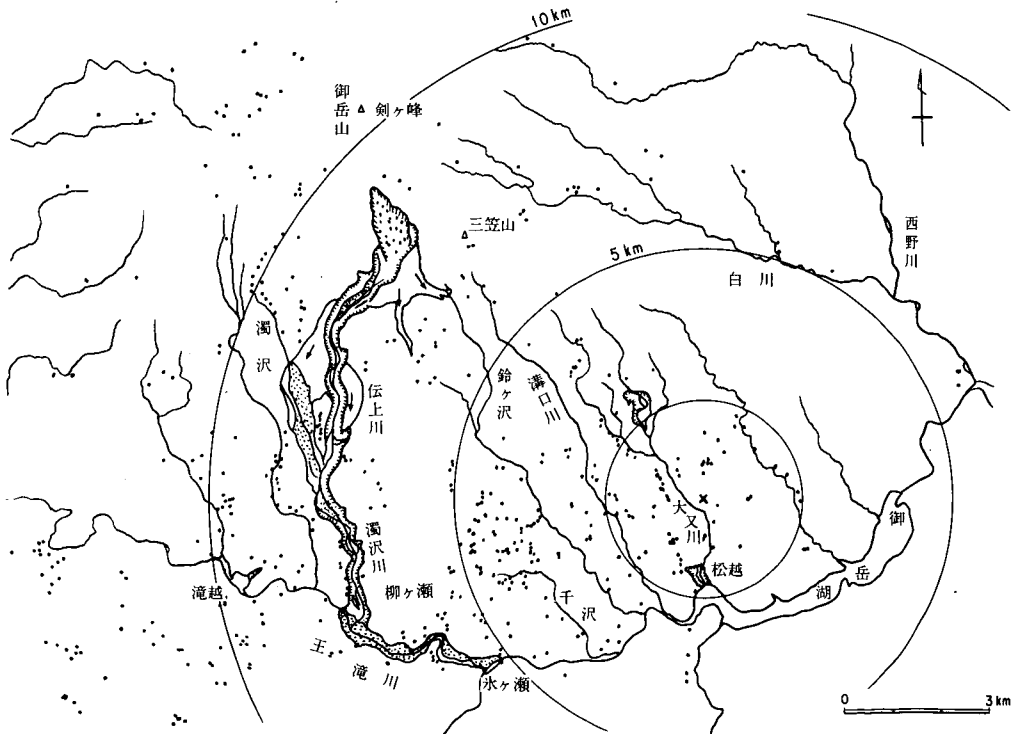


図-4.48 崩壊分布

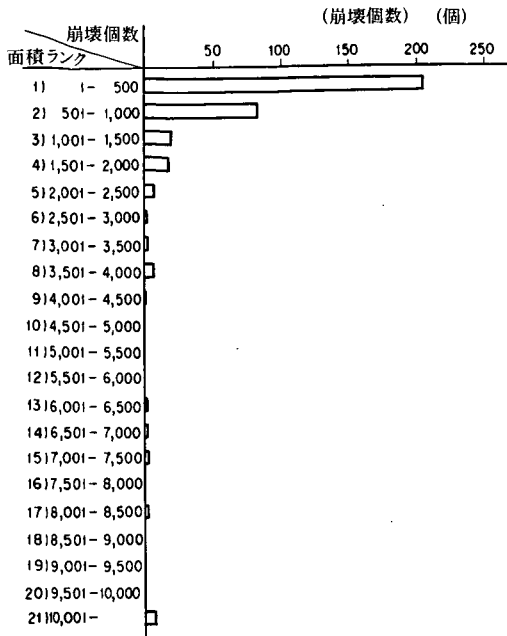


図-4.49 崩壊面積と崩壊箇所数

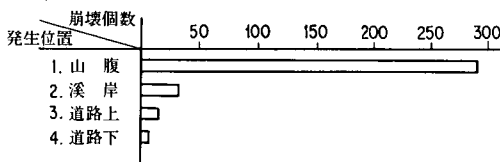


図4-50 発生位置と崩壊箇所数

たものと思われる。

6.2 小規模崩壊の要因

崩壊分布で特徴的なことは前述した、震央に近いにもかかわらず、震央の東側及び王滝川の南側で崩壊の発生が少ないという点である。図-4.32に示した表層地質図からみると、震央の東側は古生層であり、王滝川の南側は、古生層、玄武岩、溶結凝灰岩となっている。一方、震央から西側は主に御岳火山噴出物で覆われていることから、火山噴出物の部分が崩壊し、その他の部分が、崩壊しなかったという理由が考えられるが、地質の違いのみにより、崩壊分布が規制されているかどうかは判断できない。地震による加速度分布とも比較検討する必要がある。

次に、崩壊要因調査として、図-4.48に示した、比較的崩壊発生の多い地域を対象に、崩壊に対して優越する要因を探る調査を行った。調査方法は、調査地域を

1辺100mの等面積のメッシュに分割し、そのメッシュを単位として、いくつかの崩壊要因についての計測を行うことにより、崩壊の発生、非発生の違いによる要因の強さを比較した。崩壊地を含むメッシュは392、それに対し非崩壊のメッシュは乱数を用いて429選択し、計815メッシュについて、要因の計測を行い、検討を行った。崩壊要因としては、①標高、②リニアメント・断層の本数、③平面形地形、④縦断形地形、⑤傾斜変換線の有無、⑥斜面の方位、⑦勾配、⑧地質、⑨震央からの距離、⑩震源域を採用した。次にこれらの結果について述べるが、結果として表した図は、横軸に要因についての段階または種類、縦軸に件数を取り、要因の段階、または種類ごとに、発生・非発生の件数を棒グラフとして示した。また、発生率と称して、発生件数の発生件数と非発生件数の和に対する率を折れ線グラフにて示した。この発生率は、ある要因について特に傾向がない場合には、発生メッシュ数の計測メッシュ数に対する平均の率である約48%になる。48%より大きい場合は正の要因、48%より小さい場合は負の要因となり得るわけである。

まず標高については、図-4.51に示すとおりである。山口、川辺等は³⁸⁾、1971年2月9日のサン・フェルナンド地震の観測結果を解析し、標高が高くなると最大加速度が増加するとしている。しかし、長野県西部地震では標高が高くなるとむしろ減少する傾向にある。これは、震央が標高の低い地域で発生したこと及び、震源が浅かった(深さ約2 km)ことにより、標高の低い地域が震源に極端に近く、標高の高い地域で最大加速度が増加する傾向よりも、震源からの距離の方が効いている可能性がある。これについては、加速度分布との検証をする必要がある。また、標高の高い地域は低い地域に比べ侵食の少ない高原状の面積が広がったことも、原因と考えられる。

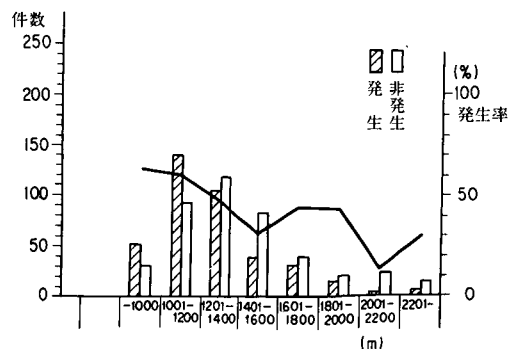


図-4.51 発生件数と崩壊標高

リニアメント・断層については、図-4.52に示すとおり、リニアメントや断層の横切る本数が多いほど、崩壊が多いという結果となっている。破碎部の弱線が多い所ほど崩れ易い傾向があると考えられるが、リニアメントの引き方は十分な客観性がある訳でなく、他の事例での検証が必要である。

平面形地形要因の結果は、図-4.53に示した。凸形凹形斜面に崩壊は少なく、平衡斜面に多いという結果になっている。地震時の崩壊は、一般に地震波が凸形の部分に集中することから、凸形斜面に崩壊が多いとされているが、当調査地が、火山山麓特有のなだらかな平坦面とこれを激しく侵食した平衡斜面からなっている地形が多く、この谷壁部に崩壊が集中していることによることが挙げられる。また、100メッシュを25,000分1地形図に判読していることから小さな地形が読み取れず、小規模の凸形地形が相当数、平衡斜面との判断になっている可能性もある。また、凸形斜面に崩壊が多いという中には、100m²以下という極小規模のものが多くを占めている可能性もあり、一概に議論はできない。

縦断形地形については、図-4.54、上昇、下降、複合、斜面に崩壊の率が高い傾向がある。平衡斜面の方が安定であると考えられる。伊豆大島近海地震での報告では、平衡斜面に崩壊が多いとなっているが、これは、崩壊地のための調査であり、母数の傾向については不明である。

傾斜変換線の分布は、大又川、溝口川等の流域に連

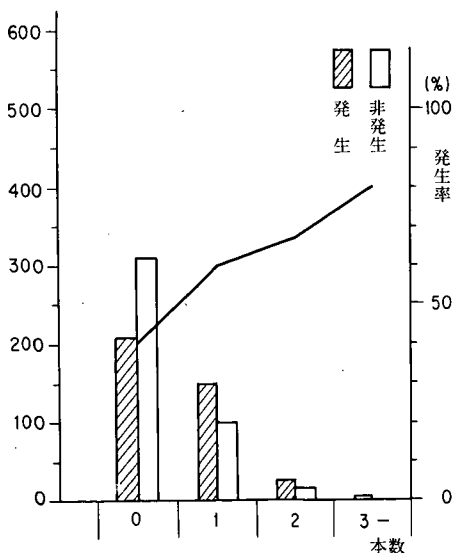


図-4.52 リニアメント、断層

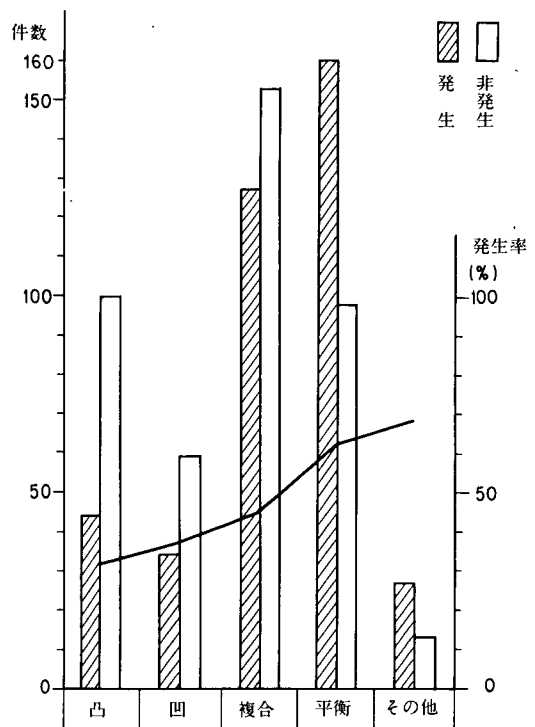


図-4.53 平面形地形

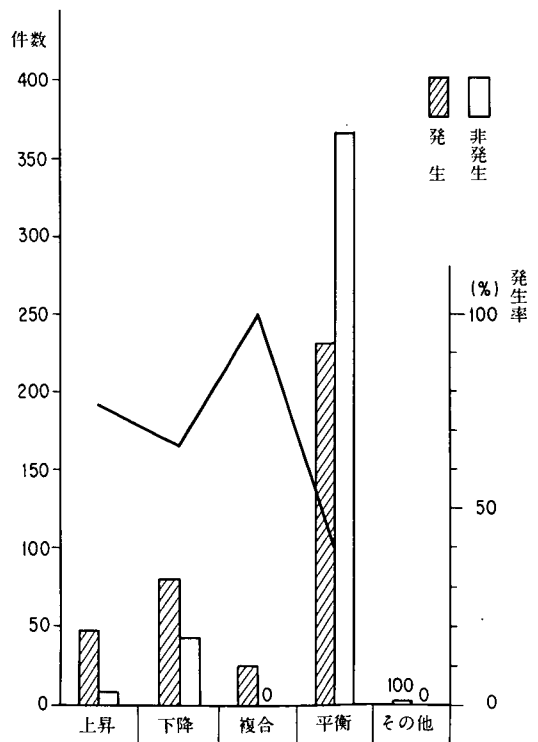


図-4.54 縦断形地形

続している。遷急線、遷緩線を有するメッシュ数は、変換線の無いメッシュ数の1～2割であるが、崩壊発生率は、変換線を有する方が高い傾向である(図-4.55 参照)。

斜面方位について、図-4.56をみると、まず、全体の斜面分布は、南東向きが多いが、これは、調査地が御岳山の南東斜面であり南東方向に噴出物が流下しているためと思われる。崩壊発生率は、大又川中・下流部で代表されるように、東向き斜面で高かった。これは、成層火山体を侵食した崩れ易い谷壁斜面が東向き及び西向きに分布しており、そのうち、地震の最大加速度が東向き斜面に加わって、崩れた斜面が多いことが考えられるが、推定の域を出ない。

斜面勾配については、図-4.57より $21^{\circ} \sim 28^{\circ}$ で発生率が高くなっていることがわかる。伊豆大島近海地震の報告³⁹⁾では、 40° から 70° までの急傾斜で崩壊箇所が多くなっているが、母数分布が明確でないことと、計測方法の違いが関係して異なった結果となっていると思われる。今回の計測は、メッシュ内の平均勾配を計測

しており、傾斜を緩く測定する傾向がある。

地質については、図-4.58より、母数分布が多いのは、御岳火山噴出物であるが、発生率は、古生層破砕部及び角礫岩の地域で高くなっている。御岳火山噴出物地域での発生率は、全体の平均に近くなっているが、詳しく分布を見てみると、崖を形成している所では発生率が高く、平坦地、緩斜面では少ない。ただし、地質による崩れ易さは、ある地域の調査結果から一概に論ずることはできず、地質そのものより、表層の風化の程度のようなものが、効いてくるものと考えられる。

震央からの距離による影響は、震央から2 km以内で、発生率が高く、10km以上で発生率が低いという傾向で現れている(図-4.59)。震央から2 kmについては、おそらく最大加速度が大きかったことで、崩壊発生率が極めて高かったものと思われる。10km以上で異常に小さくなっているのは調査地内に占める10km以上の分布面積が狭いことによる理由のためで、周辺部の崩壊分布をみると10km程度では、10km以内と変わらない程度の崩壊分布となっている。このことから、

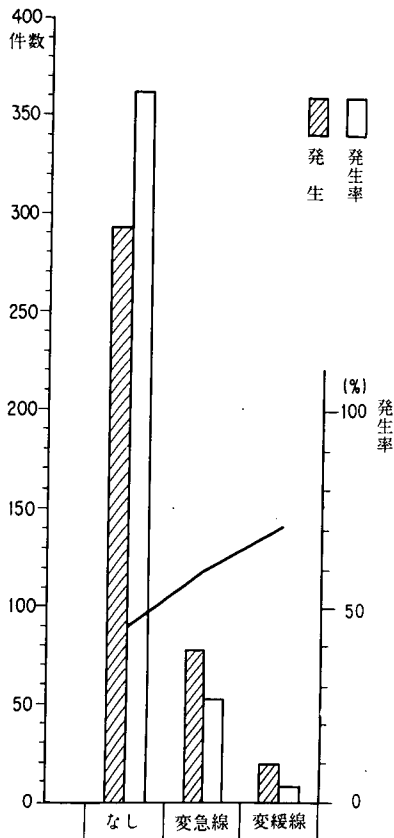


図-4.55 傾斜変換線

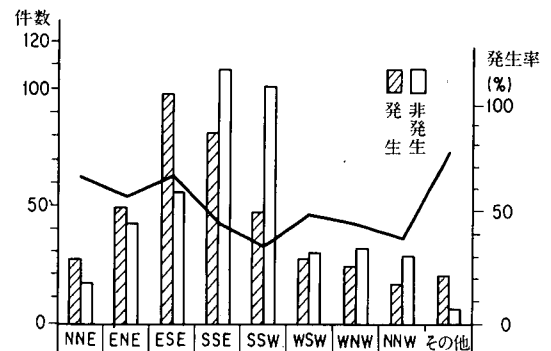


図-4.56 斜面の方位

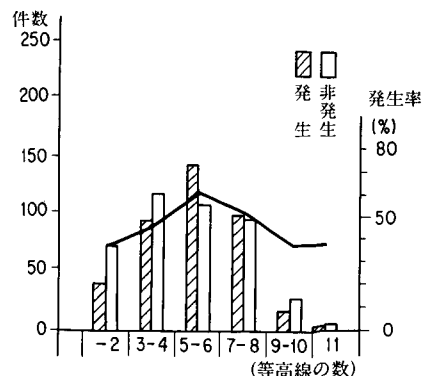


図-4.57 勾配

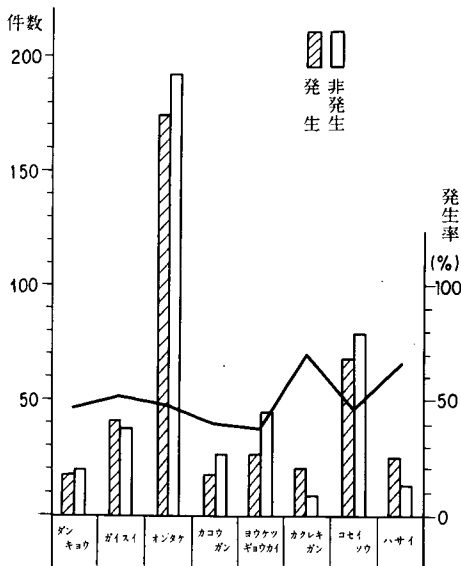


図-4.58 地質

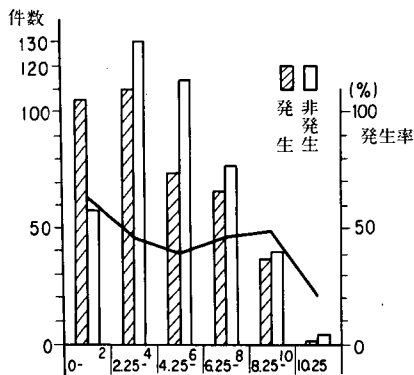


図-4.59 震央からの距離

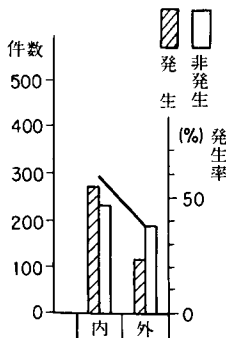


図-4.60 震源域

震央から 2 km 以内は明らかに崩壊発生率が高いが、2 km から 10 km 程度までは発生率に傾向はみられないといえる。

震源域としては、余震分布の特に密な地域を採用した。南北 4 ～ 5 km の東西に長い区域の内外で発生率を比較した。図-4.60より、震源域内の方が発生率が高いことが分る。伊豆大島近海地震でも、崩壊多発地と余震分布域がよく一致していた。伊豆大島近海地震では、余震分布域の一部に地震段層が確認されているが、長野県西部地震では、はっきりした段層の確認はされていない。しかしながら、崩壊の分布の集中から考えても、東西方向に地震段層が存在する可能性は高い。

6.3 崩壊集中域の調査

ここでは、特に崩壊の多い、千沢の流域(図-4.48参照)について、発生メッシュ47、非発生メッシュ47を抽出して崩壊発生要因の解析を行った。狭い地域を対象にしているため、震央からの距離に差がなく、地震加速度の大きさの相異が少なくと考えられること、及び、大又川沿いの急崖のような特殊地形が含まれていないということにより、それらの要因を除外して検討できることがねらいである。

主な要因についての崩壊発生・非発生の項目別メッシュ数と発生率を図-4.61から図-4.66に示した。これらの図から、リニアメント・断層の本数、平面形地形・縦断地形、及び斜面の方位に、発生率の差が現れてい

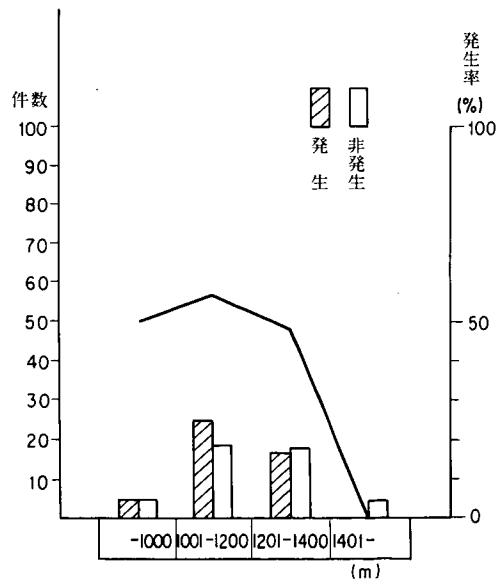


図-4.61 標高

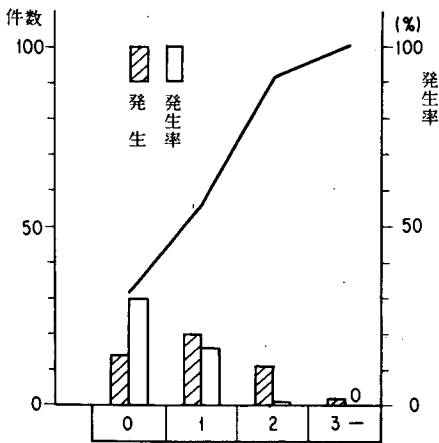


図-4.62 リニアメント・断層

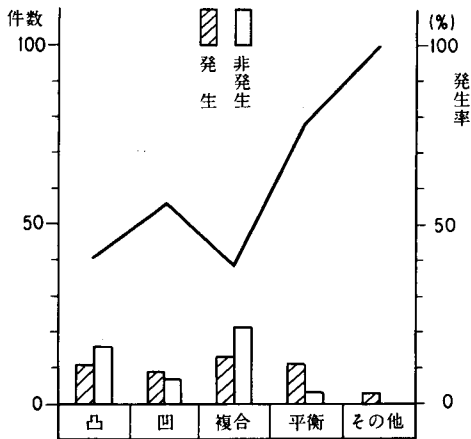


図-4.63 平面形地形

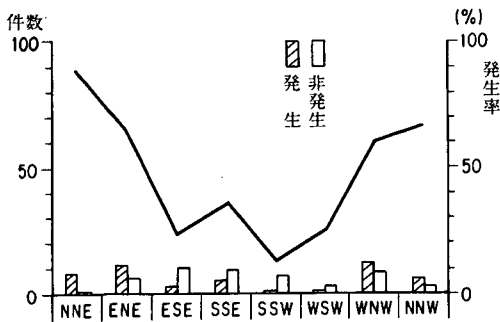


図-4.64 斜面の方位

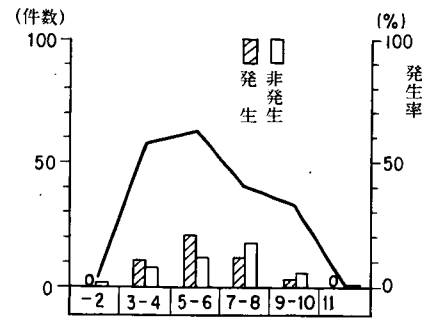


図-4.65 勾配

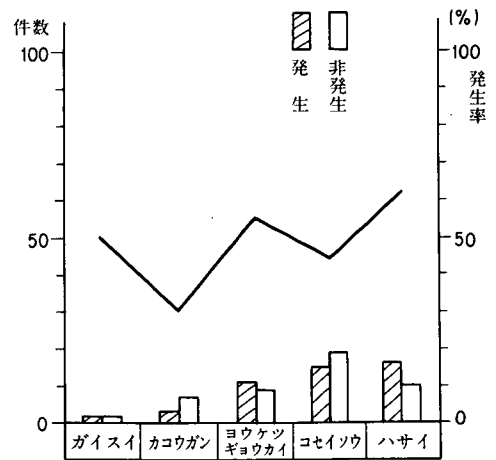


図-4.66 地質

ることが分る。リニアメント・断層の本数が多い程、崩壊発生率が高いということ、平面形地形で平衡斜面での発生率が高いこと及び縦断形地形の要因の中で、平衡斜面での発生率はやや低く、上昇、下降、複合地形で発生率が高いことは全体の傾向と一致する。しかし、斜面方位については北を中心とした方向の斜面の発生率ははっきり高くなっており、全体の傾向と異っている。この理由として、南向き斜面は温度差が大きく、凍結、融解作用も手伝って風化が進んだ斜面であり、風化作用の少ない北向き斜面より、むしろ安定化に向っているということが考えられるが、具体的な裏付けはない。地質要因で、花崗岩地域で発生率が少なく、破碎地域で発生率が高いのは、全体の傾向と同様である。

参 考 文 献

- 1) 長岡正利「長野県西部地震による地形変化と土地条件」—主な崩壊の地形特性と発生条件—, 国土地理院時報, 1985年 No.62, pp. 44~62。
- 2) 町田 洋「巨大崩壊・岩屑流と河床変動」, 地形 5 巻 3 号。
- 3) 小林武彦「日本地形学連合1985年秋季大会現地巡検資料」。
- 4) 信州大学自然災害研究会「昭和59年長野県西部地震による災害」, 1985年 3 月。
- 5) H.J. Hovlund, Three Dimensional Slope Stability Analysis method, GT. 9, ASCE, 1977。
- 6) 科学技術庁国立防災科学技術センター「昭和59年長野県西部地震災害調査報告」, 昭和60年。
- 7) 小林武彦・大森江い・大森貞子「御岳火山噴出物の化学的性質」地調月報, 26巻, pp. 497~512, 1975年。
- 8) 松本盆地研木曾谷サブグループ「昭和59年長野県西部地震による地盤災害と御岳山南麓の第四系(その1)」地球科学, 39巻, pp.89~104, 1985年。
- 9) 守屋以智雄「長野県西部地震に伴う御岳火山南斜面の巨大崩壊と岩屑流」火山, 第2集, 29巻, pp. 247~248, 1984年。
- 10) 守屋以智雄「“磐梯式噴火”とその地形」西村嘉助先生退官記念地理学論文集, pp. 214~219, 1980年。
- 11) 日本火山学会編「空中写真による日本の火山地形」東京大学出版会, p. 192, 1984年。
- 12) 守屋以智雄「日本の火山地形」UP Earth Science, 11, 東京大学出版会, p. 135, 1983年。
- 13) 山崎正男・佐藤博明・守屋以智雄・清水 智「白山火山山頂付近の火口・馬蹄形凹地・溶岩流および東麓の岩屑流堆積物」火山, 第2集, 30巻, pp. 145~146, 1985年。
- 14) 大田一也「眉山崩壊の研究, I. 崩壊機構について」九州大学理学部島原火山温泉研究所研究報告, 5号, pp. 6~35, 1969年。
- 15) 河内晋平「八ヶ岳大月川岩屑流」地質学雑誌, 89巻, pp. 173~182, 1983年。
- 16) 片山信夫「島原大変に関する自然現象の古記録」九州大学理学部島原火山観測所研究報告, 9号, pp. 1~45, 1974年。
- 17) 古谷尊彦「1792年(寛政4年)の眉山大崩壊の地形学的一考察」京大防災研究所年報, 17号 B, pp. 259~264, 1974年。
- 18) 河内晋平「八ヶ岳888年の大月川岩屑流と仁和の信濃北部地震(総括)」日本地質学会第93年学术大会講演要旨, p.382, 1986年。
- 19) 信州大学自然災害研究会「昭和59年長野県西部地震による災害」, pp.66~76, 1985年 3 月。
- 20) 安田 進・石原研而・山田真一・池端 譲「王滝村における軽石層の動的強度特性」, 第20回土質工学研究発表会, 1985。
- 21) 許海龍・中角 功・石原研而・吉田喜忠・吉田 望「長野県西部地震による斜面崩壊の考察」, 第20回土質工学研究発表, 1985。
- 22) H.J. Havland, “Three Dimensional Slope Stability Analysis Method”, Proc ASCE, GT9, 1977 pp. 971~986。
- 23) 地震予知総合研究振興会「長野県西部地震における震度分布調査」, 1985。
- 24) 松尾 稔・板橋一雄・佐々木康「実際事例の逆解析による土木構造物の耐震性に関する研究」, 土木学会論文報告集, 第343号, 1984, pp.25~33。
- 25) 土田肇他「港湾・海岸施設耐震性調査手法について」, 港湾技術研究所資料 No.336, 1980, pp. 34~36。
- 26) 国土地理院地理調査技術開発室「1984年長野県西部地震による地形変化」, 国土地理院技術資料 D・1~261, 1985年。
- 27) 建設省土木研究所「長野県西部地震による土砂災害と土木構造物の被害」, 天然資源の開発利用に関する日米会議, 1985年。
- 28) 土木研究所初動調査団「昭和59年長野県西部地震被害調査速報」, 土木技術資料, 26~11, 1984年。
- 29) 瀬尾克美・吉松弘行・仲野公章「長野県西部地震における大規模斜面崩壊について」, 長野県西部地震(メカニズムと災害)報告会資料, 土木学会, 1984年。
- 30) 長野県木曾建設事務所「震災—長野県西部地震災害復旧の記録—」, 1986年。
- 31) 工業技術院地質調査所, 5万分の1地質図「加子母」1961年。
- 32) 日本地形学連合「火山体の解体及びそれに伴う土砂移動」, 1985年10月シンポジウム資料集, 1985年。
- 33) 信州大学自然災害研究会「昭和59年長野県西部地震による災害」, 1985年。
- 34) 山田直利・須藤定久・垣見俊弘「阿寺断層周辺地

域の地質構造図」, 特殊地質図19, 1976年。

- 35) 仲野公章・浅井涌太郎「斜め写真による崩壊地調査昭和60年度砂防学会研究発表会概要集」, 1985年。
- 36) 芦田和雄・江頭進治「御岳くずれについて」, 長野県西部地震(メカニズムと災害)報告会資料, 土木学会, 1984年。
- 37) 国土地理院調査技術開発室「1984年長野県西部地震による地形変化」, 国土地理院技術資料D

—1—261, 1985年。

- 38) 山口伊佐夫・川辺 洋「地震による山地災害の特性」, 新砂防, Vol.35, No.2, 1982年11月, 砂防学会, pp.3~15。
- 39) 建設省土木研究所「1978年伊豆大島近海地震災害調査報告」, 土木研究所報告第158号, 昭和57年3月, pp.44~51。

昭和61年3月30日原稿受理

第 5 編 御岳崩れに伴う土砂動態

水 山 高 久^{*1}
原 義 文^{*2}

by Dr. Takahisa MIZUYAMA,
Yoshifumi HARA

目 次

1. はじめに	(2)
2. 土砂流出実態	(2)
3. 土砂流出特性	(3)
3.1 侵食・堆積量	(3)
3.2 河床縦断形及び河床変動	(4)
3.3 等価摩擦係数による評価	(4)
3.4 流下速度	(5)
3.5 土砂流下痕跡	(6)
3.6 堆積物表面の状況	(7)
3.7 流れ山及び王滝川ボーリング調査	(7)
3.8 土質調査	(10)
3.9 降雨状況	(11)
4. まとめ	(12)
参考文献	(12)

* 1 砂防部砂防研究室主任研究員（現 京都大学農学部林学科助教授）

* 2 砂防部砂防研究室研究員（現 関東地方建設局河川部建設専門官）

1. はじめに

御岳崩れにより生じた、3,400万 m^3 に及ぶ土砂は、御岳山南面の伝上川、濁川を流れ下り、木曾川支川王滝川まで達した。約2,000万 m^3 に及ぶ土砂が、王滝川を塞止め、深さ30~40mにおよぶ天然ダムを形成させた。この土砂流出により、多くの道路及び橋梁、治山・砂防施設が破壊され、埋没するとともに、9人の尊い人命が失われた。

このような大規模な土砂流出は、1911年の碑田山の崩壊や1888年の磐梯山の崩壊でも発生していると考えられるが、その実態は明らかではない。今回の御岳崩れの場合は、数人の目撃者が存在したことから、土砂流出後の状況がある程度保存されている状態で調査できたことから、土砂の流出実態及び土砂流出の特徴についてある程度明らかにできた。これらの調査結果について以下に述べるものとする。

2. 土砂流出実態

御岳崩れによって生じた土砂は、国土地理院調べによれば約3,400万 m^3 であり、この土砂のほとんどは、伝上川、濁川を経て王滝川に達する経路をとって流下しているが、一部は、比高100m程ある尾根を乗り越えて、東股、中股に流れ込んでおり、東股に流れ込んだ土砂は、鈴ヶ沢を経て王滝川に達している。(図-5.1参照) 伝上川方面に流れ下った土砂の動きを見ると、濁

川との合流点以前に土砂の一部が伝上川右岸の尾根にあふれて濁川上流部に流入しているのが観察され、また、濁川が王滝川に流入する直前でも比高約70mの尾根を乗り越えている。濁川から王滝川に流入して堆積した土砂量は約2,100万 m^3 であり、この堆積のために王滝川を塞止め、濁川との合流点上流に天然ダムができ上がった。王滝川での土砂の堆積厚は、30~40mとなっている。

御岳崩れに伴う土砂の流下を土砂の堆積状況から推測すると、まず水分の少ない大量の土砂が流れ下り、堆積し、次いでその堆積の上を水分の多い泥流状のものが流れ、薄く堆積して、最後に濁水が泥流堆積物や下層堆積土砂を侵食しながら流れている。

ここで、目撃者聞き取り調査¹⁾を中心に、土砂流出の実態を時間的にとりまとめてみる。王滝川で大規模土砂流出を最初に目撃した場所は、濁川との合流点下流、最初の狭窄入口の餓鬼ヶ咽と呼ばれる付近で、時刻は8時56分頃とほぼ断定できる。これは、目撃者が二人おり、両者とも8時55分放送のNHKラジオの地震速報を聞いてすぐに土砂流下を目撃していること、及び山腹斜面をかけ上がった後、第1回目の大きな余震を感じており、この余震が8時57分のものであることから言えるものである。この時の土砂は、壁土状で水分は少なく、流速はかなり速いということであった。

また、王滝川の下流、営林署のあった水ヶ瀬地区に土砂が流入して来た時間は、9時00分から9時05分となっている。5~6人の人々が土砂流入とともに山側に避難したが、はっきり時間を断定することはできなかった。この時の流出で林道橋が流され、営林署の建物が土砂に埋まったが、破壊力は小さかったようである。

この他、餓鬼ヶ咽での土砂流出目撃の証言で、大規模土砂流出が複数回にわたっていたことを示唆するものがある。それは、餓鬼ヶ咽の狭窄部に水管橋があり、この水管橋は、8時56分の土砂通過後の8時57分の余震で落橋し、右岸に残った管の根本から堆積した土砂の上に水が注いでいたという証言であり、その時の管の高さと堆積土砂面の差が15m程度であったとのことである。その後の現地調査で確認されている堆積土砂面と水管橋の落差は2~3mである(図-5.2参照)。この目撃者は、ダム施設に詳しく、被災前河床と水管橋の落差は38mであったという証言も、図-5.2の航測横断面図とほぼ一致していることから、証言の数字は信頼できるものと思われる。そうすると、この証言

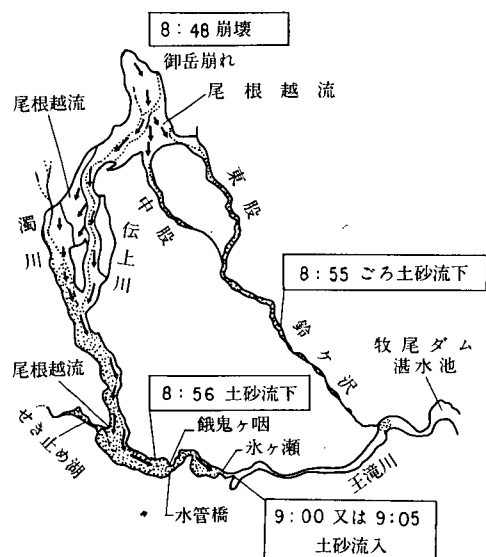


図-5.1 御岳崩れに伴う土砂流出図

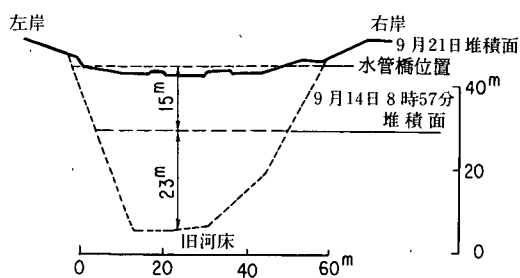


図-5.2 王滝川水管橋付近横断面

から第1回目の土砂流出では、例えば餓鬼ヶ咽付近では、河床から23m程度土砂を堆積させ、その後の土砂流出で最終的な堆積面まで上がったと考えられる。

この複数回の土砂流出を示すもう一つの資料として、王滝川ボーリング資料²⁾がある。それは王滝川本川で、濁川合流点付近から水ヶ瀬まで調査したボーリング結果の中で、堆積土の中に出てくる大規模な流れ山の上面を結んだ線である。(図-5.3参照)第1回目の土砂流出では、大規模な流れ山が運ばれていることが考えられ、この図の餓鬼ヶ咽付近を見ると、大規模な流れ山はちょうど水管橋から15m下に確認される。このことは、餓鬼ヶ咽での証言と一致しており、複数回の土砂流出が認められるとともに、第1回目の堆積面も推定される。

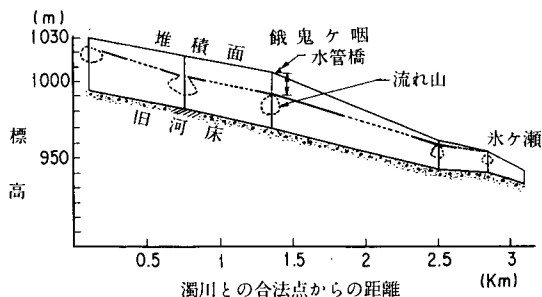


図-5.3 王滝川土砂堆積縦断面

第1回目以降の土砂流出については、餓鬼ヶ咽での目撃者が避難の途中、濁川と王滝川の合流点付近で、10時30分ごろ、堆積土砂の上をすべるように移動する土砂を目撃しており、これ以降も濁川の方から、土砂流下の音が聞こえたと証言している。10時30分ごろに目撃したものは、壁土状で合流点付近の屋根を乗り越えており、この土砂流下は先に述べた泥流ではなく、水分の少ない土砂流下であったと思われる。

この後、11時30分ごろテレビ局が王滝川の濁川合流

点から水ヶ瀬をビデオ撮影しており、この時ちょうど泥流の一波をとらえている。この映像からはこの泥流以前に別の泥流が流れたかは判然としないが、この時の泥流は濁川から流れて来ているようである。この時、餓鬼ヶ咽の水管付近の堆積面は、既に水管橋位置から、2～3 m下の位置まで上がっていた。

一方、鈴ヶ沢筋では、鈴ヶ沢下流部で8時55分ごろに最初の土砂流出が目撃されている(図-5.1参照)。その後さらに下流の流路工で、午後2時ごろまで数回ないし、十数回にわたって、多くの人々によって、泥流の流下が確認されている。証言によると第1回目の流出は水分の少ない形態の流出と思われる、この後の土砂流下は、泥流状のものと思われる。12時ごろにテレビ局が撮影した鈴ヶ沢の土砂流下は泥流であり、この時、既に泥流通過の痕跡が見られた。

また、中股沢を流下した土砂は、東股との合流点より上流で停止、堆積しており、鈴ヶ沢には達していない。土砂は水分の少ない状態であった。

3. 土砂流出特性

ここでは、御岳崩れに伴う土砂流下現象が、どのような特徴をもっていたかを述べることにする。

3.1 侵食・堆積量

まず、御岳崩れに伴う土砂の侵食・堆積量を図-5.4に示す。伝上川では、大崩壊部での、3,400万 m^3 の他に

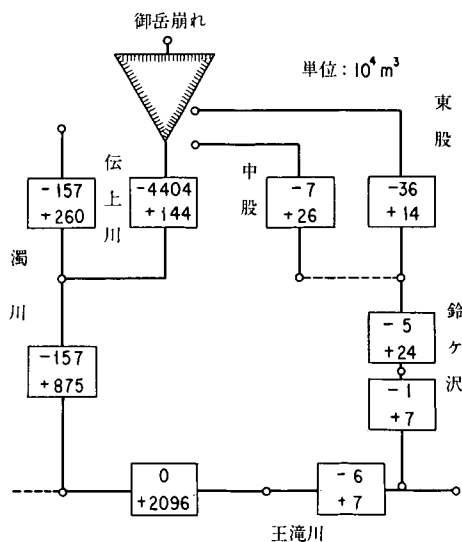


図-5.4 堆積、侵食量

も1,000万 m^3 近くの侵食が生じており、ほぼ侵食区間となっている。濁川上流部は、尾根をあふれ出て流入した土砂等により、堆積と侵食が生じているが、濁川下流部は堆積量が侵食量を圧倒的に上まわっている。王滝川本川では、氷ヶ瀬までの区間で2,100万 m^3 の堆積が生じており、氷ヶ瀬より下流では、堆積は少ない。また鈴ヶ沢筋では、上流部が侵食傾向であり、中下流部では堆積傾向となっているが、量的には少ない。

これらのことから、次のように土砂の流下についてまとめられる。御岳崩れに伴って生じた崩壊土砂は、そのほとんどが、伝上川筋を流れ下り、伝上川では侵食をしながら、また濁川では堆積しながら流れ下ったが、大部分の土砂は王滝川まで達し、氷ヶ瀬までの区間に堆積した。規模としては数千万 m^3 の大規模な土砂移動現象であった。また、この図において、王滝川下流には多くの土砂が流出していないものとして土砂収支計算を行うと、1320万 m^3 侵食量の方が多くなるが、これらについては、3.8土質調査の項で述べることにする。

3.2 河床縦断面及び河床変動

崩壊部から伝上川、王滝川に至る、土砂流下前後の河床縦断面を図-5.5に示した。崩壊頭部から標高差で約1620m、水平距離で13,200m 流下して、王滝川氷ヶ瀬地区に達している。縦断面形として、崩壊部では、平均27°という勾配であるが、流下部の伝上川、濁川は、それぞれ平均勾配7°及び4°というように通常の土石流

流下の際に比べると緩い勾配となっている。さらに、王滝川では平均勾配1°という緩勾配であるが、土砂は3 km 以上も流れ下っている。

伝上川での侵食深は、上流部で10~20m であり、下流部で1~10m となっており、図にはないが伝上川合流前では0~14m の上昇となっている。王滝川では、氷ヶ瀬地区までは土砂が著しく堆積しており、多い所で30~40m の河床上昇となっている。氷ヶ瀬に近づく程、堆積厚は小さくなっている。

以上のことから、特徴付けられることは、通常の土石流に比べて緩い勾配で長い距離を流下したということ及び濁川から急に堆積傾向に転じているということがあげられる。

鈴ヶ沢筋の河床縦断面を図-5.6に示した。鈴ヶ沢筋での侵食高堆積高はいずれも最大で3~4 m と小さいため、図には現われない。鈴ヶ沢についても、中、下流部は、緩勾配となっているが、下流部に及んだ土砂流出のほとんどは、泥流状のものであったということで、従来の現象より範囲で説明がつく。水分の少ない土砂流出については、痕跡高の項で述べる。

3.3 等価摩擦係数による評価

崩壊土砂の運動について、痕跡や土質等の議論をする前に、単純化した指標によって、他の大崩壊と比較して今回の現象の特質を把握しておく必要がある。その指標として、従来より等価摩擦係数 H/L (崩壊斜面頂部と崩壊堆積物末端との間の高度差と水平距離との

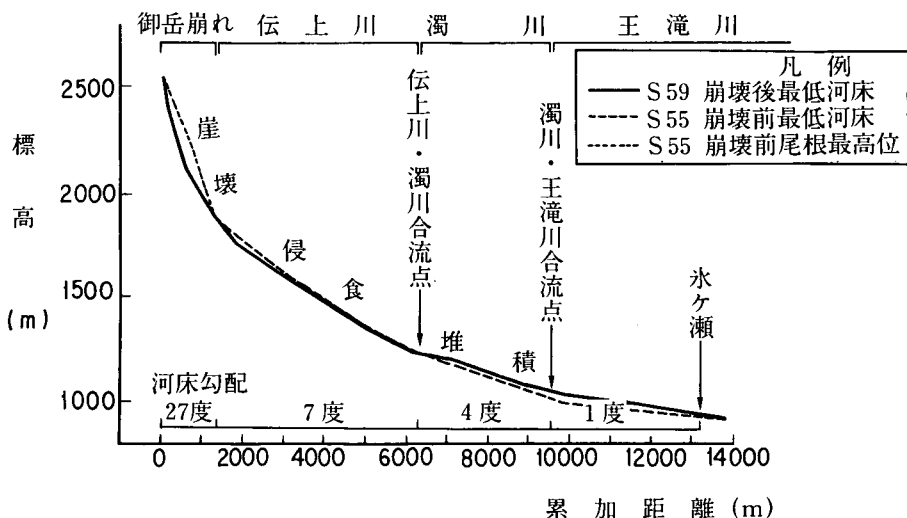


図-5.5 伝上川、濁川、王滝川縦断面図

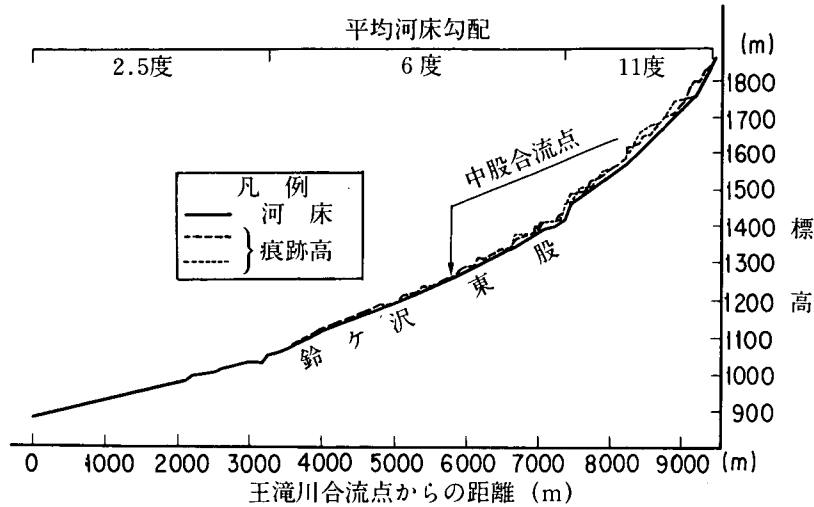


図-5.6 鈴ヶ沢縦断面図

比)が採用されている³⁾。ここでは、町田が整理した、日本及び海外の大崩壊事例⁴⁾に、御岳崩れの例を加え、さらに崩壊土を地質別に再整理して、崩壊物総量(V)とH/Lとの関係を図-5.7に示した。

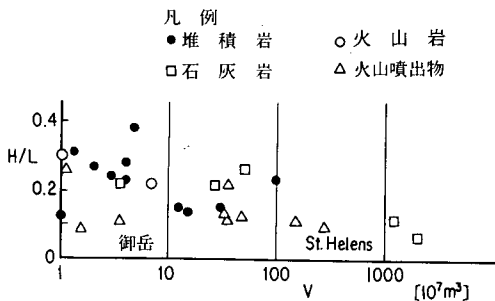


図-5.7 等価摩擦係数と崩壊土量

一般的には、崩壊量(V)が大きいほど、みかけの等価摩擦係数(H/L)が減少することが言われており、この見解に従うと、御岳崩れは同等程度の崩壊量をもつ崩壊に比べて、かなり等価摩擦係数の小さい土砂の運動であったと言える。しかし、今回地質的に分けて表わしたところ崩壊量の関係よりも地質との関連が強く、堆積岩類は相対的にH/Lが大きくなり、火山噴出物はH/Lが小さい値となっていることが判った。特に、火山噴出物は、どれも値が0.1前後となっており、流下のし易さは、土質に大きな関りのあることを示唆している。いずれにしろ、御岳崩れの等価摩擦係数は相当小さく、土砂流下の大きな特徴となっている。

3.4 流下速度

土砂流出実態で述べた、目撃者の土砂流出確認時刻から判る範囲で土砂流下の速度を示す。まず、王滝川・餓鬼ヶ咽付近で8時56分に土砂が通過したことから、御岳崩れが地震発生と同時に8時48分50秒に起きたとし、土砂の流下開始地点を崩壊部下端とすると、餓鬼ヶ咽までの土砂流下平均速度は、約23m/sとなる。また、王滝川・氷ヶ瀬地区に土砂が流入して来た時間が9時ないし、9時5分ということから、餓鬼ヶ咽～氷ヶ瀬の平均速度は、4 m/secないし7 m/secとなる。

餓鬼ヶ咽までの平均速度は、日本及び海外の大規模崩壊で速度の推定できるものと比較すると、遅い速度の部類に属するようである。ペルー、Huasharán(1970)での崩壊に伴う土砂流下速度は、78m/sec～111m/secという報告があり、白馬池稗田山の崩壊(1911)では17m/sec～22m/secという速度が報告されている。

餓鬼ヶ咽～氷ヶ瀬の流下速度は、通常の土石流なみの速度であるが、河床勾配が約1°という緩勾配を考えると、通常の土石流下現象では考え難い。また、この区間は、狭窄部と拡幅部が連続する所で、実際の土砂の動きは、相当複雑だったことも予想される。

一方、鈴ヶ沢筋での土砂流下速度は、流下開始地点を崩壊部下端とし、鈴ヶ沢中流部の目撃地点(図-5.1参照)通過を8時55分とすると、平均22m/secとなる。また、12時頃、鈴ヶ沢下流部でビデオに収録され

た、泥流の速度は、 $6 \sim 10 \text{ m/sec}$ であった。

3.5 土砂流下痕跡

土砂流下痕跡として、まず、土砂が流下する際に、谷壁の植生や土壌を剥ぎ取ることによって残った流下痕跡最高位について述べる。濁川について明らかに、土砂流下によって剥ぎ取られたと判る、左右岸谷壁の痕跡最高位と航空写真から読み取った最大流れ幅を図-5.8に示した。伝上川では、左右岸を越えて流れた部分が多く、また、土砂流下も、時間的に遅れて流れた部分もあり、複雑なことから、ここでは、濁川について取り上げた。

図-5.8から、伝上川合流後の最高位は旧河床から約100mに達する所もあり、最低の高さでも50m程度となっていることが読み取ることができ、土砂流下の規模の大きさが、うかがい知れる。また、流れの幅が狭くなる狭窄部で痕跡位が高くなる傾向が読み取ることができ、塞き上げのような現象があったと思われる。この現象が、最も顕著であるのは、伝上川合流点付近で、特に痕跡が高いのは右岸側で塞き上げの影響が上流に及んでいる。これは、伝上川から流れて来た主流が塞き上げを起こし、濁川上流部にも土砂が流れ込んだもので、濁川上流部の痕跡位の高い部分は、伝上川から尾根を起えて来た土砂が濁川左岸から流入した勢いで、濁川右岸にかけ上がった跡である。また、痕跡高のない部分は谷壁の崩壊により、痕跡高の不明な

部分である。

鈴ヶ沢筋の痕跡高は、先の図-5.6に示してあり、上流部で、 $20 \sim 40 \text{ m}$ 、中流部で 10 m 以下となっている。痕跡高は標高 $1,300 \text{ m}$ 付近で、急に低くなっており、この付近で土砂が一旦堆積したことが考えられる。

その他の重要な痕跡資料として、痕跡最高付近の樹木に泥の飛沫が確認できた部分があり、図-5.9にその位置を示した。これは、土砂の流下に水が介在していたことを示唆するものであり、せん断面の上部にも泥の関与があったことを示している。特に、濁川と伝上川の合流点左岸について詳しく調査した結果、泥の飛沫

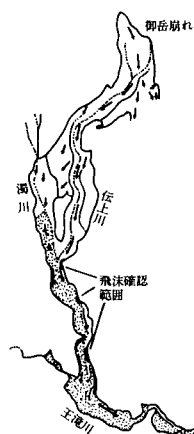


図-5.9 泥飛沫確認位置

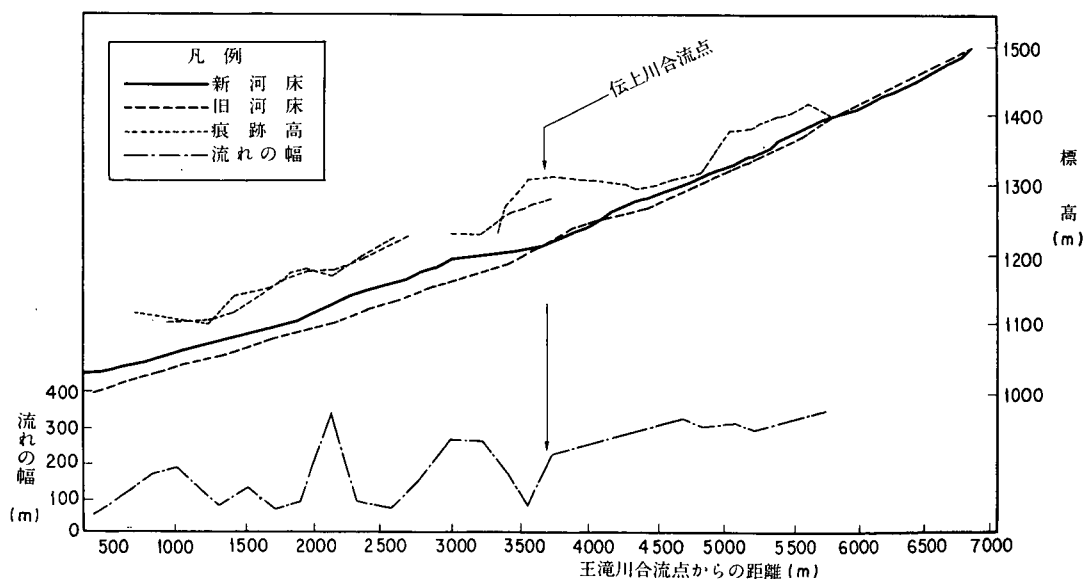


図-5.8 濁川河床、流下痕跡高、流れの幅縦断面図

は、植生が残っている痕跡最高位から 5 m 以上も上部まで確認され、泥の飛んだ方向は、流下方向と直角の左岸方向であった。また、倒木も同じように左岸の尾根方向に倒れており、塞き上げの起こった部分では流れと直角方向に力の加わったことが考えられる。濁川下流部分でも、倒木方向が流れ方向と直角の部分が、いくつか確認されている。

3.6 堆積物表面の状況

最も上流域で顕著な堆積が生じたのは、伝上川から尾根を超えて土砂が流れ込んだ、濁川上流域である。堆積面に見られる特徴は、谷の流れ方向に直交する。しわ状のリッジ群である。比高は 1~2 m であり、溶岩流末端に見られるプレッシャーリッジに酷似している。このリッジ群は、先に述べた、伝上川と濁川の合流点直後の狭窄部で、塞き上げにより押し上がった部分をそれより上流の部分に区別できるが、構成物の差はないと思われる。土砂堆積面は、比較的水分が少なく、細かい凹凸のある状況で、土砂は平均で 10~15cm、大きいもので 80cm 程度の破碎された溶片や火山角レキ岩を含む、土壌質のものから成っており、無層理である。流れ山は、塞き上げによる部分に、長さ 10~20cm のものが数個、上流部に、数 cm の長さのものが 10 個程度ある。濁川上流の上流側半分は、後続泥流の堆積物に覆われている。

伝上川には堆積物は少ない。

伝上川との合流点より下流の濁川では、狭窄部と拡幅部が連続する区間で、狭窄部の土砂堆積表面は、航空写真の撮られた 9 月 21 日時点では、ほとんど全面、自然による流水の侵食を受けて新しい河床となっており、堆積当時の状況はわからない。拡幅部でも中央は新河床が形成されているが、新河床の左右岸に泥流堆積物があり、残りの部分に比較的水分の少ない土砂と流れ山が分布している。この比較的水分の少ない土砂とは、先に述べた濁川上流部の土砂と同様、水の飽和した形跡がなく、自然含水比状態の土砂である。この土砂の堆積表面は、1 m 前後の起伏があるものの総じて平滑である。伝上川合流点下流の狭窄部付近で、治山ダム建設のため、床掘りが行なわれていた際 5 m 下までの堆積層が観察でき、これによると、その層相は 5 m 下まで比較的水分の少ない土砂の堆積と同様の構造のものが、連続して分布しており、一連の流下土砂であることが明らかとなった。この部分の表面は航空写真からは新河床となっていることから、泥流の流下及び新河床の形成以前は、土砂堆積表面全体が、比

較的水分の少ない土砂と流れ山の堆積だったと考えられる。

王滝川の拡幅部では土砂の堆積に無数のリッジ群が形成されており、比高 1 m 前後のしわ状の微高地をつくっている。これは、泥流の堆積物に覆われた部分についても、しわ状のうねりを残していることから、泥流到達以前には、ほとんど全面にこのリッジ群があったと思われる。この堆積物は、濁川でみられた比較的水分の少ない土砂と同様である。溶岩片の最大径は 2 m 程度であるが、平均的には、10cm 程度のものが多い。このリッジを作る土砂の中に、長さ 10~20m を最大とする流れ山が、散在している。

狭窄部では、泥流による堆積のため、リッジの形状があったかどうかかわからない。流れ山は、水ヶ瀬直上流の狭窄部を経て、水ヶ瀬地区にも一部流れ込んでいく。水ヶ瀬地区でも、リッジの形成が見られる。

細かいリッジの形成については、一度堆積したものが、不均等に再移動したか、停止する前に不均等な移動があったとが考えられる。

鈴ヶ沢筋の下流では、泥流堆積物がほとんどであるが、標高 1,200m~1,300m 付近より上流では、水が飽和していない土砂の堆積が多く見られる。このことは、水分の少ない土砂を主体とした流れが、この付近で一旦堆積したという、痕跡調査結果を裏付ける材料となる。流れ山は認められない。

3.7 流れ山及び王滝川ボーリング調査

今回の堆積土砂の中で見られる流れ山は、数 m~数 10m に達するブロックで、内部構造が破壊されることなく、元の地山の構造を残したものである。流れ山の主堆積域となった所は、伝上川合流点以下の濁川から王滝川の水ヶ瀬に至るまでの間で、表面に見えるものの分布の特徴を図-5.10 に示した。およそ 200m 区間毎の流れ山の最大長さと個数を示した。最大規模の流れ山は、伝上川合流点下流の濁川に存在し、王滝川に近づくにつれて、規模は小さくなっている。流れ山の存在しない部分は、狭窄部であり、拡幅部に集中して流れ山が堆積していることから、狭窄部の影響で流れ山が堆積していることがわかる。流れ山の構造はいずれも元の地山の構造をよく残しているもので、かつ、人の手で触れても簡単に崩れるような、非常に崩れ易いものである。崩壊源より、数 km ないし、10 数 km 流下した崩れ易い土砂がオリジナルな組織を残していることは、土砂流下断面のうち混合作用の少なかった部分があったことが予想される。王滝川については、堆

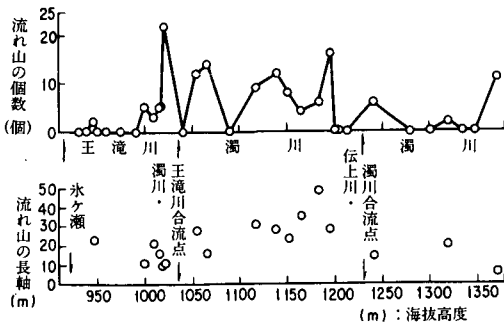


図-5.10 流れ山分布図

積土砂の中に相当数埋まっているので、比較はできない。

長野県により王滝川土砂堆積部をボーリングした結果²⁾を図-5.12～図-5.15に、ボーリング位置を図-5.11

に示した。横断図は空中横断測量によるものである。この図から、堆積土砂の中に流れ山が埋まっていることが判るが、これは、図-5.3で説明したように、王滝川への土砂流出が複数回にわたって、行なわれたことによるものと考えられる。また、図に示した以外にもB-10, B-12でも土砂堆積の中に流れ山が認められたことから、地下に埋まっている流れ山の数は非常に多いものと思われる。流れ山は、流下土砂の上部に乗って流下したものと思われる。

流れ山以外の部分の構成は、最大100cm程度、多くは2～30cm径の角礫と砂質土からなっており、全体にルーズである。層状は呈しておらず、全体がほぼ均一に見え、数回にわたったと推定される土砂流出のせん断面は確認できなかった。また、旧河床と流出土砂との境は明瞭で、旧河床をめくり上げるようなせん断状況でなかったものと推定される。

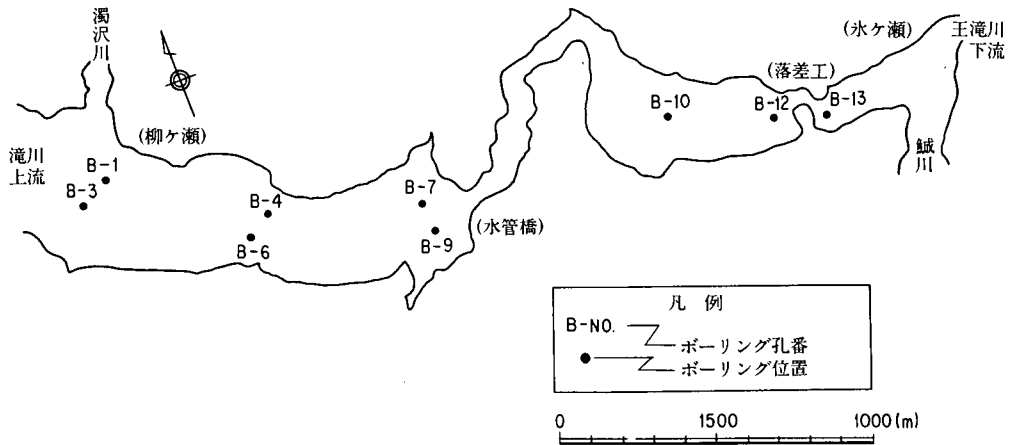


図-5.11 ボーリング位置図

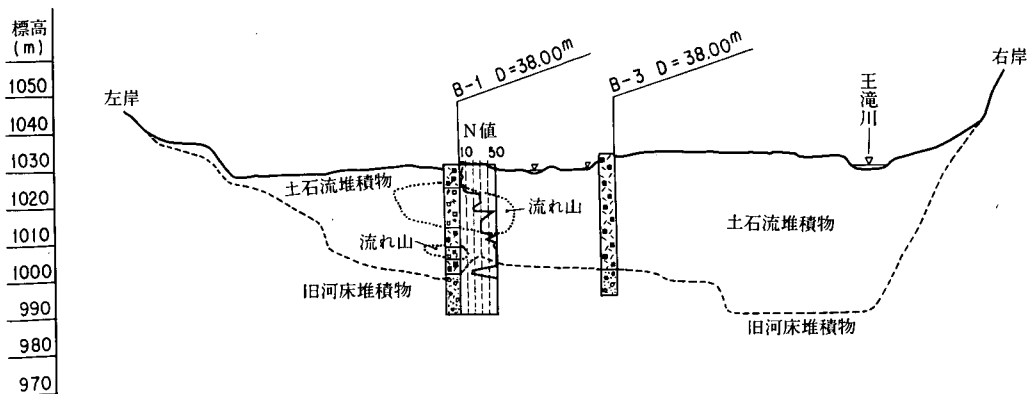


図-5.12 王滝川堆積横断図(1)

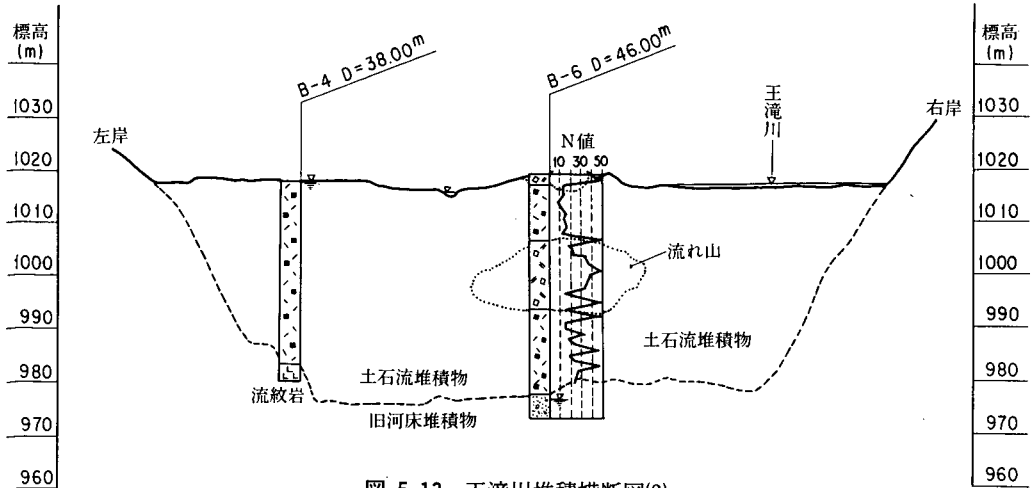


図-5.13 王滝川堆積横断面図(2)

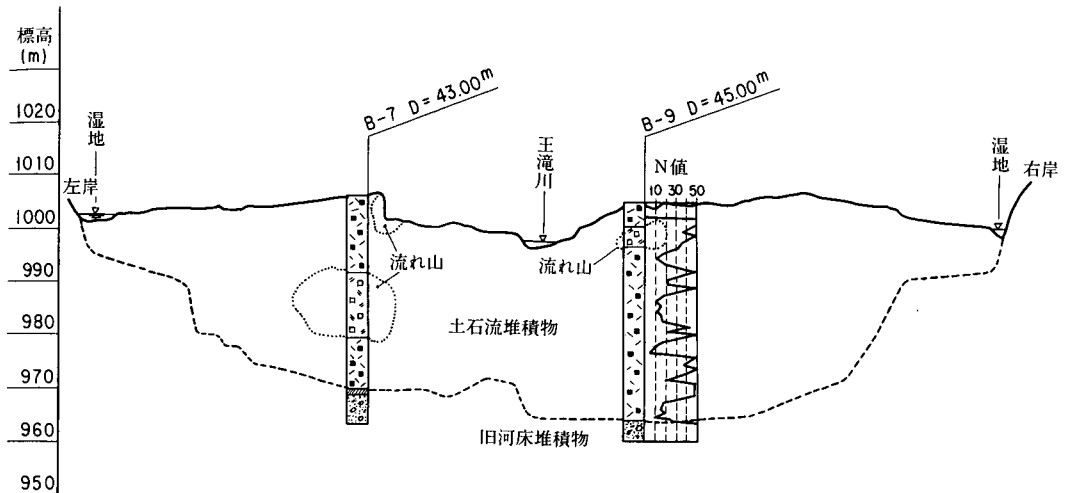


図-5.14 王滝川堆積横断面図(3)

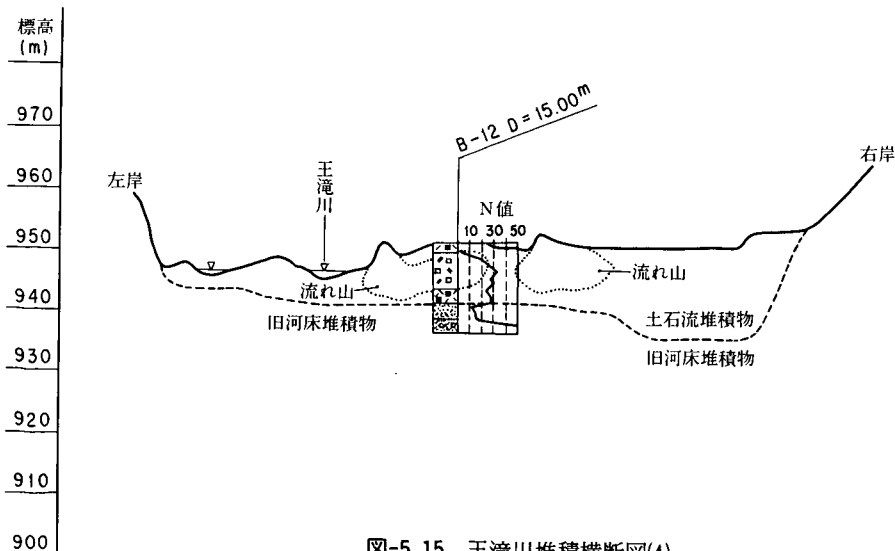


図-5.15 王滝川堆積横断面図(4)

3.8 土質調査

最初に、3.1侵食・堆積量の項で、問題を提起した、土砂収支計算結果が、1,320万 m^3 侵食量の方が多くなる点について述べる。王滝川で、堆積量を測定した区域の下流に流出した量については、地震当日以降、多くの雨は降っておらず、多くとも数10万 m^3 と考えられ、侵食量の方が多いという原因は崩壊土砂の体積減少が考えられる。通例では、崩壊量より堆積量の方が多くなることが考えられるが、火山性の地質で、空隙率が崩壊前より崩壊後の方が小さい場合の報告があることから今回、図-5.16に示した地点で土砂を採取し、その空隙率を調べてみた。その調査結果を表-5.1に整理した。地点1は、崩壊部脇の地山であり、地点2は、元の地山の組織をよく残している流れ山あるが、他の堆積物に比べて空隙率が大きいことがわかる。また水の飽和した泥流堆積物である。地点7の土砂は一段と空隙率が小さい。このことから、堆積土砂の体積減少は、御岳山の土質特性によるものと考えられる。

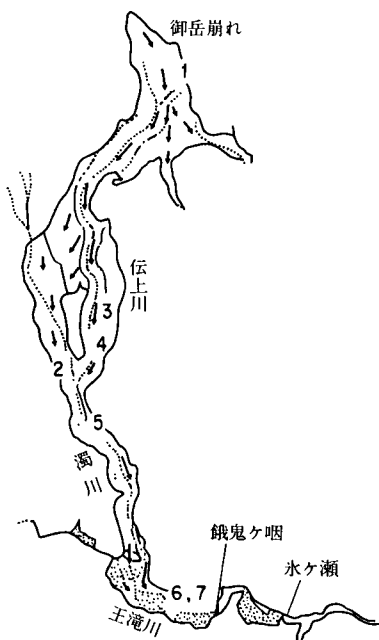


図-5.16 土砂採取位置図

次に、図-5.17に、地点2, 3, 5, 7で採取した土砂の粒度分布を示した。この図より、流れ山以外は、同じ粒度分布の傾向を示し、流れ山のみ、細粒分の多い傾向であることがわかる。これは、流れ山以外の堆積物は、火山噴出物や溶岩が混合されたものでできて

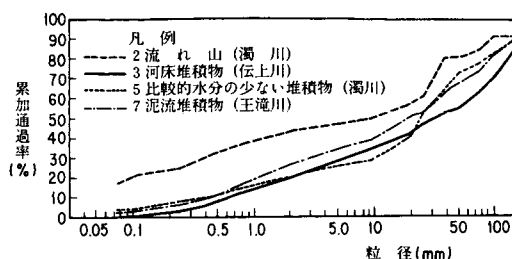


図-5.17 採取土砂粒度分布

表-5.1 採取土砂の比重と間げき率

番号	比重	間げき率	採取地状況
1	—	0.62	崩壊地近隣の地山(崩壊部)
2	2.80	0.47	流れ山(濁川)
3	2.78	0.41	河床堆積物(伝上川)
4	—	0.43	〃
5	2.75	0.41	比較的水分の少ない堆積物(濁川)
6	—	0.42	〃 (王滝川)
7	2.79	0.31	泥流堆積物(王滝川)

いる一方、流れ山は元の地山の構成がそのまま残っているため、採取部分により片寄りが出るものと考えられる。王滝川ボーリング調査によって採取された土砂の粒度分布を見ると、流れ山と流れ山以外の堆積物の差はほとんど認められなかった。また土砂の比重については、表-5.1から、流れ山とそれ以外の土砂に差は少ない。このことから、流れ山とそれ以外の土砂は、同じ起源を持つことが考えられる。

王滝川の比較的水分の少ない堆積土砂について基本的性質を知るため、液性限界試験、一面せん断試験(UU)三軸圧縮試験、ペーンせん断試験及び水路流下実験を行った。

液性限界試験は、2 mm 以下の材料について JISA 1205によって実施した。結果は、砂分が多いため、NP (非塑性土)と判断された。自然含水比の状態で落下回数20回前後であり、水分を少なくすると試料の形が整わない状態であった。試料の自然含水比は16~20%であった。

一面せん断試験は、供試体の含水比を採取時の自然含水比近傍で変化させて、非圧密非排水せん断試験について実施した。結果は図-5.18に示すように含水比に無関係にせん断抵抗角はほぼ一定であるが、自然含水比付近で少し小くなる傾向がある。飽和度は含水比20%程度で100%に近くなる。

三軸圧縮試験は、図-5.19の結果が示すように、含水比の増加に伴い粘着力、せん断抵抗角とも急激に減少

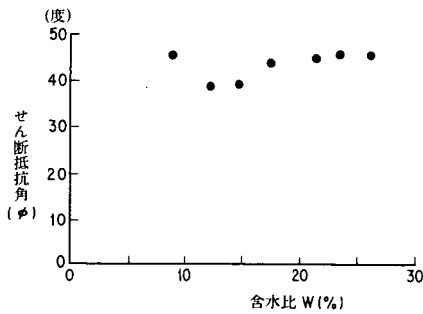


図-5.18 一面せん断試験結果

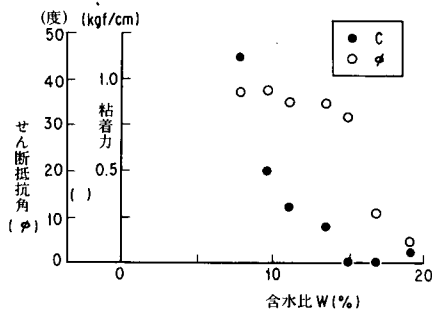


図-5.19 三軸圧縮試験結果

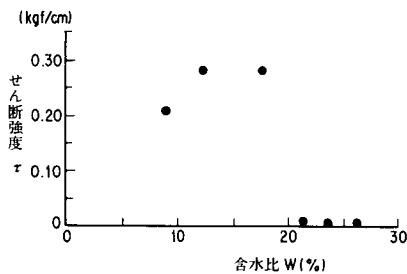


図-5.20 ペーンせん断試験結果

し、含水比15%程度以上では液体のような状態になる。

ペーンせん断試験は、直径20cm、高さ40cm、4枚羽のペーンを用いた。せん断強さは、含水比が増加するに従って増加するが、含水比が16%以上になると急激にせん断強さが小さくなり、20%を越えると0となっ

た。(図-5.20参照)

水路実験は、粒径10mm以下の材料について、3, 7, 15 lの乾燥した土砂をバケツにとり、これに土の体積の100%までの水を加えて、土石なだれの流下した濁川の平均勾配である12.2度の勾配をもつ幅20cmの水路内に投入し、その運動を追跡した。その結果、含水比11.6%では流動化せず、20%では流動化することがわかった。

液性限界以下の土質試験についてまとめてみると、堆積土砂は自然含水比の18%程度で、容易に流動化することがわかった。含水比18%は体積土砂濃度に換算すると約30%である。材料は少ない水分で流動化することはわかったが、それが何に起因しているかは明らかにできなかった。今後、試験方法の開発も含めて検討してゆきたい。

3.9 降雨状況

地震当日から一週間前までの降雨状況を表-5.2にまとめた。観測所位置は、図-5.2に示した。5日前に相当まとまった降雨があったが、当日の累加雨量は多いとは言えない。このことから、当日の流水量は多くはなかったと思われるが、5日前の雨が、地表下に溜っており、これが土砂流出に影響した可能性は十分考えられる。

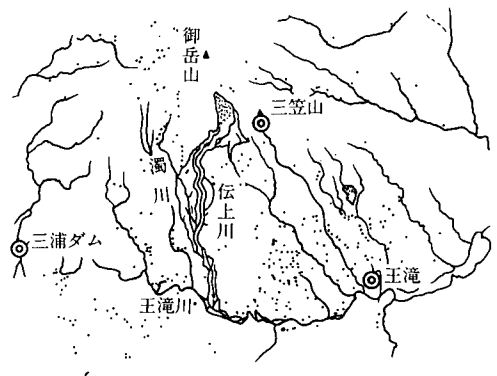


図-5.21 雨量観測所位置

表-5.2 災害前降雨量

単位: mm

雨量観測所	9月7日	8日	9日	10日	11日	12日	13日	14日 (0:00~8:00)	合計
御岳山(三笠山)	0	0	119	10	1	0	1	27	158
三浦ダム	0	1	80	3	3	0	0	24	110
王滝	0	0	27	2	0	0	0	20	49

4. まとめ

御岳崩れに伴う土砂流出は規模が著しく大きかったこと、地震に起因して発生したため十分に水分が無かったこと等の条件により、通常の土石流とは異った特徴を有していた。最も特徴的なことは、河床勾配が 4° 以下の緩勾配区間を6 kmも流下したことである。すなわち、見かけの摩擦が非常に小さい性質を持っていたことである。この特徴は通常の土石流では考えられないことであるが、世界各地で起きた大規模な土砂流出を等価摩擦係数で評価した場で論じると、この土砂流出は、等価摩擦係数のさい部類に属するものの、突出して小さい訳ではなく他の大規模土砂流出と類似した現象であると考えることができる。ただし、同程度の規模の土砂流出と比較すると飛び抜けて等価摩擦係数が小さいが、地質別に整理した場合の火山噴出物を材料とした大規模土砂流出のグループ総じて摩擦係数は小さく、御岳崩れもこのグループとして説明できるものと考えられる。そこで、構成材料である流出土砂の土質試験を行った。その結果、流出土砂は自然含水比18%程度で容易に流動化する特徴が認められたが、このことと等価摩擦係数が小さいということを結びつける説明は現在のところできていない。他の大規模土砂流出における材料の性質を調査することを含め、材料と等価摩擦係数の関係を説明することは今後の課題である。流下痕跡調査では、痕跡高が狭窄部上流で高くなっていることが確認され、塞き上げに似た現象が生じたことが推察された。また、流下痕跡最高位付近の樹木に泥の飛沫が確認できたことから、土砂流下時

に泥が存在したことが明らかになり、泥の痕跡の確認された箇所より下流では水の介在した土砂流下であったと考えられる。また、流下速度については、崩壊源から約10km流れ下った王滝川の狭窄部餓鬼ヶ咽までは平均23m/sec、餓鬼ヶ咽から下流約1.5kmの水ヶ瀬地区までは平均3 m/sec～7 m/secの速度だったことが明らかになった。23m/secという速さは、通常の土石流の速さを10m/sec前後とすると2～3倍の速さということになるが、通常の土石流では停止してしまう、 4° 以下という勾配も含めた区間の速さであることから、やはり特異な現象と言うことができる。

以上、今回の御岳崩れに伴う土砂流出の特徴を断面的ながらとりまとめることができたが、見かけの摩擦抵抗の著しく小さいこの土砂移動の機構については、解明するに至っていない。流動機構の解明は、同様な災害に対する対策を検討するにあたって不可欠な要素の一つであり、今後とも研究を進める必要がある。

参 考 文 献

- 1) 建設省多治見工事事務所「昭和59年度土砂災害避難実態調査業務委託報告書」, 昭和60年3月。
- 2) 長野県木曾建設事務所「昭和59年度国補59災河川復旧工事に伴う地質調査」, 昭和60年3月。
- 3) Hsü, K. J., Catastrophic Debris Streams Generated by Rockfalls, Geological Society of American Bulletin, Vol. 86, 1980.
- 4) 町田 洋「巨大崩壊」, 「岩屑流と河床変動」, 地形5巻3号, 1984。

昭和61年3月30日原稿受理

第 6 編 河川・砂防の被害と対策

藤 田 光 一^{*1} 久保田 哲 也^{*2}
本 田 孝 夫^{*3} 原 義 文^{*4}

by Koh-ichi FUJITA, Tetsuya KUBOTA,
Takao HONDA, Yoshifumi HARA

目 次

1. 概要	(2)
2. 河川の被害と応急対策	(2)
2.1 土砂の堆積状況と被害	(2)
2.2 応急対策	(5)
3. 王滝川堆積土砂対策	(5)
3.1 基本条件	(5)
3.2 基本方針	(5)
3.3 各区間の考え方	(6)
4. 現況河道特性	(6)
4.1 河床材料	(6)
4.2 平面形状	(6)
4.3 縦断勾配	(6)
4.4 河床変動	(8)
5. 砂防の被害	(11)
5.1 施設の被害	(11)
5.2 土砂の氾濫、堆積による被害	(12)
6. 溪流の土砂流出対策	(12)
7. 地すべり災害復旧	(14)
7.1 松越地区の災害復旧	(14)
7.2 滝越地区の災害復旧	(15)
8. まとめ	(16)

* 1 河川部河川研究室研究員（現 財団法人総合研究開発機構）
 * 2 砂防部地すべり研究室研究員（現 環境庁水資源政策課長補佐）
 * 3 砂防部急傾斜地崩壊研究室主任研究員（現 富山県土木部）
 * 4 砂防部砂防研究室研究員（現 関東地方建設局河川部建設専門官）

1. 概 要

河川・砂防の被害は、御岳くずれ、松越地区の崩壊、滝越地区の崩壊等、大規模な崩壊によるものがほとんどである。これらの崩壊により、河川・砂防施設はもとより、人命、人家まで大きな被害が及んでいる。図-6.1及び表-6.1に、人的被害について示した。突然の災害であったため、逃げる間もなく土砂の下敷になったものと思われる。この他、林道、立木等、林業被害も非常に大きかった。

災害後の崩壊地及び崩壊土砂対策は、河川復旧事業、道路復旧事業によって行われた。

御岳くずれに伴う、伝上川、濁沢川、王滝川の土砂流出に対しては、濁沢川中流部より上流で林野庁の事業、濁沢川下流部で、砂防事業、王滝川は河川災害復

旧事業という区分で対策を行っている。また、王滝川では、天然ダムの水位を下げるための応急復旧工事も行なわれた。

鈴ヶ沢では、上流部で林野庁の事業、下流部で砂防事業という区分になっている。松越地区では、道路復旧事業と地すべり対策事業、滝越地区では、地すべり対策事業によって対策がなされた。

この他、大又川、松草川、溝口川で砂防事業が、上島地区で地すべり対策事業が行われている。

2. 河川の被害と応急対策

2.1 土砂の堆積状況と被害

一級河川王滝川・木曾郡王滝村字柳ヶ瀬から下流水ヶ瀬付近にかけて、濁沢川支川伝上川源頭部を発生源とした異常な土石流は、図-6.2にみられるように、王滝川・濁沢川合流点より鯉川合流点付近までの41km区間にわたって、王滝川河道を埋塞した。図-6.3は、被災の前後における平均河床高の縦断形を示したものであって、被災前1/53であった河床勾配は、被災後1/35という極めて急な勾配に変化している。なお、被災前後の航空写真測量に基づき、河道内埋塞土砂量を算

表-6.1 原因別・死者・行方不明者数

原 因	死者・行方不明者数
御岳くずれによる土石流 (濁沢川) (王滝川)	15人 (9人) (6人)
松越地区の崩壊	13人
滝越地区の崩壊	1人
計	29人

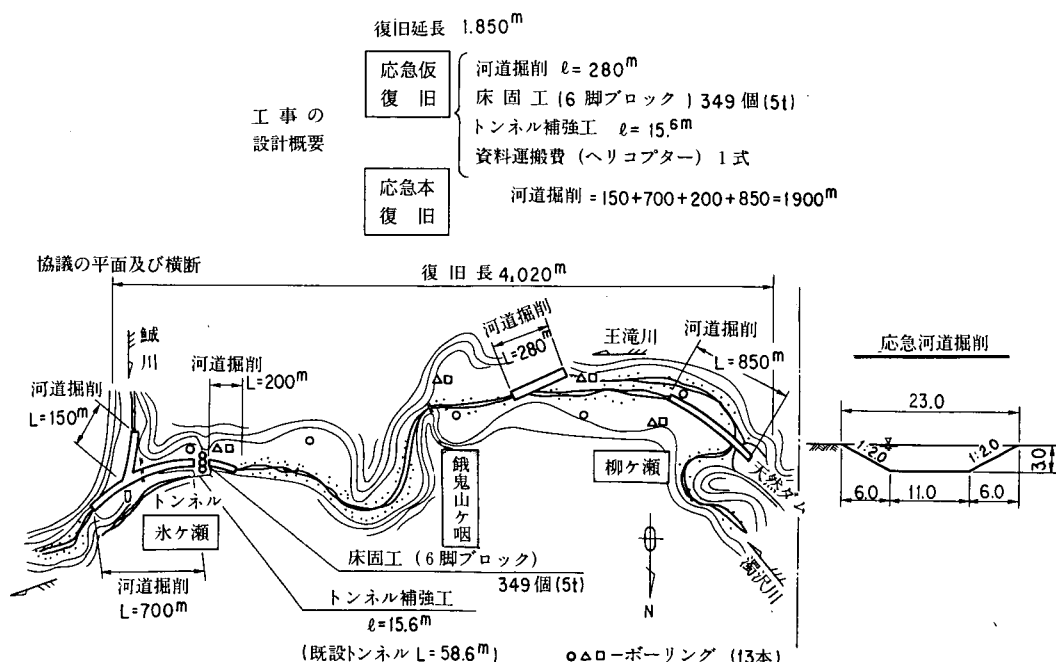


図-6.2 王滝川応急復旧工事概要

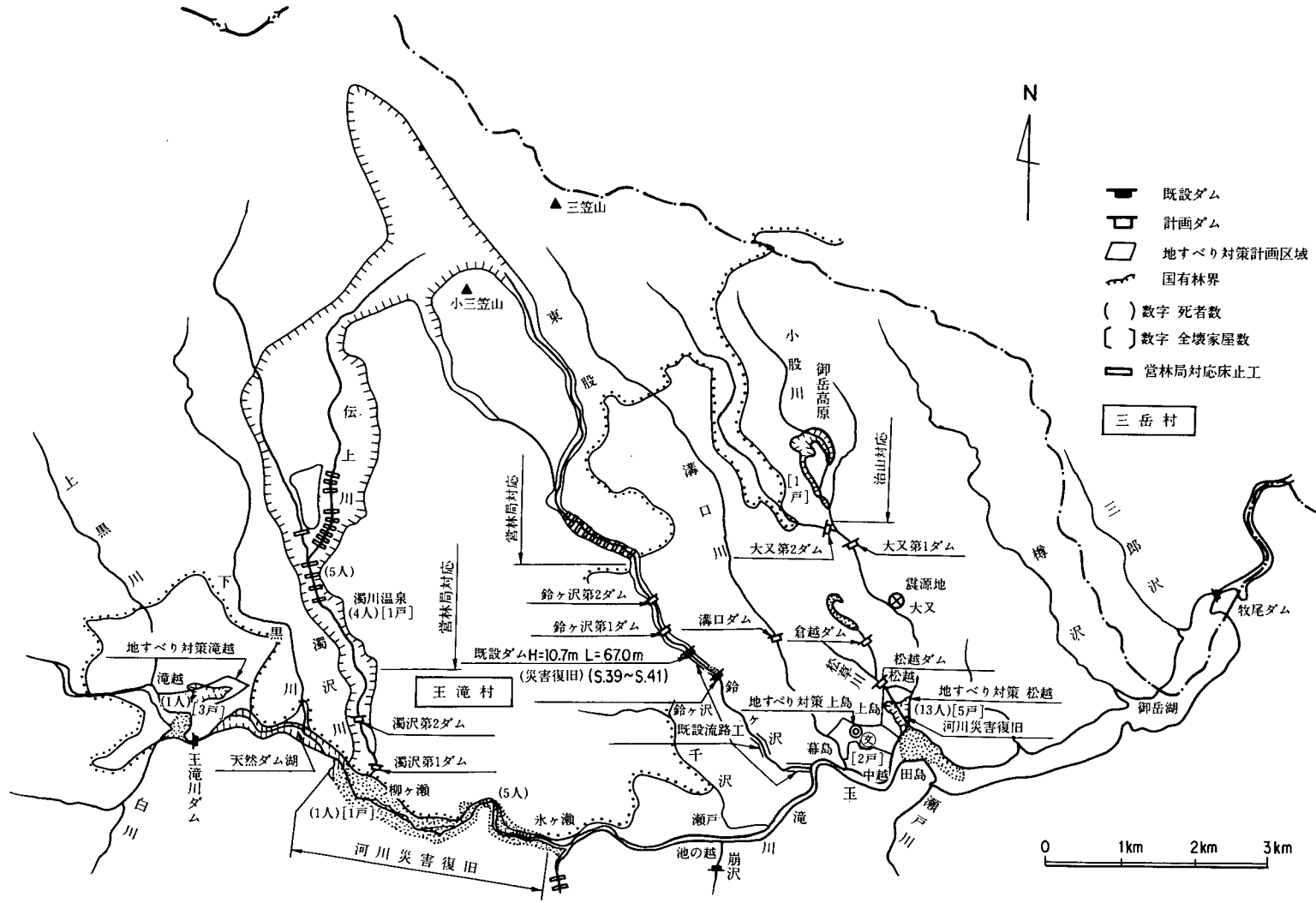


図-6.1 被害状況と河川・砂防・地すべり対策位置

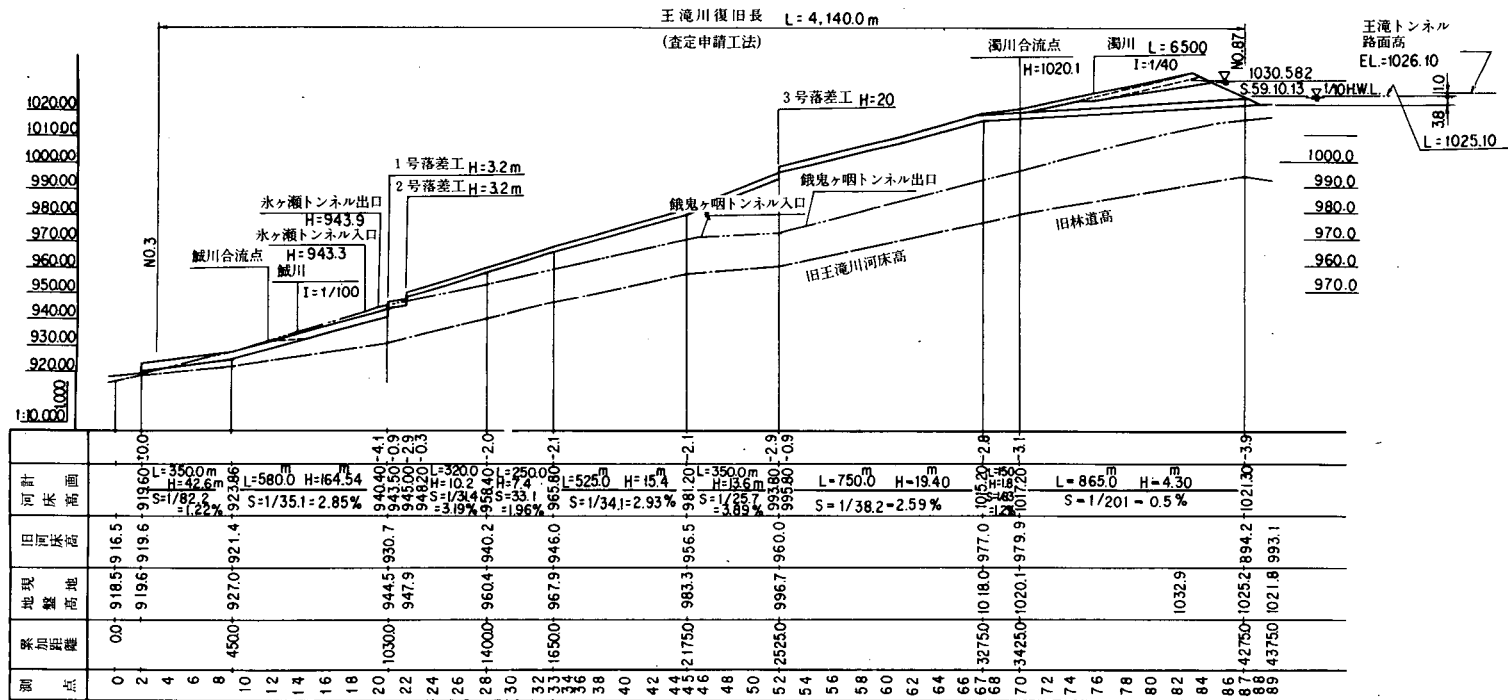


図-6.3 王滝川本川の災害前後の縦断面図

定すると、約2,100万 m³と推定される。

このような多量の土砂により、柳ヶ瀬地区では本川がせき止められ、湛水延長2.75km、湛水面積0.33 km²、湛水量365万 m³の天然ダムが形成された。一方、下流部では、左岸側の林道王滝線が埋没し、水ヶ瀬地区では王滝営林署の貯木・宿舍が流出した。さらに、河川施設の被害も甚しく、県工事分9箇所、町村工事分3箇所、計12箇所、金額にして約49億円の被害となっている。

2.2 応急対策

王滝川の水ヶ瀬から柳ヶ瀬にかけての堆積土砂は、豪雨により再び流出する可能性が高かったため、以下のような応急対策により、埋塞土砂の流出抑制を図ることとなった。まず、埋塞土砂の下流端部（水ヶ瀬トンネル上流狭窄部）に、5 t六脚ブロック349個を用いて床固め工を1基施工して、土砂の流出を防止した。なお、ブロックの調達にあたっては、県内で保有されていたもののうち、飯田管内で災害復旧工事のために製作されていたものを用いた。また、床固め工の上流200m 区間及び水ヶ瀬トンネル下流貯木場付近の700m 区間においては、流路の固定を図るため、河道掘削を行い、さらに右支川鯀川においても、合流点付近の長さ180m にわたって掘削を行った。

一方、上流柳ヶ瀬付近においては、天然ダムの下流で長さ850m の掘削を行い、湛水の一部を徐々に流出させ、湛水位の上昇を抑えるとともに、さらに下流の関電水管橋上流区間においても、長さ280m の河道掘削を行った。なお、作業に必要な機械及び資料等の運搬については、陸上からの搬入が困難であったため、ヘリコプターにより空輸した。

水ヶ瀬地区及び柳ヶ瀬地区における応急対策に要した概算費用は2億7,500万円であり、総掘削量は約100,000m³であった。

3. 王滝川堆積土砂対策

王滝川の水ヶ瀬から柳ヶ瀬にかけての河道埋塞は、その規模があまりにも大きく、これに係わる災害復旧は、現地の状況から原形に復旧することは不適当と判断され、埋塞土の流出防止を前提とした復旧対策、すなわち恒久対策を講ずるため、以下のようにして計画河道の策定を行った。

3.1 基本条件

河道計画策定区間としては、土石流の堆積末端に近い No. 3 から天然ダム湖 No.89 の王滝川本川 (L=4,220m)、及び支流・濁沢川の濁沢第1ダムまでの800 m 区間 (No. 0 ~ No.16) とする。当区間を河道特性からいくつかの区間に分割すると、図-6.4 のようになる。計画の高水流量は、図-6.5 に示されるように、三浦ダムの洪水調節効果を見做するとともに、カバー率を80%とした場合の10年確率流量を採用した。ただし、F 区間については、複合断面で30年確率まで流下可能とし、また砂防ダムの設計洪水流量としては、100年確率流量を用いることとした。さらに、河道の粗度係数としては、全区間 $n=0.035$ とした。

一方、改修区間の上流端条件となる天然ダム湖水位は、その上流にある王滝トンネル（道路トンネル）が冠水しない高さに設定しなくてはならない。30年確率洪水に対して不等流計算 ($n=0.035$) を行った結果、王滝トンネル下口の橋高 (1026.1m) - 1m に水位を制限するためには、天然ダム湖水位を1024.0m に設定しなくてはならないことが判明した。したがって、これを改修区間の上流端水位とした。

3.2 基本方針

(1) 砂防ダムと床固工群

流出土砂の調節・貯砂のためには、砂防ダムがもつ

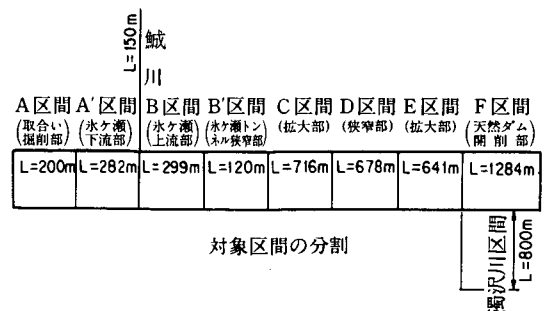


図-6.4 対象区間の分割

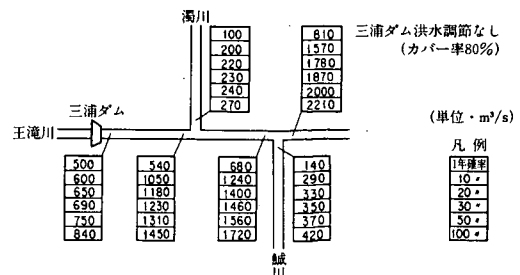


図-6.5 計画高水流量

とも有効であるが、王滝川左岸の道路計画、調節・貯砂効率等の面から、E区間の下流端(No.51+25m)以外に適当な施工箇所は見当たらない。したがって、この地点にのみ高さ $H=10.0\text{m}$ の砂防ダムを計画する。なお、水通しは100年確率洪水を対象に設計し、余裕高は見ないこととした。C区間の谷幅は、最大300mもあり、かなりの土砂調節が期待できる。しかし、道路計画との関連でその下流端に砂防ダムを設置することは困難なため、3基の床固群で土砂調節を図るものとする。なお、水通しは10年確率洪水を対象に設計し、1mの余裕高をみることにした。(余裕高を含めると、100年確率洪水まで流下可能である)。

(2) 流路工

流路工は、各区間の特性を考慮して、両岸護岸もしくは片岸護岸とし、必要に応じて床固工と帯工(隔壁工)を設ける。なお、計画高水流量は10年確率洪水相当流量とし、余裕高はみないこととするが、F区間については複合断面で30年確率流量まで流下可能とする。

3.3 各区間の考え方

(1) A区間(No.3~No.7, $L=200\text{m}$)

この区間は、上流の計画河道と下流の現況河道とをなめらかに接合するために設けた、いわゆる取合い掘削部である。

(2) A'区間(No.7~No.13, $L=282\text{m}$)

水路底幅を56m、河床勾配を $1/50$ とし、コンクリートブロックの床固工1基($H=0\text{m}$)、帯工3基及び隔壁工2基を設置する。左岸側護岸については、 $1:1.5$ の連結ブロック張り工法とし、右岸側には護岸を設けない。

(3) B区間(No.13~No.19, $L=299\text{m}$)

水路底幅を45m、河床勾配を $1/50$ とし、コンクリートブロックの床固工2基($H=2\text{m}$, 2.4m)と帯工4基とを設ける。護岸については、A区間と同じとする。

(4) B'区間(No.19~No.21+20m, $L=120\text{m}$)

コンクリートブロックの床固工3基($H=2.4\text{m}$, 0m , 3.2m)を連続的に設置し、勾配 $1/50$, $1/70$ の河床はコンクリートブロックの底張り工法とする。

(5) C区間(No.21+20m~No.37+20m, $L=716\text{m}$)

本区間の河床については現況を修正する程度とし、コンクリートブロックの床固工3基($H=3.2\text{m}$, 0m , 0m)を設ける。

(6) D区間(No.37+20m~No.51+25m, $L=678\text{m}$)

水路底幅を45m、河床勾配を $1/70$ とし、コンクリー

トブロックの床固工8基($H=2.0\text{m} \times 7\text{基}$, 0m)を設ける。左岸側にはB区間と同様の護岸を設置する。

(7) E区間(No.51+25m~No.64, $L=641\text{m}$)

No.51+25mに、 $H=10.0\text{m}$ の砂防ダムを設置する。水通しは100年確率洪水($Q=1720\text{m}^3/\text{s}$)。対象に設計し、 $B=45\text{cm}$, $H=4.3\text{m}$, $n=1:1$ とする。

(8) F区間(No.64~No.89, $L=1284\text{m}$)

水路底幅を45m、河床勾配を $1/300$ とするとともに、確率 $1/30$ の洪水を流下しうる複合断面とする。

(9) 濁沢川区間(No.0~No.16, $L=800\text{m}$)

水路底幅を40m、河床勾配を $1/27$ とし、隔壁工を60mごとに設置する。

以上の考え方に従って作成した計画河道の平面図を示すと、図-6.6のようになる。

4. 現況河道特性

仮水路が築造された後、河道は昭和59年11月洪水($Q \approx 100\text{m}^3/\text{s}$)と昭和60年融雪洪水を経験してきた。災害後の地質調査、河道地形調査より王滝川が、その後どのように変化してきたかを述べる。

4.1 河床材料

堆積土の粒度や現流路部の河床材料の粒径を調べるため現地粒度試験が行われた。堆積土表面における平均粒径 $2 \sim 5\text{mm}$, 90%径で 100mm を示し、一方、現流路部の河床では平均粒径 200mm 弱, 90%径で $300 \sim 400\text{mm}$ を示し、その後の洪水によって河床構成材料がかなり粗粒化していることがわかる。

4.2 平面形状

天然ダム湖から餓鬼ヶ咽狭窄部入口までの川幅の拡大部については、応急復旧で右岸山沿いに仮水路が設置されたが、王滝川は現在もそれに沿って流れている。狭窄部に入った流路は谷法線にあわせて蛇行を繰り返しながら流下し、餓鬼ヶ咽狭窄部出口から氷ヶ瀬トンネル地先までの拡大部にいたる。

現在の流路幅はかなりの幅をもっているが、流水は仮水路内を比較的安定して流れている。その幅は平均的にみて 25m 程度である。59年11月洪水($Q \approx 100\text{m}^3/\text{s}$)によってはこの幅は、大きな変動を生じていない。

4.3 縦断勾配

河床勾配は $1/20 \sim 1/70$ の範囲内にあり大部分の区

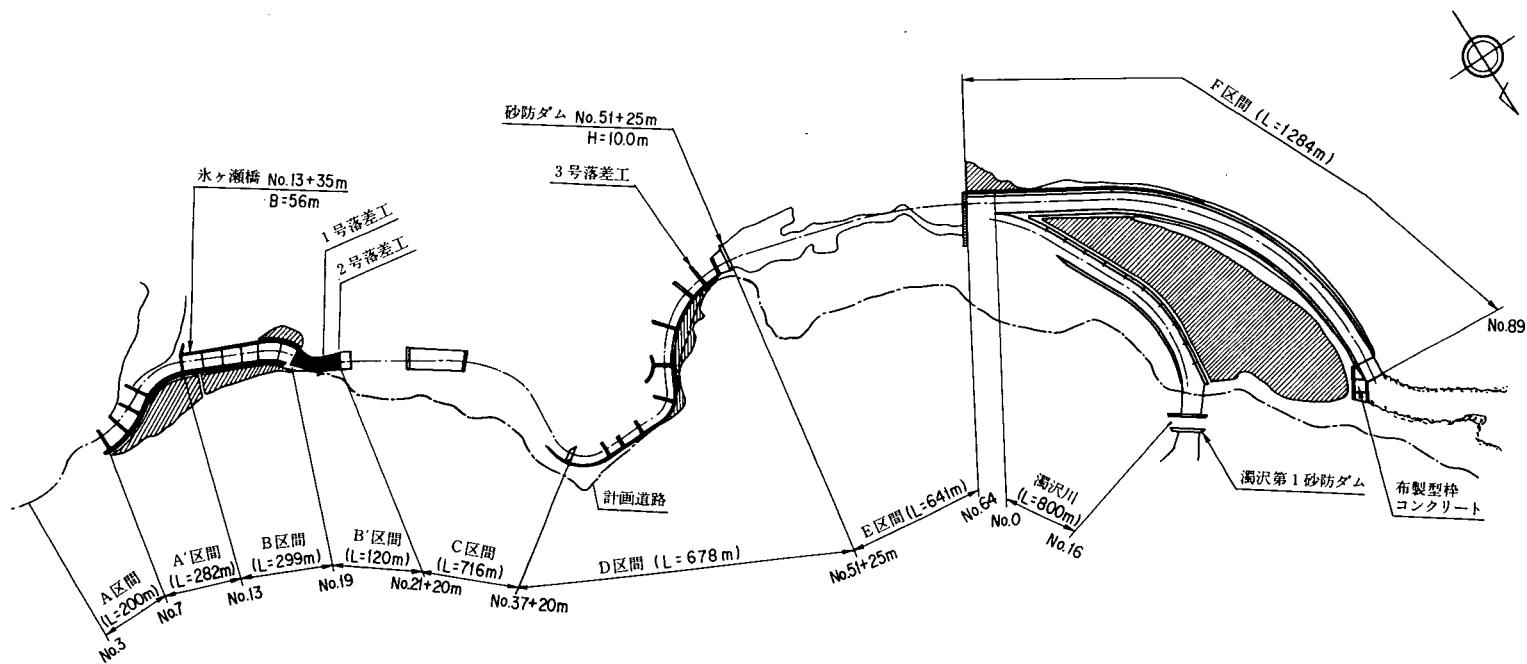


図-6.6 計画平面図

間で $1/30 \sim 1/40$, 平均的にみて $1/35$ である。縦断勾配は図-6.7に示すように川幅拡大部の狭窄部入口に近いところから狭窄部にかけてきつく、他の区間でゆるい。この河床勾配($I=1/35$)は平均的にみて、災害直後の勾配からほとんど変化しておらず、昭和59年洪水を経験して、ほぼ静的平均勾配に達している。

4.4 河床変動

当該区間の谷幅全体にわたり図-6.8に示す7地点で横断測量が行われ、河床変動が調査された。横断図を

図-6.9に示す。濁沢川合流点付近(No.6, 7)は、災害後も堆積傾向を示し、濁沢川上流域に堆積した崩壊土が、洪水によって徐々に運び出されている。その下流(No.5)から餓鬼ヶ咽狭窄部(No.4)では洗掘傾向を示し、餓鬼ヶ咽狭窄部出口付近の川幅拡大部(No.3)にその洗掘土砂が堆積している。

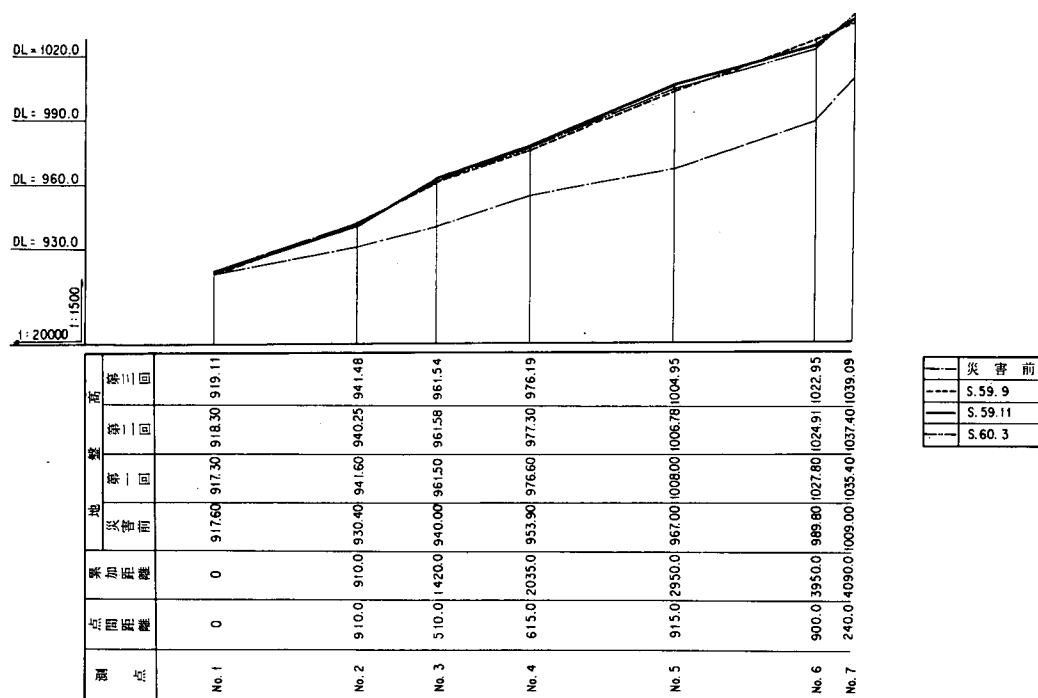


図-6.7 王滝川現況縦断図

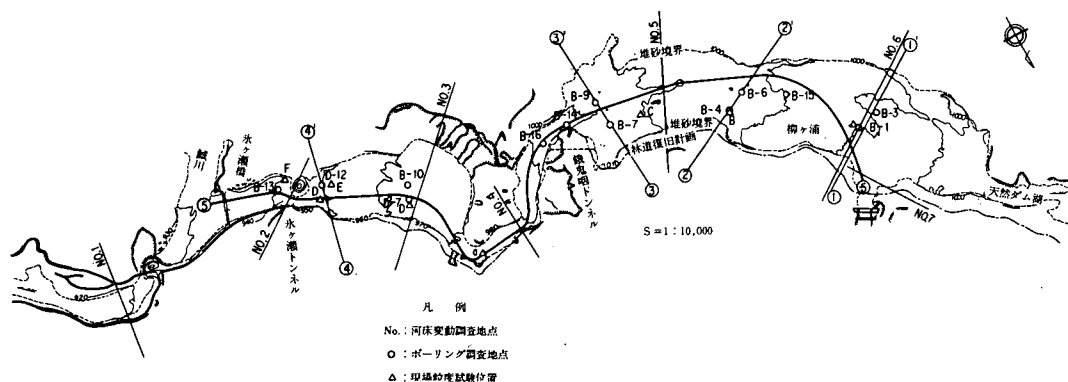


図-6.8 河床変動および地質の調査位置

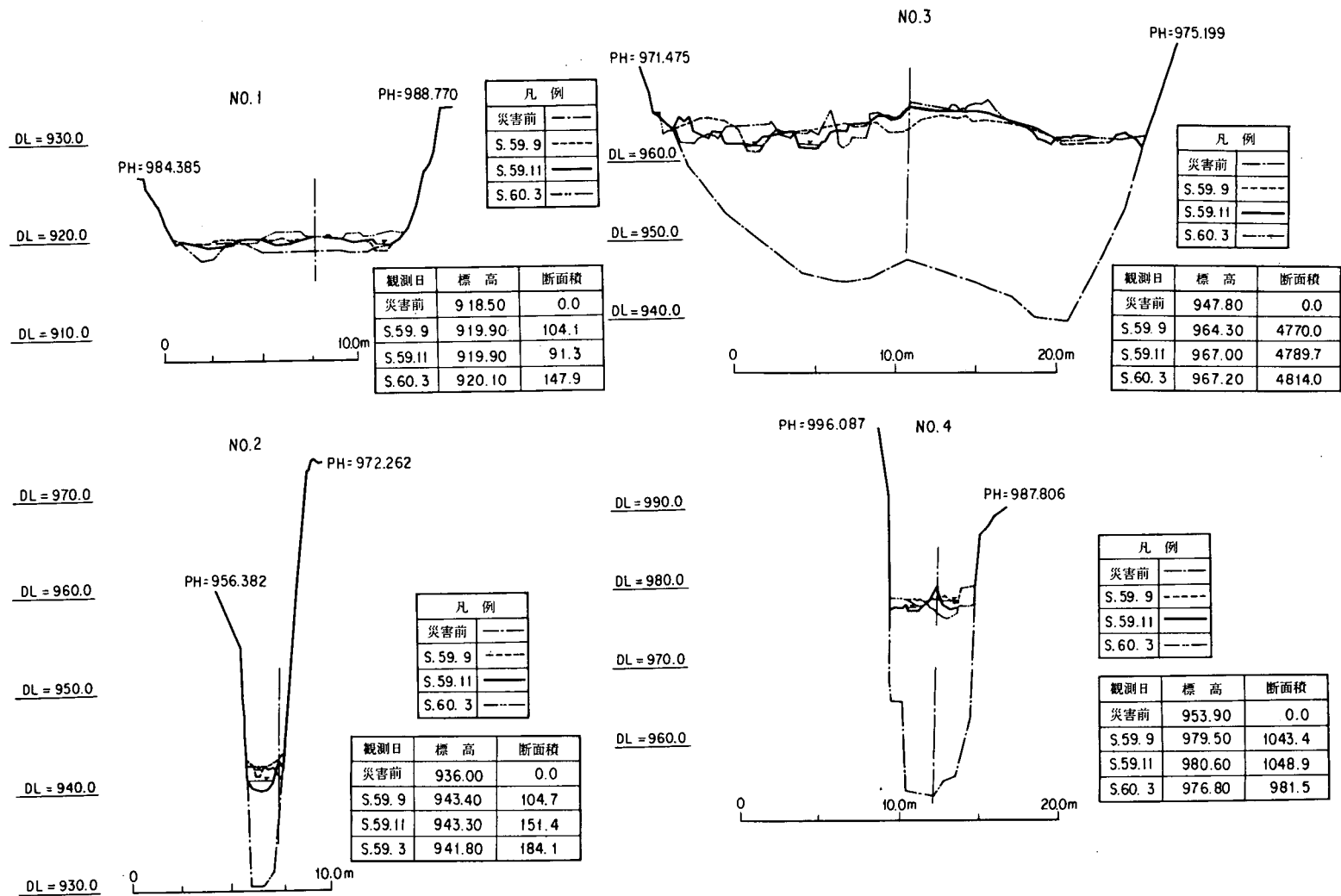


図-6.9(1) 王滝川現況横断面図

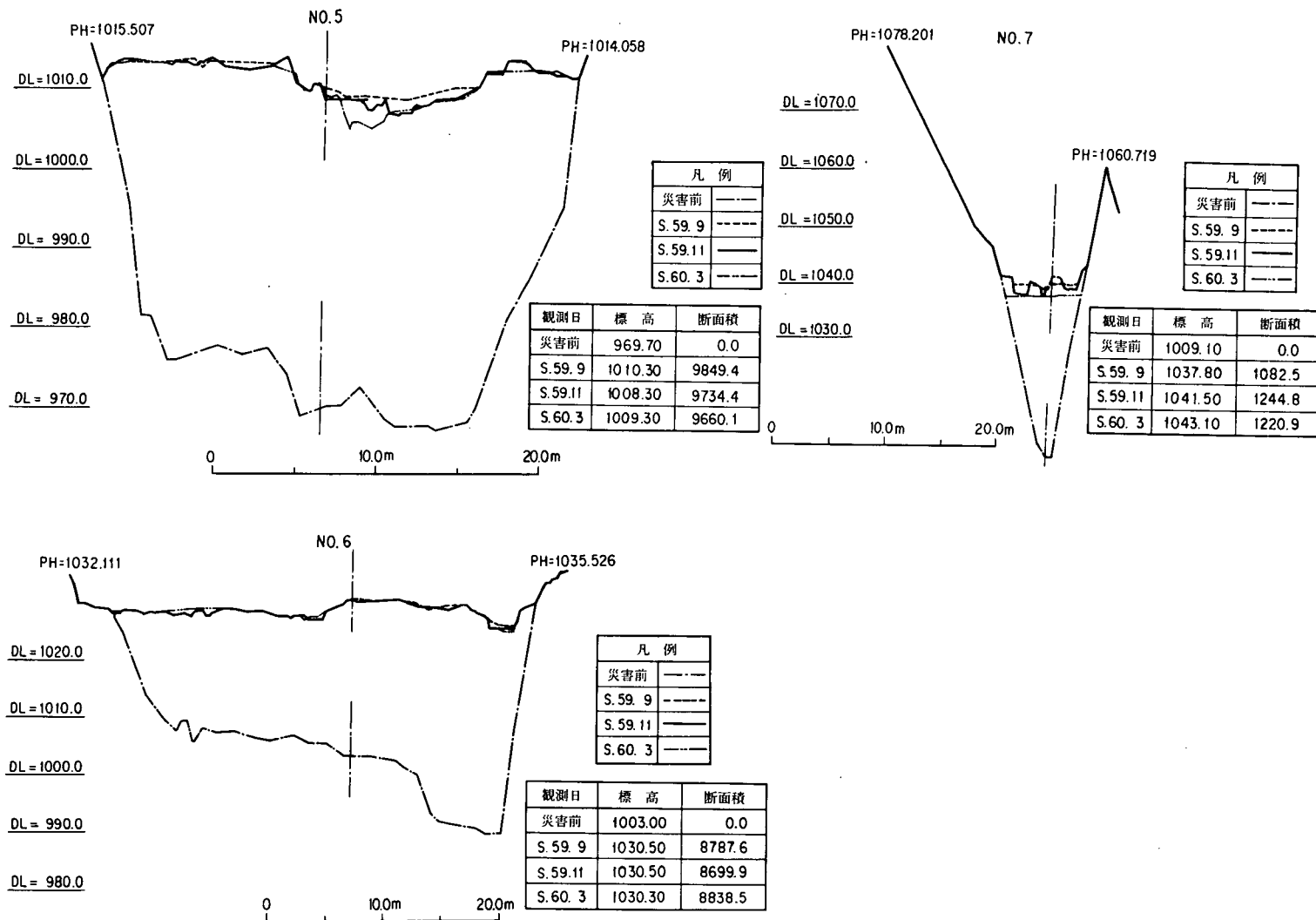


図-6.9(2) 王滝川現況横断面図

5. 砂防の被害

5.1 施設の被害

地震の起きた時に、王滝村内にあった砂防施設は、鈴ヶ沢にある、2基の砂防ダム（九蔵上流砂防ダム：H=5.5m, L=80.0m, 九蔵下流砂防ダム：H=5.5m, L=50.0m）と流路工であった。これらの施設には、地震動による直接の被害は見当たらない。しかしながら、鈴ヶ沢に沿って流れ下った泥流によって、ダム袖部の損傷、摩耗が生じた（図-6.10参照）。

鈴ヶ沢までの泥流の流出は10数回にわたっており、1 m 程度の巨石や流木を含んで、そのほとんどは、王滝川まで流下している。九蔵上流砂防ダムは、上流から流下して来る泥流を中流域で最初に受け止めた横断構造物で、泥流による衝撃破壊も大きく、左岸袖部を大きく破損するとともに、前庭部左岸側壁にも損傷を生じた。（写真-6.1、図-6.10参照）九蔵上流砂防ダム付近での目撃者の証言を総合すると地震後10分から15分後の第1回目の泥流は、ダム貯砂域で相当減勢され、ダムを越えた土砂は、ダム直下流で停止堆積した。また、地震後20分から25分頃の第2回目の泥流の流出は、最大規模のもので、九蔵流ダム直下流の橋を流出させたということになる。このことから、おそらく、九蔵上流砂防ダムは、第1回目の泥流に対しては、その空

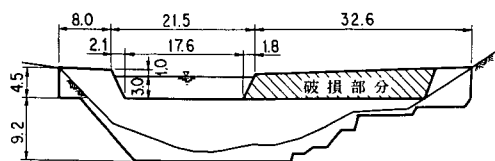


図-6.10 袖部の被損した九蔵上流砂防ダム本堤

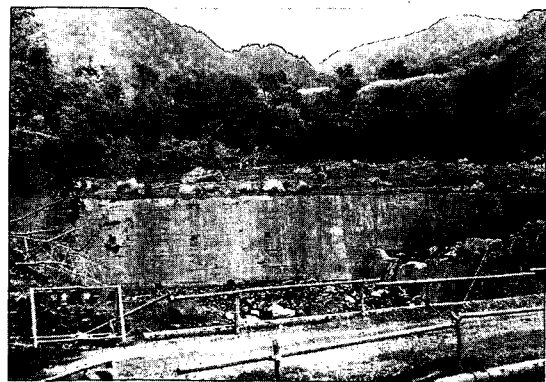


写真-6.1 泥流により袖および側壁を被壊された九蔵上流砂防ダム

容量で泥流を捕捉し満砂状態になり、第2回目の泥流は、その堆積面上を、わん曲部の外湾側に沿って流下し、ダム右岸の袖に衝突し、破損させたものと思われる。袖の破損した部分を落下した泥流は、前庭部右岸側壁の裏側を洗掘し、側壁の一部を破損させた。しかしながらダム本体には影響はなく、能力いっぱいの効果を発揮したと言える。

また、九蔵下流砂防ダムも泥流を捕捉し、満砂後、後続の泥流を通過させている。このダムも写真-6.2に見るように、袖部に礫の衝突の跡が見られる。礫を含んだ流れが、このダムをも通過したことがうかがわれるが、これより下流で砂防施設の被害が少ないことを考えると、2基のダムによって泥流が相当減勢されたものと考えられる。

下流の流路工は石積護岸と床固工によるものであったが、施設の被災はほとんどなく、床固工部分の若干の摩耗程度で済んでいる。

なお、土砂流下のあった、伝上川～濁沢川、及び鈴ヶ沢の上流部には、数多くの治山ダムが設置されていたが、土砂流送域のものは激しく被壊されており、（写真-6.3参照）堆積域のものは埋没してしまっている。

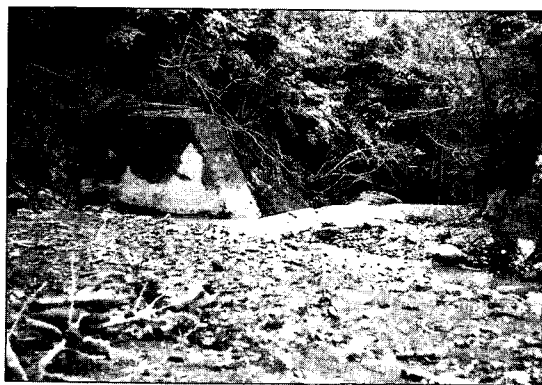


写真-6.2 泥流により袖部に損傷を受けた九蔵下流砂防ダム



写真-6.3 泥流により本体を破壊された治山ダム

5.2 土砂の氾濫、堆積による被害

伝上川から濁沢川を経て王滝川に達した岩屑流は、多大な被害を与えた。その第1は、4名の犠牲者を出した濁川温泉の埋没である。被災前の濁川温泉は、温泉から約250m下流にある狭窄部によって形成された。長さ500m、幅200mの比較的広い堆積域の上に立地していた(図-6.11参照)。濁川温泉付近の横断面図、図-6.12を見ると旧河床面と濁川温泉の位置とは1~2mの落差しかなく、通常の土石流に対しても危険な状態であった。しかし、平面的には濁沢川が大きく湾曲した内湾側に位置しており、通常の土石流の直撃は避けられるとも考えられ、濁川温泉の立地条件は、通常の土石流に対して壊滅的な被害を受ける可能性は少ないが、危険度の高いものであったと言える。

しかしながら、今回の岩屑流の規模は、通常の土石流の規模をはるかに越えるもので、濁川温泉付近で、その下流最高痕跡は旧河床から数10m ないし、100m

に達し、20~40mの土砂堆積をもたらした。この現象は、通常、砂防で取り扱う河床変動現象(5m前後)の10倍以上に及ぶ突発的な現象であったと言える。

岩屑流が与えた被害の第2は、林業被害である。天然ヒノキを主とした10万 m^3 を越える樹木が流出したことと、林道橋を含めた林道の被害が大きかった。また、濁沢川には約900万 m^3 の土砂が堆積しており、これらの土砂流出防止対策が必要となっている。

鈴ヶ沢に沿って流下した泥流も、上流渓谷部では樹木を流出させ、林道橋を押し流し、林業に多大の被害を与えた。また、中、下流部では、村道橋を流出、破損させるという被害の他、所々で小規模な氾濫を起し、農耕地へ土砂を堆積させたが、これについては小さな被害にとどまった。その理由として、中流部は人家は段丘上にあり、川の流れている段丘の下では、農耕地としての土地利用にとどまっていたという条件もあったが、川の近くに人家のある下流部で被害がほとんどなかったのは、砂防ダムや砂防流路工の効果が大きかったものと考えられる(写真-6.4参照)。

鈴ヶ沢上流部には、なお、30万 m^3 を越す土砂が溜っており、将来にわたって大きな土砂流出の恐れがある。

御岳高原の崩壊土砂が流入した大又、小規模崩壊の土砂が流入した松草川、溝口川にも、数千~数万 m^3 の不安定土砂が渓流内に堆積しており、危険な状態となっている。

6. 渓流の土砂流出対策

今回の地震に伴い、新たに渓流に堆積した不安定土砂に対して、激甚災害対策特別緊急事業及び緊急砂防事業により、砂防ダムの建設が進められている。砂防ダムの整備される渓流は、濁沢川、鈴ヶ沢、大又川、松草川、溝口川で、いずれも上流部に大量の不安定土

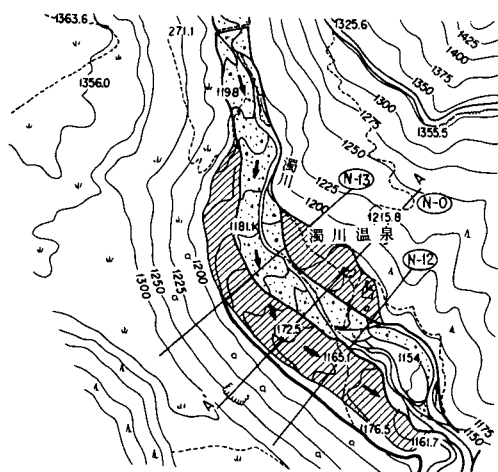


図-6.11 濁川温泉付近平面図

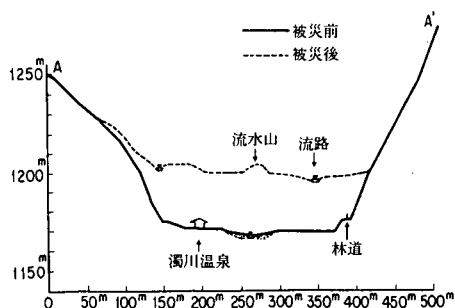


図-6.12 濁川温泉付近横断面図



写真-6.4 泥流通過後、流路工に残された痕跡

砂の堆積があり、緊急に土砂流出防止対策の必要な溪流である。砂防ダムの諸元等を表-6.2に示した。当該地域は国有林が多く、土砂流出防止のための治山事業も積極的に行われつつあり、取り決めにより、溪流の上流部は治山事業にて対策を行い、下流部は砂防事業にて対応する計画となっている。また、王滝川本川は、河川災害復旧事業として復旧計画が立てられている。

緊急砂防事業にて施工される鋼製砂防ダムはエキスパンドダブルウォールダムといわれるタイプのもので、特に緊急を要するものについて使用している（図-6.13、図-6.14写真-6.5参照）。このタイプのダムの特徴は、本体の大部分が現場発生の土砂を使用できると、早期完成が可能という所にある。地震時に、王滝村内のコンクリートプラントが災害に合い、コンクリートが手に入り難いという状況も手伝って、特に緊急を要する、緊急砂防事業によるダムについて、このタイプのものを選択している。このタイプのダムは、図-6.14に示したように、エキスパンドウォールに吸出防止材を付けた枠の間に、現地材の中詰土砂を入れて組み上げるもので、工期の短縮、中詰材の選別の不要の他、構造の自在性があり、基礎地盤へのなじみが良いようである。なお、このタイプの砂防ダムは図-6.14にあるように、ダム上流法、水通し及び袖天端と、前庭工部分に補強のため、厚さ50cmのコンクリートを

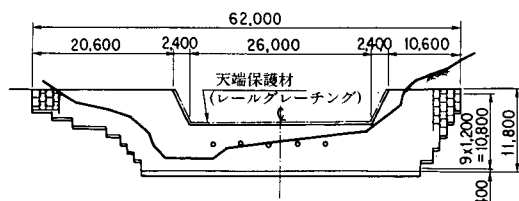


図-6.13 エキスパンダブルウォール砂防ダム
正面図（鈴ヶ沢第1砂防ダム）

張ることになっている。

濁沢2号砂防ダムはダム高が14mと高いことと、大規模土砂流出により河床が30mも上昇した位置に設置することから、30mに及ぶケーソン工を行うことになっている（図-6.15参照）。

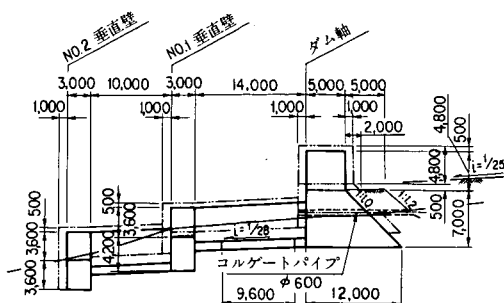


図-6.14 エキスパンダブルウォール砂防
ダム側面図（鈴ヶ沢第1砂防ダム）

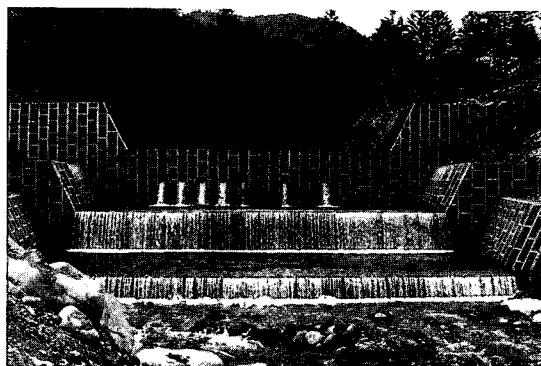


写真-6.5 エキスパンダブルウォール砂防ダム
(鈴ヶ沢第一砂防ダム)

表-6.2 緊急・激特砂防事業の内訳

溪 流 名	ダ ム 名	規 模	タ イ プ	施 工 年 度	事 業 名
大 又 川	大 又 1 号	H= 7.0 L= 41.0	鋼 製	59～60	緊急
大 又 川	大 又 2 号	H=10.5 L=124.5	鋼 製	59～60	緊急・激特
松 草 川	倉 越	H= 9.5 L= 36.0	鋼 製	59～60	緊急
松 草 川	松 越	H=13.0 L= 76.0	コンクリート	60～62	激特
鈴 ヶ 沢	鈴 ヶ 沢 1 号	H= 7.5 L= 62.0	鋼 製	59～60	緊急
鈴 ヶ 沢	鈴 ヶ 沢 2 号	H=14.5 L= 99.0	コンクリート	60～62	激特
溝 口 川	溝 口	H=10.0 L= 91.0	コンクリート	60～62	激特
濁 沢 川	濁 沢 1 号	H=10.0 L= 94.5	鋼 製	59～61	緊急・激特
濁 沢 川	濁 沢 2 号	H=14.0 L= 98.0	コンクリート	60～62	激特
		ケーソン30m			

排水ボーリングは地すべりの予算、下部の流路工は河川の予算それぞれ行なわれた。

7.2 滝越地区の災害復旧

滝越地区は、松越地区と同様に、移動土塊のほとんどすべてが下流に流出し、通常の地すべり対策工は成立しない状況にある。したがって、今回の地震による崩壊の対策としては、一部残存土塊の安定化をはかり、崩壊による生産土砂に起因する土石流等二次災害の防

止を計るのが主目的となっている。

当地区では、図-6.18に見られるように集水ボーリング6箇所、流路工51.5m、谷止工2基等が計画されている。まず、滝越地区では湧水が多い上に斜面に存在した崩壊土砂下面には泥層シルト層等不透水層が分布し、間隙水圧が発生し易いので、残存土砂の不安定化を防ぐ意味で横ボーリング工を施工して排水を計画した。また、沢部の土砂流出防止対策として谷止工及び、表面排水路工が計画された（表-6.4）。

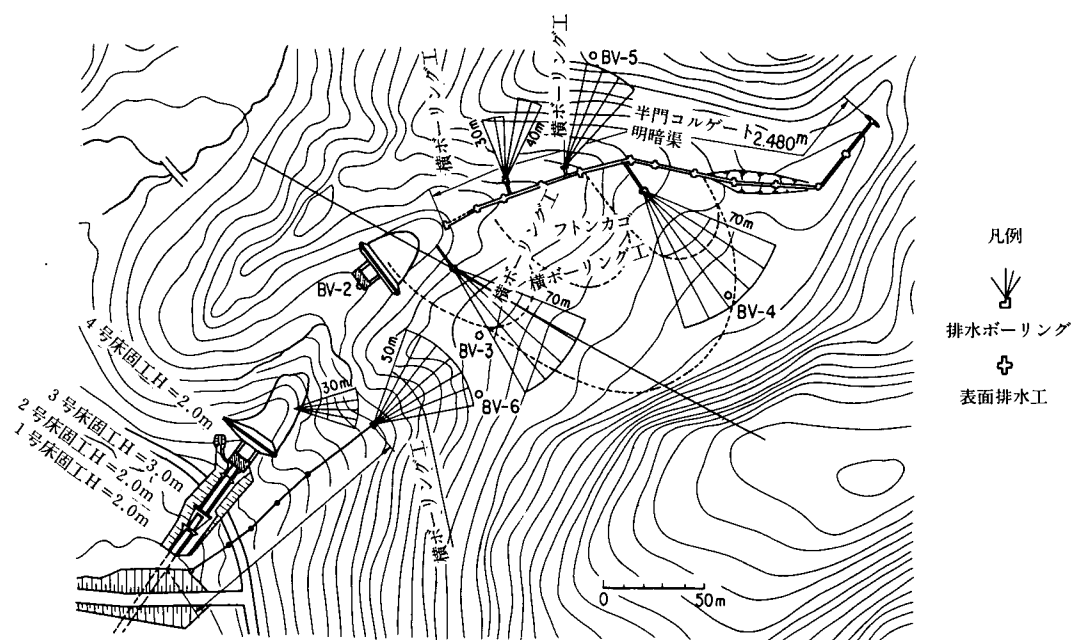


図-6.18 滝越地区復旧工平面図

表-6.4 対策工一覧表

種 別	規 格	単 位	数 量	目 的
横ボーリング工	削孔φ66 VP40ストレーナーパイプ挿入 34孔	m	1,730	地下水排除
谷止工	H=100m H=80m	基	2	押え盛土及び残存土砂 の流出防止
流路工	H=1.0m B=3.0m	m	51.5	洗掘防止
明暗渠工	コルゲートφ600使用	m	248	地すべり末端土砂の流 出防止
開渠工	半円コルゲートφ350	m	187	横ボーリング工の排水
フトンカゴ	40m×2段×5ヶ所	m	40	横ボーリング工の孔口 保護

8. まとめ

災害直後に、現地調査のため王滝村に入った際には、濁沢川及び王滝川に堆積した多量の不安定土砂や、松越地区及び滝越地区の崩壊跡地の規模の大きさに圧倒され、復旧対策について考えも及ばない状態であった。しかし現地では、王滝川を堰止めた天然ダムが決壊するというデマが流れる等、二次的な災害に対する不安が大きく、緊急対策を始めとした、対策事業の早期着手が切望されていた。

王滝川の復旧計画については、建設省防災課に委員会が設置され、土砂流出抑制及び河道の安定を基本とした河道計画が検討された。委員会には土木研究所から河川研究室長と砂防研究室長が参画した。松越地区、滝越地区の崩壊については、地すべり対策技術や砂防技術を基に、建設省防災課及び砂防部にて適正な対策計画が立てられた。

今回の斜面崩壊や崩壊に伴う土砂流出災害は、これまで経験してきた土砂災害に比べ、著しく規模が大きいものであった。しかしながら、幸いにも今回大規模に土砂流出を起こした地域が、人口の集中した地域でなかったため、現象の大きさに比べ人的、物的被害が少なく済んだと考えられる。この災害の1年数ヶ月後に起った、コロンビアのネバドデル・ルイス火山の

泥流災害が、数万人の死者をもたらしたことを考えると、この種の現象を予測する研究の必要を感じるとともに、この種の現象に対する対策についても研究する必要性があると痛感した。

また、緊急なソフト対策として、二次災害の危険性を判断する体制と、災害直後の情報伝達体制についても各方面から指摘があった。二次災害の危険性判断については、特に天然ダムの決壊の可能性等、迅速かつ高度な技術的判断が必要な場合があり、今回の災害による経験を元に、建設省防災課を中心に、学識経験者や土木研究所をメンバーとする、大規模災害時のアドバイザー制度が昭和60年12月20日に創設された。情報伝達体制については、住民に確実に情報を伝える必要^〇性と、村外との情報交換をスムーズに行う必要から、無線伝達システムの拡充が指摘された。長野県及び王滝村では、各戸無線の導入を進めている。

現在、王滝村では河川施設、砂防施設が急速に整備されつつあり、災害直後の様相から一変して、一見安全な状態になって来てはいるが、今回土砂流出のあった河川の上流は未だ荒廃した状態であり、住民の土砂災害に対する意識向上を含め、土砂災害に対するソフト及びハード対策の着実な実行が肝要である。

昭和61年3月30日原稿受理

第 7 編 道路の被害

大日方 尚 巳*¹ 伊 藤 良 弘*²

長谷川 金 二*³

by Naomi OBINATA, Yoshihiro ITO,

Kinji HASEGAWA

目 次

1. 被害の概要	(2)
2. 松越崩壊地における道路関係施設の被害と復旧	(4)
2.1 被害の概要	(4)
2.2 応急復旧の概要	(4)
2.3 本復旧の概要	(7)
2.4 盛土部の被害と復旧	(9)
(1) 県道御岳王滝黒沢線 王滝村松越 2 工区	(9)
(2) 県道御岳王滝黒沢線 王滝村鞍馬上	(10)
(3) 県道越木曾福島線 三岳村西野川橋下	(12)
3. 道路橋の被害	(15)
3.1 被害概要	(15)
3.2 代表的な被害状況	(15)
(1) 松原橋	(15)
(2) 黒瀬橋	(19)
(3) 樽沢橋	(19)
(4) 大岩橋	(21)
(5) 牙ヶ沢橋	(22)
4. トンネル	(23)

* 1 地震防災部耐震研究室研究員（現 関東地方建設局宇都宮国道工事事務所調査課長）

* 2 機械施工部動土質研究室研究員（現 国土庁大都市圏整備局筑波研究学園都市建設推進室係長）

* 3 地震防災部耐震研究室研究員（現 耐震研究室主任研究員）

1. 被害の概要

本地震による道路の被害は表-7.1に示すように長野県及び山梨県の278箇所が発生しており、被害額は73.8億円に達している。なお、道路の被災に伴い国・県道で全面通行止めとなった箇所は表-7.2に示すとおりである。

道路被害は、斜面崩壊に伴う道路自体の欠壊・埋没、路上の落石、土石流による橋の流失またはトンネルの閉塞などの斜面崩壊（土石流含む）に起因するものが大半であった。斜面崩壊に伴う被害以外の地震動による直接的な被害としては、道路の路面亀裂、路肩崩壊、橋梁取付部の沈下、橋の鉄筋コンクリート橋脚の破損、コンクリート桁端のひびわれ、鋼桁端の座屈、支承部の破損等が生じている。

表-7.1 道路および橋梁被害の概要（建設省調べ）

区 分			被害箇所数	被害額(百万円)
長野県	直 轄 国道19号線	道 路	1	20
	県 工 事 (国県道)	道 路	86	4,342
		橋 梁	4	228
	計		90	4,570
	町村工事 (町村道)	道 路	154	2,324
		橋 梁	10	215
	計		164	2,539
合 計		255	7,129	
山梨県	県 工 事 (国県道)	道 路	8	126
		計	8	126
	町村工事 (町村道)	道 路	15	128
		計	15	128
	合 計		23	254
合 計			278	7,383

道路の被害は震央から約15kmの範囲内にある県道福島御岳線、御岳王滝黒沢線、越木曽福島線、才児上松線、および王滝村内の村道、林道で生じている。これらの路線では大規模斜面崩壊による路体流失、埋没、切土部の法面崩壊の他、擁壁の倒壊、落石、片切り片盛り部の盛土沈下、亀裂等の被害が生じた。図-7.1は主要な道路被害（約1,000万円以上の道路被害）箇所を示したものである。松越地区の斜面崩壊による県道の被災および御岳崩れに伴う村道（一部林道）の被災が特に激甚であった。

写真-7.1～写真-7.5は道路への崩土、落石、路肩の沈下、路面の亀裂等の道路被害（大規模斜面崩壊箇所を除く）のうち、代表的な被害状況を示したものである。切取斜面については、法面処理を施した箇所では一般に被害が少ない。また、無処理の自然斜面からの巨石の転落も数多く発生したが、斜面をネットで覆っている場合には、写真-7.5に示すように落石がネット内に止まっている場合が多く、ネットが有効に働いて道路の被害を最小限に抑えたと考えられる。



写真-7.1 道路への崩土（王滝村道）

表-7.2 国・県道の地震災害に伴う交通規制状況（建設省調べ）

路 線 名	規 制 の 開 始 日 時	復旧事業	
県道御岳・王滝・黒沢線	9月14日 8時50分 全面交通止め	松越地区10月14日開通 東地区10月8日仮道完成、拡幅等28日完了し開通	
県道越・木曽福島線	〃 〃	荻の島地区は11月1日片側通行 12月11日に全面開通予定	
県道川合・中畑線	〃 〃	10月3日13時30分	全面開通
県道才児・上松線	〃 〃	9月16日13時00分	全面開通
県道福島・御岳線	〃 〃	10月4日8時00分	片側交通
県道荻原・小川線	9月20日17時 〃	11月8日12時00分	全面開通

国道19号、361号において、地震による被害が発生したが、全面開通するなど交通は確保されている。

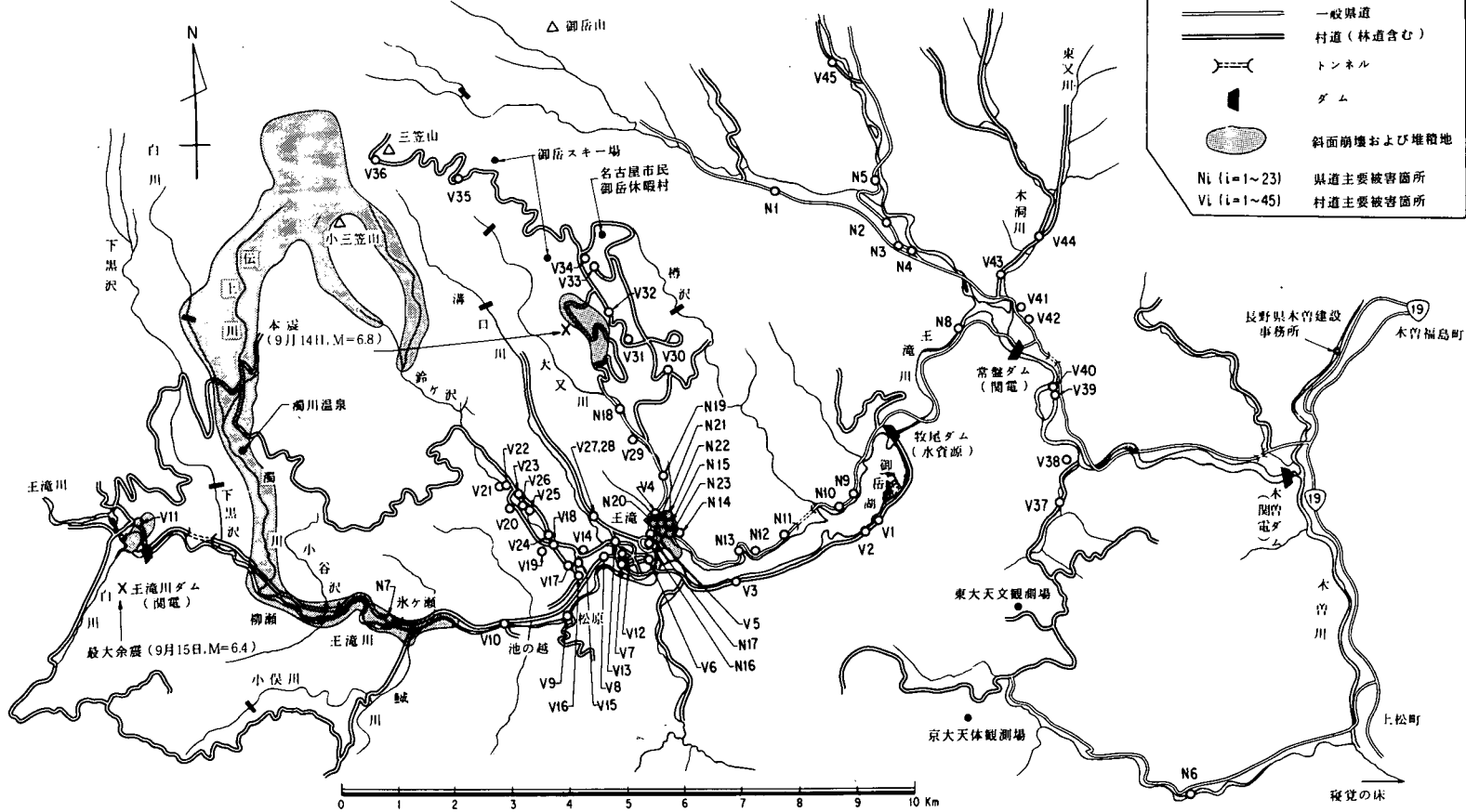
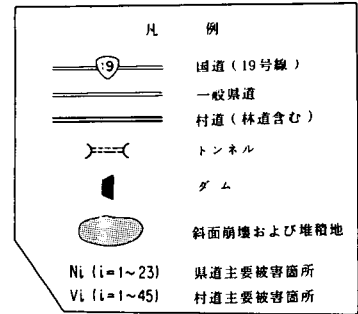


図-7.1 道路被害位置



写真-7.2 道路への落石 (約3m×3m, 王滝村道)

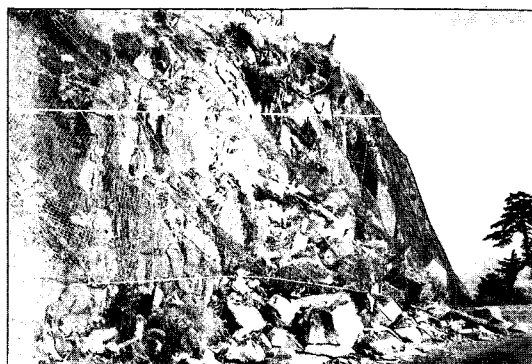


写真-7.5 落石 (ネットが落石の飛散を最小限に抑えている, 王滝村道)



写真-7.3 路肩の崩壊 (村道1号線)



写真-7.4 路面の亀裂 (県道越木曽福島線)

2. 松越崩壊地における道路関係施設の被害と復旧

2.1 被害の概要

松越崩壊地の崩壊の状況や原因については、第4編2章に詳しく述べられている。ここでは、松越崩壊地に係わる道路関係施設の概要について述べる。

松越の崩壊により県道御岳王滝黒沢線では崩壊地の頂部付近の東地区と崩壊土砂の氾濫域にあたった松越地区の2地区においては、橋梁を含む道路の流出という激甚な被害が発生した(図-7.2, 図-4.17及び写真-2.2参照)。東地区では道路延長約50mが15~20m程度の深さで地盤もろとも流出し、松越地区では、新大又橋(コンクリートアーチ橋、橋長20.9m、橋幅6.5m)を含む全長420mの道路が流失した。これらの道路被害によりこの路線は、完全に通行不能となり王滝村への進入が不可能となった。

2.2 応急復旧の概要

東地区では王滝村中心部から大又地区への生活道路を確保するため、崩壊地頭部を迂回する全長590mの仮設道路が建設された。仮設道路は10月8日に幅員3mの一車線として普通車に対してのみ供用が開始され、10月28日には幅員が5mに拡幅された。表-7.3は、この応急工事の工程を示したものである。また、写真-7.6は仮設道路の王滝村中心部からの入口付近の状況を示したものである。一方、松越地区においては、全長277m(大又川右岸109mと左岸168m)の橋梁取付道路が9月21日より施工され、10月14日に仮復旧した。

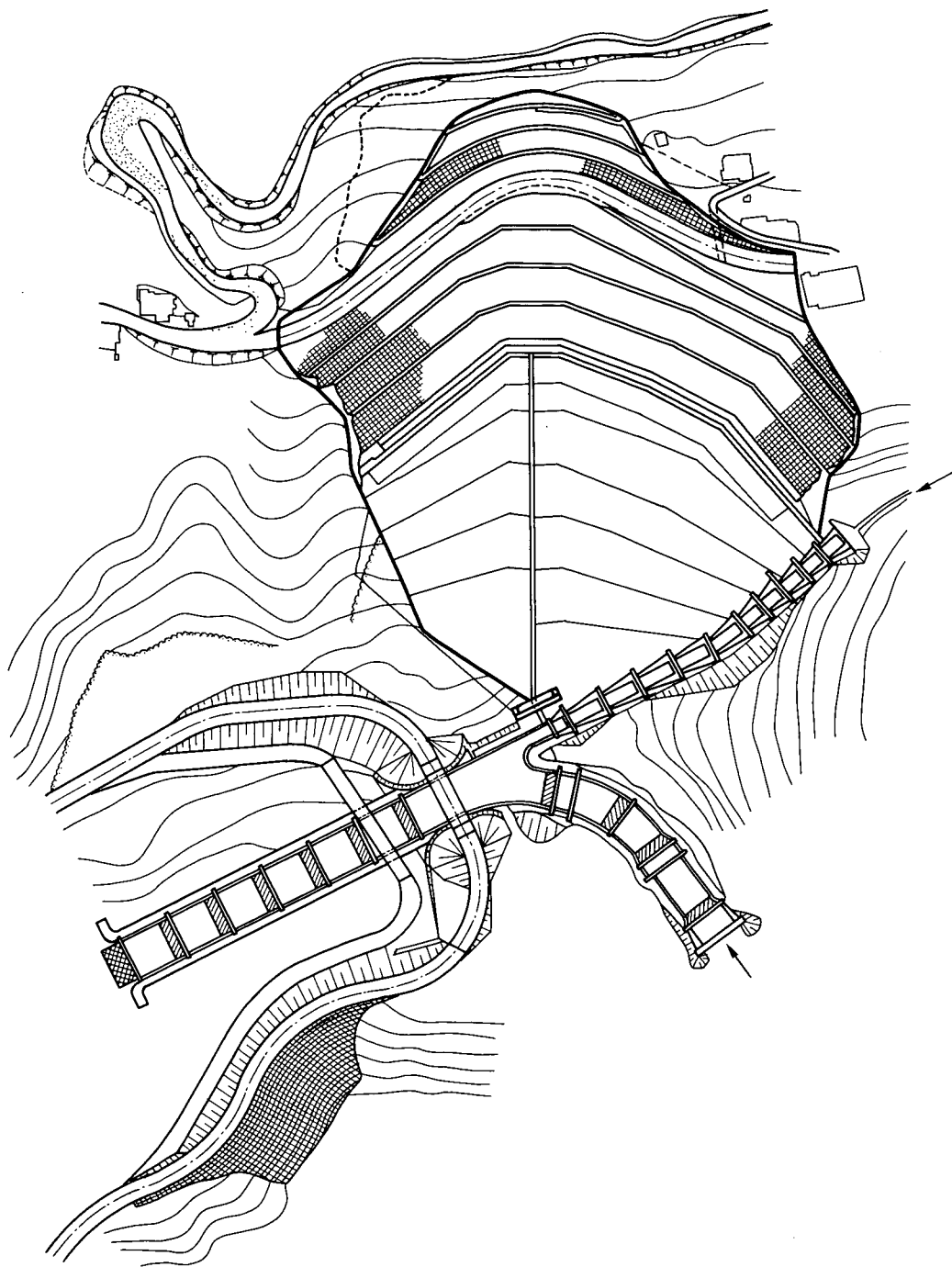


図-7.2 東地区周辺災害復旧事業 平面図

表-7.3 王滝村中心部と御岳高原方面を結ぶ県道の仮設道路 (l=600m, W=3m)

月 日	曜日	仮 道 路 設 工 事	交 通 供 用
9月23日	日	地元了解	
24日	月	立木伐採	
25日	火	〃 役場側より作業開始	
26日	水	パイロット20m	
27日	木	パイロット350m, 物置移転の交渉成立	
28日	金	パイロット600m (貫通), 物置取りこわし完了 仕上げ用砕石敷設20m	
29日	土	路体の切盛ほぼ完了, 路盤砕石敷設130m実施	
30日	㊦		
10月1日	月	路盤砕石敷設150m	
2日	火	路床が軟弱なため安定処理を実施	
3日	水	雨天のための作業休止	
4日	木	上層路盤工の敷設を300m実施	
5日	金	上層路盤工の敷設を300m実施 (完了)	
6日	土	訪じん処理完了, 一部分(ヘアピン等舗装(l=70m, l=4cm))	
7日	㊦	路肩注意用のボール, 信号機設置	
8日	月		8日午前7:00, 9日午前7:00迄, 普通車のみ一車線供用開始
9日	火	拡幅作業に着手, 伐採完了, 表土(盛土不透土)のすき取り実施	午後17:30~翌朝7:00まで一車線(普通車のみ)供用(作業時間は午前7:00~午後18:00)
10日	水	狭少部の拡幅(切盛)	〃
11日	木	第一カーブおよび第二カーブの切り取りほぼ完成	〃
12日	金	待避所(3ヶ所)を残し, 拡幅切盛作業ほぼ完了	〃
13日	土	用地交渉済の待避所1ヶ所の拡幅完了, 土留工坑75本中45本を施工	〃
14日	㊦	土留工坑75本中70本打込み完了, 待避所2ヶ所完了	〃
15日	月	土留工坑完了, 第2ヘアピンの拡幅盛土完了, 待避所4ヶ所暫定完了	〃
16日	火	5ヶ所の拡幅完了, 法面防護掘設置用の進入路30m完了	〃
17日	水	第2, 第3カーブの防護橋(ガードレール)20m設置, その他は雨天のため停止	〃
18日	木	拡幅部の下層路工敷設および表面処理工に着手, H鋼土留工の横矢板設置に着手	〃
19日	金	下層路盤工および安定処理工ほぼ完了(第2カーブを除く)土留工継続	〃
20日	土	土留工継続, 県道側からの入口式拡幅作業	〃
21日	㊦	土留工完了	〃
22日	月	県道からの入口取付部および第2カーブの盛出し部分を除き上層路盤工を完了	〃
23日	火	県道からの入口取付部および第2カーブの盛出し部分の下層路盤および安定処理工	緊急資材輸送のため, 終日交換開放
24日	水	第2カーブ盛出し部の上層路盤工	
25日	木	表層舗装工着手	午後17:30~翌朝7:00まで一車線(普通車のみ)供用
26日	金	〃 継続	
27日	土	〃 完了	
29日	㊦		午前7:00供用開始

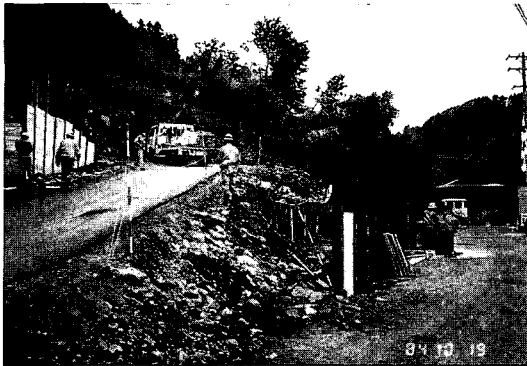


写真-7.6 東地区の仮設道路
(写真右側は県道の元道)

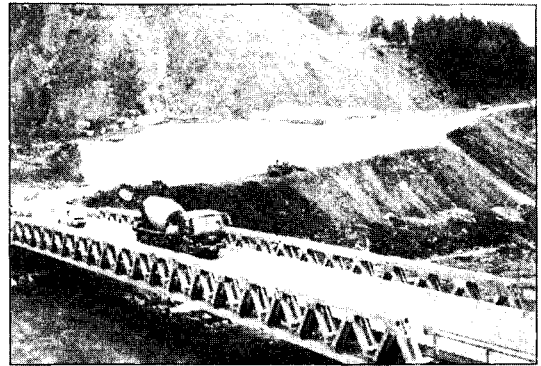


写真-7.7 新大又橋の応急復旧
(仮設組立トラス橋)

流出した新大又橋のかわりには、建設省中部地方建設局が所有していた応急組立橋（ベアリー橋、橋長 8 m + 40 m + 8 m、橋幅 6 m）が用いられたが、その写真を写真-7.7に示す。また、この仮設組立橋の架設工程を表-7.4に示す。

なお、以上の復旧箇所の位置については、図-7.2を参照されたい。

2.3 本復旧の概要

図-7.2には、東地区および松越地区における道路関係の本復旧工事の概要も示されている。なお、松草川及び大又川の流路工と床固工は河川関係の事業である。

東地区では、道路延長333.5mを対象として昭和60年1月末から本復旧工事が開始され昭和61年8月末に完成予定である。主な工事は、道路築造232.9m、幅員

表-7.4 県道御岳王滝線新大又橋仮設組立橋（l=40m, W=6m）架設工程

月 日	曜日	架 橋 工 事 内 容
9月26日	水	排水掘に着手
27日	木	橋台施工ヤードの地盤改良（ケミカル処理）を約100ml施工（全数餓600ml）
28日	金	〃 〃 約100ml施工、排水暗梁工10m ³ 仮設
29日	土	〃 〃 約150m ³ 施工
30日	㊦	〃 〃 約250m ³ 施工（完了）
10月1日	月	地盤改良の養生、H鋼の搬入
2日	火	左岸側橋台のH鋼打込み着手
3日	水	雨天および余震のため、作業休止
4日	木	左岸側橋台のH鋼打込み着手、完了（10本）
5日	金	橋台組立、ペント2基の組立、据付、上部工輸送用トラック静岡発（8台）
6日	土	右岸および左岸の橋台完了、右岸側より桁1本を架設、上部工輸送用トラック静岡発（9台）
7日	㊦	主桁架設完了、横桁架設着手
8日	月	横桁12本架設するとともにグレーチング復工板を乗せ、上部工復成、右岸側橋台および両岸の橋台2基の補強コンクリートを打設
9日	火	グレーチング復工板の締付けを行い、上部工完成
10日	水	残材、仮設材等の片付け
11日	木	橋台コンクリート養生
12日	金	〃
13日	土	〃
14日	㊦	供用開始

5.0m~7.0m, 自在法砕工(吹付けのり枠) 15,765.5 m², コンクリート片法枠(わく擁壁, 高さ 5 m) 87 組, アースアンカー-172本, 排水横ボーリング(長さ 70 m) 25本, 舗装工長さ 333.5m, 面積 1.998m²である。本復旧工事の標準断面図を図-7.3に, また, 施工状況を写真-7.8に示す。道路築造のため道路面より上部の不安定土層の切土(179,660m³), 下部の盛土(144,010m³)がなされた。これらののり面の保護工としては吹付けのり枠工が, またその間詰工には種子吹付けによる植生工が計画されている。さらに, この部分は崩壊地の頭部にあたりさらに深いすべりが想定されるため, 排水ボーリング工による地下水の排除とアースアンカー工による補強が計画された。

一方, 松越地区においては, 新大又橋(延長30.8m)

を含む道路延長391m, 対象として昭和60年3月上旬から本復旧工事が開始され昭和60年9月末に概成した。土工部に関する主な工事は, 道路築造工延長372.9m, 幅員7.0m, ブロック積擁壁工延長131.1m, 高さ 5 m, 自在法砕工(吹付けのり枠) 1,766.4m², 路盤工長さ 203.6 m, 面積 1,335.7m², 舗装工長さ 359.1m, 面積 2,419.3 m²である。当部分の標準断面図を図-7.4に, また, 施工状況を写真-7.9に示す。ここでは, 傾斜地に幅 7 m の道路を築造するために切盛りがなされ, 切土のり面では下部に積ブロックによる腰擁壁, 上部は吹付けのり枠(間詰工は植生袋による植生工)が, また, 盛土のり面では, 種子吹付け工による植生工がのり面保護工として計画されている。なお, 写真-7.9のモルタル吹付けは, 仮設道路工の切土のり面保護工が残された

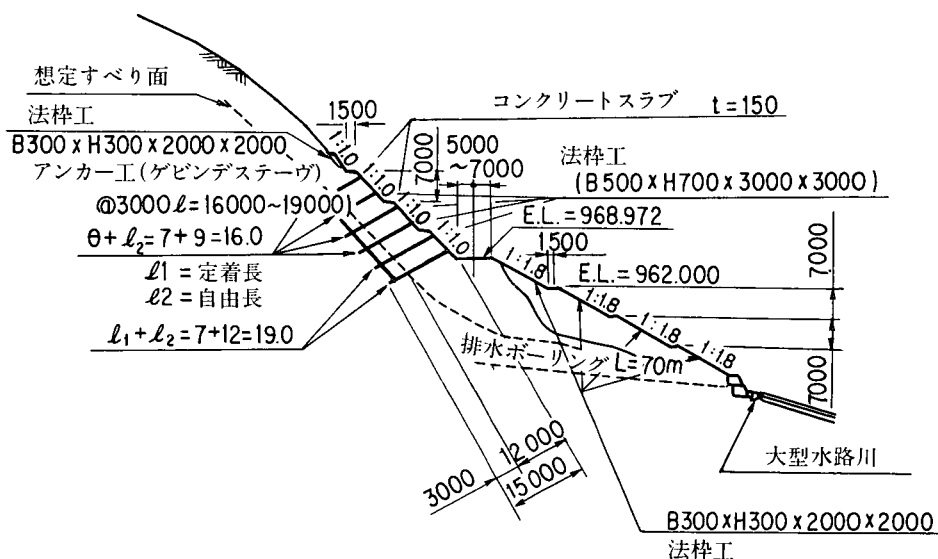


図-7.3 東地区標準断面図

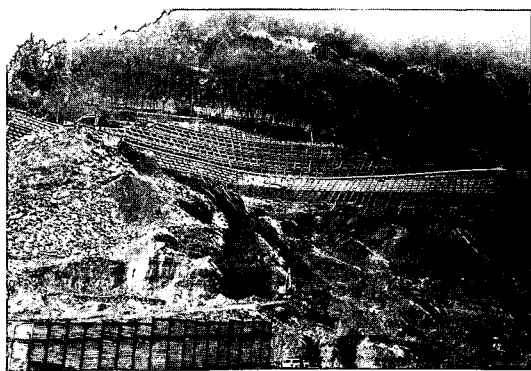


写真-7.8 東地区本復旧工事施工状況

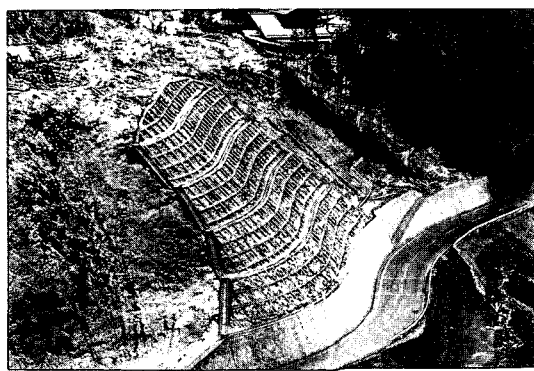


写真-7.9 松越地区本復旧工事施工状況

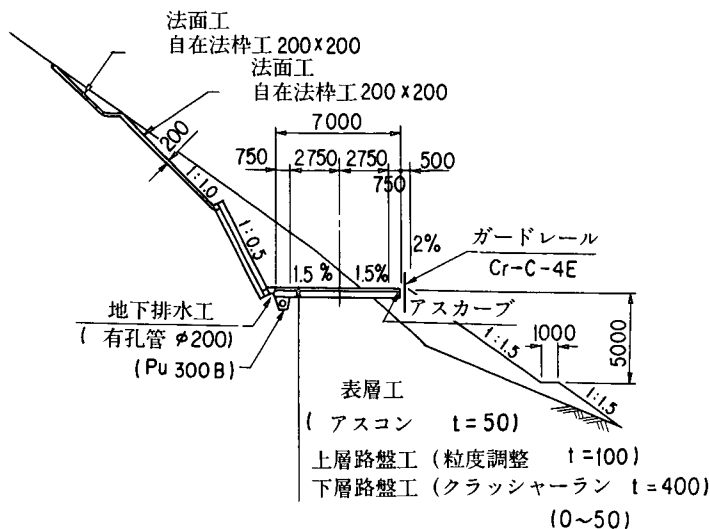


図-7.4 松越地区標準断面図

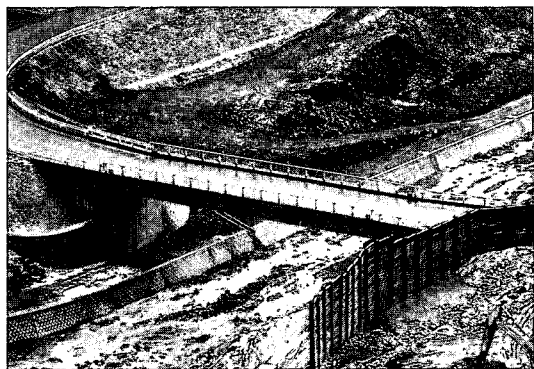


写真-7.10 新設された新大又川

ものである。新大又橋の本復旧では、スパン長30.0m、幅員6.5mの新橋が架設された。上部工は単純活荷重合成板桁構造、下部工は逆T式橋台2基である。写真-7.10に本復旧工事で架設された新大又橋を示す。

2.4 盛土部の被害と復旧

今回の地震では前節でも述べているように傾斜地盤上に構築された盛土の被害が多く、また被害の多くはコンクリートブロック積で復旧されている。コンクリートブロック積が多用された背景としては、被害箇所が多く、そのほとんどは亀裂等の中程度の被害であったこと、またコンクリートブロック積の施工は仮設の土留めが不要で通行規制を行わなくてよいことなどがあげられる。

本節では、応急復旧もしくは本復旧において特徴の

ある工法がとられた3例について述べる。

(1) 県道御岳王滝黒沢線 王滝村松越2工区

県道御岳王滝黒沢線の王滝村松越2工区は、御岳湖左岸側に位置し、斜面崩壊により流失した新大又橋から約300m木曽福島寄りの箇所である。この箇所は山側から村道が合流し、盛土高約11mの全盛土に近い片切盛土である。盛土のり尻部分に高さ約6mの石積が施工されている。地形はやや谷型を呈しており、村道が取付いていることも合わせて考えると、多少水が集まりやすい箇所と思われる。

被害は延長約40mにわたり路面中央部に亀裂が発生し、路面中央部から路肩にかけて約40cmの沈下が生じた。またのり尻部分の石積では、移動、崩壊、亀裂等の被害が見られた。これらのことから盛土を包むような形ですべりが生じたものと考え復旧を行った。

応急復旧では、本路線が災害復旧資機材の輸送路として重要であり、また仮道も用地的に困難なことから、沈下の大きな部分については鋼矢板を路面中央部に打込み仮設の土留工とした。のり尻の石積が崩壊した部分には土留板によりのり面の保護を行った。写真-7.11に当該箇所全体の応急復旧の状況を示す。

本復旧では、復旧に先だち地盤調査が行われた。その結果、盛土の下部約3mがN値にして0の非常に緩いシルト層になっていることが判明した。このことから、復旧にあたり各種の工法が検討された。工法の選定では、本路線の重要性を考慮し、現道確保を重点に、その他すべりに対する安定性、工期、経済性について

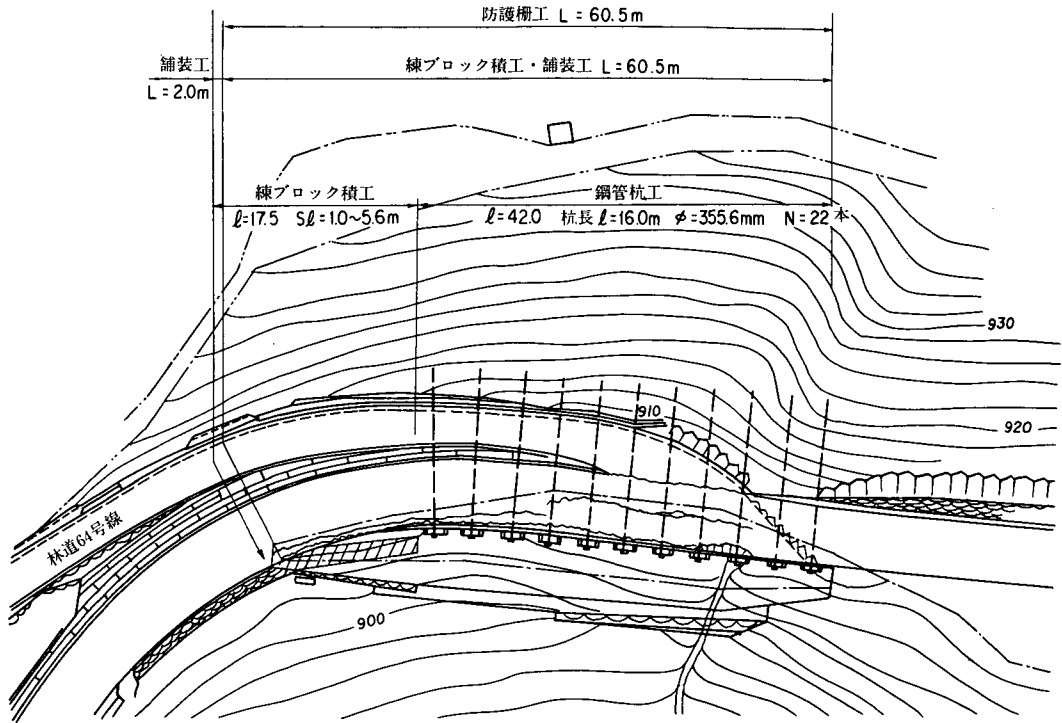


図-7.5 松越2工区 本復旧平面図

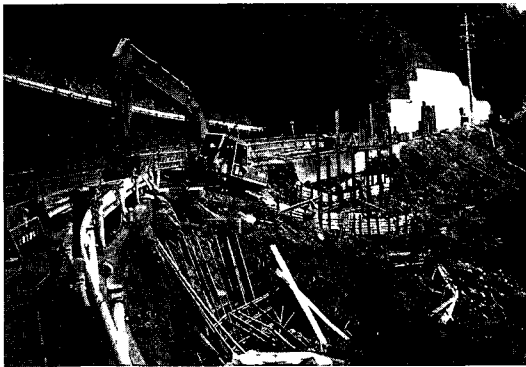


写真-7.11 松越2工区の応急復旧の状況

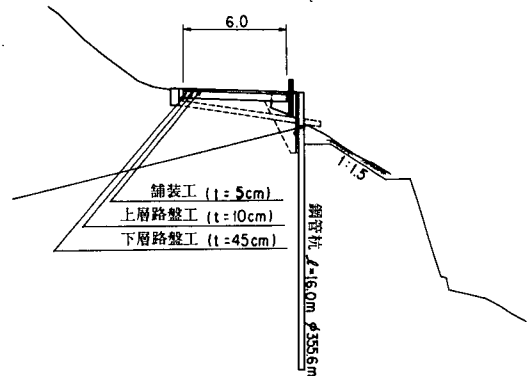


図-7.6 松越2工区 本復旧横断面図

検討を行い、土留抑止杭+アースアンカーを用いられることになった。この工法でアースアンカーを用いているのは、土留抑止杭を片持ちばりで設計すると杭頭変位が大きくなりすぎることによるものである。図-7.5, 7.6に本復旧の平面図、横断面図を示す。また写真-7.12に本復旧工法で用いられた土留抑止杭+アースアンカーの状況を示す。

(2) 県道御岳王滝黒沢線 王滝村鞍馬上

当該箇所も県道御岳王滝黒沢線にあり、松越2工区

より木曽福島寄りに位置する盛土高3.5~8 mの片切片盛土の箇所である。盛土のり面の保護工として石積あるいは石張が施工されていた。

被害は路面中央部に幅5 cm、深さ30cm程度の亀裂が長さ約60mにわたって発生した。また、路肩も大きく沈下し、石積にも亀裂が生じていた。

応急復旧では路面中央部に鋼矢板を打込み路面の崩壊を防ぎ、さらに保護工施工時の土留工としても利用した。石張が施工されていた部分では、応急復旧時に

新しくコンクリートブロック積を施工した。路面については舗装のオーバーレイを実施した。

なお、鞍馬上から200mあまり離れた鞍馬地区でも同様な路面亀裂・盛土沈下の被害があったが、こちらは応急復旧はしなかった。これは亀裂部分の下部が岩屑で鋼矢板が打込めなかったことや、被害の状況から崩壊の可能性がないと判断されたからである。写真-7.13に応急復旧で用いられた鋼矢板の打込み状況を

示す。

鞍馬上での本復旧は、石積の亀裂の被害に対しては張コンクリートにより補強し復旧とした。図-7.7, 7.8に鞍馬上の本復旧の平面図、断面図、写真-7.14に本復旧で用いられた張コンクリートの状況を示す。

また、鞍馬地区では石積の亀裂、目地ズレに対してバットレスによる補強を行っている。これらの工法の違いは石積の被害程度によるものであり、石積が崩壊

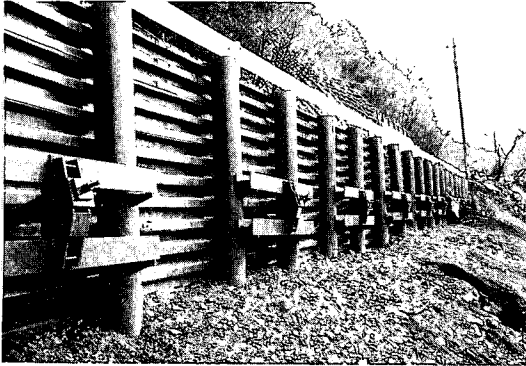


写真-7.12 松越2工区 本復旧（土留抑止杭 + アースアンカー）の状況

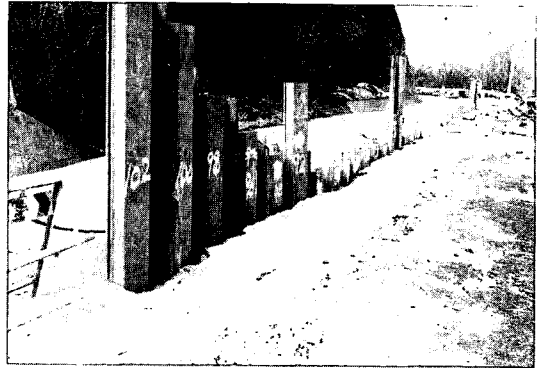


写真-7.13 鞍馬上 応急復旧（鋼矢板打込み）の状況

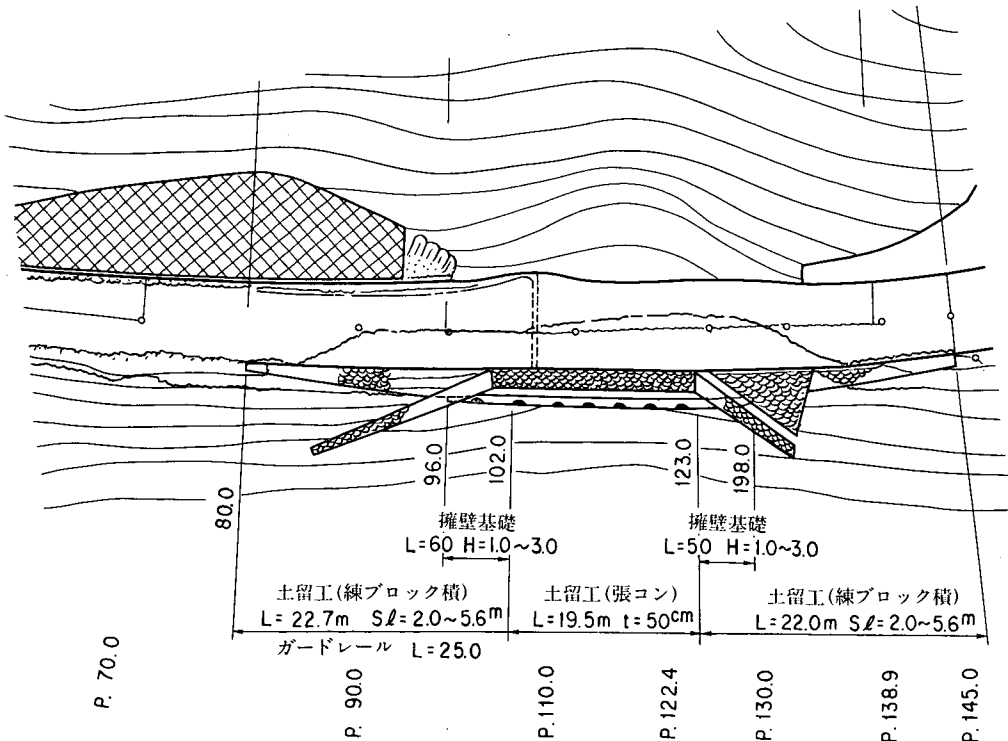


図-7.7 鞍馬上 本復旧 平面図

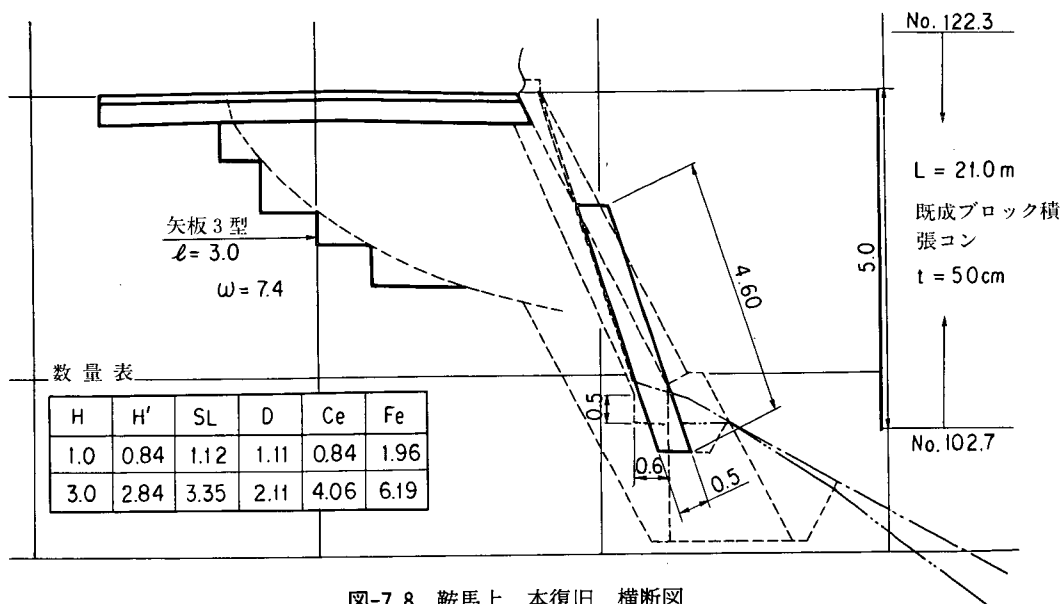


図-7.8 鞍馬上 本復旧 横断図

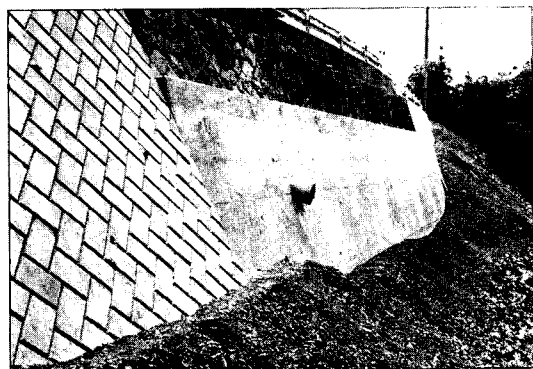
写真-7.14 鞍馬上 本復旧
(張コンクリート) の状況

写真-7.15 西野川橋下 被災状況

していれば、コンクリートブロック積の施工（ただし高さが5 m以上ではコンクリートブロック積の高さを5 mまでとし、その基礎に重力式擁壁を施工する）を行う。路面に亀裂がはいり石積のズレが生じた場合には石積をバットレス（鉄筋コンクリート）により補強する。路面に亀裂がはいり、石積にも亀裂程度の被害が生じた場合には石積を張コンクリート（原則的には無筋）で補強する工法がとられている。これらのことは、今回の長野県西部地震により被害を受けた県道の石積の復旧の基本的な考え方となっている。

(3) 県道越木曽福島線 三岳村西野川橋下

当該箇所は国道361号線と県道福島御岳線を結ぶ県道越木曽福島線の中でも木曽福島に近い所にある盛土

高さ約2 mの片切片盛土の箇所である。盛土のり面の保護工としては石積が施工されていた。

被害は長さ10 m、幅3 mにわたり盛土を含む斜面が崩壊した。のり面にあった石積は基礎から滑落した。写真-7.15に被災状況を示す。当該箇所は盛土が崩壊し路面がオーバーハングしている。

応急復旧では、交通確保の面から崩壊部分をH鋼を用いた仮橋（長さ13.5 m、舗装幅3 m）を架けた。図-7.9に本復旧も含めた復旧の平面図、図-7.10に応急復旧の横断面図、側面図、写真-7.16に応急復旧で用いられた仮橋の施工状況を示す。このあと舗装を行い交通開放をした。このような仮橋となったのは盛土を含む斜面が崩壊したことや地盤の傾斜度が約40°と急なため

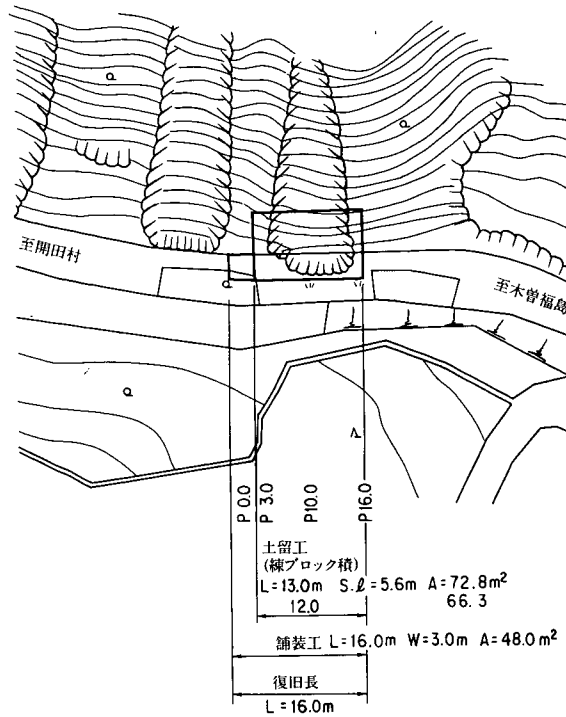


図-7.9 西野川橋下 復旧平面図

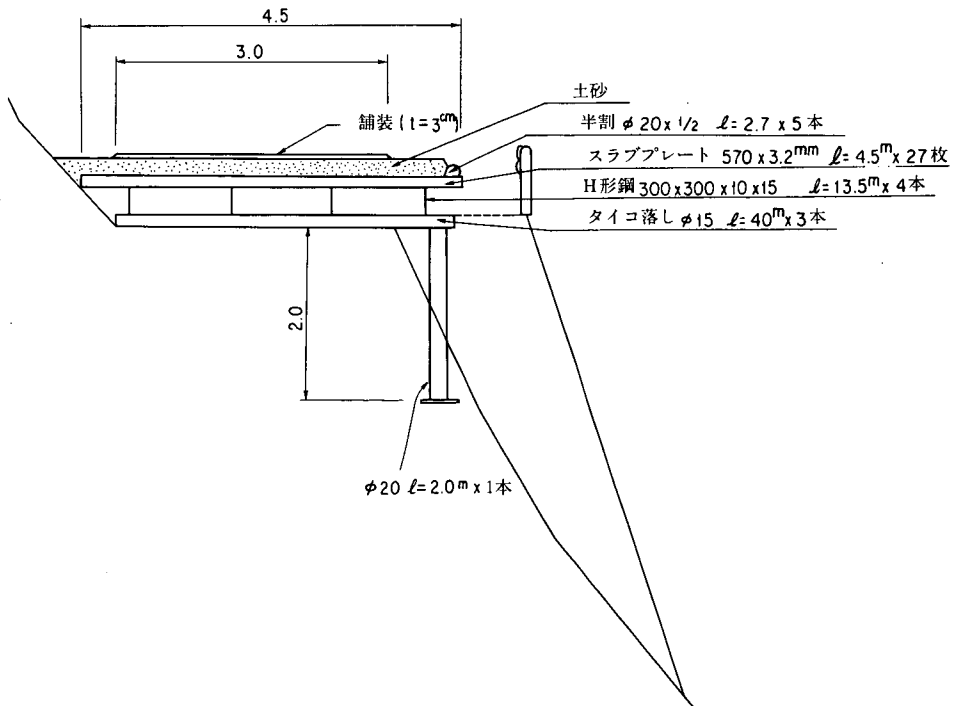


図-7.10 西野川橋下 応急復旧 横断面図

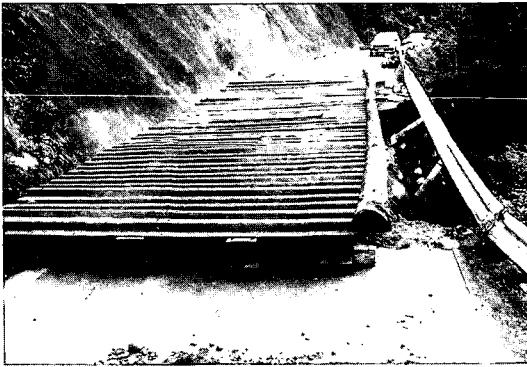


写真-7.16 西野川橋下 応急復旧（仮橋）の
施工状況

と思われる。

本復旧では、他の箇所と同様にコンクリートブロック積、下部6 mを重力式擁壁とした。重力式擁壁の基礎は強固な地盤に定着させている。図-7.12に本復旧の横断面図を示す。

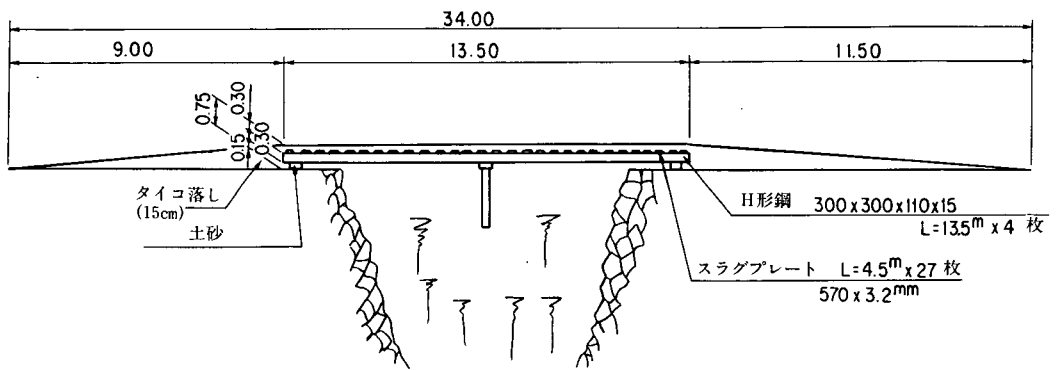


図-7.11 西野川橋下 応急復旧 側面図

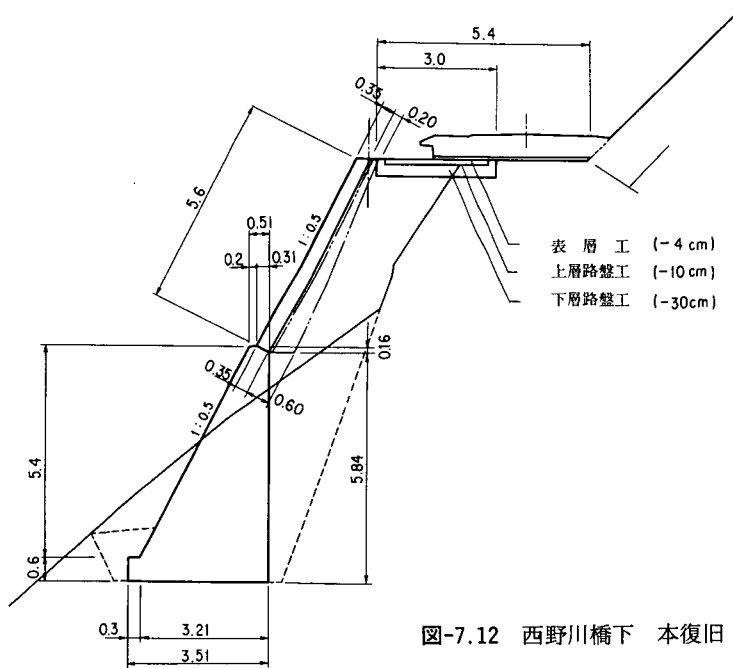


図-7.12 西野川橋下 本復旧 横断面図

3．道路橋の被害

3.1 被害概要

長野県西部地震により王滝村を中心とした地域で県道、町村道及び林道の道路橋が被害を受けた。県道及び町村道関係では14橋の道路橋が被害を受けており、被害額は2億6千万円に及んだ。このうち10橋は王滝村に位置する道路橋であり、被害額は2億4千万円に及んでおり、道路橋の被害も王滝村に集中していることがわかる。表-7.5は主な被害橋梁の被害概要を示したものである。

今回の地震による道路橋の被害としては、松越地区の大規模な斜面崩壊により流失した新大又橋に代表されるように、地震時の振動による直接的な橋の被害ではなく、斜面崩壊あるいは土石流による橋の流失という被害が目立った点をあげることができる。振動による被害としては、従来の地震でみられた鉄筋コンクリート橋脚、沓座等の破損、取付盛土の沈下等の被害を受けているが、落橋等の致命的な被害はなかった。次項に代表的な被害橋梁の被害状況について述べる。なお、松越地区の新大又橋については、本編「第2章2項」を参照していただきたい。

3.2 代表的な被害状況

- (1) 松原橋(王滝村道、昭和39年架設、図-7.13、写真-7.17)
- 上部構造：鋼鈑桁（橋長31.55m+31.55m=63.1m、有効幅員3.0m）
- 下部構造：RC 変断面（円形断面）橋脚
- 1）橋脚の被害（図-7.14）
- RC 変断面橋脚柱中間部の施工継目部でコンクリートに亀裂が発生し、橋軸直角方向の地震荷重により写真-7.18～7.20に示すようにその切断面からすぐ下の



写真-7.17 松原橋

表-7.5 道路橋の被害概要

橋 名	路 線 名	被 害 内 容
新大又橋	一般県道御岳王滝黒沢線	流失
高 橋	王 滝 村 道 16 号 線	流失
鈴ヶ沢橋	林 道 鈴 ヶ 沢 線	流失
氷ヶ沢橋	林 道 氷 ヶ 瀬 小 俣 線	流失
松 原 橋	王 滝 村 道 16 号 線	鉄筋コンクリート橋脚橋台の破損、主桁の相対移動、支承の破損
黒 瀬 橋	一般県道御岳王滝黒沢線	固定支承上の鉄筋コンクリート桁のひび割れ
樽 沢 橋	一般県道御岳王滝黒沢線	固定支承上の鉄筋コンクリート桁のひび割れ
大 岩 橋	王 滝 村 道 1 号 線	支承及び沓座の破損
牙ヶ沢橋	王 滝 村 道 1 号 線	沓座の破損
池の越橋	王 滝 村 道 19 号 線	橋台取付盛土の沈下

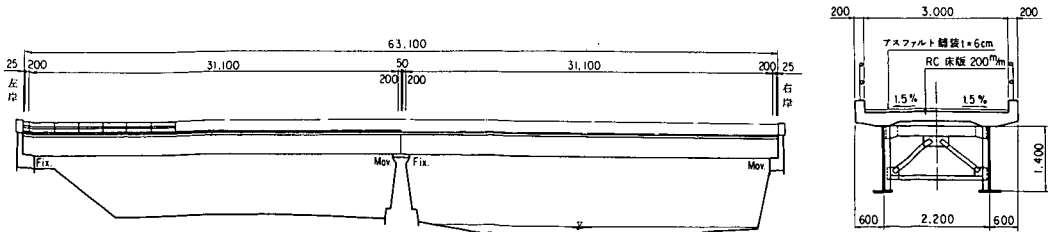


図-7.13 松原橋一般図

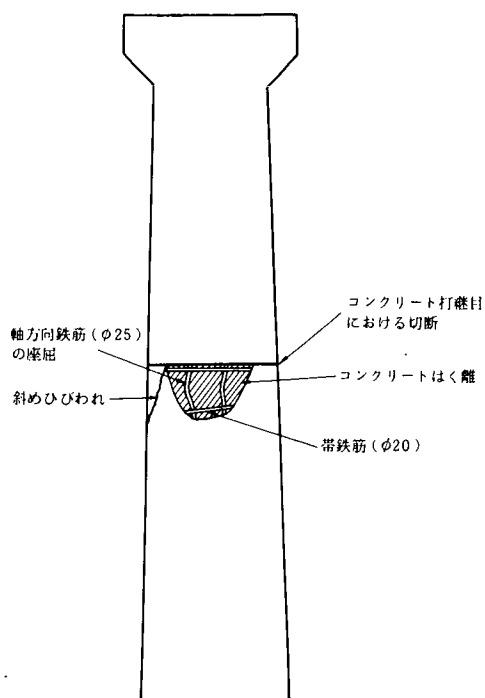


図-7.14 松原橋RC橋脚の被害 (下流側)



写真-7.19 松原橋RC橋脚の破損 (下流側)

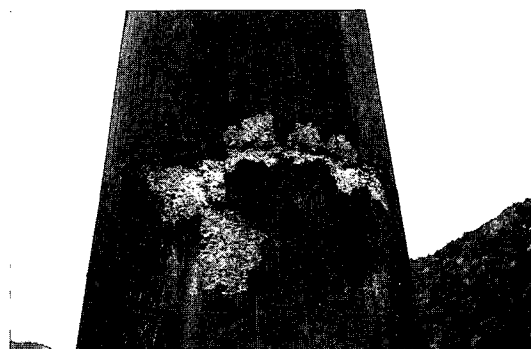


写真-7.20 松原橋RC橋脚の破損 (上流側)



写真-7.18 松原橋RC橋脚の破損 (下流側)

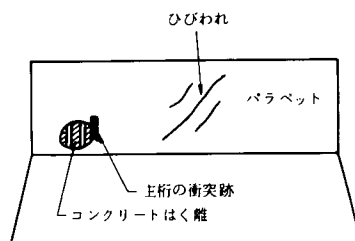
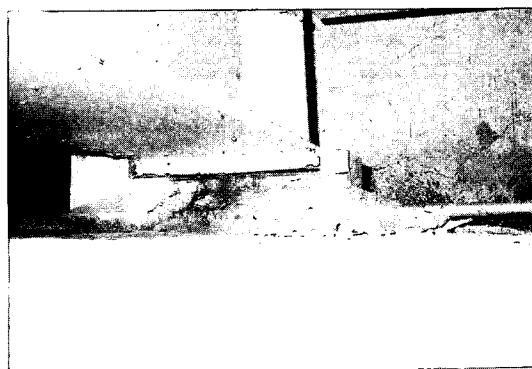


図-7.15 松原橋左岸側橋台の被害

写真-7.21 松原橋の桁と左岸側橋台
パラベットの衝突 (上流側)

部分のコンクリートがはく離し、下流側の2本の主鉄筋が露出、座屈した。さらにこの部分から下方に向かって斜めひびわれが発生した。

2) 橋台の被害 (図-7.15)

写真-7.21に示すように左岸側橋台パラベットに桁

が衝突し、コンクリートが一部はく離して 2 本の鉄筋が露出した。また、写真-7.22 に示すようにパラペット前面に斜め方向のひびわれが生じた。

3) 上部構造 (図-7.16)

桁が 2 連とも橋台側へ相対移動した。これは橋台のせり出しによるものと考えられる。左岸側橋台上で下流側の桁が橋軸直角方向上流側へ相対移動し、写真-7.23、7.24 に示すようにソールプレートが下胥突起上

に乗上がったままとなった。これに伴って、図-7.17 に示すように下フランジおよびウェブが変形した。右岸側橋台上では上流側支承上の下フランジおよびウェブの座屈変形が生じた。また、橋脚上において左右の桁が相対移動し、下流側の高欄（パイプ）の継手部で一方のパイプが他方のパイプの中に入り込んだ。

4) 支承部の被害

右岸側橋台上の上流側の支承ソールプレートの突起

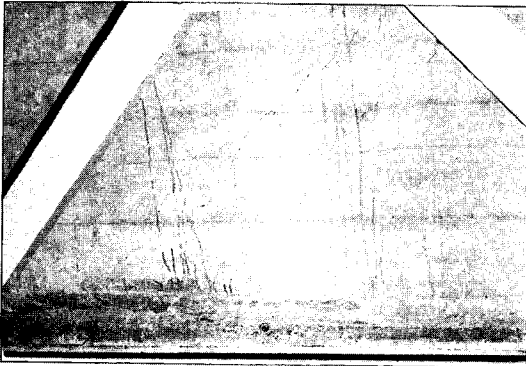


写真-7.22 松原橋の左岸側橋台パラペットの破損（斜めひびわれ）

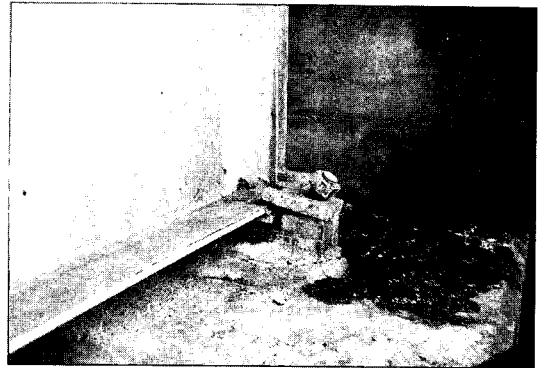


写真-7.24 松原橋の支承アンカーボルトの抜上り（左岸側橋台上、下流側）

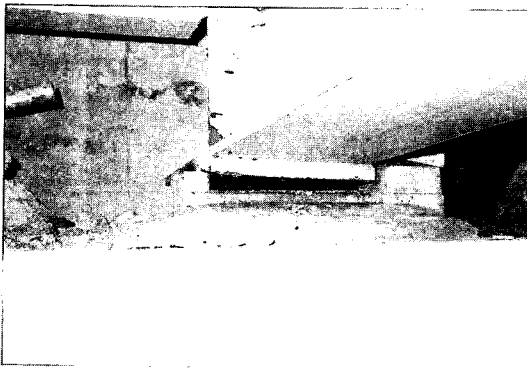


写真-7.23 松原橋の桁の橋軸直角方向への移動、下フランジとウェブの変形（左岸側橋台上、下流側）

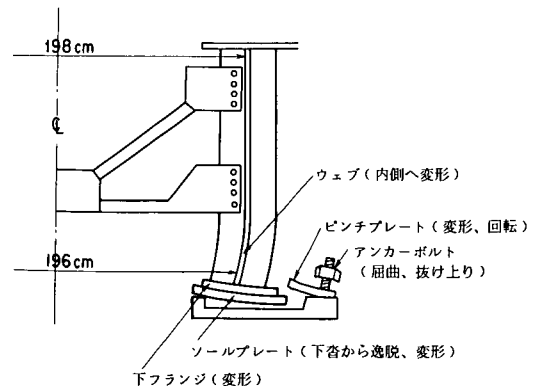


図-7.17 松原橋左岸側橋台上支承およびウェブの変形

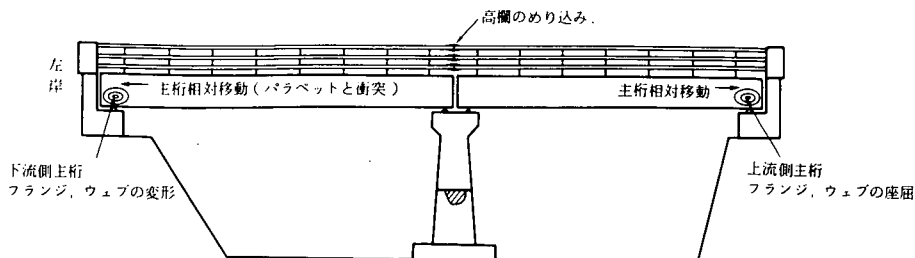


図-7.16 松原橋上部構造の被害

(橋軸方向の移動制限装置)が写真-7.25, 7.26に示すように破断し、下流側の支承(アンカーボルト1本の続支承)が写真-7.27に示すようにアンカーボルトを中心に左岸側へ回転し、アンカーボルトが抜け上がった。左岸側橋台上の下流側の支承アンカーボルトも写真-7.24に示したように抜け上がった。また、桁の橋軸方向相対変位によってピンチプレート(浮上り防止装置)が写真-7.28に示すように左岸側へ回転した。

5) 復旧

松原橋ではRC橋脚のコンクリートはく離、支承の破損等が生じており、さらに松原橋を残土処理の搬入路として使用するため、応急復旧が必要とされ、写真-7.29~7.31に示すように桁仮受けが行われた。本復旧としては、現橋の30m下流側に橋長90m、幅員6.2m(うち歩道1.2m)の3径間単純PC桁橋が計画されている。



写真-7.27 松原橋の支承の回転、アンカーボルトの抜上り(右岸側橋台上、下流側)

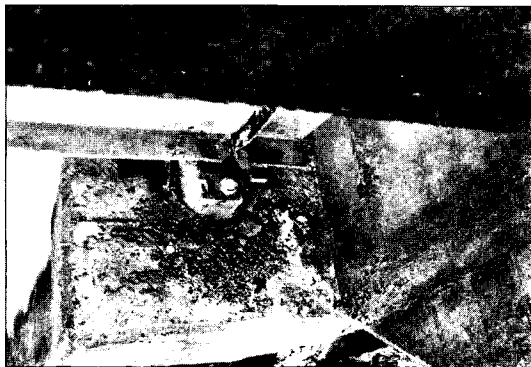


写真-7.25 松原橋の支承ソールプレート突起の破断(右岸側橋台上、上流側)



写真-7.28 松橋の支承浮上り防止装置の回転(橋脚上)

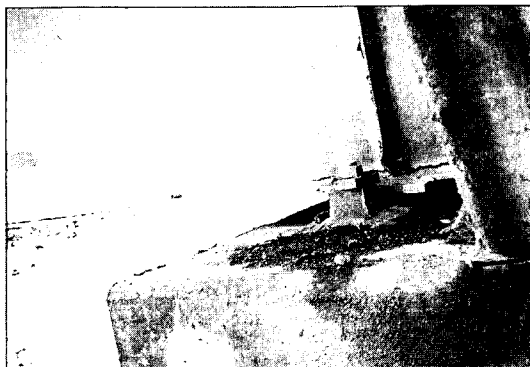


写真-7.26 松原橋の支承ソールプレート突起の破断(右岸側橋台上、上流側)



写真-7.29 松原橋応急復旧状況

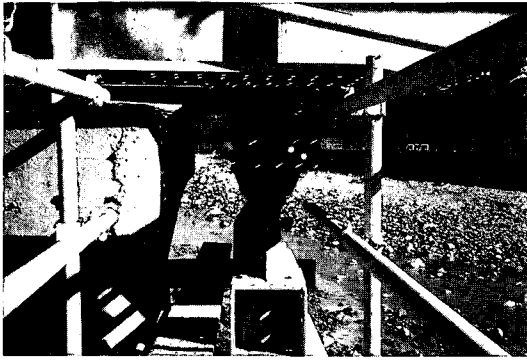


写真-7.30 松原橋桁仮受（橋脚上）

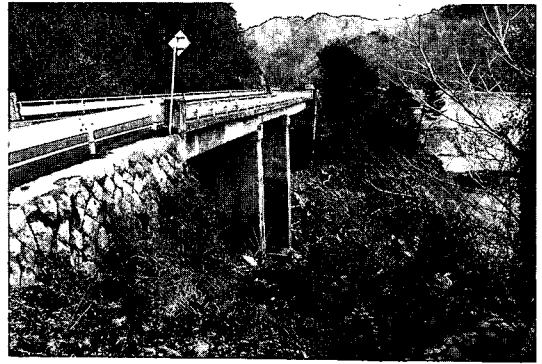


写真-7.32 黒瀬橋

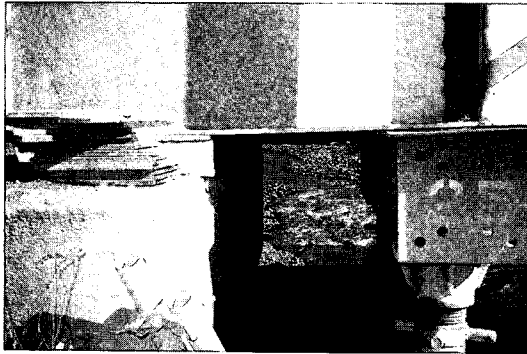


写真-7.31 松原橋桁仮受（橋台上）

(2) 黒瀬橋（一般県道御岳王滝黒沢線，図-7.18，写真-7.32）

上部構造：RCT 桁（橋長15.57m+12.12m+15.66
m=43.35m，有効幅員=6.0m）

下部構造：橋脚—RC 壁式（小判形）

橋台—重力式

固定支承上の RC 桁に写真-7.33に示すようにひびわれが生じた。剛性の高い橋台上の固定支承部において上部構造の慣性力が集中したことによる被害と考えられる。復旧としては図-7.19に示す支承上の主桁で樹脂パテ材による断面補強及び鋼板接着による主桁補強が行われた。図-7.20～22はそれぞれ断面復旧及び鋼板接着の詳細を示したものである。

(3) 樽沢橋（一般県道御岳王滝黒沢線，図-7.23，写真-7.34）

上部構造：RCT 桁（2@15.35m）+ RC アーチ
（32.65m）+ RCT 桁（12.51m）
（橋長76.0m，有効幅員5.52m）

下部構造：橋脚—門型 RC ラーメン

橋台—重力式

橋台固定支承上の RC 桁及び沓座に写真-7.35に示

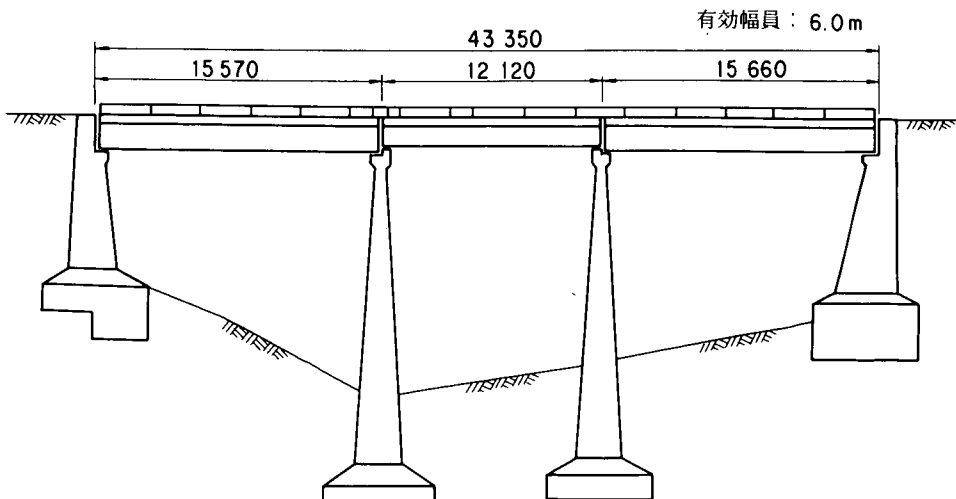


図-7.18 黒瀬橋一般図



写真-7.33 黒瀬橋のRC桁端の破損

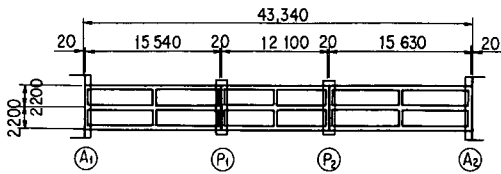


図-7.19 樹脂パテ材による断面復旧位置

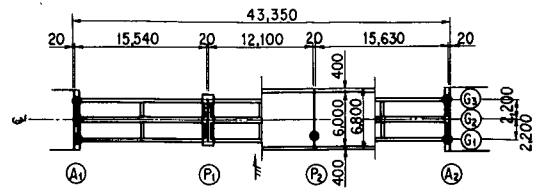


図-7.20 鋼板接着による断面補強位置

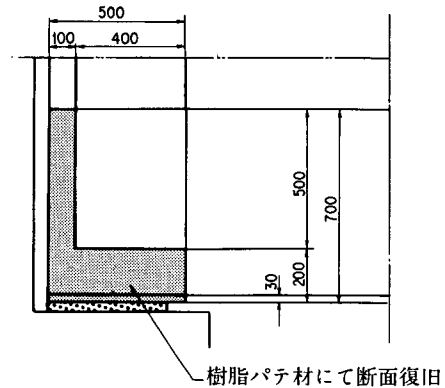


図-7.21 樹脂パテ材による断面復旧詳細図

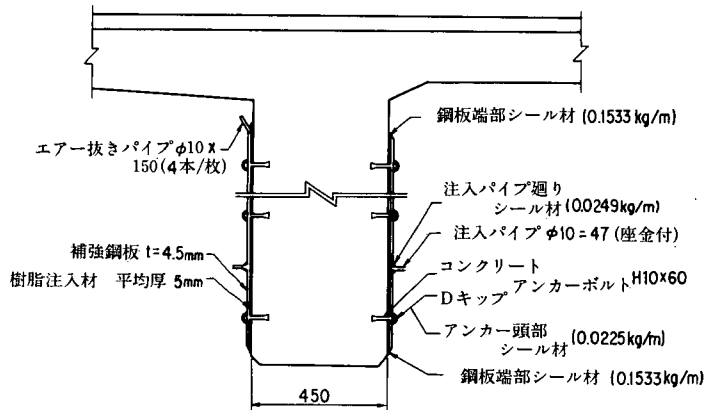
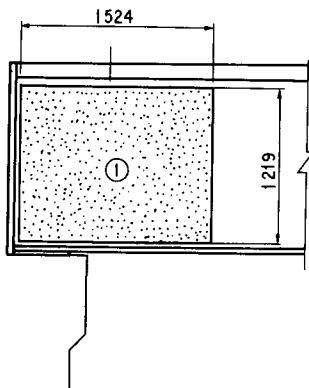


図-7.22 鋼板接着による主桁補強詳細図

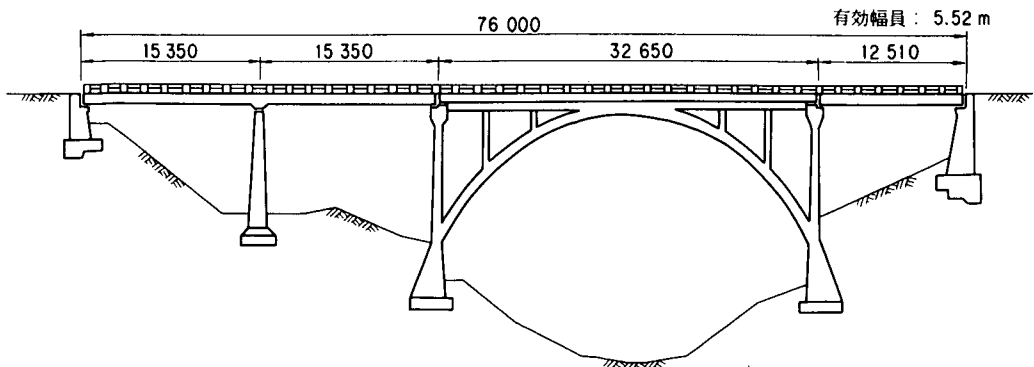


図-7.23 樽沢橋一般図



写真-7.34 樽沢橋

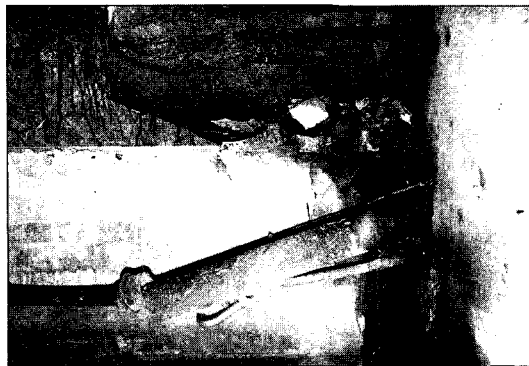


写真-7.35 樽沢橋のRC桁端の破損

すようにひびわれが生じた。この場合も上部構造の慣性力が固定支承部に集中したことによるものと考えられる。復旧としては既設の沓座コンクリートを厚さ10 cm だけはつり、コンクリートを打設し直した。

(4) 大岩橋(王滝村道, 昭和35年架設, 図-7.24, 写真-7.36)

上部構造: 補剛トラス鋼吊橋(橋長110.0m, 有効幅員4.5cm)

下部構造: 逆T式橋台

写真-7.37~7.39に示すように右岸側橋台の支承アンカーボルトの切損, 沓座コンクリートの破損が生じた。地震発生前に沓座部がかなり劣化していたものと考えられる。

地震直後は重量制限4 t以下とし, その後9月22日に13.55tの荷重車による載荷試験を行って重量制限14t以下に緩和されている。載荷試験は砂を満載したトラックを支間の1/4点1/2点及び3/4点に載荷し, それぞれの載荷点のたわみ量を実測値と計算値で比較することにより行われた。表-7.6は測定値と計算値を

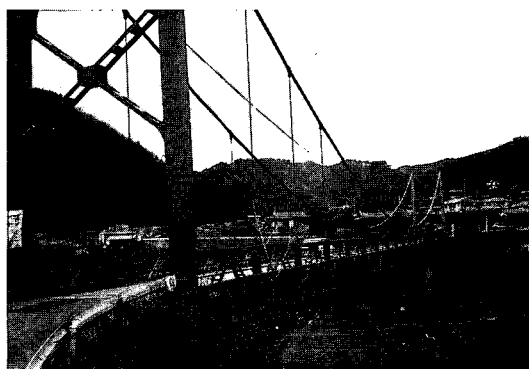


写真-7.36 大岩橋

表-7.6 大岩橋の載荷試験結果

載 荷 点	測 定 値	計 算 値
1/4点	34mm	56mm
1/2点	44mm	56mm
3/4点	49mm	56mm

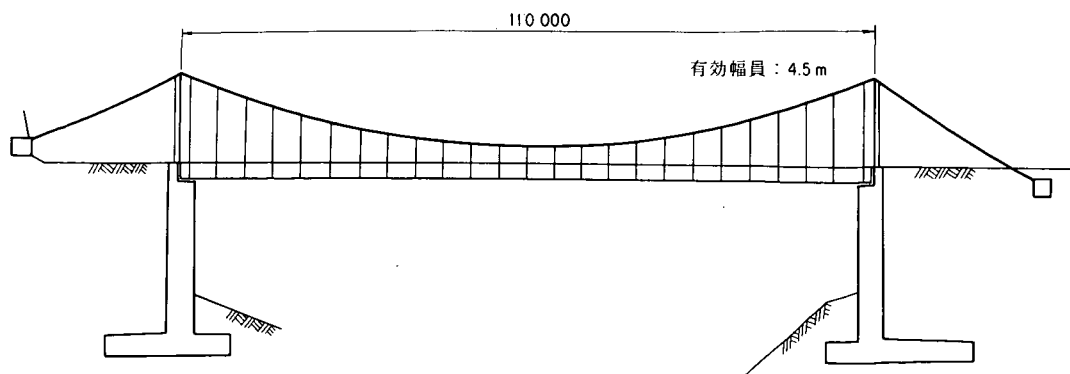


図-7.24 大岩橋一般図



写真-7.37 大岩橋の支承部の破損
(右岸側橋台上, 下流側)



写真-7.38 大岩橋の支承アンカーボルトの破断
沓座コンクリートの破損 (右岸側橋
台上, 下流側)



写真-7.39 大岩橋の支承部の破損
(右岸側橋台上, 下流側)

比較したものであり、この結果から14tまでの荷重は通行可能であると判定された。本復旧では写真-7.40及び図-7.25に示すように橋台前面及び沓座を補修した。

(5) 牙ヶ沢橋 (王滝村道, 昭和57年架設, 図-7.26, 写真-7.41)

上部構造: H 鋼桁 (橋長15.0m, 有効幅員5.0m)

下部構造: 逆 T 式橋台

沓座モルタルに写真-7.42に示すようにひびわれが生じた。これは、沓座モルタルを高く嵩上げし過ぎたことによるものと考えられる。



写真-7.40 大岩橋沓座復旧状況

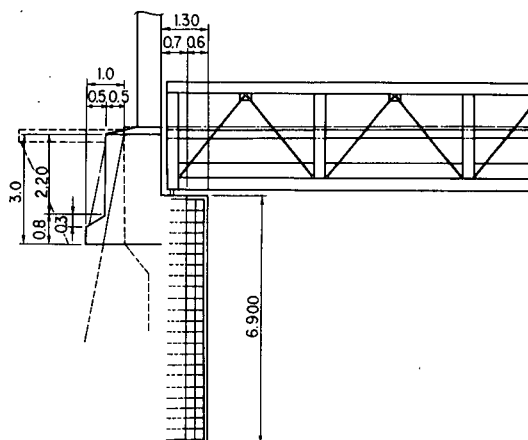


図-7.25 大岩橋の橋台前面及び沓座の補修

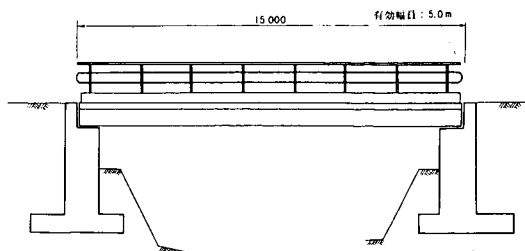


図-7.26 牙ヶ沢橋一般図

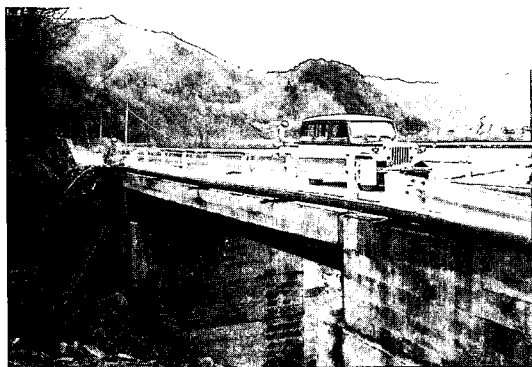


写真-7.41 牙ヶ沢橋

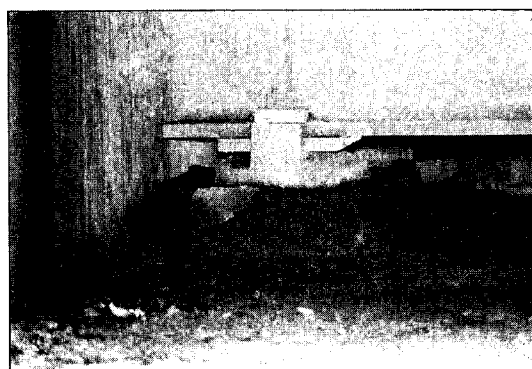


写真-7.42 牙ヶ沢の沓座モルタルのひびわれ (左岸側橋台上)

4. トンネル

本地震により被災したトンネルは王滝川に沿って滝越地区へ通じる林道に位置する王滝、餓鬼ヶ咽、水ヶ瀬の3つのトンネルおよび県道御岳王滝黒沢線の牧尾ダムのすぐ下流付近に位置する花房トンネルである。

王滝トンネル（長さ430m）は、御岳崩れに伴う塞き止め湖内に上半部分を除いて水没した。河川の復旧に



写真-7.43 王滝トンネルにおける側壁のはらみ出し状況 (滝越側坑口)



写真-7.44 水ヶ瀬トンネルの埋塞状況 (松越側入口から)

おいては本トンネルを再使用できるように塞き止め湖の水位が決定されている。しかし、本トンネルは、写真-7.43に示すように滝越側50m間の側壁が20～30cm程度はらみ出す被害を被っている。復旧は、この区間の縫い返しを行うとともに背面地山の補強注入が計画されており、復旧額は約1億円と見積られている。被災を被った区間の地山はヘドロ状の軟弱な地質であり、被災原因が地震動自体によるものか、水没に起因するものかは不明である。

餓鬼ヶ咽トンネル（長さ250m）は、土石流により10～20mの厚さに全く埋没し、跡形もなくなった。このため本トンネル付近の林道は計画高を上げた別ルートにより復旧工事が行われている。

水ヶ瀬トンネル（長さ60m）は、土石流堆積地区の下流端に位置しており、写真-7.44に示すようにトンネル内に土砂、木片などが流れ込んだため半分程度まで埋塞された。9月21日から24日にかけて埋塞土砂を除去

したところ、写真-7.45～写真-7.47に示すように坑門の亀裂、覆工コンクリートの欠落、亀裂および目地ずれ等の被害が発見された。この原因についてはよく分からないが、振動によるというよりも、トンネル内に流入した土砂等の衝突による被害ではないかと考えられる。覆工コンクリートの被害のうち、特に危険と考えられた滝越側入口付近（約10m）は写真-7.48に示すように支保工により応急補強が行われ、覆工コンクリートの打設による本復旧が計画されている。

花房トンネルは王滝側の坑門に写真-7.49に示すような亀裂の被害が生じた。しかし、この亀裂は地震前において発生が確認されており、地震に伴ってその亀裂がさらに拡大したものである。



写真-7.45 滝越側坑門の亀裂



写真-7.46 覆工コンクリートの欠落
(30cm×30cm)

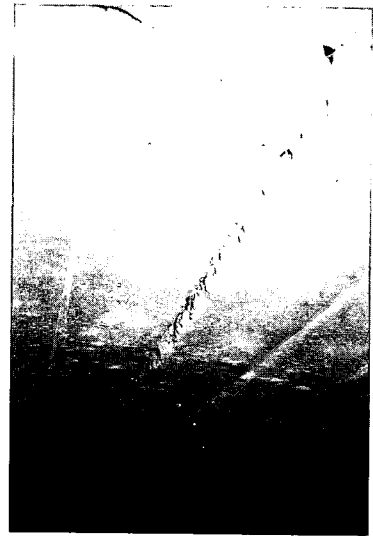


写真-7.47 覆工コンクリートの亀裂および
目地ずれ



写真-7.48 水ヶ瀬トンネルの応急補強
(滝越側入口から)

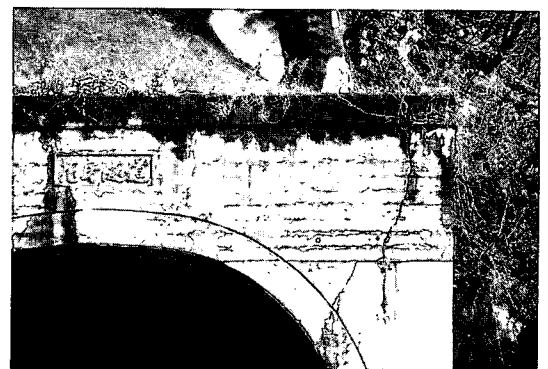


写真-7.49 花房トンネル坑門の亀裂被害状況

昭和61年 3 月30日原稿受理

第 8 編 ダムの変状

松 本 徳 久^{*1} 安 田 成 夫^{*2}
志 賀 三 智^{*3}

by Dr. Norihisa MATSUMOTO, Nario YASUDA,
Minori SHIGA

目 次

1. 概要	(2)
2. 観測された地震動	(2)
2.1 牧尾ダムで観測された地震動	(2)
2.2 その他のダムで観測された地震動	(3)
(1) 岩屋ダム	(3)
(2) 高根第一ダム	(3)
(3) 奈川渡ダム	(10)
3. ダムの挙動	(10)
3.1 牧尾ダム	(10)
(1) 牧尾ダムにおける地震動の推定	(10)
(2) 牧尾ダムの挙動	(14)
3.2 その他のダムの挙動	(14)
(1) 三浦ダム	(14)
(2) 王滝川ダム	(15)
(3) 奈良井ダム	(15)
(4) 高根第一ダム	(15)
4. ダムの被害のまとめ	(16)
参考文献	(16)

* 1 ダム部フィルダム研究室長, 工博

* 2 ダム部フィルダム研究室研究員 (現 同主任研究員)

* 3 ダム部フィルダム研究室 (現 九州地方建設局大隅工事事務所工務第二課)

1. 概 要

長野県西部地震の震央の直近に(およそ5 km)牧尾ダムが位置し、震央から100km以内に堤高の高いダムが10数ダム存在し、そのうち幾つかのダムでは加速度記録が得られている。牧尾ダムは、天端に若干のきれつを生じたが本体に異状はなく、他のダムには全く何らの被害はなかった。このことは、直近の地震に対して我が国のダムが十分な耐震性を持っていることを実地に示したものと考えられるが、更に今回の地震における牧尾ダムをはじめとするダムの挙動を解析すれば今後の耐震設計の向上のための有用な資料が得られると思われる。

2. 観測された地震動

各ダムで観測された地震動の特性について述べる。

図-8.1は地震動が観測されたダムの地理的位置と最大加速度および震源からの距離をプロットしたものである。図-8.1は本震に関するものであるが、余震を観測したダムの分布を図-8.2に示す。図-8.1より震央距離50km以内では基礎岩盤の水平方向成分は約20gal以上の加速度であったことがわかる。

図-8.3は基礎岩盤の最大加速度の震央距離に対する距離減衰を、長野県西部地震の水平方向の最大加速度について取り出したものである。図中には、岡本、金井による最大加速度の推定式を参考のため記入してあるが、観測された最大加速度は全体的に小さめになっている。

図-8.4はマグニチュードと継続時間の関係である。ここでいう継続時間とは、最大加速度の20%の加速度値が初めて出現した時刻から最後に出現した時刻までをもって継続時間 T (sec) と定義した。この図より長野県西部地震での継続時間は5～10秒であったことがわかる。図中の式はこれまで当研究室で収集した基礎岩盤での記録を整理して得たものである。

2.1 牧尾ダムで観測された地震動

ダムの諸元、最大断面図を表-8.1および図-8.5に示す。

牧尾ダムにおける地震計は本震時に、約1.0秒、極めて短周期の地震動を記録した後、おそらく停電のため記録を中断している。しかしながら、その後の余震については地震記録がとれている。図-8.6は加速度計・変位計の設置位置を示している。図-8.7～図-8.9は余

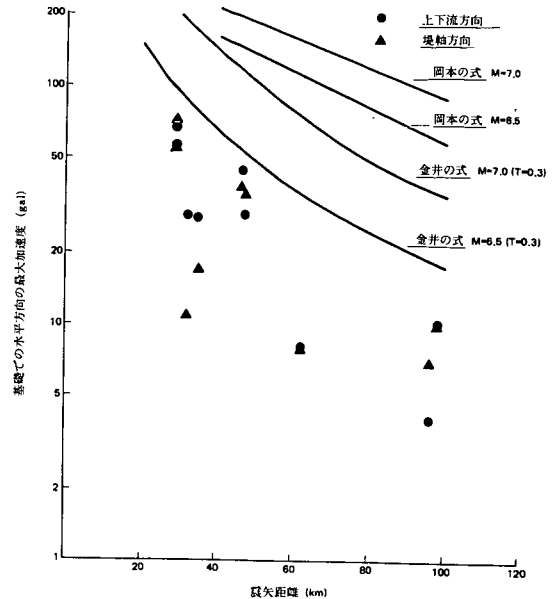


図-8.3 最大加速度（基礎岩盤 水平方向）と震央距離の関係

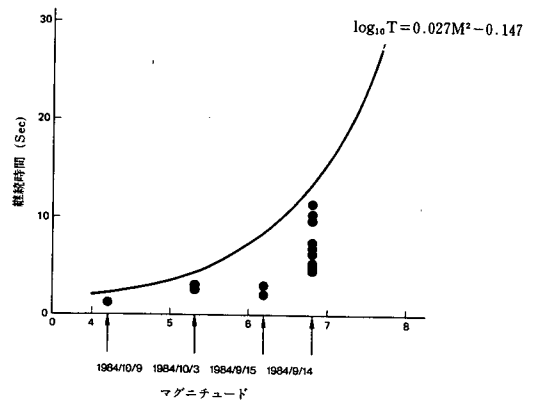


図-8.4 継続時間とマグニチュードの関係

表-8.1 牧尾ダム諸元

完 成 年	1961
河 川 名	木曽川水系王滝川
所 在 地	長野県木曽郡王滝村
型 式	ロックフィルダム
堤 高	105m
堤 頂 長	260m
堤 体 積	2,616,000m ³
総 貯 水 量	75,000,000m ³
目 的	かんがい, 発電, 水道
工 事 主 体	愛知用水公団
所 有 者	水資源開発公団

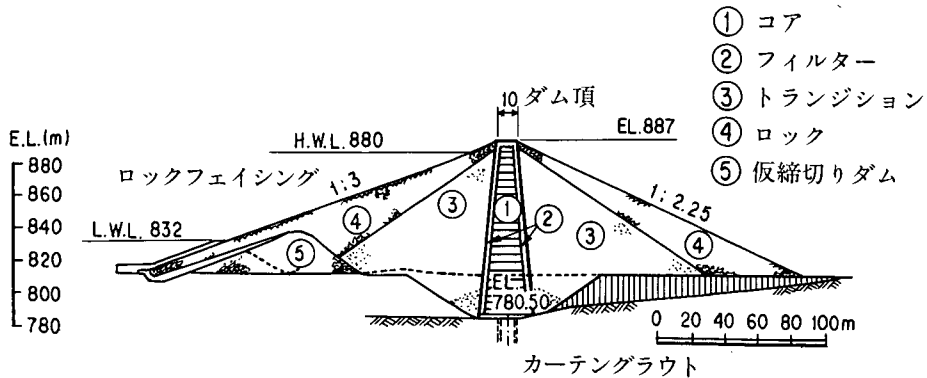


図-8.5 牧尾ダム縦断面図及び断面図

震記録であり図-8.7は速度記録, 図-8.8, 8.9は加速度記録である。

当フィルダム研究室では本震発生後(10月8日)に研究室所有の強震計を左岸アバット岩盤とダム天端に設置して余震の観測を行った。図-8.8, 8.9は'84.10.9,' 84.10.11~21に記録された地震動である。地震加速度はカセットテープにアナログ記録されているため、後に1/100秒間隔のデジタル記録に変換した。図-8.8は左岸基礎の最大加速度で、上下流、ダム軸、鉛直方向でそれぞれ57gal, 89gal, 27galであった。図-8.10, 図-8.11は、図-8.8, 図-8.9から求めたパワースペクトル図である。

2.2 その他のダムで観測された地震動

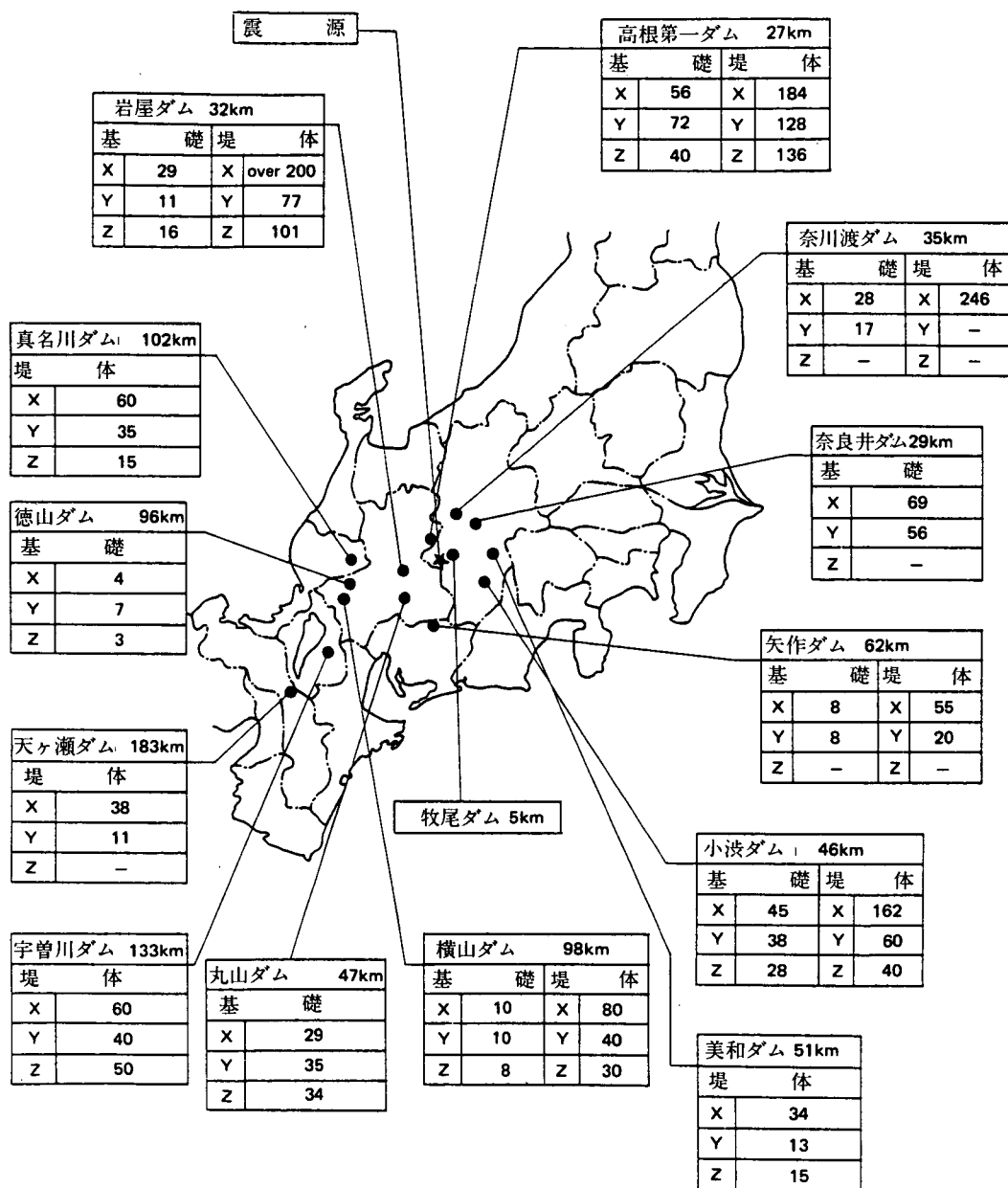
牧尾ダムの他にも、地震動の時刻歴が得られた数ダムを紹介する。

(1) 岩屋ダム

当ダムは水資源開発公団が1977年に完成した傾斜コア型ロックフィルダムで、諸元を表-8.2に示す。図-8.12は地震計配置図である。図-8.13は本震の加速度記録である。

(2) 高根第一ダム

このダムは堤高133mのアーチ式コンクリートダムで、諸元・地震計配置図を表-8.3, 図-8.14に示す。当ダムは、震央距離27kmに位置し、地震時の貯水位は、



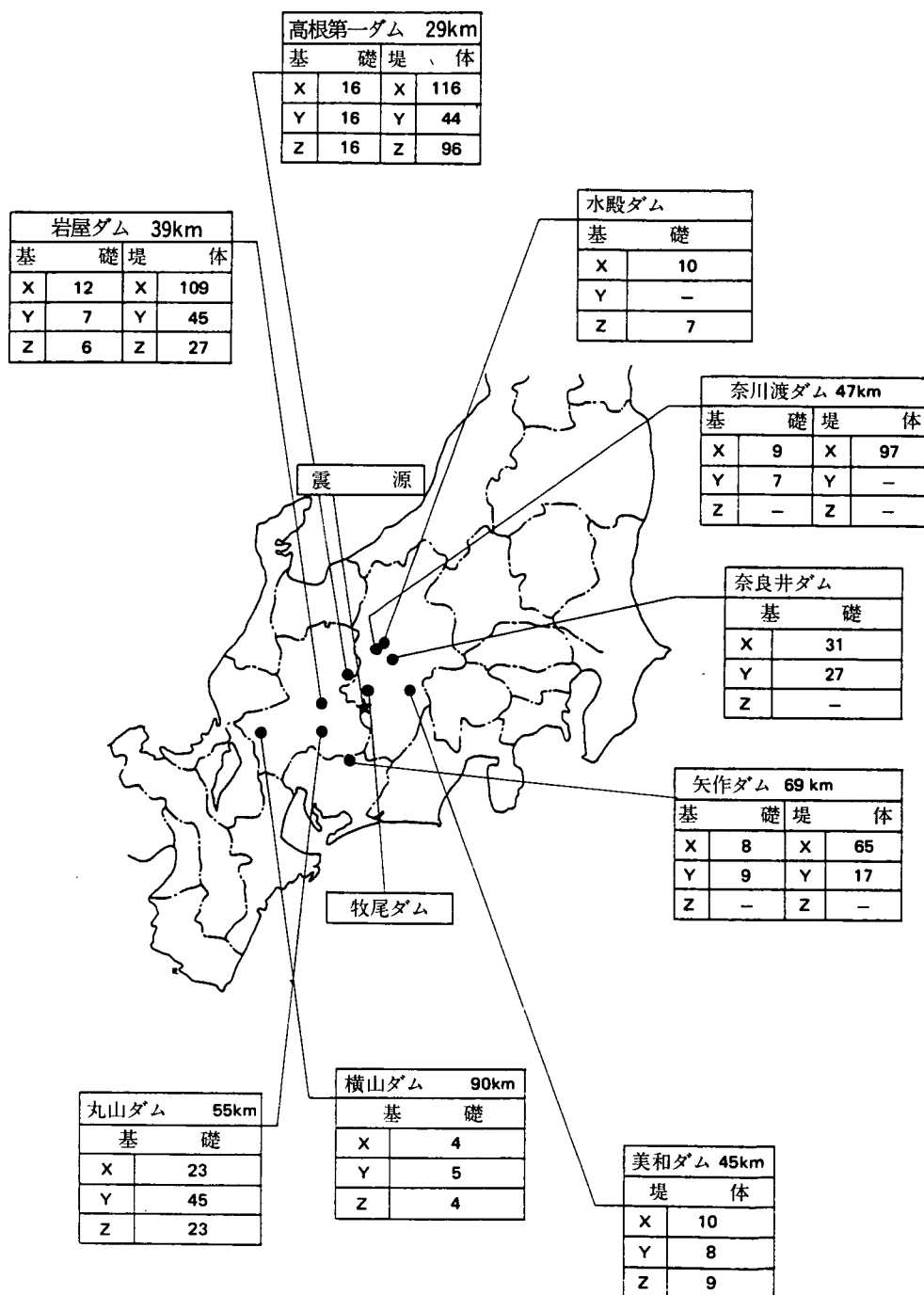
X: 上下流方向

Y: 堤軸方向

Z: 鉛直方向

単位: gal

図-8.1 地震動(本震)が観測されたダム



X: 上下流方向

Y: 堤軸方向

Z: 鉛直方向

単位: gal

図-8.2 地震動 (84.9.15) が観測されたダム

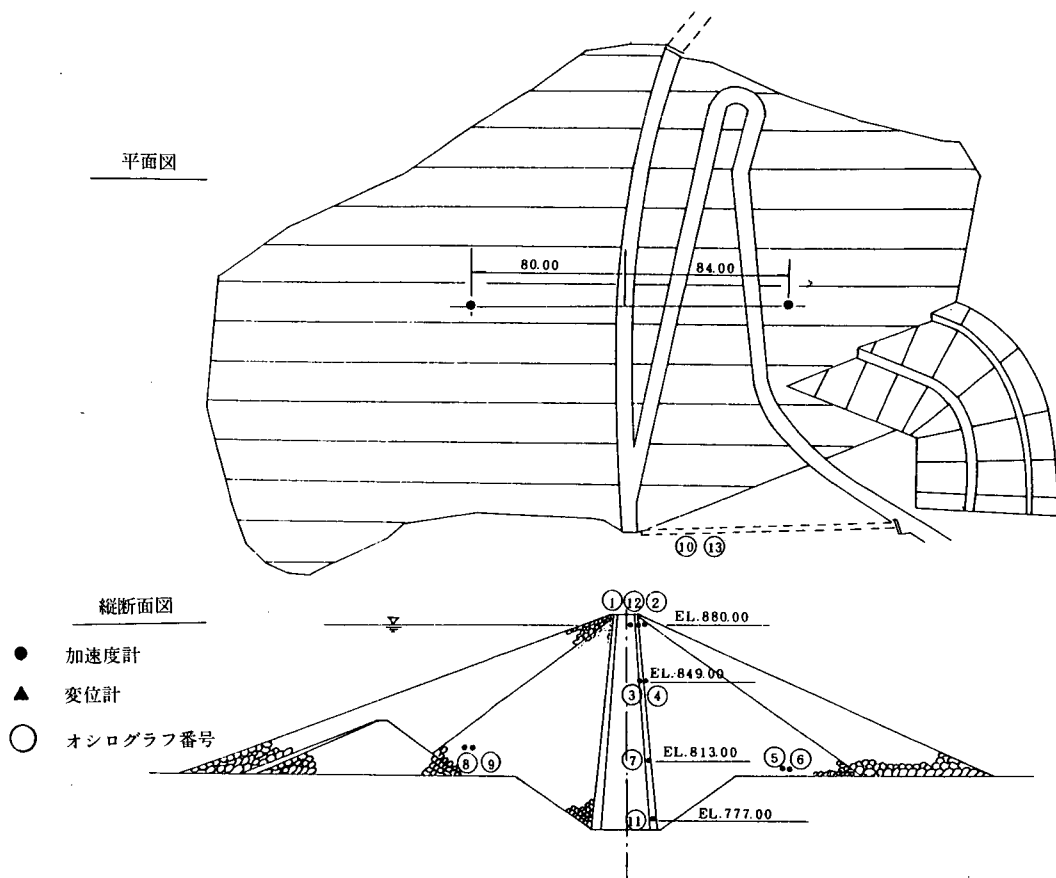


図-8.6 加速度計設置位置 (牧尾ダム)

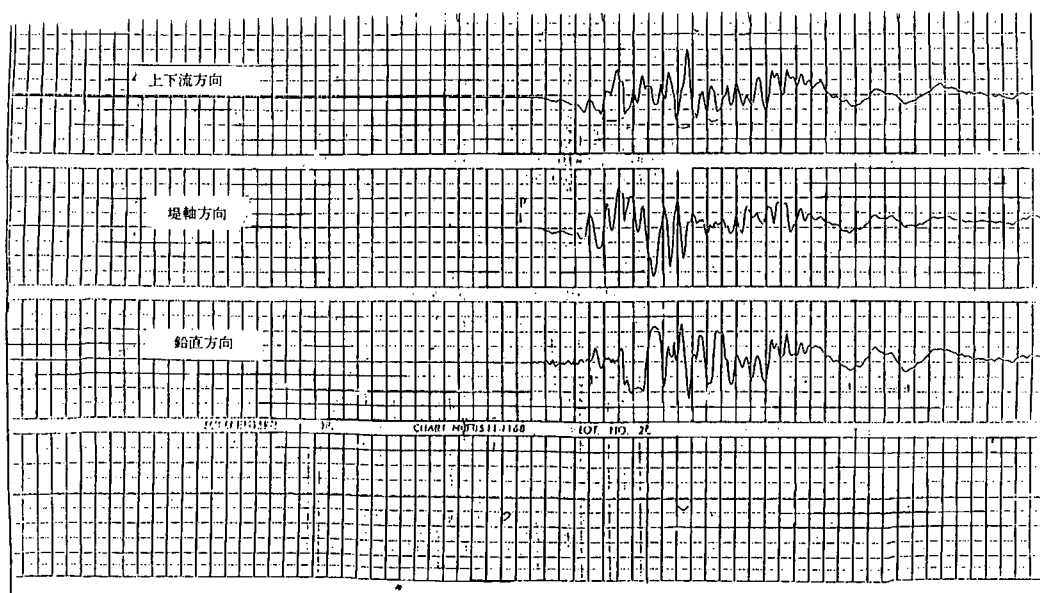
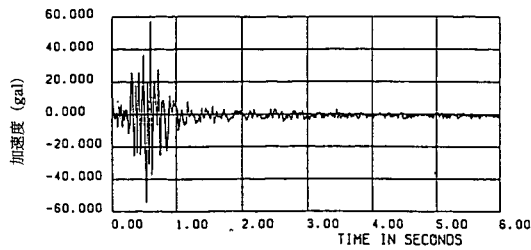
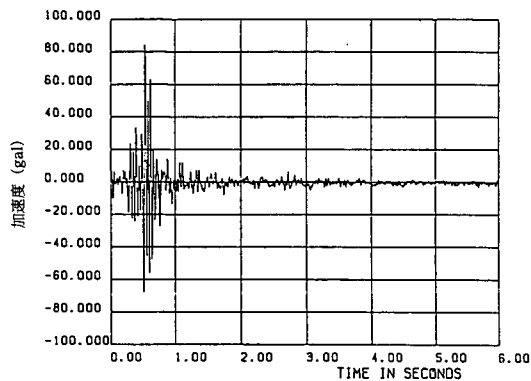


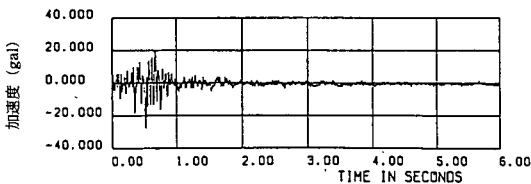
図-8.7 長野県西部地震余震の速度記録〈岐阜大学〉(牧尾ダム, 84.10.3)



上下流方向

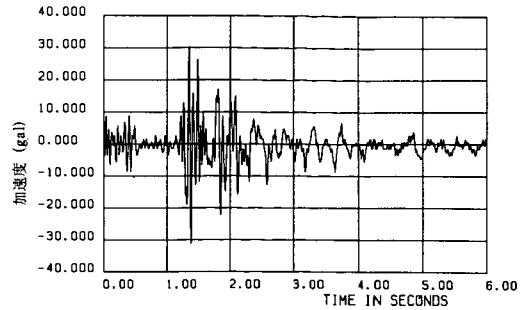


堤軸方向

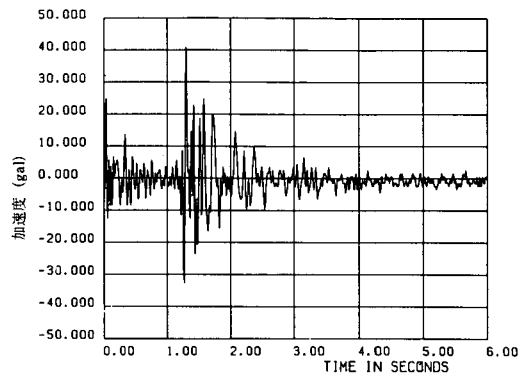


鉛直方向

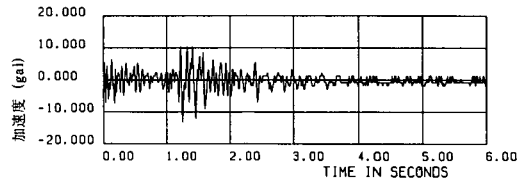
図-8.8 84.10.9の余震の加速度記録〈土研〉
(牧尾ダム基礎岩盤)



上下流方向



堤軸方向



鉛直方向

図-8.9 84.10.11~10.21の余震の加速度記録
〈土研〉(牧尾ダム ダム天端)

表-8.2 岩屋ダムの諸元

完 成 年	1977
河 川 名	木曾川水系馬瀬川
所 在 地	岐阜県益田郡金山町卯野原
型 式	傾斜コア型ロックフィルダム
堤 高	128m
堤 頂 長	368m
堤 体 積	5,600,000m ³
総貯水量	173,500,000m ³
目 的	洪水調節, 水道, かんがい, 発電
工事主体	水資源開発公団

表-8.3 高根第一ダム諸元

完 成 年	1969
河 川 名	木曾川水系飛驒川
所 在 地	岐阜県大野郡高根村
型 式	アーチ式コンクリートダム
堤 高	133m
堤 頂 長	277m
堤 体 積	330,000m ³
総貯水量	43,600,000m ³
目 的	発電
工事主体	㈱中部電力

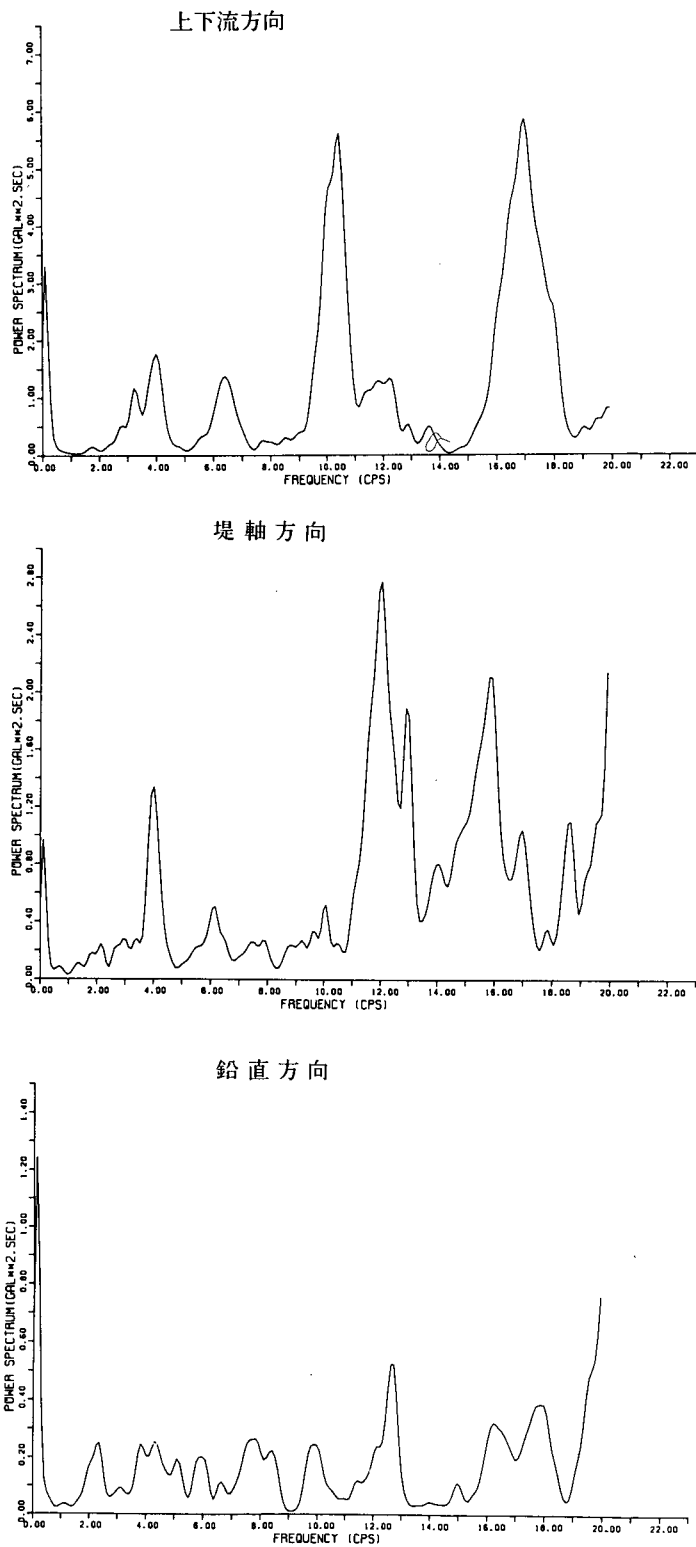


図-8.10 84.10.9の余震の加速度記録より求めたパワースペクトル (牧尾ダム)

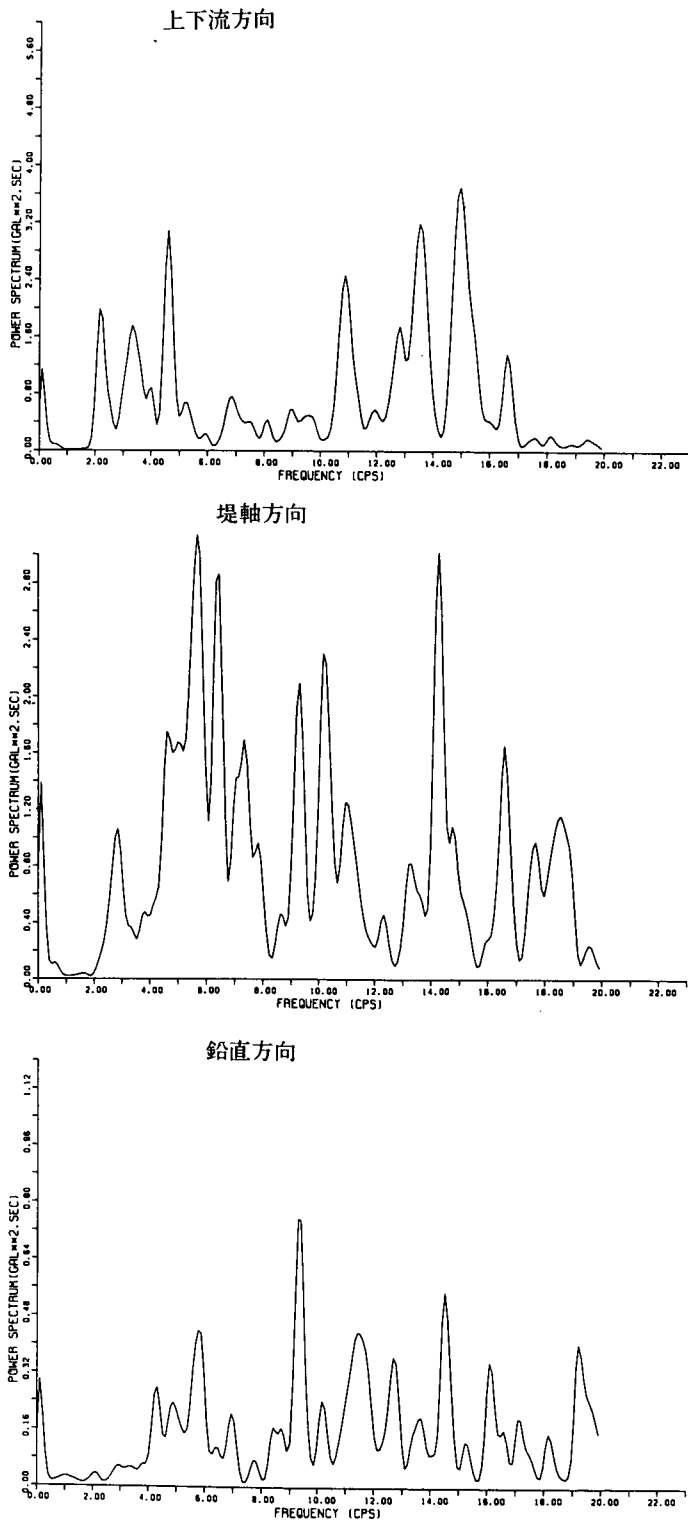
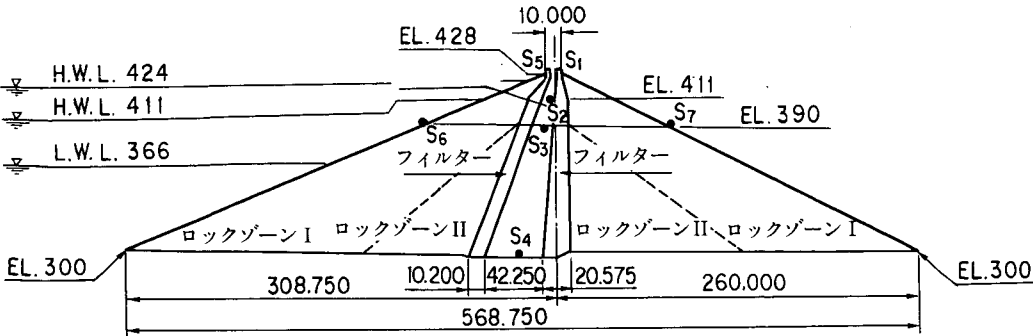


図-8.11 84.10.11～84.10.21の余震の加速度記録より求めたパワースペクトル(牧尾ダム)



計器 No.	設置数 (成分)
S ₁	3
S ₂	2
S ₃	2
S ₄	3
S ₅	1
S ₆	1
S ₇	1
S ₈	4 (含スタータ)
計	17

- 地震計
中央断面 (S₁～S₇)
左岸監査廊 (S₈ スタータ)

図-8.12 地震計配置図 (岩屋ダム)

表-8.4 奈川渡ダム、水殿ダム諸元

	奈 川 渡 ダ ム	水 殿 ダ ム
完 成 年	1969	1969
河 川 名	信濃川水系梓川	信濃川水系梓川
所 在 地	長野県南安曇郡安曇村	長野県南安曇郡安曇村
型 式	アーチ式コンクリートダム	アーチ式コンクリートダム
堤 高	155m	96m
堤 頂 長	356m	343m
堤 体 積	672,000m ³	302,000m ³
総貯水量	123,000,000m ³	15,100,000m ³
目 的	発電	発電
工 事 主 体	㈱東京電力	㈱東京電力

EL. 1,057.21m であった。地震計が堤体天端と右岸地山に設置されており、最大加速度は右岸地山で72gal (左右岸方向)、天端で184gal (上下流方向) であった。

(3) 奈川渡ダム

このダムは堤高155m のアーチ式コンクリートダムで、諸元・地震計配置図を表-8.4、図-8.15に示す。地

震計は基礎岩盤部4箇所、堤体4箇所に設置されている。最大加速度で240gal (E-W 成分)、基礎岩盤で28gal, 17gal (E-W 成分, N-S 成分) であった。

3. ダムの挙動

震央から200km 内の主なダム (ダム高15m 以上) の分布を図-8.16に示す。これらのダムのうち、牧尾ダムが特に震央に近く、若干の変状があったので、牧尾ダムを中心にダムの挙動を記述する。

3.1 牧尾ダム

牧尾ダムは、愛知用水公団により、1957年11月に着工し、1961年3月に完成したロックフィルダムである。牧尾ダムの諸元は表-8.1に、最大断面図は図-8.5に示す。

(1) 牧尾ダムにおける地震動の推定

牧尾ダムには、図-8.6に示すように加速度計と変位計が設置されていた。この図からわかるように右岸トンネル内に加速度計が設置されていたが、故障中であり、厳密に岩盤で記録されたものはない。正常に作動する加速度計で最も基盤に近いものは、チャンネル8

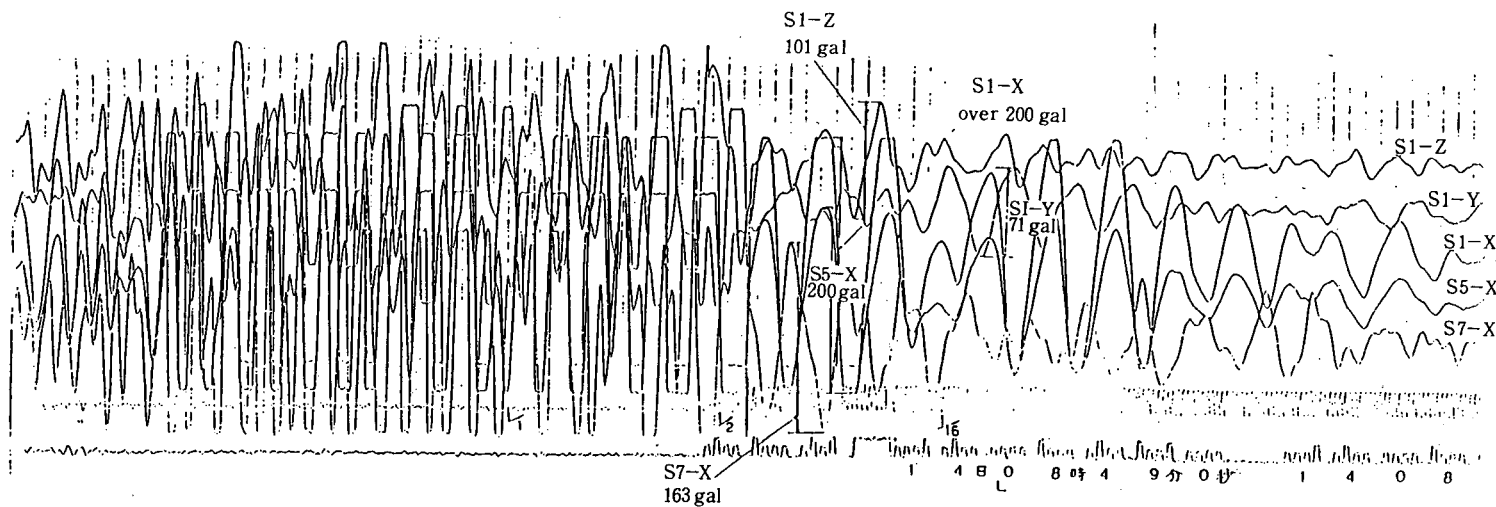


図-8.13(a) 長野県西部地震 (岩屋ダム)

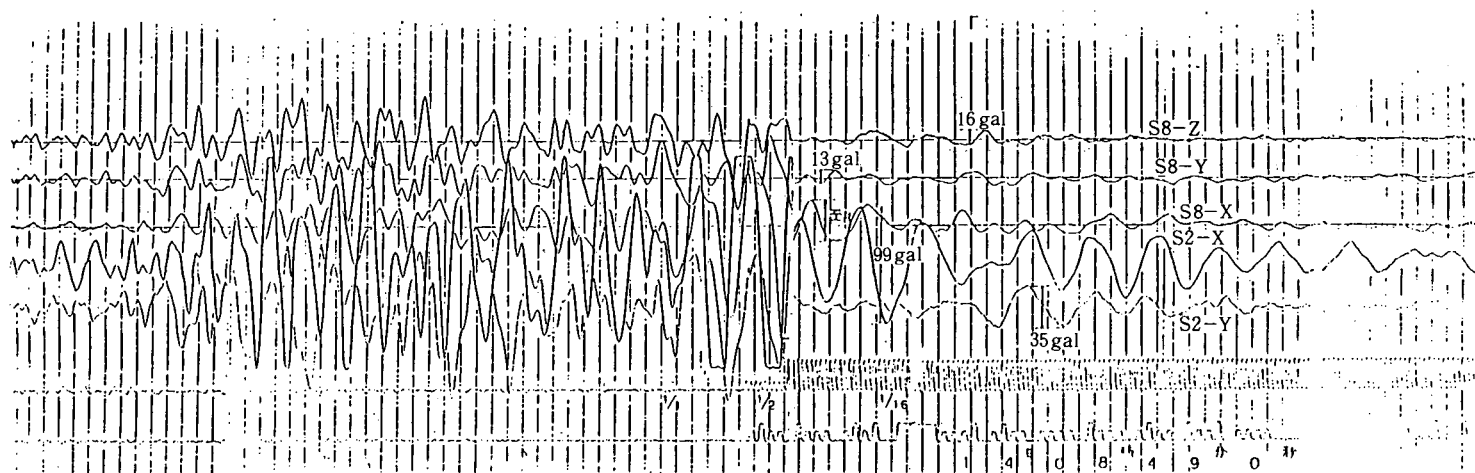


図-8.13(b) 長野県西部地震 (岩屋ダム)

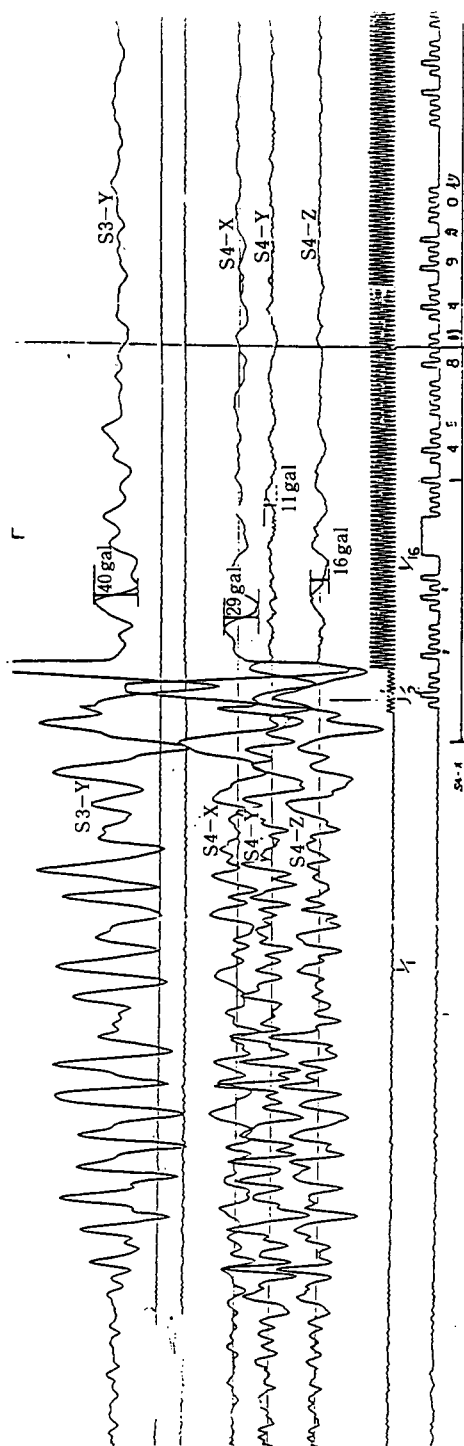


図-8.13(c) 長野県西部地震 (岩屋ダム)

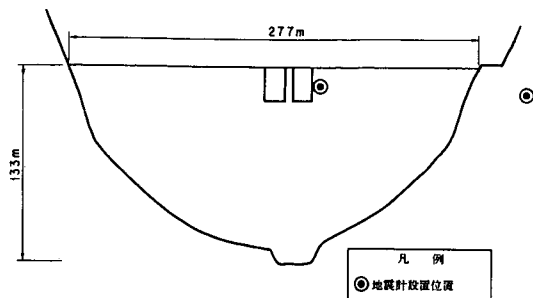


図-8.14 地震計設置図 (高根第一ダム)

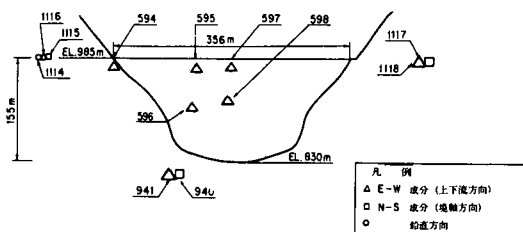


図-8.15 地震計配置図 (奈川渡ダム)

と9でダム堤体本震については、最初の約1.2秒間、高周波(10~15Hz)のスケールアウトした波を記録した後、おそらく停電のため記録を中断している。したがって、残念ながら本震時の牧尾ダムの記録は極めて不完全なものである。

牧尾ダムに生じた若干の変状(天端のきれつなど)を解析する上で、本震時におけるダム基礎の地震動を再現する必要がある。そこで、近隣ダムの記録および牧尾ダムの余震記録から、本震時における牧尾ダムの基礎の加速度波形を推定する。

a. 継続時間

継続時間は近隣ダムの記録より推定して大きな誤りはないと考えられる。正確には、震源断層の長さ、破壊の進行速度、弾性波(P, S波等)の伝播速度および震源断層と観測点の相対位置関係などを考慮するべきであるが、ここでは単に近隣ダムの記録から類推するものとする。前章に示した高根第一ダムおよび奈川渡ダムの記録によれば、S波到着後の主要動はおおよそ4秒、それ以後おおよそ8秒継続している。このことから牧尾ダム基盤においても、継続時間は2~15秒と考えられる。

b. 周波数特性

牧尾ダムの本震の記録で僅かに読める部分があるが、この部分の周波数は10~15Hzと速い。近隣のダムの

地震名 1984年長野県西部地震
 発生日時 1984年9月14日8時48分
 発生位置 N: 35°49' E: 137°33'
 深さ マグニチュード M=6.9

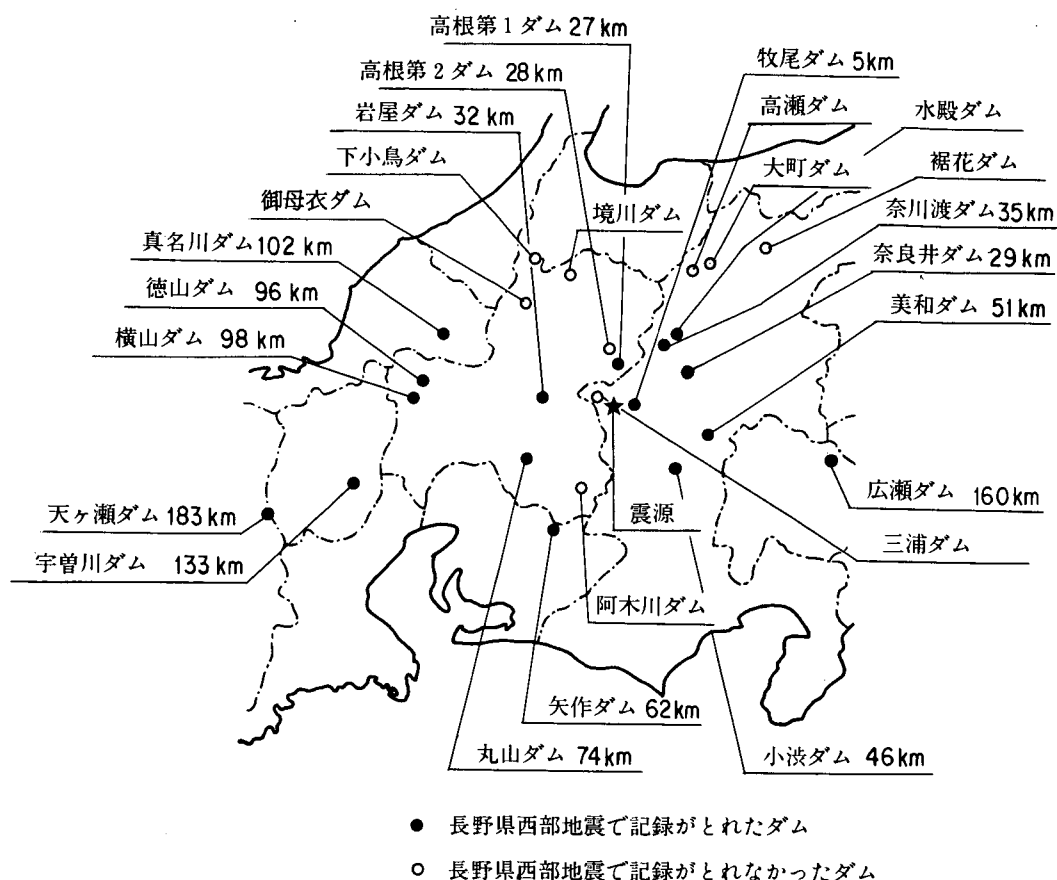


図-8.16 震央から200km以内のダム

記録からは、奈川渡ダムでは、0～6 Hzの広帯域にパワーがあり、高根第一ダムでは、主要動において2.5Hz程度である。

牧尾ダムの余震記録では、9月14日12時51分、15日7時14分、同7時16分、10月3日9時12分、10月9日9時19分のものが比較的大きな地震であるが、これらのチャンネル8の周波数は、およその値として、それぞれ15Hz、12Hz、? (読めず)、9 Hz、10Hzである。10月3日については、岐阜大学の速度記録があり、この周波数はおよそ8 Hz、また10月9日については、土研フィルダム研究室の加速度記録があり、約20Hzである。したがって余震については、複数の異なる地震

記録からおおよそ10Hz又はそれ以上の卓越周波数が得られている。もし本震も余震と同じくらいの10Hz程度の周波数とすると、牧尾ダムの本震の記録は奈川渡ダム・高根第一ダムよりもかなり速いものとなるが、ダムは震央の直近であり、P波とS波が同時に到達している状態であろうから、このような周波数の速さは十分あり得る。またフィルダム研究室で解析した他ダム岩盤の記録でも震央距離が10km以内では卓越周波数が10Hz程度の場合もある。

なお、堤体天端の加速度波形からダムの固有周期は2.0～2.1Hzと推定される。

c. 最大加速度

これについては推測の根拠となるものが、前二者(すなわち継続時間と周波数特性)に比べて少ない。最大加速度の距離減衰の傾向を使って近隣のダムから推測するにしても、直近の牧尾ダムにあてはまるとは考えにくい。牧尾ダムの余震の記録が一番の根拠であるが、牧尾ダムの計器のピーク値は明瞭ではない。10月9日の余震については、土研の強震計記録は最大57gal(上下流), 84gal(ダム軸), 27gal(鉛直)である。10月3日の余震はマグニチュードは5.5で本震よりも小さいが、震央はダム直近で、管理所およびダム直下流の集落にとっては本震と同じくらの影響であったということから、最大加速度は本震のそれとほぼ同程度であったと推測される。なお、以上の議論において、土研の強震計は左岸・岩盤表面に設置されたものであるから、ダムの基礎下位標高では、もっと小さい(例えば50~70%くらい)ものと思われる。以上を総合して根拠にはやや乏しいが、現時点であえて推測すると、本震におけるダム基礎の最大加速度は0.4~0.5g(392~490gal)程度と思われる。

d. 鉛直動

以上はすべて水平動であるが、鉛直動については牧尾ダム管理所の計器には鉛直成分がないので、土研の強震計あるいは高根第一ダムの加速度計の記録から推定せざるを得ない。推定では、周波数は10Hz前後、最大加速度は水平のおよそ50%として0.2~0.25g(196~245gal)程度が予想される。

e. まとめ

本震時における牧尾ダム基礎の地震動の水平加速度波は、広帯域(0~15Hz)の周波数特性を持ち、特に8~10Hzくらいの高周波が卓越し、最大加速度は0.4~0.5g、主要動はおよそ4.0秒、全体で15秒程度の継続時間であったのではないかと推定される。鉛直動は、最大加速度が0.2~0.25gで卓越周波数としては水平とほぼ同じ10Hzくらい、水平よりもやや狭い帯域(8~12Hz)の周波数特性のものではないかと推定される。

(2) 牧尾ダムの挙動

牧尾ダムの変状は天端におけるダム軸方向のきれつ、および下流法肩の沈下・下流法面のゆるみ・移動である。現在水資源開発公団において調査がなされ、完全に補修されている。天端のきれつは、強震を受けたアースダムによく見られる種類のもので、地震時に発生する引張応力によるものであろう。下流面の法肩の沈下・表面のゆるみ・移動は、下流面に道路が付けられたため一部法勾配がきつくなり、これが影響しているのではないかと推定される。

きれつの深さは、調査によると最大で1.5m程度で、コアの設計標高まで達しておらず、ダムの遮水機能には影響していない。

堤体の変形の測点は、天端についてはゆるんだ法肩に設置されていたために、ゆるみの影響のない天端中央の沈下や水平移動は測定されていない。また、斜面上の測点もリップラップの大塊が地震動で移動したために、マクロな意味でのダムの変形は正確には測定されていない。このような意味で表層の動きを含む変位は、上流側測点で水平上流側へ約50mm、沈下は50~100mm、下流側測点で沈下が約50mm(水平移動不明)である。

本震後に設置した天端中央の測点は、10月3日の余震で約10~15mm沈下している。水平移動はこの余震ではでていないが、その後10月7日の測定では約5mm下流側へ変形している。ただし、測定の精度は±2mm程度の誤差は避けられない。

なお、牧尾ダムは地震時の貯水位がおおよそEL.850mと低かったが(常時満水位はEL.880m)、調査・補修のためこの水位を保持し、補修完了後はおおよそ諸観測(特に漏水・変形)を続けながら安全を確認しつつ再湛水を実施した。

3.2 その他のダムの挙動

今回の地震の震央に比較的近いダムとしては、三浦、玉滝川、奈良井、高根第一、高根第二、奈川渡(十水殿、稲刻)、岩屋ダムがある。現在得られている資料(中部地建による)によれば、いずれも異常はなかった。高根第一ダムにおいて、岩盤に設けた排水孔の揚圧力および漏水量が地震後、約20%くらい増加しているが、これはコンクリートダムでは地震時にしばしば見られる現象であり、数か月後には元の状態に戻るものが通例で、この程度の変動は心配ないものと考えられる。また奈良井ダムも、基礎の浸透流観測孔からの浸透流量が僅かに増加しているが、これも長期間観測すれば漸減するものと思われ、安全上の心配はないであろう。資料が得られているダムについて以下に若干の記事を示す。

(1) 三浦ダム

本ダムは、牧尾ダム・玉滝川ダムの上流に位置する重力式コンクリートダムである。ダムの諸元は表-5に、断面図は図-17に示す。地震発生当時、本ダムでの震度はIVで、貯水位は常時満水位より2.5m低いEL.1,301.6mであった。地震直後、ダム本体、地山取付部、放流設備の臨時点検を行ったが、異常は見られ

表-8.5 三浦ダム諸元

完 成 年	1943
河 川 名	木曾川水系王滝川
所 在 地	長野県木曾郡王滝村
型 式	重力式コンクリートダム
堤 高	86m
堤 頂 長	290m
堤 体 積	507,000m ³
総貯水量	61,100,000m ³
目 的	発電
所 有 者	関西電力

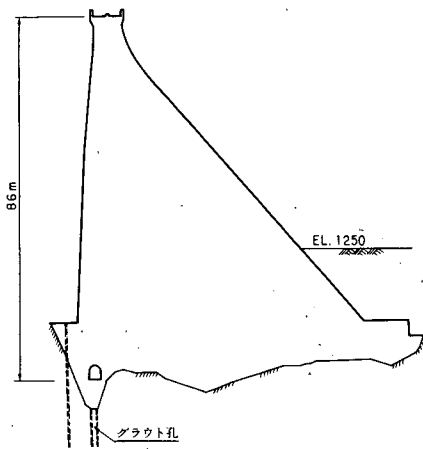


図-8.17 三浦ダム断面図

なかった。例えば本体からの漏水量は17.75リットル／分で、地震前の値と同じであった。

(2) 王滝川ダム

本ダムは三浦ダムと牧尾ダムの中間に位置する重力式コンクリートダムである。ダムの諸元、断面図を表-8.6、図-8.18に示す。堤体左岸天端部の手すりに、地震時の貯水池水の越波により僅かな被害を受けた他は、臨時点検において異常は発見されなかった。

(3) 奈良井ダム

このダムは、堤高60mの中央コア型ロックフィルダムである。諸元・標準断面を表-8.7、図-8.19に示す。完成は1982年である。当ダムでは安全管理のために漏水量と揚圧力を計測しているが、漏水量は地震により若干増えたが3日ほどで元の値に戻っている。しかし、10月3日の余震時において若干漏水量が増えているが、これも徐々に減ってゆくと考えられる。揚圧力については地震前後で変化はない。また地震時の貯水位はEL.1,050.6mであった。

(4) 高根第一ダム

漏水量については、地震前は全体で約110リットル／分であったのが、地震後18リットル／分ほど増えたがその後は徐々に減り続けている。

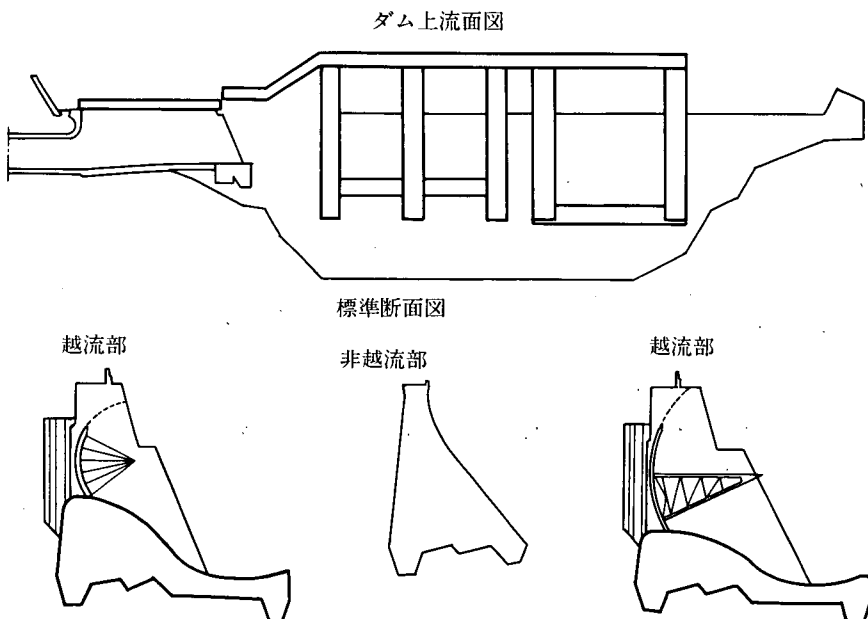


図-8.18 王滝川ダム上流面図及び断面図

表-8.6 王滝川ダム諸元

完 成 年	1948
河 川 名	木曾川水系王滝川
所 在 地	長野県木曾郡王滝村
型 式	重力式コンクリートダム
堤 高	23m
堤 頂 長	75m
堤 体 積	9,000m ³
総貯水量	484,000m ³
目 的	発電
所 有 者	㈱関西電力

表-8.7 奈良井ダム諸元

完 成 年	1982
河 川 名	信濃川水系奈良井川
所 在 地	長野県木曾郡樽川村
型 式	ロックフィルダム
堤 高	60m
堤 頂 長	180.8m
堤 体 積	952,667m ³
総貯水量	8,000,000m ³
目 的	洪水調節, 水道
工 事 主 体	長野県

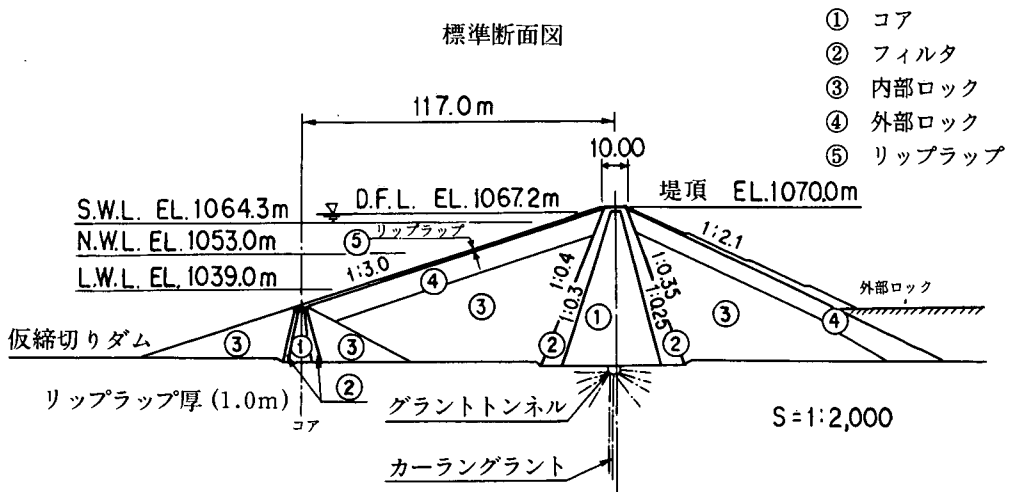


図-8.19 奈良井ダム標準断面図

4. ダムの被害のまとめ

今回の地震においてロックフィルダムの被害は牧尾ダムだけであり、本ダムでは天端に深さ1.2m程のクラックと下流法肩の沈下が僅かに生じただけであり、遮水上問題はなかった。また他のロックフィルダムについては全く異常は認められなかった。

コンクリートダムについては、震災直近にあった重力式ダムにおいてさえも何ら機能上問題となる変状はなかった。アーチダムでは、天端最大加速度が、200gal以上に達したものの中にはあったが、漏水量が僅かに増えたのみであり、その後の監視によれば徐々に減少している。

謝 辞

本報告書のとりまとめにあたり、調査並びに資料に

関して御協力頂いた、水資源開発公団、(財)ダム技術センター、(株)東京電力、(株)中部電力に厚く謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 村松郁栄, 「震度VIの地震動を採る」第13回地震シンポジウム, 1985。
- 2) 「昭和59年度長野県西部地震に係る牧尾ダム調査報告書」, 水資源開発公団試験所, 第一試験課, 1985。
- 3) N. Matsumoto, N. Yasuda, M. Shiga, 「The Western Nagano Prefecture Earthquake, 1984 and Dams」, Technical memorandum of P.W.R. I., No. 2242, 1985。

昭和61年3月30日原稿受理

第 9 編 生活関連施設の被害

大日方 尚 巳*

by Naomi OBINATA

目 次

1. 電力施設	(2)
2. 水道施設	(2)
3. 通信施設	(2)

* 地震防災部耐震研究室研究員（現 関東地方建設局宇都宮国道工事事務所調査課長）

1. 電力施設

地震発生と同時に王滝村全戸（427戸）をはじめ501戸で停電したが、当日中に約90%の447戸が復旧し、残りの48戸（家屋の流出・倒壊した6戸を除く）は翌15日の昼頃に復旧した。

電力施設関係の被害の概要を示すと表-9.1のとおりであり、土砂崩壊に伴う流出時の被害が、かなり多く発生している。ダム関係では、関西電力の王滝川ダムが崩壊土砂により貯水池の一部が埋没したほか、同ダムより取水している御岳発電所の王滝川系統の導水管が濁川付近で土石流のため流出した。また、王滝川の上流にある関西電力の三浦ダムは、柳ヶ瀬地区に発生した塞き止め湖の水位上昇を防止するとともに、下流で行われている行方不明者の搜索活動を考慮して9月14日から10月23日の間運転を停止し、10月23日から発電放流が再開された。

表-9.1 電力施設の被害状況(中部電力による)

施設名	被害状況	被害数量
架空線	倒壊	16本
	折損	5本
	傾斜	62〃
	流出	33〃
変圧器	不良	5台
	流出	6〃
引込線	断混線	150条
	流出	20〃

2. 水道施設

水道施設は、王滝村を中心に7町村、12施設で85百万円の被害が発生した。表-9.2に被害状況を示す。被害は本震のみならず10月3日に発生した余震によっても多少発生した。地震発生直後には約1,300戸で断水し

たが、王滝村の555戸以外は翌15日までに復旧が完了した。施設の被害は主に管渠で発生し、地上配管などにより仮復旧が行われた。また、王滝村では、水源として使用していた湧水がすべて濁ってしまったため、水道の仮復旧が完了しても飲用には使用できなかった。そのため他町村からの給水車3台による応急給水および大型濾過器（9月20日～10月11日）や簡易濾過器による河川水の利用などの応急的な措置が取られた。

3. 通信施設

電話は、王滝村(620加入者)と木曽福島を結ぶ2ルートのケーブル中、1ルートが切断したため掛りにくい状態となった。そのため市外ケーブルの切り替え（9月14日）、特殊公衆電話の設置（9月14日～9月20日）、通信衛星「さくら」を利用した回線の確保（9月15日～9月28日）などの応急措置が行われたほか、9月20日までに応急復旧が完了した。また、加入者宅の損壊、電柱の倒壊、市内ケーブルの損傷等により、王滝局内の約180加入が不通となったが、家屋流失等による修理不能18加入を除き、10月30日に全て回復した。施設被害の概要を表-9.3に示す。

王滝村には、防災無線が整備されており、情報連絡に威力を発揮したが、地震直後においては混線、ふくそう状態が生じたとされる。

表-9.3 電気通信施設の被害状況

被害状況・施設		数量
電柱	倒壊	15本
	傾斜	55〃
	流出	110〃
架空ケーブル損傷		10km
マンホール		3個
地下ケーブル		1.2km

表-9.2 水道施設の被害状況(長野県による)

昭和59年10月26日現在(13時)

保健所	市町村名	水道名	地区名	断水人口	被害状況	被害金額 (千円)	復旧見込	備考
木曽	王滝村	王滝村簡易水道	給水区域全域	人 1,175 戸 (427)	溝口第3水源枯渇 配水管VPφ75 l=1,000 m流出 〃 VPφ100 l=30 m 〃 VPφ150 l=60 m } 損傷 松越水系道水管VPφ75 野口・中野地区石綿管 その他配水管、配水池等損傷多数	58,800	10月11日夕 仮復旧完了	
		滝越簡易水道	〃	85 (21)	配水池 導水管VPφ50 } 損傷 配水管VPφ50 }	3,300	9月27日夕 仮復旧完了	
		九蔵簡易水道	〃	75 (22)	導水管VPφ50 } 流出 配水管VPφ100 〃 GPφ75 } 損傷 〃 VPφ75 }	14,400	9月27日夕 から一部給水 10/1仮復旧 完了	
		おんたけ 高原簡易水道	〃	245 (85)	その他配水管の漏水箇所多数 第3配水池滅菌室 } 損傷 第1配水池場内配管 配水管PPφ50 l=300 m流出 〃 VPφ75 } 損傷 その他ACP, VP損傷多数	6,000	9月27日夕 から一部給水 10月13日夕 仮復旧完了	
		小計		1,580 (555)		82,500		
	三岳村	三岳村簡易水道		300 (80)	配水管VPφ75 破損	1,000	9/15 復旧	10/3の余震により給水管破損し5戸が断水,1時間後復旧
		白川簡易給水施設		30 (7)	導水管破損	40		
	小計			330 (87)		1,040		
	上松町	上松町上水道	正島	500 (150)	配水管VPφ100 ジョイント切断	400	9/14 復旧	
		倉本簡易水道		14 (4)	配水管VPφ75 落石により破損	100	9/15 復旧	
	小計			514 (154)		500		
	開田村	開田高原簡易水道		1,098 (410)	導水管VPφ200 破損(2ヶ所) 水源地の集水井の擁壁に亀裂	100	9/14 仮復旧	
	大桑村	東部簡易水道		264 (67)	導水管破損(落石による)φ250 配水管〃	500	9/15 仮復旧	
	南木曽町	上ノ原中の平簡易給水施設		30 (10)	配水管PPφ40 破損	150	9/15 復旧	
	木曽福島町	木曽福島町上水道		3 (1)	配水管破損(復旧工事のため70戸が2時間断水した。)	200	10/3 復旧	10/3 余震による被害
	計			3,816 (1,283)		84,990		

昭和61年3月30日原稿受理

第10編 震 後 対 応

大日方 尚 巳*

by Naomi OBINATA

目 次

1. まえがき	(2)
2. 組織体制及び運用	(2)
2.1 組織体制	(2)
2.2 主な対応	(2)
2.3 王滝村における地震直後の対応措置	(6)
3. 避難及び救援	(8)
4. 情報連絡	(8)
5. 行方不明者の捜索	(9)
6. 道路に対する震後の対応	(12)
6.1 道路被害及び復旧の概要	(12)
6.2 道路施設の緊急調査及び緊急措置	(13)
6.3 応急復旧の観点	(13)
7. 河川の震後対応	(14)
7.1 河川の被害及び震後対応の概要	(14)
7.2 応急復旧	(14)
7.3 本復旧	(15)
7.4 三浦ダムの流水管理	(15)
7.5 河道埋塞に対する対応	(15)
8. まとめ	(16)
参考文献	(16)

* 地震防災部耐震研究室研究員（現 関東地方建設局宇都宮国道工事事務所調査課長）

1. まえがき

長野県西部地震は、山間地に生じた直下型の地震であり、大規模な斜面崩壊およびそれに伴う河道閉塞の発生など、近年我が国に発生した海洋性の地震には無い被災の特徴を有している。我が国は国土面積の2/3以上が山地に属し、内陸部に直下型地震が発生した場合には、長野県西部地震と共通した被災形態となる場合が少なくないと考えられる。本編では、地震後における各種対応状況の実態および復旧に当って考慮された事項等の調査結果をとりまとめたものである。このため地震災害および復旧工法等の詳細は関連する他の編を参照されたい。なお王滝村は、人口1,330人、世帯数427戸であり、観光および林業を主な産業としている。

2. 組織体制及び運用

2.1 組織体制

本地震災害に対して非常災害対策本部が設置されたのをはじめ、表-10.1に示すように県や村においても順次災害対策本部が設置された。図-10.1はこれら対策本部の相互の関係の概要を示したものである。

また、長野県は王滝村の要請に基づき9月14日10:50に自衛隊に対して派遣を要請した。その結果、行方不明者捜索を中心に延8,303人（9月14日～10月13日）が派遣された。その他、県警、消防団（地元、応援）、民間を含めて15,581人（9月14日～11月2日）が行方不明者の捜索に参加した。

2.2 主な対応

地震後にとられた主な対応、措置を整理すると以下のとおりである。

(1) 非常災害対策本部における対応

9月16日、9月17日に本部会議が開催され、次の対応が決定された。

1) 当面緊急に講ずべき措置

- ① 二次災害の発生防止に万全を期する。
- ② 被害状況の早期把握に努める。
- ③ 行方不明者の捜索・救出に全力を傾注する。
- ④ 被災者・避難者に対する食料、飲料水、生活必需物資等の確保を図る。
- ⑤ 道路、ライフライン等の早期応急復旧に全力を傾注する。

(注)上記のほか、引続き関係省庁が緊密な連携をとり、今後の事態の推移に応じ、適宜適切な対策を講じていくものとされている。

2) 当面の重点対策

- ① 引き続き、行方不明者の捜索に全力を傾注する。
- ② 引き続き、被害状況の早期把握に努める。
- ③ 二次災害の発生防止に万全を期す。特に土石流、堆積土砂の再流出、山腹の拡大崩壊等による災害から住民の生命を守るため、適切な対策を講ずる。
- ④ 被災者・避難者の救済対策に万全を期する。
 - ・食料、飲料水、生活必需物資等の確保及び適切な災害救済の実施を図る。
 - ・水道の早期復旧を図る。
- ⑤ 道路については、当面、不通箇所の早期解消に全力を傾注する。また、被災箇所の早期復旧を図る。
- ⑥ 林業関係については、治山及び林道施設の早期復旧を図るとともに、被災林及び被災森林組合の林地及び林業施設について適切な復旧措置を講ずる。
- ⑦ 農業関係については、農地及び農業用施設の早期復旧を図る。
- ⑧ 中小企業関係については、被害実態に応じ被災中小企業者に対する災害貸付等適切な措置を講ずる。
- ⑨ 学校教育については、授業の早期再開に努める。また、公立学校施設の早期復旧を図る。
- ⑩ 社会福祉施設等公共施設の早期復旧を図る。
- ⑪ 災害弔慰金等の早期支払に努める。
- ⑫ 地方債の配分、特別交付税措置など適切な地方財政措置を講ずる。

(注) 上記のほか、状況に応じ適宜適切な対策を講ずるものとする。

表-10.1 行政機関による災害対策本部の設置状況

国		非常災害対策本部	(9月16日13時10分設置)
長野県	県	長野県災害対策本部	(9月14日12時30分設置)
		木曾地方事務所災害対策本部	(9月14日10時00分設置)
		王滝村現地对策本部	(9月16日19時00分設置～11月2日廃止)
		王滝村災害対策本部	(9月14日9時00分設置)
	村	三岳村災害対策本部	(9月14日9時45分設置)
岐阜県	県	加子母村災害対策本部	(9月14日8時50分設置～同日16時00分廃止)

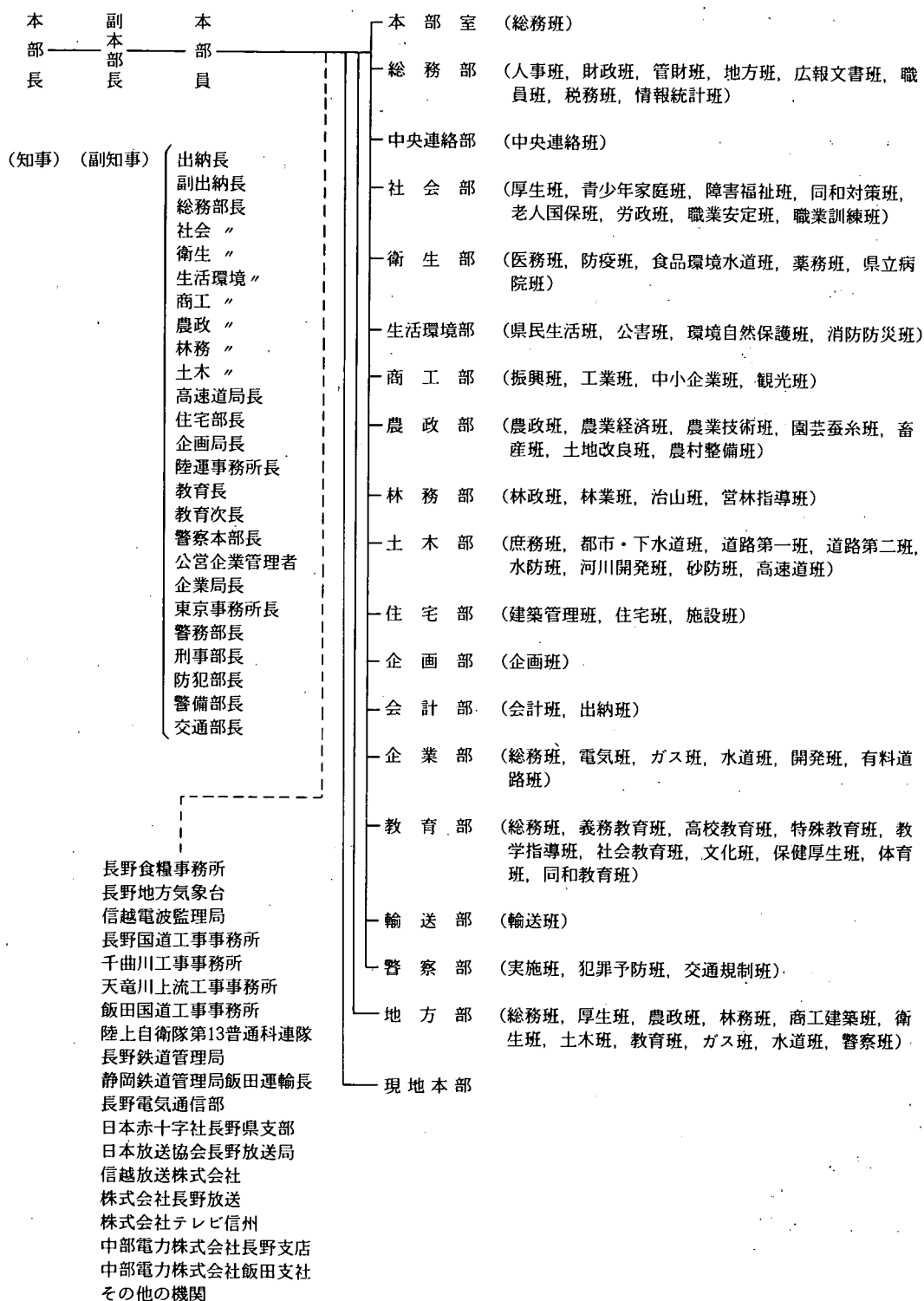


図-10.1 長野県災害対策本部組織構成

(2) 搜索活動

1) 搜索人数 (59.9.14~11.2)

自衛隊延 6,303人 (9.14~10.13)

県 警延 5,063人

消防団 (地元) 延 1,075人

消防団 (応援) 延 2,983人

民間延 157人 (行方不明者の家族等関係者)

計 15,581人

2) 重機 (バックホー) 稼働状況 (59.9.15~11.2)

延 809台

(3) 災害救助法 (59.9.14 15時30分, 王滝村適用)

実施者	救 助 種 目	適用期間(延長含む)
県	被服・寝具の給与	9月14日~10月3日
	応急仮設住宅の設置	9月14日~10月3日
	住宅の応急修理	9月14日~10月13日
村	避難所の設置	9月14日~10月25日
	炊き出し等の食品の給与	9月14日~10月25日
	飲料水の供給	9月14日~10月11日
	行方不明者の搜索	9月14日~11月2日
	学用品の給与	9月14日~9月28日
	教科書の給与	9月14日~10月13日
	障害物の除去	9月14日~10月3日

(4) 激甚災害の指定

今回の地震災害は、その被害が局地的とはいえ著しく激甚であったため、激甚災害として指定 (王滝村, 三岳村) され、10月19日に表-10.2に示すような特別融資措置が施行された。また、公共土木施設災害復旧事業等に関する特別の財政援助措置も昭和60年2月22日に決定されている。

(5) 簡易水道の復旧状況

王滝村	給水人口	1,175人(427戸)	10.11	仮復旧
滝 越	〃	85人(21戸)	9.27	〃
九 蔵	〃	75人(22戸)	10.1	〃
御 岳	〃	245人(85戸)	10.13	〃
計		1,580人(555戸)		

(6) 農政関係

1) 王滝村からの食糧要請に対する対応

9.14~9.20 26,736食

9.21~9.27 12,030食

9.28~10.4 3,636食

計 42,402食 (21日間)

2) 援農 (3.21~9.28)

希望農家数 10戸

稲刈面積 182.5a

援農人員 延91人 (農協・農業改良普及所・地方事務所)

(7) 道路関係

1) 県道御岳・王滝・黒沢線

① 松 越 仮道 工事完了 10月14日開通

② 東地区 仮道(迂回路) 拡幅工事完了 11月28日開通

(8) 河川関係

1) 水ヶ瀬 河道掘削工事

10月30日完了

床止工ブロック据付工事10月29日完了

2) 柳ヶ瀬 水ヶ瀬トンネル上流部の河道整正 10月13日完了

(9) 林務関係

1) 緊急治山・地すべり事業

① 上島地区 11月着工 (杭打工等)

② 清滝地区 〃 (杭打工等)

③ 滝越地区 〃 (谷止め工等)

2) 林道災害復旧

① 林道春山線 9月22日仮復旧完了

② 林道黒石線 仮復旧工事継続

(鞍馬線、樽沢線により代替ルート確保)

③ 林道王滝線 水ヶ瀬仮橋 10/25完成→滝越地区連結国有林道 (うぐいす川・小俣・白川線) との接続作業

(10) 融資措置

主として激甚災害指定を受けた王滝村、三岳村区域を対象に、被害を受けた中小企業に対して長野県 (中小企業振興資金)、国の三機関 (国民金融公庫、中小企業金融公庫、商工組合中央金庫) および中小企業事業団による融資制度が適用され、被災設備の復旧等のための融資措置がとられた。また、被害を受けた個人住宅に対しては住宅金融公庫の災害復興住宅資金による融資措置がとられた。これらの融資措置の概要を表-10.2に示す。

(11) その他

① 被災住宅復興資金の融資相談

② 被災住宅の応急修理に対する技術指導

③ 緊急生活相談開催 (9.27~28)

(地方事務所・福祉事務所・木曽福島公共職業安定所・王滝村)

④ テレビ共同受信施設の早期復旧

表-10.2 中小企業および個人住宅の復旧等に対する融資措置

制 度 名	内 容						対 象 者	窓 口	根拠法令等
1. 中小企業融資制度		貸付限度	利 率	貸付期間	据 置	信 用 保証料			
(1) 県中小企業振興資金 (災害対策分)	設備資金	2,000 万円	年 6.30%	10年以内	1年以内	県、町 村負担	1.王滝村、三岳村に事業所を有し、両村内 において被害を受けた者 2.他町村で事業用資産に50%以上の被害を 受けた者または前年の事業総収入の10% 以上の被害を受けた者	地方事務所、 商工会	長野県中小企業融資 規程
	運転資金	1,000 万円	年 6.30%	5年以内	1年以内				
(2) 国民金融公庫 (災害復旧融資)	王 滝 村	1,000 万円	年 6.05% 特 3.00%	10年以内	2年以内	—	1.直接被害を受け、町村長から証明を受け た者 2.災害による売上の減少など間接的に被害 を受けた者	国民金融公 庫、商工会	閣議決定 特…特別被害者 1.資産の70%以上 の被害 2.総収入の10%以 上の被害
	そ の 他	別枠 1,200 万円	7.9 %	10年以内	6か月～2年				
(3) 中小企業金融公庫 (災害復旧貸付)	王 滝 村	1,000 万円	年 6.05% 特 3.00%	10年以内	2年以内	—	1.公庫が指定する罹災地域で災害を受けた 者（町村長の証明必要）	中小企業金 融公庫	閣議決定 特…同上
	そ の 他	別枠 6,000 万円	7.9 %	10年以内	2年以内				
(4) 商工組合中央金庫 (特殊貸付)	王 滝 村	1,000 万円	年 6.05% 特 3.00%	設備 20年以内	3年以内	—	1.被災設備の復旧に必要な設備資金及び運 転資金を必要とする者（町村長の証明必 要）	商工組合中 央金庫	激甚災害法第15条
	そ の 他	必要に応じ た額	年 7.125～8.60%	運転 10年以内	3年以内				
(5) 中小企業事業団 (小規模企業共済 契約者特別貸付)	王 滝 村	400 万円	年 7.0 %	3年以内	6か月以内	—	1.激甚災害指定区域内に事業所を有し、災 害を受けた者（被災証明必要） 2.共済掛金を12か月以上納めた者	中小企業事 業団、商工 会	小規模企業共済法
2. 中小企業信用保証枠の 特例措置（別枠設定）	保証限度：普 通 保 証………災害別枠 7,000 万円 無 担 保 保 証………災害別枠 1,000 万円 特別小口保証………災害別枠 300 万円						1.激甚災害指定区域内に事業所を有し、か つ激甚災害を受けた中小企業者等	長野県信用 保証協会	中小企業信用保険法 激甚災害法第12条
3. 住宅金融公庫 (災害復興住宅資金)	(1) 建 設	限 度 額			利 率	償 還 期 間	1.住宅に被害を受けた者（建設の場合は地 方事務所からの認定書、補修の場合は罹 災証明が必要）	公庫業務取 扱金融機関	住宅金融公庫法
		住宅建設	土地取得	整 地					
	木 造 等	910 万円	500 万円	250 万円	年 5.05%	25年以内			
	耐火及び 簡易耐火	800 万円	500 万円	250 万円	年 5.05%	耐火35年以内 簡易耐火30年以内			
	(2) 補 修	限 度 額			利 率	償 還 期 間			
		住宅補修	移 転	整 地					
	木 造 等	10 万円以上 400 万円以下	250 万円	250 万円	年 5.05%	10年以内			
	耐火及び 簡易耐火	10 万円以上 450 万円以下	250 万円	250 万円	年 5.05%	10年以内			

2.3 王滝村における地震直後の対応措置

王滝村における地震直後の対応状況を表-10.3に示す。これによれば、地震発生当日および翌日の対応としては避難・救助活動が中心であることがわかる。

震後の各種対応は、王滝村役場（職員67名）を中心に関連機関により行われたが、これらの対応を内容的に分類すると、1) 被害状況の把握・伝達、2) 避難・救助活動、3) 行方不明者の搜索、4) 生活関連施設の復旧・代替措置、5) 二次災害の危険防止、のよう

表-10.3 地震直後における対応・措置（王滝村）

日 時	事 項	備 考
9月14日 8:48	地震発生	
9:10	王滝村避難命令発令（村長より）	王滝小中学校へ住民が集り始める。
10:00	王滝村診療所が破損のため公民館に仮診療所を設置 医療品と医師の派遣を要請	
10:22	王滝村長から県へ自衛隊の派遣要請	
10:30	県災害対策本部木曽地方部設置	被害状況の把握に努める。
10:50	知事から自衛隊の派遣要請	
12:00	県へヘリコプターの出動を要請	県警、自衛隊とも悪天候のため飛ばないと回答
12:30	県災害対策本部の設置	
13:47	王滝村村道1号線啓開	木曽福島方面と連絡
14:53	王滝村村長災害救助法適用申請	
15:10	知事王滝村災害視察 自衛隊救出作業開始	
15:30	王滝村に災害救助法の適用決定	
18:00	孤立部落へ救援物資輸送	王滝村役場よりヘリ（自衛隊）にて
9月15日 8:45	東地区（大又川左岸）の住民34名ヘリ救出	
10:00	名古屋市民休暇村の80名ヘリ救出	
12:28	滝越地区の117名ヘリ救出	
14:00	三浦地区など避難作業員（42名）のヘリ救出	孤立集落、避難作業員のヘリ輸送完了

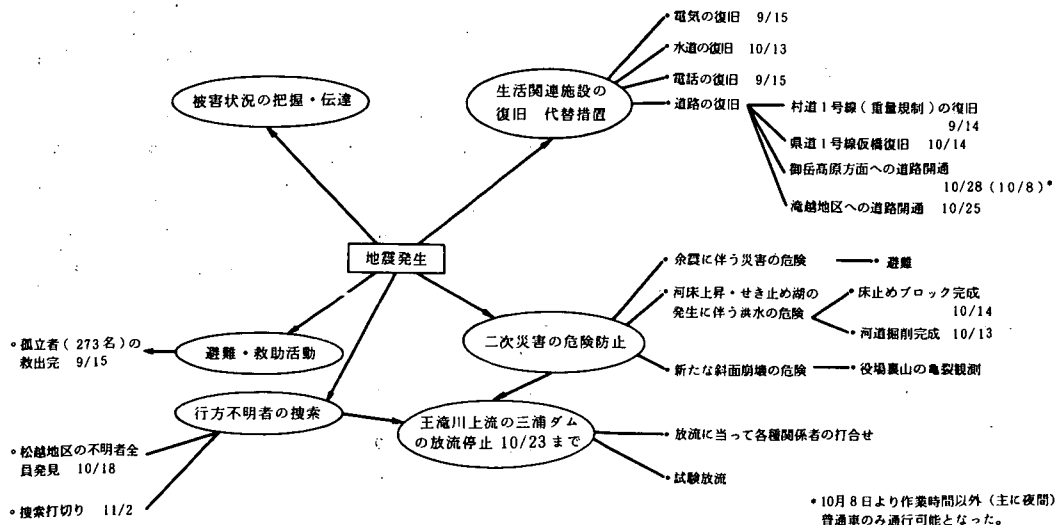


図-10.2 長野県西部地震における震後対応の概要

表-10.4 避難状況

月 日	9.14	9.15	9.16	9.17	9.18	9.19	9.20	9.21	9.22	9.23	9.24	9.25	9.26	9.27	9.28	9.29	9.30	
王滝村小中学校	750	340	40	4	16	26	7	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
王滝村保育園	0	0	26	26	37	11	19	18	27	18	11	15	12	0	9	10	10	
国民宿舎おんたけ荘	207	192	132	42	20	28	28	27	7	7	2	0	0	0	0	0	0	
高齢者コミュニティセンター	0	22	17	18	20	21	21	21	19	19	19	18	7	3	3	3	19	
木曽福島町老人憩の家	0	42	31	31	31	31	33	37	37	37	26	27	24	24	24	24	0	
木曽山林高校	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
計	972	596	246	121	124	117	108	115	90	81	58	60	43	27	36	37	29	

月 日	10.1	10.2	10.3	10.4	10.5	10.6	10.7	10.8	10.9	10.10	10.11	10.12	10.13	10.14	10.15	10.16	10.17	10.18
王滝村小中学校	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
王滝村保育園	9	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
国民宿舎おんたけ荘	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
高齢者コミュニティセンター	22	21	8	18	17	9	8	13	13	15	15	14	15	14	15	14	17	16
木曽福島町老人憩の家	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
木曽山林高校	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
計	31	30	10	18	17	9	8	13	13	15	15	14	15	14	15	14	17	16

月 日	10.19	10.20	10.21	10.22	10.23	10.24	10.25	10.26	10.27	10.28	10.29	10.30	10.31	11.1	11.2		計
王滝村小中学校	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		1,195
王滝村保育園	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		267
国民宿舎おんたけ荘	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		694
高齢者コミュニティセンター	16	19	17	12	13	13	15	0	0	0	0	0	0	0	0		619
木曽福島町老人憩の家	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		459
木曽山林高校	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		15
計	16	19	17	12	13	13	15	0	0	0	0	0	0	0	0		3,249

になる。図-10.2はこれらの震後対応状況を整理して示したものである。

3. 避難及び救援

地震発生当日の9月14日には王滝村小・中学校、および国民宿舎おんたけ荘へそれぞれ750人、207人の合計957人が避難し、さらに10月25日までの間に、延べ3,249人の住民が王滝村小・中学校、王滝村保育園、国民宿舎おんたけ荘、高齢者コミュニティセンター、木曽福島町老人憩いの家、および木曽山林高校の5箇所へ、住家の損壊、二次災害の危険性、あるいは道路の不通等のために避難した。表-10.4は各避難場所への避難状況を示したものである。特に滝越地区の住民は、王滝村中心部と滝越地区を結ぶ村道（林道）が水ヶ瀬～柳ヶ瀬間で埋没するとともに、唯一の迂回道路（村道）も水ヶ瀬橋の流失により不通となったため帰宅が不可能となった。このため水ヶ瀬橋の仮橋（木橋）の架設が完了した10月25日まで高齢者コミュニティセンターへ避難していた。しかし、王滝村中心部と滝越地区を結ぶこの迂回路は、冬期には雪のため通行不可能となるため、滝越地区の住民は再び王滝村中心部等へ避難を行わざるを得なかった。なお、滝越地区への村道の本復旧は昭和60年12月現在も工事中であり、同地区の住民は今冬も避難を余儀なくされている。

王滝村に対して9月14日午後3時30分、災害救助法が適用され、11月2日までの50日間にわたり継続適用された。災害救助法に基づき長野県および王滝村が行った救助種目および適用期間は本編2.2に示した通りである。長野県は寝具として毛布500枚、救助物資として救急薬品、粉ミルク、紙おむつ、ポータブルトイレ等を王滝村へ送り被災により住家を奪われた7世帯に対して応急仮設住宅7戸を建設した。また長野県は住宅を損壊した599戸および重傷を負った3名に対して総額2,661万円の見舞金を送った。王滝村は9月14日から10月25日までの42日間にわたり45,492食の炊き出しを行い、水道が復旧されるまでは給水車3台、ポリ容器130個、ろ水器6台による飲料水の供給を行った。農政関係では王滝村の被災農家のうち援農を希望する10戸に対して、9月21日から9月28日まで農協、農業改良普及所、および地方事務所から延べ91人が派遣された。その他、全国各地の救援団体および個人からは9月14日から10月20日までに4,264件にのぼる食料品、飲料水、衣料品、日用品、および見舞金等の救援が王滝村に対して行なわれた。

地震発生22分後の9時10分には村長より全村民に対して避難命令が発せられている。避難命令の伝達は、有線放送の故障のため村役場職員や消防団による広報車または口頭により行われたが、伝達に時間を用い、全員へ伝達が完了したのは午前11時頃だったという。避難に当って大半の住民は自家用車を利用している。

4. 情報連絡

情報連絡は、災害発生時には最も重要である。今回の長野県西部地震における情報連絡の大きな流れは、各町村から県の地方事務所、県庁となっている。県庁と木曽地方事務所災害対策本部（県の出先機関）を結ぶ連絡はホットラインおよび一般電話によっていたが、これらが支障なく使用できたため情報連絡は比較的スムーズに行うことができた。また、木曽地方事務所災害対策本部と管内の11町村間の連絡には防災行政無線が確保されていたほか、王滝村以外の町村とは一般電話による連絡が可能であった。

防災行政無線は、長野県木曽地方事務所と管内の町村間に3回線が設置されており、日常業務にも使用されていた。3回線のうち1回線が木曽地方事務所と王滝村、三岳村、開田村および上松町の4町村間を結んでいたが1回線しか通話ができないため地震発生後にはふくそう状態となった。その後、被災状況が明らかになるとともに被災の中心が王滝村であることおよび王滝村以外の町村とは一般電話による連絡が可能なが判明したため、長野県木曽地方事務所では防災行政無線の使用に関して次の措置をとった。

- ① 防災行政無線は、王滝村との連絡のみに使用する。
- ② 防災行政無線は、交換手を経由した通信（通常、交換手はいない）に切り替え、緊急性の高いものから取り次ぐ。

また、本防災行政無線は、緊急性の高い通話が生じた場合には、使用中の通話を一時中断して割り込みを行うことが可能である。

王滝村内における避難、救助に関する連絡には、携帯無線が有効であったが、出力の大きな放送関係の無線をはじめ、同一または近接したバンド内での多数の交信により混信した他、山影となる箇所には無線が届かない等の問題点が指摘された。

長野県における情報連絡系統および被害状況調査体制は図-10.3、表-10.5に示すとおりである。

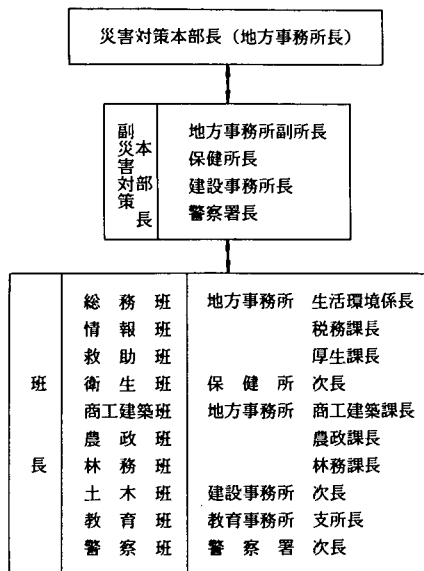


図-10.3 長野県木曽地方事務所災害対策本部緊急連絡系統

5. 行方不明者の搜索

地震後においては、被災した各種施設を早急に復旧することが必要であるが、このためには、災害に伴う行方不明者の搜索など他の作業との競合も生じる。今回の地震においては、松越地区の斜面崩壊により、13名の方が土砂にのみ込まれた。このため、道路の応急復旧箇所は行方不明者の搜索区域と一致することとなり、行方不明者の搜索活動と競合して道路復旧が遅れ、被災地への重機の搬入にも影響が現われている。以下に行方不明者搜索の状況について示す。

今回の地震による死者、行方不明者の総数は、搜索が打切られた11月2日時点で、それぞれ、14人、15人である。この中には、釣りもしくはきのこ狩りに出かけて災害に出会った5人の名古屋市在住者が含まれている。死者、行方不明者の発生した箇所を示すと図-10.4の通りであり、死者、行方不明者の発生箇所は、松越地区（東地区）および滝越、柳ヶ瀬、氷ヶ瀬地区（西地区）の2地区に分けられる。東地区の犠牲者は

表-10.5 被害状況調査体制

調 査 事 項	調 査 機 関	地方部情報担当課
概 況 速 報	町 村	総務班（総 務 室）
人 的 及 び 住 家 の 被 害	"	情報班（税 務 課）
社 会 福 祉 施 設 被 害	施 設 経 営 者	救助班（厚 生 課）
国民健康保健診療施設被害	町 村	県 事 務 所
農・畜・養蚕・水産業被害	"	農政班（農 政 課）
農地農業用施設被害	"	"（耕 地 課）
林 業 関 係 被 害	"	林務班（林 務 課）
公 共 土 木 施 設 被 害	"	土木班（建設事務所）
急傾斜地の崩壊等による被害	"	"（"）
都 市 施 設 被 害	"	"（"）
水 道 施 設 被 害	"	衛生班（保 健 所）
廃棄物処理施設被害	"	"（"）
伝 染 病 関 係 被 害	"	"（"）
医 療 施 設 被 害	施 設 管 理 者	"（"）
商 工 関 係 被 害	町 村	商建班（商 建 課）
観 光 施 設 被 害	"	"（"）
教 育 関 係 被 害	町 村 施 設 管 理 者	教育班（教育事務所）
県 有 財 産 被 害	県有財産管理者	総務班（総 務 室）
市 町 村 有 財 産 被 害	町 村	"（"）

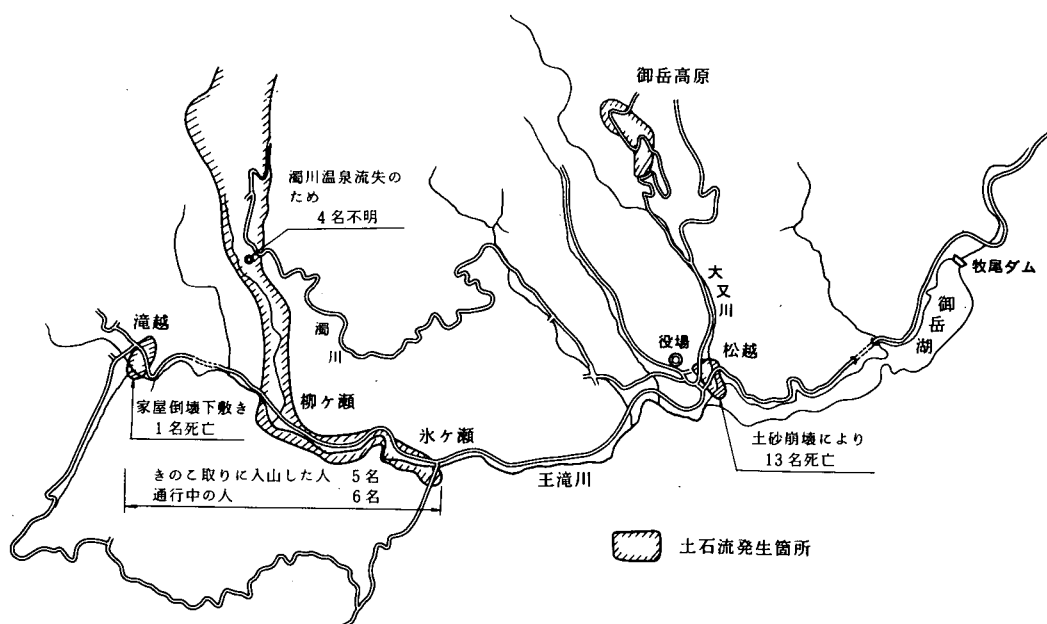


図-10.4 死者・行方不明者の発生位置 (木曽地震県災害対策本部による)。

表-10.6 西地区行方不明者家族との打合せ内容

回数	日 時	出席者	行方不明者家族の要望	備 考
1	9月30日(日) 14:00~15:10	行方不明者 12家族(全員)	- 重機による捜索をお願いしたい。 - 不明者がいるうちに、道路、砂防ダムを作ることには耐えられない。	災害対策救助法の適用を延長
2	10月7日(日) 13:00~14:20	行方不明者 家族21人 村長他	- 重機による捜索をお願いしたい。 - 不明箇所がおおよそわかっているの、ボーリング試掘をしてほしい。 - 金属探知機・水中ポンプによる水位低下等あらゆる方法を検討実施してほしい。 - 捜索と復旧の両方で大変であるが、生きている人間の生活が大切である。 - 復旧と決定した際には家族側の気持ちを十分大切にしてほしい。	災害対策救助法の適用を延長
3	10月26日(金) 11:00~	行方不明者 家族18名 (11家族)	- 捜索が長期化すると諸問題が出てくる。ある時期でけじめが必要。 - 現状では絶望と認めざるを得ない。行方不明ということで、仏にならず、かえって気の毒。 - 捜索続行の気持ちが強いが、現実的にみて捜索により発見される可能性がほとんど無いことから、捜索に区切りをつけたい。 - 労働災害の適用について村からの働きかけをお願いしたい — 労災が適用される。	- 災害救助法の延長期限が切れる11月2日をもって、捜索打切りに決定。 - 村として、慰霊堂の建設を検討中。

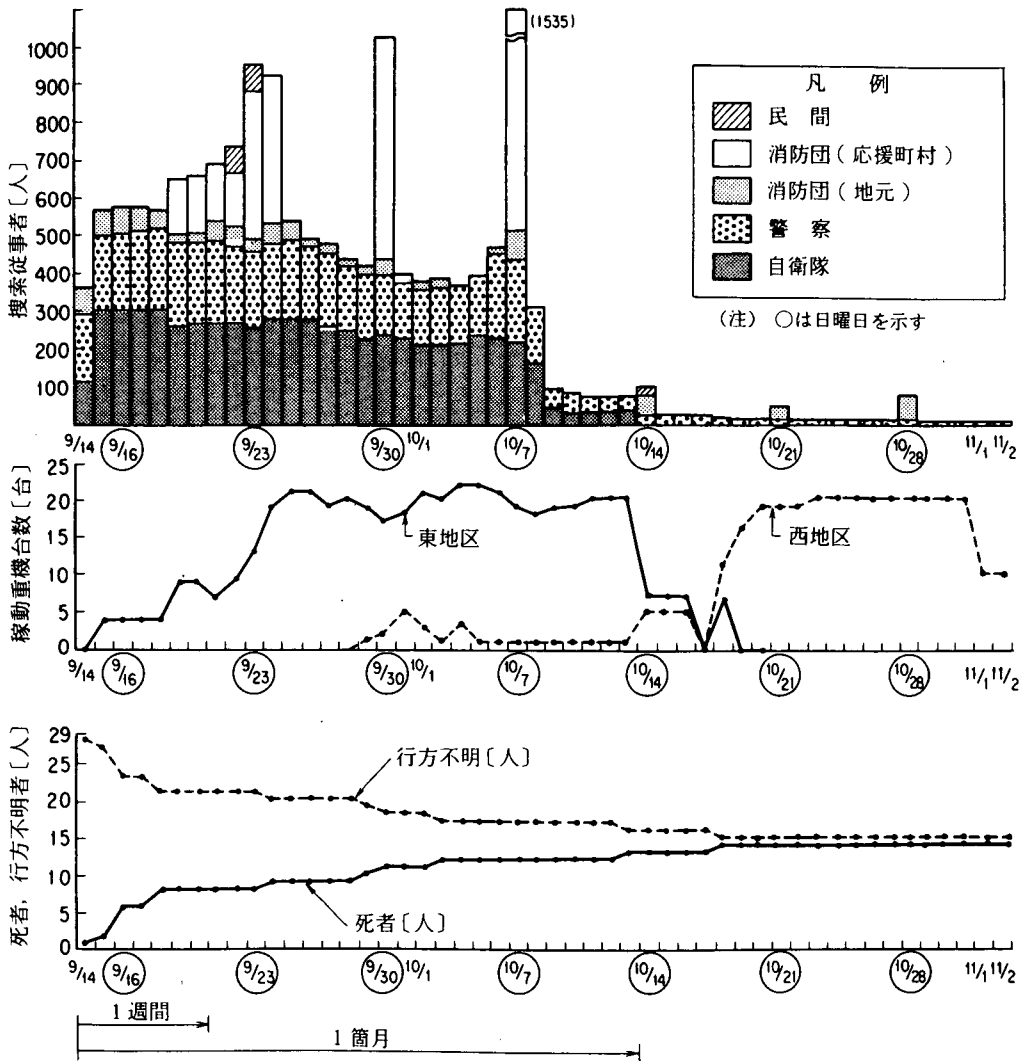


図-10.5 行方不明者搜索状況

全て松越地区の斜面崩壊により生じたもので、10月18日までに全員の遺体が発見されている。この中には、御岳生コンの職員6名が含まれている。西地区の犠牲者は、御岳崩れおよび滝越地区の土砂崩壊により生じたものであり、合計16名中1名の遺体が発見されたのみで、懸命の搜索にもかかわらず15名については、昭和60年12月現在不明（死亡は認定済み）になっている。

行方不明者の搜索は、地震発生当日の9月14日から、自衛隊、警察、消防団等を中心に開始された。最終的に、搜索が打ち切られた11月2日に至るまでの搜索従事者、稼働重機台数を示すと、図-10.5の通りである。搜索従事者は延べ15,581人に達し、延べ809台の重機が

投入され、文字通りあたり一面を掘りかえす大搜索がくり広げられた。この結果、14人の遺体が発見された訳であるが、遺体は、10月18日を最後にその後の懸命の搜索にもかかわらず発見されず、11月2日に搜索が打ち切られている。

地元の王滝村では、9月15日～16日および9月26日の2回にわたりヘリコプターにより、行方不明者の家族を現地に案内するとともに、東地区の行方不明者家族とは10月13日、また、西地区の行方不明者家族とは、9月30日、10月7日、10月26日の3回にわたり、それぞれ打合せ会を持った。伝上川源頭部から崩壊した大量の土砂に埋まったため、行方不明者の搜索が困難で

あった西地区について、行方不明者家族から、王滝村へ寄せられた要望、意見等の概要を示すと表-10.6のようになる。西地区へは、松越地区での県道被災に伴い、重機の搬入が困難であった。このため第1回、第2回の打合せ会では、人力による捜査に加えて重機を用いた捜索が強い要望として出されている。また、行方不明者が発見されないうちに、道路、砂防ダムを作ることに対しては、行方不明者の捜索が困難となる恐れがあることから反対の意向が出されている。しかし、時間が経つにつれて次第に、行方不明者が発見される可能性が薄くなり、いつまでも行方不明のまま放置しておくに忍びないとの行方不明者家族の意向から災害救助法の4回めの延長期限が切れる11月2日をもって捜索打ち切りが決定されている。

一方、東地区では、西地区に比較して、行方不明者の捜索が順調に進み、10月18日をもって13名全員の遺体が発見されている。当地区では、松越地区における斜面崩壊のため、王滝村と木曽福島町方面を結ぶ唯一の県道（御岳王滝黒沢線）が流失し、この箇所の交通の確保が震災復旧上の最優先課題とされた。このため前述したように、ベアリー橋等を用いた応急復旧工事（9月22日～10月14日）が行われた。本工事箇所は行方不明者の捜索区域内であったため工事の実施に際しては、事前に家族の了解を得るとともに警察および家

族の立合いを求める等慎重な配慮が加えられた。本地区の行方不明者は、工事区域に近い大又川右岸側から発見された1名を加え、結果的には工事区域外から全員が発見された。

6. 道路に対する震後の対応

6.1 道路被害及び復旧の概要

道路では、合計278箇所において74億円の被害が生じた。大きな交通障害箇所は、大規模な斜面崩壊に伴う道路の欠壊、流出、埋没の被害を受けた県道御岳王滝黒沢線の松越地区の2箇所と王滝村中心部と滝越地区を結ぶ村道（一部は林道）の3箇所である。

王滝村と木曽福島町を結ぶ唯一の県道である御岳王滝黒沢線は王滝村松越地区の斜面崩壊（写真-10.1）により路体が流失したため、地震発生と同時に通行止めとなった。迂回路としては、関西電力の牧尾ダムから王滝川右岸を走る村道1号線が利用された。この村道1号線にも路肩部に各所で部分的な亀裂が発生したため路肩保護のための応急舗装、矢板工の打設等による応急復旧工事が実施された。また、村道1号線の牙ヶ沢橋および大岩橋を調査した結果、重車輛の交通が不可能と判断されたため、14tの重量制限を加えて県道



写真-10.1 斜面崩壊による道路流失（県道御岳王滝黒沢線、松越地区）

御岳王滝黒沢線の応急復旧が完了するまで交通開放された。低規格とはいえ、村道1号線が啓開されたことにより木曽福島町方面との足が確保され、県道御岳王滝黒沢線が途絶している間の救助・復旧に重要な役割を果たした。なお、全面通行止めとなった県道御岳王滝黒沢線は応急組立橋を用いた松越地区の応急復旧工事が10月14日に完成したため、9月14日以来の通行止めが解除されている。また、同県道の東地区についても10月8日に1車線(普通車、午後17:30~翌朝7:00まで開放)で仮復旧されたことにより大又地区への交通が可能となり、10月28日に仮道路工事が完了した。

また、御岳崩れ(濁川の大土石流)により王滝村と滝越地区を結ぶ村道が埋没し、滝越地区が孤立した。このため、工事用道路、林道等を利用した迂回路の応急確保が行われ、かろうじて交通が確保しているものの昭和60年12月現在本復旧には到っていない。

6.2 道路施設の緊急調査及び緊急措置

長野県木曽福島建設事務所では、地震直後に緊急調査をするため6班の調査班を編成したが、正午近くまで震源地がどこかが判明しなかった。このため、まず、管内全域のパトロールを実施していたが、そのうちに、報道機関の上空偵察および管内パトロール等により王滝村、三岳村に被害が集中していることがわかり、この方面にパトロールの主力を移しかえている。王滝川調査班が村道1号線をブルドーザにより崩落土を除去しつつ王滝村役場に到着したのは14日午前11時30分頃であった。緊急調査実施上の問題点としては、以下の項目が挙げられる。

① 山間地等においては、気象庁等による正確な震源位置の報告が行われるまで、どこで被害が集中的に発生しているかがつかみにくい。

② 道路の被害によりパトロールカーによる緊急調査は困難となる場合がある。

③ 山間部では無線の通信が不能となる箇所が多い。

被災した県道の迂回路となった村道1号線に架かる大岩橋(昭和36年建設、有効幅員4.5m、スパン110m)の通行規制は載荷試験により決定されている。本橋は、昭和36年に牧尾ダムの建設に伴い村道の付け替えとして架けられたものであるが、設計条件は不明(2等橋と思われる)であった。地震後、午後2時47分頃に村道1号線は仮復旧されたが、大岩橋では支承および伸縮継手に被害が認められたために、警察により4tの重量規制が実施され、橋の前後に設けた看板により利用者に表示された。しかしながら、復旧活動に関連し

て実際には4tを越える車も通行していたため、橋梁の安全性を確認するため、載荷試験が民間コンサルタントに委託して実施された。試験では14tトラックを載荷し、橋のたわみを実測した結果、実測のたわみは、計算値より小さいことが確認されたため、9月22日に4tから14tに重量制限が変更された。ただし、支承等に被害があることから10t以上の自動車は1台ずつ通過するよう看板標識が出された。

6.3 応急復旧の観点

応急復旧は、王滝村中心部への重機搬入路の確保および孤立地区の解消が目標とされた。王滝村中心部から各方面に向う路線の応急復旧は以下の通りである。

1) 王滝村中心部~木曽福島間

前述したように王滝村と木曽福島町を結ぶ唯一の県道である御岳王滝黒沢線は、王滝村松越地区の斜面崩壊により路体が流出(被災区間長約420m)したため、地震発生と同時に交通止となった。

本被災箇所では王滝村中心部と木曽福島方面の大型車交通を確保するために応急復旧が早急に必要とされたが、仮設道路の施工位置が行方不明者の搜索域に当たっていたため、行方不明者の搜索活動の便および代替迂回路(村道)がとりあえず確保されていることを考慮し、9月22日から復旧工事に着手されている。この復旧の経過は表-10.7に示す通りである。震災復旧と

表-10.7 県道御岳王滝黒沢線の応急復旧

日 時	事 項
9月14日	地震発生
9月18日	応急組立橋(中部地建)による応急復旧の決定
9月21日	現地災害対策本部において9月22日からの工事着工の承諾
9月22日	工事着工。行方不明者搜索のため警察、自衛隊立合いのもとに左岸側取付道路より着工。
9月23日	右岸側取付道路の着工は行方不明者搜索作業との関係で、24日に延期
9月24日	復旧工事作業箇所付近で行方不明者1名が遺体で発見される。
10月6日	橋台完成
10月9日	上部工完成
10月14日	供用開始

いえども行方不明者の搜索等被災状況を配慮することが必要とされるが、一方では応急復旧を早急に進めなければ被災地区の復旧が進まないことから、両者のバランスをどのように図るかが重要といえる。また、本地区の応急復旧には建設省中部地方建設局所有の応急組立橋が有効に使用され、被災後1箇月の10月14日には交通が確保されている。

本被災箇所の本復旧工事は、昭和60年2月より着手

され同年8月23日に完成、供用開始されている。本復旧は応急仮設路の上流側（既存の道路位置）に建設され、被災後一周年内の完成を目標に実施された。

2) 王滝村中心部～御岳高原

王滝村中心部と御岳高原方面を結ぶ道路も松越地区の斜面崩壊により遮断された。御岳高原方面へは迂回路が無い場合、孤立地区の住民および観光客はヘリコプターで避難・救助された。本地区では、応急復旧として崩壊箇所（被災区間長約40m）を迂回する600mの仮設道路が建設された。応急復旧の工程は表-10.8に示す通りである。

表-10.8 王滝村中心部と御岳高原方面の道路復旧状況

日 時	事 項
9月14日	地震発生
9月23日	仮設迂回路による復旧の地元了解
9月24日	工事開始
10月7日	1車線の復旧完了、信号機設置
10月8日	交通解放（1車線、普通車のみ）
10月9日	迂回路の2車線拡幅作業
10月27日	作業時間帯以外（主に夜間）は交通解放（1車線、普通車のみ）
10月28日	応急復旧完了

迂回路は民地を通るため、9月23日に地元の了解をとり、一刻も早く道路を開通して孤立解消を図ることを目標に応急復旧工事が行われ、10月8日には1車線の通行が確保され、とりあえず孤立の解消が図られた。その後、道路の拡幅、安全施設の設置、舗装などを行い、10月28日応急復旧を完了している。なお、10月8日に1車線の確保をしてから、10月28日の応急復旧完了までの間は、作業時間帯以外（主として夜間）については一般車に対する交通開放をしている。

本箇所は復旧額が約10億円にのぼる最大の道路被災箇所である。本復旧は、崩壊斜面を法枠工を用いて安定化を図り、道路中心を山側に絞った線形により実施されている。復旧は昭和60年2月に着手され、その後、家屋移転や保障契約も平行して行われている。本箇所の復旧は、スキー場開きに間に合わせることを目標に実施されており、昭和60年12月2日に道路の供用が開始されている。なお、本被災箇所の本復旧の完了は昭和61年8月の予定である。

3) 王滝村中心部から最奥の滝越地区への村道（一部林道、被災区間長約7km）は御岳山麓の斜面崩壊により流出した土砂によって埋没されるとともに、一部はこれにより形成された塞き止め湖により水没し、完全に不通となった。被害があまりにも甚大であったため、滝越地区への交通は現場に沿う復旧ではなく、全

く別の工事用道路、林道等を利用した延長約15kmの迂回路によりかろうじて確保された。ただし、冬期はこの迂回路も利用不能となることが予想されていたため、滝越地区の住民は王滝村中心部に避難することを余儀なくされた。迂回路が王滝川本線を横断する箇所では、水ヶ瀬橋（鋼板桁橋、橋長56m）が土石流により流出したため、仮設木橋が応急的に建設された。この仮橋は土石流による堆積土砂上に応急的に仮復旧されただけであるため、地震後の11月15日の出水時には、取付の仮道の一部が流出して不通となるなど、地震後の豪雨対策の困難さが示された。また、本地区の復旧に必要なとされた重機の一部はヘリコプターにて空輸されたが、大部分は松越地区における県道の崩壊により、10月14日まで運搬できなかった。

本被災箇所の本復旧は、埋没箇所下流端の水ヶ瀬トンネルから塞き止め湖に水没している王滝トンネル（ $\ell=400\text{m}$ ）の約8kmについて、道路計画高さを上げた別ルートにより復旧が行われている。復旧には、約14億円の費用を用い、昭和61年夏の開通を予定している。なお、河川の復旧は、既存の王滝トンネルを利用することを前提として実施されている。

7. 河川の震後対応

7.1 河川の被害及び震後対応の概要

河川関係の震後対応は、御岳山腹斜面の約3,600万 m^3 におよぶ巨大崩壊により発生した王滝川の河道埋塞に伴うものであった。河道埋塞は、柳ヶ瀬から下流の水ヶ瀬にかけて延長4.1km、最大幅約450mにわたって生じており、被災前後の航空写真測量により埋塞土砂量は約2,100万 m^3 と推定されている。また、埋塞深さは旧河床から20m～50mに及ぶと考えられている。このため、王滝川は柳ヶ瀬地区でダム状に堰上され、湛水延長2.75km、湛水面積0.33 km^2 、湛水量約365万 m^3 の天然ダムが出現した。

7.2 応急復旧

水ヶ瀬から柳ヶ瀬にかけて王滝川に堆積した土砂は豪雨があった場合には流出する恐れがあったため、応急的に埋塞土砂の流出を抑制するために埋塞土下流端部分（水ヶ瀬トンネル横狭さく部）に床止工1基（5t六脚ブロック349個）が施工された。なお、本工事には長野県飯田管内で他の災害復旧工事に製作されていたブロックが急遽使用された。

柳ヶ瀬付近においては、埋塞土の一部を掘削し、河道($l=520\text{m}$)を設け、天然ダムの湛水位の上昇を抑えると共に、その下流部において一部流路固定のため河道掘削($l=280\text{m}$)が実施された。

なお、作業に必要な機械および資材等は、陸上からの搬入が不可能であったため、その一部はヘリコプターによって空輸された。また、氷ヶ瀬トンネル下流貯木場付近では流路固定のため右岸に河道($l=700\text{m}$)を付替えるとともに右支川鯉川の取り合い河道掘削($l=150\text{m}$)が実施されている。応急復旧工事の概要を示すと図-10.6のようになる。

以上の応急復旧は、復旧資機材が迅速に手配され、二次災害防止を目標に実施されたことが特徴と考えられる。

7.3 本復旧

本災害は、過去に例をみない大規模な河道埋塞を生じたものであり、本復旧計画とその工法の検討を行うため「王滝川災害復旧工法検討委員会」が設けられている。本委員会における主要な検討事項は次のとおりである。

- ① 大規模な裸地発生に伴う洪水防止対策
- ② 堆積土砂の流出防止対策
- ③ 滝越地区へ通じる林道の復旧計画との整合

復旧工法は、流路工方式を基本とし、床止工(氷ヶ瀬地区)、砂防ダム工(鯉鬼ヶ咽地区)などが用いられた。また、天然ダム湖の吐口部の計画高は、滝越地区への林道復旧において既存の王滝トンネル($l=400\text{m}$)の使用を前提として決定されている。

7.4 三浦ダムの流水管理

地震後、三浦ダムの放流が停止されている。これは、ダム下流の行方不明者捜索作業の便および河道埋塞土

砂の急激な流出の危険性を考慮したものである。なお、塞き止め湖下流の河道整正および床止めブロック工の応急工事が完了した後に、試験放流等を経て、10月23日より発電放流が再開されている。三浦ダムの放流に当っては、建設省木曽川上流工事事務所、長野県木曽建設事務所、王滝村役場、関西電力㈱および応急工事実施業者の間で「長野県西部地震災害に係る三浦ダム運用打合せ会」が持たれ、放流方法等が決定されている。

7.5 河道埋塞に対する対応

王滝川の埋塞土砂による2次災害の危険性に関して、地震後4日目の9月17日(月)以下のようなハプニングが生じている。すなわち、9月17日午前8時40分、王滝村災害対策本部から、野口、中越の両地区131戸(約300人)に対して避難準備勧告が出された。しかし、この勧告が末端の住民には避難命令として伝わったために、一時は住民が避難をするなど混乱が生じた。

このような状況下において、9月18日に建設大臣らに同行して現地調査に来ていた建設省の河川関係者が王滝川の現地を調査した上で、次のような記者会見を行った。

- ① 王滝川の「天然ダム」は、余程の降雨がない限り二次災害は起らない。
- ② 河道を掘って天然ダムの水を抜く。
- ③ 埋塞土砂の下流端に床止め工を作って土砂流出を止める。

これにより住民の不安はおさまったが、河川関係者らの冷静な判断が非常に重要な役割を果たしていることがわかる。なお、これを受けて床止め工設置などの応急復旧が早急に進められ、9月26日(木)には王滝川の天然ダムに、幅7メートル、深さ1.5メートルの水抜き河道が設けられ、毎秒2トンの放水が開始された。

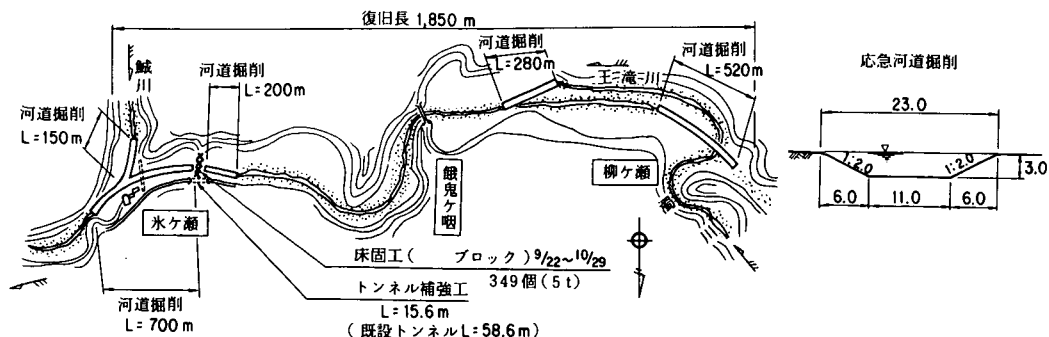


図-10.6 王滝川応急復旧工事概要

8. まとめ

長野県西部地震は、巨大な斜面崩壊を発生させ、塞き止め湖を発生させる等、改めて自然の力の大きさを痛感させた。地震後における対応は、地震自体および地域の特性により大きく異なり、本地震後の対応も平地部で生じた地震には見られない特徴を有していたといえる。本地震における震後対応の特徴および教訓を整理すると表-10.9に示すとおりである。我が国は、国土面積の約70%が山地に属し、このような箇所地震が生じた場合には今回と同様な災害が発生する可能性があり、本地震での教訓を震後対策に生かしていくことが重要と言えよう。

参 考 文 献

- 1) 木曾地震長野県災害対策本部「長野県西部地震の概要について」, 昭和59年11月7日。
- 2) 建設省土木研究所「長野県西部地震による被害および震後体制の概要」, 土木研究所資料, 第2159号, 昭和59年12月。
- 3) 石崎勝義「河道埋塞土砂の対策」, 土木学会河川災害シンポジウム, 1985。
- 4) 広井 修, 池田謙一「長野県西部地震における情報伝達を考える」, 月刊消防, 1985.1, 1985.2。
- 5) 王滝川災害復旧工法検討委員会「王滝川災害復旧工法検討報告書(長野県西部地震)」, 昭和60年3月。
- 6) 昭和59年(1984年)長野県西部地震非常災害対策本部「昭和59年(1984年)長野県西部地震災害について」, 1984.12.20。

昭和61年3月30日原稿受理

表-10.9 長野県西部地震の震後対応の特徴および震災復旧技術マニュアル(案)との関連

項 目	長野県西部地震における震後対応上の特徴	震災復旧技術マニュアル(案)との関連
緊急調査	・正午近くまで、震源地がどこか判明しなかった。このための絞ったパトロールができなかった。 ・被害集中地区では道路の寸断により、パトロールカーが使用できず、徒歩により調査せざるを得なかった。 ・無線による連絡はパトロールカーまで戻らなければならないため、時間を要した。 ・山間部では、無線の通信不能箇所が多かった。	・自転車、バイクの利用 ・緊急調査におけるヘリコプターの有効性 ・緊急時のヘリの利用体制、利用方法のポイント ・携帯式無線の利用 ・使用不能箇所の事前把握
緊急措置	・村道1号線の啓開、早期確保 ・大岩橋では、地震直後4t規制とされたが、荷重車でチェック後、14tも規制に緩和された。	・代替路線(道路の面的整備)の有効性 ・橋の耐荷力の簡易判定法
応急調査	・道路寸断により被害箇所へすぐ入ることができなかった。	・斜写真など航空写真による調査方法
応急復旧優先順位	・二次災害の防止 ・行方不明者の捜索 - 行方不明者捜索～道路復旧の競合 - 行方不明者捜索活動のため、三浦ダム放流停止 ・孤立地区の解消	・行方不明者の捜索など他の作業と復旧作業が競合した場合の対応事例の調査整理 ・行方不明者家族との連絡ができない場合の対応
応急復旧	・ペーリー橋を用いた県道の復旧 ・民地を通る迂回路の建設 ・工事用道路、林道、仮橋(木橋)を用いた迂回路の確保 ・埋塞土下流端部に床止工設置 ・埋塞土に閉塞された河道掘削による天然ダムの水位上昇抑制 - 資機材の搬入が陸上からできない→ヘリコプターを利用	・ペーリー橋の有効性 ・部分復旧段階における一般車の通行の取扱い。 ・周辺地区にある資機材の緊急調達
余 震	・余震のうち、規模の大きかったものは、 9月15日 午前7時14分のM 6.2および 10月3日 午前9時12分のM 5.5 の2回である。 ・余震による被害の拡大が一部で見られた。	・余震発生および余震に伴う被害の事例 ・余震は復旧活動および地域住民の生活に心理的に大きな不安を与えること。
降雨対策	・降雨に伴う出水による河道閉塞土砂の流出防止および行方不明者捜索活動の便を考慮してダムの放流が停止された。 ・斜面亀裂へのシート張り、変状観測 ・土石流氾濫堆積物上に施工した仮橋(木橋)取付け盛土の一部が地震後の出水(11月15日)により流出した。 ・応急復旧に施工した床止工の一部が地震後の出水(11月15日)により流出した。	・大規模地震時の流水管理の基本的事項の整理 ・大出水時(豪雨等)の対応 ・斜面の簡易な崩壊危険性判定方法
情報連絡	・「せき止め湖が危険だ」「裏山が崩れる」などの誤情報が流れて、一時パニック状態が生じた。 ・山間地の地震であり、住民が各地に散在しているため情報収集に時間がかかった。 ・少数の村役場職員の対応には限度がある。 ・無線が情報の収集・伝達に効果が大きかったが、場所(山の影になる位置)により無線が届かない。また、同一バンド内で多数の交信が入り、混信した。 ・防災行政無線(木曾地方事務所災害対策本部～管内の11町村間)のふくそう。	・二次災害の危険性に対する判定基準 ・被害状況の適切な広報の必要性 ・防災行政無線を日常業務にも利用することの重要性 ・緊急性の高い通話に優先させる方法の検討

貯水池水質の予測・評価モデルに関する研究

土木研究所報告
第182号-1 1991年3月

森 北 佳 昭, 天 野 邦 彦

要 旨

ダムが築造されると、河川の流況や環境は従前に比べ大きく変化する。貯水池内においても、人造湖特有の水質変化現象が起こり、利水や環境に影響を及ぼす場合がある。そのため、これら現象の予測・評価、そして水質保全対策が必要となってくる。

そこで、まずダム貯水池の水質変化現象として冷水現象濁水長期化現象、富栄養化現象をとりあげ、これらに伴う問題についてまとめた。現象の予測と評価手法として概略判定指標、簡易モデル、数量化理論、数値解析モデルによる方法について述べ、概略判定指標、簡易モデル、数量化理論を用いることにより計画或は建設中ダムの完成後の水質を概略判定できることを示した。

次に、予測手法の中でも、特に筆者らが開発を進めてきた貯水池水理・水質の数値解析モデル（鉛直一次元、準二次元、二次元モデル）についてまとめた。これらの数値解析モデルを用いることにより、貯水池水質の将来予測や選択取水等の水質保全対策の効果を定量的に評価することが可能となった。

最後に、貯水池の水質保全対策について概要を述べ、上述の数値解析モデルを用いた選択取水による水質

善効果の定量的評価を示し、適切な貯水池運用方法を数値解析により検討することも可能であることを明らかにした。

キーワード：貯水池水質変化現象、濁水、富栄養化、水質予測評価、数値解析モデル

昭和59年（1984年）長野県西部地震災害調査報告

土木研究所報告
第182号-2 1991年3月

要 旨

本報告は、昭和59年（1984年）長野県西部地震に関する災害調査結果をとりまとめたものである。その内容は、地震動、地形・地質、斜面崩壊、斜面崩壊に伴う土砂動態、等の調査結果および河川、砂防、道路、ダム、生活関連施設等建設省所管施設に関する被害の実態、被害調査結果の整理・分析等である。

キーワード：昭和59年（1984年）長野県西部地震、地震災害

Study on the Methods to Evaluate Water Quality Changes in Reservoirs

Report of PWRI
Vol. 182-1 Mar. 1991

by Yoshiaki MOMIKITA
Kunihiko AMANO

Synopsis

Flow regime and environment of river are changed by the construction of a dam reservoir compared to their previous state. Water quality changes that are particular to artificial lakes will occur in the reservoirs, and such phenomena can become an obstacle to water utilization and environment.

As such, these phenomena must be predicted and evaluated, and necessary countermeasures considered.

First, cool water phenomenon, turbid water phenomenon and eutrophication are enumerated as water quality changes in dam reservoirs. Problems they cause are summarized. Approximate evaluation indices, Vollenweider model, mathematical quantification theory and numerical analysis models are mentioned as the methods to predict and evaluate these phenomena, and it is shown that water quality of the dams which are being planned or under construction can be evaluated by former 3 methods approximately.

Next, numerical analysis models for the hydraulics and water quality in reservoirs (one dimensional, quasi-two dimensional and two dimensional), which were developed by the authors are reported. Reservoir water quality can be predicted and the effect of water conservation measures can be evaluated quantitatively through these numerical analysis models.

Lastly an outline of countermeasures for reservoir water quality conservation is provided. A quantitative evaluation of the water quality improvement effect of selective withdrawal using the above-mentioned numerical analysis model is described.

And it is noticed that optimal use of selective withdrawal can be studied by numerical analysis.

Key words: Water Quality Change Phenomena, Turbid Water, Eutrophication, Prediction and Evaluation of Water Quality, Numerical Analysis Model.

Report on the Disaster Caused by the Nagano-ken-seibu Earthquake of 1984

Report of PWRI
Vol. 182-2 Mar. 1991

Synopsis

This report summarize the results of investigation on the disaster of the Nagano-ken-seibu Earthquake of 1984. It includes characteristics of seismic ground motion, geological and topographic feature, slope-failure and movement of debris flow. It also deals with the damage characteristics of civil engineering facilities and some results obtained from analysis.

Key Words: Nagano-ken-seibu Earthquake, Earthquake Disaster

土木研究所報告第182号

平成3年3月1日発行

発行 建設省土木研究所
〒305 茨城県つくば市大字旭1番地
電話 0298 (64) 2211

印刷 前田印刷株式会社
〒920-01 金沢市金市町ホ34-1
電話 0762 (57) 3391

本研究報告により転載又は複製する場合は、前もって建設省土木研究所企画部情報資料課に連絡のうえ、許可を得てください。

**Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction**

Vol. 182, March 1991

CONTENTS

1. Study on The Methods to Evaluate Water Quality Changes in Reservoirs	Yoshiaki MORIKITA Kunihiko AMANO	1
2. Report on the Disaster Caused by the Nagano-ken-seibu Earthquake of 1984	Toshio IWASAKI Tetsuro KUWABARA Kazuyuki TAKAHASHI Yasuhiko WAKIZAKA Eiichi TANIGUCHI Masaaki NAKANO Takao HONDA Hiroto MITSUI Tetsuya KUBOTA Takahisa MIZUYAMA Yoshifumi HARA Koh-ichi FUJITA Naomi OBINATA Yoshihiro ITO Kinji HASEGAWA Norihisa MATSUMOTO Nario YASUDA Minori SHIGA	111
