

ISSN 0386-5878

土研資料第1747号

土木研究所資料

「砂防調査の成果活用に関する会議議事録」

昭和56年12月

建設省土木研究所

砂防研究室

Copyright © 56年度 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 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

ま え が き

砂防調査の成果の活用に関する打合せは、昨年度に引きつづき、筑波の科学技術庁研究交流センターで行われた。

今年は砂防事業百年の足跡をたどってその成果と先人の努力をたたえとともに、これからの方向を確かなものにするという意味のある年である。一方、経済社会の影響をうけて砂防のための予算は縮少される可能性が大きいという状況にある。そこで私たちの技術を考えてみると、現在の社会の問題を適確に採りあげ、満足のいく対応をしていくためには、一層の努力を組織的に積みあげていく必要があることがわかる。その分野も、流域に作用する営力、土砂の動き方と量がどう災害にむすびつくか、その予測、構造物の性能とその設計、土砂処理計画、施設配置計画、投資効果の評価、災害防止のための予警報の社会的仕組み、等多岐にわたる。これらの課題は地域性をもってあらわれるために決して一筋縄ではいかないことがさらに問題を難しくし、アプローチを複雑にする。そのうえ、社会の要請は従来のようにたんに量の大小を「流出土砂〇〇 m^3 」というかたちで問うだけでなく、「土砂の不足」や「細粒土砂による濁り」といったより高度の管理手法や技術的行政的対応を必要とする問題の解決を求めている。「測る→アイデアを作る→実行する→測って確かめる→アイデアを修正する→改善して実行する」という筋道を効率よくまわしていく必要がある。その過程でだんだんモノが見えてくる、自信ができてくる、内外から頼りにされるというふうになればどんなに楽しいだろう。この打合せがより活発になるような皆様の御協力を願う次第です。「私だったらこうしたい」という提案をお待ちしています。

末筆ながら本調査打合せに関して御指導いただいた建設省河川局砂防課、会場設定、議事の進行を担当した土木研究所砂防研究室担当官ならびに本議事録をテープから文章化した担当の伊藤幹雄技官に感謝の意を表します。

昭和 56 年 12 月

土木研究所 砂防研究室

室 長 渡 辺 正 幸

砂防調査の成果活用に関する会議議事録

目 次

ま え が き

1. 会 議 日 程 表		1
2. 開 会 の 辞	土木研究所砂防研究室長 渡 辺 正 幸	2
3. 挨 拶	建設省河川局傾斜地保全課 課長補佐 保 科 幸 二	3
4. 特 別 講 演	土木研究所砂防研究室長 渡 辺 正 幸	4
5. 話 題 提 供		5
6. 分 科 会 報 告		7
7. 全 体 討 議		23
8. 総 括 と 閉 会	土木研究所砂防研究室長 渡 辺 正 幸	32
9. 参 加 者 名 簿		34
10. 参 考 資 料		37

1. 会 議 日 程 表

時 間 昭和56年5月28日(木)～30日(土)
場 所 建設省土木研究所
科学技術庁研究交流センター

5月28日(木)

13:20 実施要領説明
14:00 土木研究所概要説明
14:30 土木研究所砂防部紹介
15:00 土木研究所施設案内
17:00 終 了

5月29日(金)

9:00 開会の辞
9:10 話題提供(I)
12:05 昼 食
13:00 話題提供(II)
14:35 分科会討議
17:00 終 了

5月30日(土)

9:00 分科会報告
10:30 全体討議
11:30 総 括
12:00 閉 会

2. 開 会 の 辞

土木研究所砂防研究室長 渡 辺 正 幸

第1回は宿泊所を2つに分け、非常に迷惑をかけましたが、今回は宿泊所を1ヶ所にしまして時間を節約して、運営がスムーズに行くように、またお互いの交流が計れるように努めたつもりです。私達は人生の一番充実した働き盛りの一時期を砂防事業、また砂防調査に費やしており、日頃やっている仕事で私達が何を言いたい、何を説明したいか有力な一つの筋道となるような話の脚本事実をたくさん拾いあげて、私達の仕事が今後社会的に意味のあるようになっていくように、またできればとこの会を企画しました。本省ならびに私達の願いでございます。今日は一日中話題提供できますが、話題提供ごとに質疑応答の時間を設けてございます。明日は分科会に別れて答疑がでございます。周知を集めて今後砂防事業調査がますます系統的にかつ充実したものになっていくよう願って開会のごあいさつと致します。

3. 挨拶

建設省 河川局 傾斜地保全課

課長補佐 保 科 幸 二

本日は土木研究所砂防部の皆様のお世話によりこのような素晴らしい会議場を用意していただき、全国各地から砂防調査にたずさわっている方々がお集りいただいたわけですが、本当に御苦勞様でございます。開会にあたりまして、建設省におけます最近の状況などについて少し御紹介申し上げたいと思います。

現在、本省におきましては56年度の実施計画のヒヤリングが終りまして、57年度の予算要求の準備作業に入ったところでございます。予算要求にあたっての今年の特徴と申しますか、例年と特に異なっておりますことは、皆様御承知のとおり財政の建て直しという、国をあげての経済政策が叫ばれている時期にあります。伝えられるところの厳しい財政事情を背景として、河川局内では今から来年度の予算の伸率をゼロあるいはマイナスになることも想定いたしまして、事業量をいかに確保していくかというようなことを真陰に検討している状況にあります。先日も、来年度本当に必要なものは何かあるかを洗い出してみるという作業がありました。砂防部でも災害対策であるとか環境整備であるとか、いろいろ見直しをしたりしたのですが、砂防事業の場合は何と申しても、土砂災害を未然に防ぐことに基本目的があるわけでございます。

ところで、今年のような財政難の折に大蔵省などと話をする場合、金がふんだんにあるときと違い、その整備進捗を少し遅らせてもしかたないのではないかというような意見が出てまいりますが、それに対して、災害を防ぐために最小限これだけは必要であるということを説明するための根拠が整理されているかということ、残念ながら非常にさびしい状況であるといわざるを得ません。純粋な技術とは別話ではありますが、砂防調査の成果活用の研究に期待したい事柄の1つであります。

つぎに、皆様御承知の砂防事業 100 年を記念する記念行事が昨年12月から今年の6月まで、全国各地で多採にくりひろげられていますが、これからしばらくの間、記念式典の開催等できぎやかになり、全国的に100年記念一色になってゆくのではないかと思います。100年に一回のチャンスですのでせいぜい思い出深いものにしていきたいと考えています。

ところで今回のこの砂防調査の成果活用の打ち合わせ会についてでございますが、私自身のこれまでの経験の反省といたしまして、大変に莫大な費用と時間をかけてやった調査が、事業の必要性を順序だてて説明するとか、あるいは事業効果をわかりやすく説明するとかいうことにはあまり活用されていない、というような気がしております。そういう意味でも、この砂防調査の成果活用打ち合わせ会に大きな期待を寄せるものであります。このような会を思い立たれ、発足させられた方々の熱意と御努力に対し敬意を表しますと同時に強い共感を感じます。おおいに協力してやっていかねばならないと思います。

砂防がかかえていますところの数多くの問題はそれぞれ難しいものばかりで早急な結論はたいへんなことかと思いますが、去年から始められましたこの砂防調査の打ち合わせ会が実績を積み上げてまいりまして解決への足がかりとなっていけばと期待いたします。今回は、土木研究所の方々のお世話でこのようなすばらしい会場で会議できるということに感謝申し上げまして、ごあいさつにかえさせていただきます。

4. (特別講演) 砂防調査の方向と責任

土木研究所砂防研究室長 渡 辺 正 幸

砂防調査の方向と責任ということですが、日頃の調査の意味づけ大系づけ、またこれからの会議の意味づけなどを除きまして是非私達がやりたいと思っていること、皆様のご協力、ご指導を得たいと思っていることを述べさせていただきます。

これからの私達のやっていくべき砂防事業ならび調査の方向として考えられますのは、土砂と水を中心にした流域管理の考え方を持つべきであり、ただ一つ一つの土砂移動現象に砂防ダムとかその他の構造物で、その都度対応していくのではなく溪流によって特性はあると思いますができるだけ早くその特性をつかんで限界的条件に対して土砂が、溪床に堆積している土砂、あるいは斜面の状態がどうかを判断することは、医者が聴診器で身体の状態を診察するように我々も医者に相当するプロフェッショナルなエンジニアであるといったような考え方で、土砂と水の状態を見ていくのであるというような考え方が必要かと思います。2番目に重要な方法と思われるのは、先程申しました土砂の移動をそのつどハードで対応するのではなくソフトウェアとの平行実施というのが重要になってくると思います。私達、本省の御指導を得て、土石流対策方法、調査とか土石流総合対策技術を議論しておりまして、メインテーマは、いかにソフトウェアを従来の砂防業政に加味していくかであります。財政の有無に関係なく、また、金がないなら無いなりに有効な土砂防除の技術確立しておかなければならないのではないかと思います。3番目に重要なことは、国際協力の問題だと思えます。人口が今やたらにふえる。それに対して就職の機会がまったくない。あるのは田畑だけであり、人口が増えただけ与えられるものが少なくなっていくから皆貧しくなっていく。いまだに、かぜをひき結核で亡くなるような、そんな国が地球上の人口の2/3を占めるわけです。そういう所では、山の頂上まで耕しますので、土砂の流水が非常に活発で「土砂の流出抑制」「流送コントロール」と言ったものなくしては、灌漑も米の増収も河川改修も何も成り立たないということで、砂防事業が期待されております。砂防というのは、国際協力の共通の土俵であると思っております。私達の所へも東南アジア中南米、その他中近東、たくさんの方が見えますが皆様への所へも見学にお見えになると思いますが、よろしく接待、技術指導をお願いします。それからもう一つは私達のやっております事業の必要性、事業がもたらす効果、その効果を永続的にはっきりさせるために必要なメンテナンス維持のための技術、安い金で、同じような効果をもたらせる新しい技術開発を私達、土木研究所としても目指していきたいと思えます。

5. 話 題 提 供

本章は、本会議における話題提供の題目、話題提供者を下記のとおり列記した。なお、その内容は第10章参考資料に記載したとおりである。

(1) 流量・流砂量—山地河川の流域管理

(1) ① 流出土砂の移動について

四国地建 吉野川砂防工事事務所

調 査 係 長 田 村 猛

(1) ② 山地河川の土砂量観測

中国地建 倉吉工事事務所

調査設計課長 速 水 正 辰

(2) 土石流調査

(2) ① 土石流対策の考え方

—危険区域の設定と降雨—

近畿地建 六甲砂防工事事務所

調 査 係 長 堀 内 成 郎

(2) ② 土石流の動態観測と調査

土木研究所 砂防研究室

主任研究員 池 谷 浩

(3) 地すべりの調査

甚之助地すべり調査

北陸地建 金沢工事事務所

調 査 係 長 笹 寿 啓

(4) 砂防事業と環境調査

砂防流路工を例として

関東地建 利根川水系工事事務所

調 査 係 長 板 垣 進 栄

(5) 設計・施工の問題

(5) ① 能郷谷第三砂防ダムの計画・設計上の問題点

中部地建 越美山系砂防工事事務所

技 官 久 世 義 照

(5) ② 土石流対策ダム施工上の諸問題

九州地建 大隅工事事務所

計 画 係 長 戸 次 真 一

6. 分科会報告

本報告は、前章の提供話題5課題について、8つのブロックに分かれて討論した結果を各分科会司会者がとりまとめたものである。

(1-2) 流量、流砂量 —山地河川の流域管理—

土木研究所 砂防研究室

水 山 高 久

1. 山地河川の流域管理

とくに、流域の土砂管理について、土砂を止めるというだけでなく、流域全体の土砂の動きを知って、現象を十分把握して、新しい砂防事業（流域土砂管理）を進める必要性が議論された。現在、砂防ダム、貯水池に土砂が堆積し、下流河川、海岸で河床低下、海岸侵食が生じている。また、砂利資源の不足も顕著である。このような状況をふまえた砂防を考える必要があるということで、分科会参加者より、土砂のアンバランスの例が紹介された。

また、河川や海岸からの河床低下、海岸侵食に基づく砂防批判について、貯水池や砂防ダムの意義は否定できないのだから河床変動を予測して、それに対応すべきで、河床低下して困る場合には床固工等で河床高を維持する等の努力が必要であるという意見もあった。

2. 砂防ダム堆砂測量と河床変動測量

流域の土砂管理という観点に立てば、そのエレメントの観測の必要性は明らかである。もはや、何百万立方メートルという議論では済まないからである。流量と流砂量がその中心となるわけであるが、今回の技術研究会を通して努力をすれば資料を得ることができることが明らかとなり、流量、浮遊砂量の観測は軌道に乗りつつある。

そのなかで、掃流砂量の測定は十分でない。現在、掃流砂量は砂防ダム堆砂測量と河床変動測量に基づく土砂収支を行ない、一年または一洪水の総量を把握しようとしている。もちろん、直接瞬間の掃流砂量が測定されるのが良いが、流速の速いこと、流れの乱れていること、河床の凹凸が激しいことなどにより、平野河川で開発されている掃流砂採砂器は低流量時以外には使用できないのが普通である。

各事務所とも、かなりの予算をさいて砂防ダム堆砂測量と河床変動測量を行なっているが、その結果は十分活用されているであろうか、方法に問題はないかについて議論した。まず、これらの資料の計画への利用状況について、砂利採集の許可、床固工の施工順位の決定、基礎の深さの決定などに利用されているが、十分活かされているとは言えないということになった。

十分活かされない理由として図面が大縮尺すぎるものがあげられ、原図は別として小縮尺のB-4版程度の見易い縦横断図とするのが良いという提案があった。

測量区間が不連続で、土砂収支が計算できない場合も例は少ないがあるようである。

河床変動の『度』によって測量頻度を変えることが議論され、あまり変化の無いところでは毎年測量を行なう必要は無く、逆に出水があった時にはその直後に行なって1出水の土砂変動をおさえる必要のあ

ることが指摘された。その具体的な方法として、定期縦横断ではなく年度当初に2出水分程度の測定の契約をしている等の紹介があった。現在の事務所の仕事は測量に限らずルーチン化された業務を基準通りに行なうのは問題ないが、状況に合わせて「適当に」行なうことが非常にむずかしくなっていると感じる。また、出水して河床上昇した後は小さな流量でも日に日に河床が低下し、いわゆる砂防ダムの調節効果が現われるにもかかわらず、測量に時間がかかりすぎそのような資料が得られていない由の意見があり、このような資料を得るためには、簡易なたとえば河道中央のみの縦断測量等を採用する必要がある、そのための仕様を整理する必要があることが提案された。

3. 他の資料の利用

砂防以外の事務所や他官庁の資料をもっと利用すべきという意見があり、利用できる資料として次のものがあげられた。

貯水池堆砂資料

河川の河床変動測量資料

河川、ダムの流量資料

海岸の侵食調査資料

他官庁の雨量資料

4. 流量と流砂量の関係

話題提供のあった流量と流砂量の関係の解析について崩壊地や裸地があって常に土砂流出の多い流域と、現在は流出土砂の少ない流域があり、後者については十分大きな降雨があると、土石流や崩壊が新しく発生し流出土砂量は必ずしも現在の傾向の延長上には無いことが指摘され、発生頻度とともに図-1が示された。また、そのような土砂生産の突発性の結果、河床変動の大きさと頻度は図-2のように

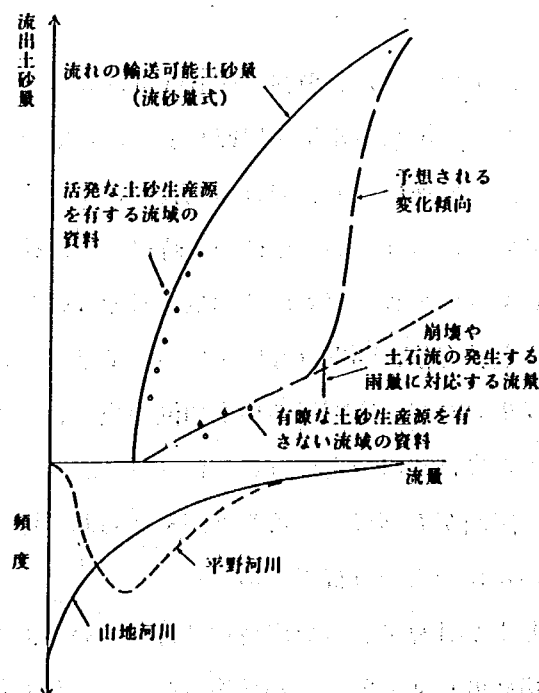
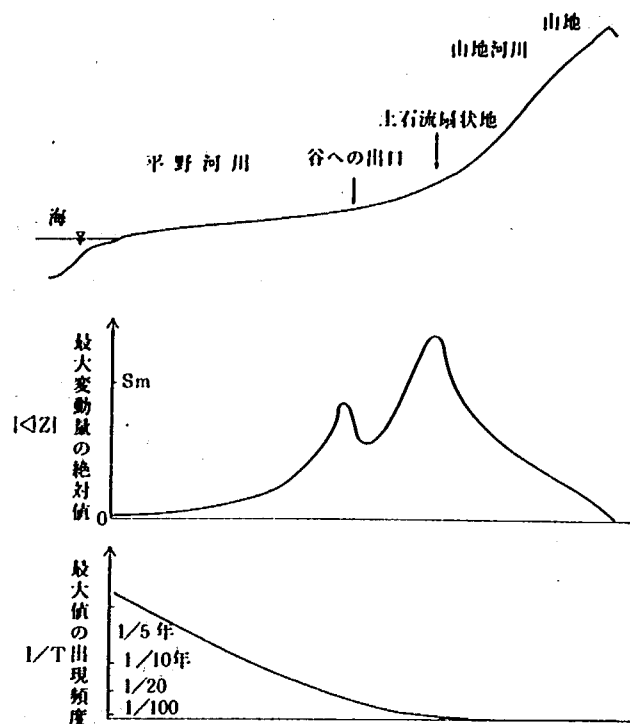


図-1 流量と流砂量の関係

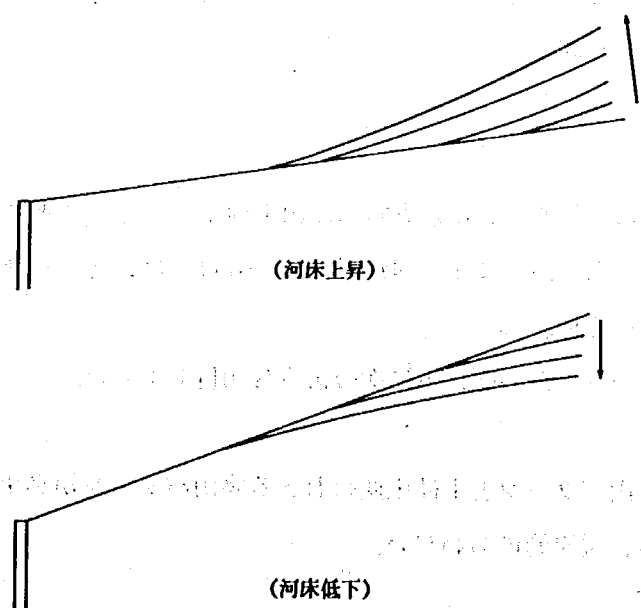


図一 2 一般の流域の河床変動の範囲と頻度 (例)

なる。流域からの流出土砂総量としては、低流量時の土砂量の占める割合も大きいと考えられ、流域土砂管理のためには粒径別土砂収支を検討すべきであるという意見があった。

また、流出土砂量を計算値と比較する事はむずかしくないが、河床変動の計算値と実測値を比較する時には、流砂量の選択など計算上の問題と、上流からの供給土砂量 (生産土砂量) の条件設定の両方を検討しなければならず、むずかしくなることが指摘された。河床変動は上昇も低下も上流より現われるので、砂防ダム上流部では一見、計算値と実測値が一致しているように見える事にも注意する必要がある。

(図 - 3 参照)



図一 3 河床変動

土砂の生産、流出モデルの作成にあたっては、土砂生産のサブシステムに生産源の形態（崩壊、土石流など）が表現される必要がある。そうでないと、施設配置を議論できるモデルとならないという意見もあった。

5. その他

流出土砂の調査に当って、ただ自然に流出してくる土砂を測定するだけでなく、満砂した砂防ダムを数十万 m^3 程度排土し、出水毎に堆砂量を測る一方、その土砂を下流河川に試験的に供給する等の積極的な調査の提案もあった。

以上の事項はだれしも賛成できるものであろうから、これが机上の議論に終らぬよう努力しなければならないことを確認して分科会の討議を終了した。（文貴 水 山 高 久）

（1－1）流量・流砂量

—山地河川の流域管理—

関東地建 河川計画課

建設専門官 森 俊 勇

流域における土砂コントロール計画の樹立とは、流域における土砂の動きを予測し、各事業にどのような形で反映させるかということになる。

吉野川砂防工事々務所から話題提供された吉野川流域における土砂動態の追跡シュミレーションの場合は、吉野川の流量改訂に際し河道部にどのくらいの土砂流出があるかを、砂防サイドに検討依頼されたケースである。

この例では、ダムの堆砂形態の改善効果の予測、河道部における河床変動の予測という2つのテーマに取組んでいる。このような場合、もっとも注目しなければならない点は、タイム・スケールの問題である。すなわち次の①～③のどこに着目して検討するのかということである。

① 大出水時（1/100～1/200）

② 10年～20年

③ 常時（年平均）

また、一方砂防の計画は一般的に想定最大時の流出土砂量をもとに計画されているが、河川計画と整合させる場合、表現単位にも検討を要す。何 $\text{m}^3/\text{max flood}$ では、河床変動計算に反映させることができず、つながりが表現しにくい。

分科会の討論の中で議論されたのは、主に次のような項目であった。

a) 長期間降雨の予測

基本高水出現時の降雨パターンと土砂生産のおきる降雨パターンが必ずしも一致しないので、確率的にあわせたとしても、現象的にあわない。

b) 不安定土砂量の把握

現在、河床に堆積している土砂を広い流域の中で、どのようにしてとらえたらいいのか。

c) 対象区域外のDATAの入手

直轄砂防対象区域外の流域DATAの入手。

d) その他

- ・ 計算結果と県別地方負担率との間でつじつまのあわない結果がでた場合の取扱い。
- ・ 粒径DATAの入手と砂防ダムの粒径調整機能の計算上の取扱い。

また、各種計算式を使用するにあたっては、その式の適用範囲をよく理解した上で、使用しなければならないこと、河床変動現象の着目点について、特に河床波にともなう河床変動は動きを追跡する必要があること、ダムの堆砂形態の改善効果の算定にあたっては、堆砂の粒径を把握する必要があることが指摘された。

沖縄の例では、流域から生産され流出してくれる土砂の粒径はその50～60%が $\phi = 1\text{mm}$ 以下のものがあり、海岸の汚濁、サンゴの死滅、養殖魚の死滅につながっているという説明があった。この土砂生産は流域の土地利用形態により大きく左右されるが、このような細粒の土砂をコントロールすることは、現時点では技術的に非常に困難であり、流域管理としての発生源対策が非常に重要である。

調査の面では、浮遊砂の測定手法について、具体的な意見交換があり、それぞれの現場で苦労している内容が紹介された。

(2-1) 土石流調査

九州地建 河川計画課

建設専門官 高 橋 透

提供された話題について討議参加者の体験等を交え、問題点の指摘を行いなおそれに関して自由な意見をかわした。

1. 危険区域の調査について

現場における作業過程で問題となった事項をピックアップした。それらをまとめると次の通りである。

1) 危険区域及び雨量の設定

① 調査成果を全国横並びにすると、要領の運用・解釈の方法に、不揃いの点がかなりあると思われる、将来統一的な線引きが必要になるのではないか。いざ表示という段階で、この点に関し地元住民への説得力に欠けるのではないか。

② ①の様に「現在の調査要領を更に具体的かつ詳細につめ、最終的には全国統一された基準にまで高める必要がある」という意見に対しては極力、その様な方向に進むべく努力すべきという事でメンバーの意見の一致を見た。

2) 区域の表示について

① 地元住民に、十分な理解が得られる「線引」であるかどうか、又他の類似指定との使い分けが不明瞭である等、現状の調査成果を即、現地におろして良いか疑問という声があった。

② 特に都市部では、日常生活において、地縁的關係が欠如しており、情報伝達体制が逆に防災情報のあり方を規定してしまうのではないかという提言もあった。

③、②については、アンケート調査等により防災情報のあり方を見極めるという事例が紹介されたが、これについて、直轄砂防の守備範囲を逸脱しているのではないかという意見と、砂防行政の情報蓄積のため必要であるという意見にわかれた。

④ 土石流危険区域の指定は、まだ試行に近い段階ではあるものの、都市計画等に際し、本調査成果が活用されるべきであるという意見があったが、これについては地元住民の理解と協力を得なければという前述1)の①②の「統一基準」の議論に立ち帰った。

3) 今後の調査継続について

今回の調査限りでなく、今後もデータの更新(区域内の都市化及び砂防設備の充実等)を行わないと成果が生きない。とりわけ補助は机上検討が主であり現地調査等のフォローが重要となろうというメンバーの声である。

2. 土石流調査について

1) 「土石流調査溪流を数ヶ所に絞る」という土研提案について

調査に要する設備投資とその維持運営費が馬鹿にならず、調査効率を考えると提案は当然であるという意見で一致した。

2) 観測実態について

土石流調査実態について、桜島の実例等の紹介があり、メンバーから測定方法等に関する質問があった。

3) 砂防設備の効果調査の必要性について

土石流多発地帯における砂防ダム、床固の効果測定が重要である、(例えば、砂防ダムの土石流ピークカット効果がある時は機能したり、或いは、逆にピークがふくれあがるマイナス効果も考えられる等、遊砂効果の見直しや除石等の組み合わせを含めた効果測定が必要)という意見があった。

又、このために土石流多発地帯では砂防設備の追跡調査を必要としているのではないかという意見があった。

4) 土石流地帯の砂防設備の構造改良について

特にダム袖部構造について議論があった。例えば、ダム袖を「破壊しろ」として消耗品的に考える方法等が議論されたが、設計外力の設定が問題であるという指摘があった。

5) その他

鋼製格子枠ダムが六甲において検討されている事の紹介があった他、有珠山における調査体制(行政ベース)の事例紹介がなされた。

(2-2) 土石流動態観測と調査

中部地方建設局

専門官 近藤 浩一

動態観測を中心に土石流調査のあり方、今後の進め方等を具体的現場での事例をまじえて討論を行った。当分科会では焼岳、木曽川(滑川)、神通川、日光、富士山といった土石流あるいは土砂流の現地

観測を実施、あるいは予定している担当者が集まっており、現地観測の実態及び問題点を述べてもらった。特に昨年の分科会報告で、土石流調査で我々に必要なものは何かという点の反省があったわけである。動態観測及び調査が現地サイドからみてミクロ的分野に入り過ぎたり総花的であったりし肝心の計画・設計への活用といった趣旨から垂離してはならない。

今回の話題提供では動態観測の目的と場所等が整理提案された。

土石流動態観測は土石流が相当の頻度で発生している所に限られるであろう。

土石流には、様々な発生機構、流動機構があり、そうした種々のタイプの動態を観測するには相当の期間と経費を要する。特に山崩れに寄因して発生するタイプの土石流を観測することはその事象の不確実性により了め場所を設定してそれを待つことは甚だ困難である。

話題提供で示された箇所は土石流の観測が可成りの頻度で可能な所であり、これらは火山噴出物堆積地帯や大崩壊地帯といった所であり全国6万～10万有余といわれている土石流危険渓流に対しては、ある面では特異な発生条件下での動態観測とも言える。

しかし、土石流の流動機構に関しては、これらの調査によって定性的にあるいは定量的に把握しつつあり理論付けも行なわれつつある。

現象としての共通の場が究明出来れば、種々のタイプの土石流にも演繹することが将来出来るものと思われる。

土石流の動態観測・調査地と調査内容

調査内容	砂礫型土石流	泥流型土石流	備考
現象把握	焼岳上々堀沢(松本) 木曽川支滑川(多治見)*	桜島野尻川(大隅) 桜島黒神川(大隅)	()は建設省工事々務所の名称 *花崗岩地帯
施設効果			
スリットダム	浦川支金山沢(松本)	有珠山大有珠川(北海道)*	*砂礫型に近い流れもある。
立体格子枠ダム	浦田川支白水谷(神通)	—	
底面すのこ	富士山大沢川(富士)**	—	**流れは土砂流に近い
通常の砂防ダム(含む床固工)	焼岳上々堀沢(松本) 焼岳上堀沢(松本)	桜島野尻川(大隅)	
流路工	大谷川支稲荷川(日光)	桜島野尻川(大隅) 有珠山西山川、小有珠川等(北海道)	
遊砂地	富士山大沢川(富士)	?	
樹林帯(緩衝帯)	富士山大沢川(富士)	(八衛門沢、松本)	
排持・管理 排上量		桜島、富士山、有珠	

動態観測及びその解析によって解明しようとしている主な項目は

1. 土石流の流状

2. 発生・流下と降雨等水文
3. 流下速度
4. 波高
5. 単位体積重量
6. 衝撃力
7. 流出土砂量
8. 曲流部の波高

また、これから観測すべきこととして

落下距離

直下の洗掘深

水叩き部衝撃力

袖部等での流れの変化

構造物の計画・設計にとって必要な可成りの部分が未だ不明であり、これからの観測方法を更に工夫していく必要がある。特に衝撃力については、現在十分に土石流のメカニズムに対応した衝撃力というものが計測されていない。今後は点荷重、静的荷重ではなくて動的なものとして観測出来るよう方法の整備を図る必要がある。

次に土石流に対する砂防工作物の機能について動態観測や測量等調査によって検討する必要がある。特に、流下区間における砂防ダム、床固群が土石流の流動に及ぼす影響について

例えば

1. フロント部の拡大防止あるいは分散
2. 流下速度への影響（加速防止）
3. 流向の規制
4. 河道安定による土石量の増加防止

これらについて焼岳の観測調査では流下部における床固群による影響として、河道安定効果と土石流の加速防止効果が見受けられるという事であった。

スリットダム、立体格子樁、或いは底面すのこ等の効果についても、話題提供で示された観測所で今後調査を進め、その成果を待つ所である。

最後に、土石流の動態観測は特定の場所で行ない、土石流の現象（発生・流動機構）把握及び施設機能の検証等を行ない、今後の土石流対策の計画設計に充分反映されなければならない。

それぞれの観測所が「何を把握すべきか」をよく見極めその項目については観測の方法、体制を充分検討し精度の良いものが観測できるよう万全を図るべきである。

一方、それ以外の一般地域での土石流調査は土石流が発生した場合、その状況を適確にとらえ、特に

1. 土石流の発生、流下、停止部での地形状況や変動状況
2. 土石収支
3. 粒度

4. 施設効果や施設の変状

5. その他土石流の挙動特性

を迅速に且つ克明に調べることが必要で、そうした調査方法を事前に充分認識しておかなければならない。また、発生後の変動追跡も必要である。

砂防の対象としている土砂移動現象は多様であり、それぞれの流域の特性にあった調査を重点として行なうことが必要である。

(3) 地すべり調査

中部地方建設局 天竜川上流工事事務所

調査第2係長 万 膳 英 彦

本分科では、金沢工事より話題提供された「甚之助地すべり調査」の補足説明や質疑応答を中心に討論を行なうとともに、さらに発展させて、一般論として現在の地すべり調査の水準や問題点、今後の調査を行なう上での基本的な考え方、心構えなどについても議論が交された。

i) 「甚之助地すべり」について

当地すべりについては、分科会の中でさまざまな観点から診断が行なわれたが、主な内容は次のとおりである。

- ・ 当地すべりは、一応昭和47年度に概成したものと考えられていたが、それが再び活動を始めたことについて、担当者が共通して持つ地すべり調査、対策工事の難しさが改めて問題として提起された。

なお、今回の調査は地すべり状況を正確に把握し、機構を再検討するために新たな観点から見直しを行なうものであるという説明があった。

それらに関連して、既往の対策工の機能低下がないかどうか、あるとすればその機能回復を図ることが重要であろう。

- ・ 当地すべりの活動状況について、「末端部付近の砂防ダムが8 m以上も移動したという報告であるが、このような場合には、一般に上部にもテンションの兆候が見られるのではないか。」との質問に対し、調査した範囲内では確認されていないが、さらに上流部についても調査する旨の応答があった。

甚之助の場合は、地すべりの移動を把握する方法として、移動杭の測量を実施してきているが、不動点の確認が難しいこと、古い調査成果は測量精度に問題があることなど、さまざまな理由で必ずしも十分に移動状況が確認できているとはいえない。従って、調査の基本ともいえる地すべりのブロック分けについても再検討が必要であろう。

- ・ 甚之助のボーリング調査成果によると、岩盤内の不自然な位置にすべり面が想定される。これについては、ボーリングの間隔が広すぎることも考えられるので追加ボーリングを行なうべきではないか。また、一般にボーリングを行なう場合岩着後はあまり深くまで追跡しないが、これらを補う意味で、地形発達史的な見方からすべり面を判断する必要もあろう。

- ・ 地すべり発生要因としての地下水の挙動を把握することは重要であるが、当地すべりについては

十分な調査はなされていない。各地すべりの特性にもよるが、一般には地下水を抜く方法は、その効果の多少はあるもののマイナス効果になることは決してなく、やはり現在では最も有効な対策手段の一つであろう。

- ・ さらに当地すべりの発生要因として、砂防ダムの堆砂が逆にその活動を助長していないか、すなわち堆砂の進行に伴う河川の蛇行で地すべり末端部が侵食され、新たな移動を引き起こしているようなことはないか現地を確認すべきであろう。

ii) 一般的な地すべり調査について

「甚之助地すべり」を中心とした議論の中で、地すべり調査の一般論として次の内容に話が進んだ。

- ・ 地すべり調査の手順について、

- ① 地すべり範囲の把握
- ② 詳細なブロック分け
- ③ 現象の把握
- ④ 機構の解明

の順に行なわれることが多いが、この中でもとくに正確なブロック分けが調査の基本であろう。

- ・ 地すべりの活動状況を把握する方法について、現在よく使われているのは、

- ・ 移動杭の測量
- ・ 孔内傾斜計
- ・ 伸縮計
- ・ ソイルセメント帯

などであり、現場条件にもよるが孔内傾斜計が使いやすいようである。

- ・ 地すべりの原態をとらえるためには地形解析がぜひとも必要であり、場合によっては地形発達史的な見方もしなければならない。

- ・ 地すべり調査の基図として、費用と精度との兼合いもあるが、10m程度の地形が表わせる縮尺、すなわち 1/1000 ぐらいが適当ではないか。

- ・ 地質調査としてボーリングを行なう場合の本数について、1 ブロック内に 3 ケ所、ブロック外に 1 ケ所は最低限必要であろう。

- ・ すべり面の把握について、通常ボーリングコアの判定やボーリング孔内のひずみ計などによって調べる方法によるが、ウェルの掘削断面を直接観察することによって確認した事例（新庄工事）もあり、今後も工事中のデータを積極的に利用したい。

- ・ 地すべりの活動周期とブロック規模との関連について、一般的に小規模なものほど外的要因の影響を受けやすいので周期も短くなる傾向がみられる。

- ・ 安定解析の手法について、モール＝クーロンの方法には $C-\phi$ の決め方や間げき水圧のとり方などいろいろな問題点はあるものの、現在のところこれ以外には適当なものがないようである。

- ・ 今後の地すべり解析のあり方として、計測システムの発達とともに、これまでのいわゆる静的なとらえ方だけでなく、時間の要素を考慮に入れた動的な見方も必要になってくよう。

また、現在調査・解析をコンサルタントに委託することが多いが、その際の心構えとして、われわれ担当者自身も現地調査などを丹念に行なって自分なりにその地すべりに対するイメージを持ち、コンサルタントの調査成果と比較しながら検討することが大切である。

- ・ 行政的な観点として、地すべり対策事業の効果、とりわけ経済効果を事前に十分把握しておくことが、地すべり調査の必要性を裏付けることになる。

iii) まとめ

当分科会は、「甚之助地すべり」を中心に話しを進め、その中で各担当者が日頃感じていることなどを自由に話し合う情報交換の場であったといえよう。

分科会としての結論を出せなかったのは、例えば、地すべり調査用の機器について、現在使用されている機器そのものは各々否定できるものではなく、要はその現場に適したものかどうかの問題となるためである。今回は具体例があったので、甚之助ならばこの調査がいいのではないかという結論にはなるが、あくまでも甚之助に限られてしまう。ただ、こうした機会の積重ねは担当以外の地すべりの状態、調査のやり方等の知識も増し、ひいては担当地すべりにそれを反映させることができよう。

(4) 砂防事業と環境調査

北陸地建 松本砂防工事事務所

調査課長 亀 江 幸 二

砂防事業と環境調査については昭和55年度第1回会議でも討論されており、内容が重複しないよう配慮しながら討論を進めたが、それ程目新しい結果は得られなかった。それは近年環境問題にそれ程変化が起きていないためと考えられる。討論の進め方として先づ各事務所等から具体的事例を出し合い討論を行なった。

i) 主な具体的事例

- ① ダム、床固工からの落下水による騒音、震動防止対策
- ② 工事中における濁水の影響と処理対策
- ③ 流路工等施設完成後の環境変化に伴う対応策
- ④ 自然公園区域内で実施する動、植物及び景観に対する環境影響調査について
- ⑤ サヤ型ブロック使用によるカニの保護対策
- ⑥ ボラ対策

ii) 討論内容

1) 砂防事業における環境調査は大別すると次の二つに分類される。

- ① 砂防事業を実施することによって生ずるマイナス面をあらかじめ想定し、その対策立案やマイナス面を考慮した環境機能保持のための調査と、一面事業実施自体に影響は認められないが、計画時点の状況把握と将来起こるであろう問題点を予測し事前に行なっておく調査が考えられる。
- ② 直接工事に結びつく、適正工法選定のために必要な環境調査

2) 調査内容について

環境調査を実施する場合は、現況の環境に対し、事業実施により影響を与える項目を抽出し、調査の目的を十分認識した後、調査内容を検討しておく必要がある。魚類に関する調査を例にとれば、魚道の落差や間隔のように魚の生態にとって最も理想的な諸量を把握する必要がある調査と、魚が生息するために必要なスペースの最小値を把握する調査とが考えられる。これらは、いずれも事業に反映されるが、後者は事業が砂防計画どおり実施できるか否かの判断材料ともなるため、慎重に行なう必要がある。

3) 調査の統一について

調査の手法や内容を統一すべきとの意見がある。これは好ましいことではあるが、砂防事業は本省から出された、環境影響評価の対象事業からはずれており、また、砂防の環境調査の場合、事業の実施によって想定される環境の変化のうち事前に調査しておく必要のあるものを事務所毎、溪流毎に選定する必要がある。たとえば、工事に伴う水質の汚濁に関する調査は、下流に上水道の取水口、濁水が問題となるようなダムや養魚場等の有無によって、その実施が左右され、いわばケースバイケースの場合が多い。このため、今の段階では既往調査の事例を多く紹介し合い、情報交換を行なうことにより、調査の参考とするのが実情に即した方法と考えられる。

記録

関東地建 利根川水系砂防工事事務所
調査係長 板垣進栄

(5-1) 設計・施工の問題について

四国地建 河川計画課

建設専門官 松井宗広

能郷谷第三砂防ダムの計画・設計上の問題点について、以下のような議論が行なわれた。

まずオープンダムについて各地建の事例紹介が行なわれ、東北地建の新庄工事、北陸地建の神通水系、近畿地建の六甲の例などの事例紹介が行なわれた。ついで格子スクリーン等のオープンダムの計画上の位置づけについて主に機能面での評価を中心に対議が行なわれた。主な意見は次のようであった。

- (1) オープンダムに期待する効果としては、土砂調節機能の増大、常時の水理量にみあった掃流砂量は下流に流下させる（下流の河床低下防止）こと等があるが、特に能郷谷第三ダムについては下流河床に対するインパクトにウェイトがおかれていると考えられる。
- (2) 報告書によれば、土砂の調節・調整機能はオープンダムの方が重力式コンクリートダムより優れていると評価されているが、この点に関しては今後も定量的な調査・研究が必要であると考えられる。
- (3) オープンダムについては、現在は試験段階であると考えて良いのではないかと、従って実際の施行にあたっては、その前後にわたる調査・観測が必要であると考えられる。

つづいて構造に関して次のような検討が行なわれた。

- (1) 能郷谷第三砂防ダムのスリットの形状は高さ12m、幅2.5mの台形・板状構造であり、土石流の衝

撃力の大きさ・方向とも関連するが、力の方向が板状構造の厚み方向作用する場合には強度的に弱点となることも考えられる。

- (2) スクリーンの形状について、報告書によればメッシュの間隔（H・B）が異なるようであるが、調査結果によって礫径からくる制約条件からこの様にしたものか、スクリーン材の材料特性から決まったものかについて議論されたが、詳細については報告書からは読みとれず議論が収束しなかった。
- (3) 土石流の衝撃力を考慮した場合、スリットのような台形・板状の構造をもったものについては、重力式のものよりもコンクリートの打設面処理についてはより厳密な処理を必要とするように考えられるが、この点について実際の施工面での処理はどうであったか議論された。
- (4) スクリーンは鋼材であるが、将来の維持・管理という点から問題（腐食・塗装等）が生じるのではないかという点についても意見が出された。

つづいて土石流対策工作物設計施工上の問題について議論がなされ、桜島を対象として例えば富士山の床固工の例の様な土石流のエネルギーを分散させてしまうような施設計画の可能性について議論が行なわれた。

また土石流による重力式コンクリートダムの被災例（打設面での破壊等）からして、積極的に鉄骨又は鉄筋コンクリートダムをパイロット的に試験施工することを考えても良いのではないかという意見が出された。スライドで紹介のあった屈曲部の砂防ダムの袖部が土石流により被災していたものが、屈曲部直下流に施工し、屈曲部に土石流を衝突させることでエネルギーの減殺を図って成功した桜島の事例について議論されたが、この様な方法は土石流の規模、状態によって極端な場合には、袖部の地山が土石流により破壊（袖抜け）されてしまうことも考えられ、今後も継続して調査・検討が必要ではないかといった意見も出された。

（5—2）土石流対策構造物設計施工上の諸問題

北陸地方建設局 河川部

建設専門官 岡 本 正 男

1. 土石流対策構造物の定義

土石流対策構造物とは、溪床勾配 15° 以上、あるいは溪床勾配 10° 以上で集水面積5ha以上を有する溪流、もしくは土石流危険溪流に構築する施設をいう。

土石流対策の方針として、水系砂防を主とする直轄砂防区域での対策と、土石流危険溪流でのそれとは根本的に違ってくる。下流に保全対象を直接控えている土石流危険溪流は土石流を全てカットするか、あるいは、無害の状態でスムーズに下流の安全地帯に流さなければならない。その方法としては、貯砂量でもって土石流量をまかなう、あるいは階段ダムと流路工の併用で、発生源を直接抑えつつ、土石流を下流にすみやかに流下させる方法等が考えられる。

2. 設計上の諸問題

① 設計外力（土石流衝撃力）

土石流の衝撃力の大きさは、焼岳（信濃川水系梓川）の支溪上々堀沢の実測によると、 $30\sim 100\text{t/m}^2$

の値が記録されている。しかし、動的な荷重を静的にとらえているため、理論値より小さい値となっており、エネルギーロスが大きい等問題点が多い。

現在、土石流の流体圧は、

$$F = 0.153 h V^2$$

で与え、これにダムの打設 1 ブロック当りに巨石が 1 個衝突するものと仮定して、衝撃荷重を

$$P = 48.2 V_s^{1/2} \cdot R^2 \cdot D^{-1}$$

を加算して設計する方法がある。

F : 流体圧 (t/m)

P : 衝撃荷重 (t/m)

h : 土石流の波高 (m)

V : 土石流の流速 (m/sec)

Vs : 巨石の移動速度 (m/sec)

R : 巨石の半径 (m)

D : ダムのブロック幅 (m)

しかし、この方法で計算すると設計外力が非常に大きな値となり、30t/m の値ですら、白田切川 (新潟県) の例では、平均水通し部の厚さが 60m を必要とする結果となる。従って現状では、土石流の衝撃力は不明の部分が多いため、水通しや袖の厚さをできるだけ厚くして対処している場合が多い。今後の課題として土石流対策構造物の設計外力を早急に詰める必要がある。

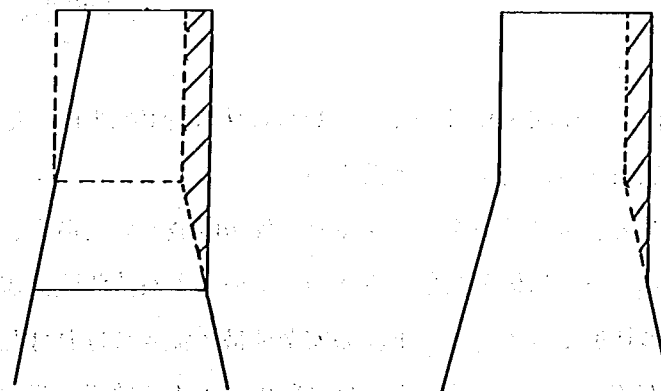
② ダム軸の方向

ダム軸は、下流流心に向って直角としているが、屈曲部においては、土石流の直進性を考慮すると、必ずしも下流の流心にとらわれることはない。

③ 袖の構造

土石流の衝撃力により、袖部が破壊される例が多いので、下図のように袖部を厚くしているケースがある。

常時土石流が流出し、しかも計画規模のもの以上が十分予想される場合は、袖を乗り越える事が



考慮されるので、乗り越えても耐えられるような構造、例えば下流側に側壁を設けず全て水叩にするようなことなどを考える必要がある。

偏流高さを考慮して袖部の高さを決める必要があるが、流れを常流とした場合の内側と外側の水

位差を1とした場合、射流では2倍、そして土石流の場合では10倍以上の値が、土木研究所の実験で確認されており、それが袖を乗り越える一因であることも考え合わせると早急に検討しなければならない。

④ 水通し断面

土石流は偏流して流れるので、水通し断面一杯で流下することはない。そして、土石流が流下する水通し部分もほぼ決まっている事を考え合わせると、水通し断面は従来の形にとられることはない。

水通し断面を決定する土石流量の算出方法が種々あるが、いずれも明確でなく、現実には土石の濃度を考慮はしているが少な目で算出されている傾向があり、出来るだけ余裕をもった断面が望ましい。

⑤ 本副間の距離

桜島の例で、偶然にダムの水通し天端を越流している土石流の飛脈状態が観測されたが飛距離は小さく、現行の河川砂防技術基準の経験式による距離程必要としない。今後は、その観測記録から、土石流の速度、落下距離等データを整理して検討する他、各地で盛んに行なわれている土石流観測においても、このような角度から観測する事も必要であろう。

3. 施工上の諸問題

① コンクリートの打設継目

土石流によるダムの被災例を調べると、破壊面が打設継目にそって破壊しているケースが多いことを考慮すると、その処理を十分丁寧に行なうことが必要である。

② 水通し天端の補強

土石流の常時流下するダムの水通し天端は、その損傷が著しい。一般的には、グラノリシック、アンビルトップ、鋼板・石張工等で補強している。しかし、グラノリシックやアンビルトップでは、土石流の摩耗に弱い。また鋼板は、コンクリートとうまく付着させる施工が難しく、温度差のある地域では、それぞれの膨脹、収縮率の差のためうまくいかない場合が多い。総じて、天然の石張りの保護が最も強いようである。

③ 間詰工

間詰工は、ダムと地山をつなぐ重要な工事であるため、床掘りの埋戻し的な概念でなく周辺の地形、地質、土石流の性状等を考慮して十分な施工が必要である。桜島の例では、屈曲部で、しかも小溪流が流入している箇所にはダムを設けたため、土石流が直撃し、間詰工が破損した例がある。

④ その他

袖部の地山への貫入は、地山をゆるまさない限り、出来るだけ深く施工した方がよい。また、当然の事であるが、均一なコンクリートの打設と養生が大切であり、床掘工事に関しても土石流地帯は、土質が非常にもろいため慎重に行なわなければならない。

4. 新工法

従来スクリーンダムは、大土石流を止め、その後中小洪水で、ダムに貯留されている土石を下流に

流す事を目的として施工されていたが、各地の施行例によると、その目的を達成するのは困難であり、やはり除石工などの土石がたまった時のメンテナンスが必要である。

現在、種々のタイプの新工法のダムが、土木研究所で室内実験されている。特に、水と土石を分離して土石流をとめようとする、底面水抜きスクリーンダムが、富士山大沢川で試験施工されている。

土石流には、礫質タイプと、泥流タイプとに分けることができるが、それぞれの土石流の性状をよく勘案して、砂防計画を立案するとともに、工法を考えなければならない。

5. おわりに

土石流を経験していない参加者、あるいは地建が多く、話題提供の九州地建大隅工事事務所の桜島の事例や、北陸地建、並びに中部地建の事例を中心に、一般的な話を交えて行った。

土石流に対する解明が、格段の進歩を遂げた事は事実であるが、まだまだ未知の部分が多く、今後の一層の土石流の調査・観測、室内実験及び研究が待たれるわけである。それらが、土石流対策工法に反映される日も近いであろうことを確信する。

7. 全体討議議事録

本章は会場における全体討議の内容をテープレコーダーから文章化したものです。

テープからの文章化のため発言者の主意からはずれる文章もあるかと思いますが、その点はお詫びいたします。

本文中、氏名の敬称は略させていただきました。

全体討議

司会（土研 池谷）

ただいまから、全体討議をおこないます。各分科会の御発表に対して、御意見、御質問がありましたらお願い致します。

高橋（九州地建局）：松井専門官から桜島のダムをH鋼で補強する話が先程あったわけですが実際に土石流によって被災している床固ダムを見てみると、上部が豆腐を切るようにぬけているといった例が桜島でみられている。そのような状況から見ても鉄骨で補強した場合、根こそぎもっていける心配はあるのではないかと、すなわち袖部がとんだことによって本体が助ったという解釈ができるのではないかと思います。また先程岡本専門官から話があったように実際に土石流衝撃力を計算して見ると砂防ダムの水通し天端が60 m という結果になる。そういうH鋼補強に関して土研の見解を聞かせて下さい。

水山（土木研究所）：ご質問の理解に苦しむのですが、コンクリートに対して設計外力を計算して今コンクリートに対する外力というのは、実測されているものだけではまだ充分ではないので富士砂防からの委託もあって土研の方で実験を行なってその結果を報告しているのでありますが、そのような様子で力を考えていただきまして鉄骨で補強したらどうなるか、鉄骨の下で切れるのか、途中でこわれるのかそれを補強しなければどうなるのか、打ち継目などで弱点がぜんぜんなくてそのような場合挙動はどうなるのか打ち継目があるとしたらどこまでこわれるのか、例題的に検討されるならば事務所および構造に強いコンサルタントを使えば答ははっきりでてくる話だと思います。

その辺想像しすぎているだけで、実際の試行にこわがっているように思います。今の質問に対してはお答えにくいのです。

高橋：実際、桜島野尻川の河口部附近で推定 250 t の岩がかなり出て来ており、それもその程度は過去何回かの土石流がでてきているがそういう岩石が溪間部を流れる時に構造物のあたる衝撃力、エネルギーは計算すれば出るのでしょうか、もっと大きな外力があるのではないかと実際に桜島では砂防ダムのH鋼補強はやっていませんが、なかなかふみきれない所がそのへんにあります。

水山：理解しました。石ころが大きいからといって力が大きいとはかぎらなくて、力を流体力と礫の力を考えると、流速が数 m/sec 程度では、数 m 程度ですと流体力も大きいですがそれ以上に流速が早くなると礫の力が流体力よりもはるかにまさってしまい、流体力を考えなくてもいいようなことになってしまう。礫も与えた時の力というのは大きさと速度の両方の関数になる。仮に石ころが大きくても、速度がとまる程度のおそいものであれば構造物に対しては、なにもこわくないということになってくる。よって動態観

測も、どのくらいの速度で、どのくらいの石が、というように両方わからなければ意味がない。その結果として桜島では想像されるわけですが非常に大きな力となる。今現在袖部が破壊されているのを打ち継目処理してコンクリート補強するのは非常にむずかしいことから鉄骨で補強するといった一つの方法がある。確かに弱点が壊されている間は、本体に影響されないわけで、今度鉄骨で補強した場合には壊れる際に全体が壊れることが当然予想される。それが壊れるか壊れないかは溪流ごとの設計速度と礫径で検討する。その計算結果は自信をもたないといけないと思う。さらにそのような方法でだめだということになると逆に壊れ代をはっきりさせておく、そのあとは意図的にダム堆砂させておく、これは容量的には減少するわけであるが、シェルターのサンドクッションのようなかっこうにしておく、もしくは砂防構造物を2重構造物にして砂をつめる、というようなこともある。このような方法としてはいくつもあるわけで、それは一般論として検討しにくいので個々の問題として計算検討を行なって一番安全な且つ経済的なものを探すのがよいのではないかと思います。

司会：よろしいでしょうか。簡単にいいますと、剛構造でこわければもうすこしやわらかいものでやっただらんになれるとかがですかという話にもなるわけで、代謝している所は壊れなかったという事例は非常に良い一つの事例だと思います。そのようなことで検討いただきまして実際に試行する時で心配なことがありましたら土研の方にご相談お願いしたいと思います。

水山：構造物を議論された5-1, 5-2, 分科会特に5-1分科会についてですが、土石流の相手の性質、早いか遅いか今我々は極端に砂礫型と泥流型に分けていますが、もっと中間的にくるものもあるだろうと今考えておりますがそういうものを認識した上で対応を考えていくという議論が少なかったと思います。

司会：5-1分科会の松井専門官コメントをお願いします。

松井（四国地建局）：おっしゃるとおりだと思います。実は構造物そして試体例だとか、現実に設計施工等の問題点をながめましたもので、基本的には土石流の衝撃力が、どの程度かがスタートになるわけで、その点が明確にならなければ、設計面には反映されないというようなことになろうかと思います。設計施工という実際からの考え方からいけば現実に破壊されているということに対して若干冒険的になろうかと思うが、そういった鉄骨を入れたりする対応を積極的にやってもいいのではないかという議論になったわけですね。議論のスタートから言えば、設計の通常の流れからいえば水山研究員のおっしゃる通りだと思います。

司会：岡本さんの方では、そういう鉄骨もあわせて補強の面の話はでたわけですか。

岡本（北陸地建局）：そう言った具体的な話はなかったわけですね。主に桜島でそういう例がないものですから、話が出たのは、浦川のスリットのようなもの、変わったタイプのダムで、土石流に対してどのように挙動するかという話をしまして、実際の補強の話はしておりません。

司会：袖部の時の話はどうなっていますか。

岡本：袖の話で桜島の例を取りまして、満砂してござりまして、かえってそこが弱点となりましてそれが飛んだから本体自体が飛ばなかったという考え方でやるのなら、一つ桜島みたいな形で考えてもいいのではないかとそういう話が犬勢をしめている形になっております。

水山：白田切川で非常に過大になるという議論があってあとで砂礫泥流という言葉もでてきたのですが、たとえば、今回、浦川でA型のスリットがこわれたが、そうすると、全国的にA型スリットがだめかという、相手によるわけで、有効な働きをしている場所もあり、また普通の土石流を考えましても、小豆島で49年の災害を受けて災害普及に施工した普通の砂防ダムが51年の土石流をうけてもまったく無傷だというのもあるのです。したがって、あまり極端に走るのもまずく、早いもの特に泥流タイプのものとそうでないものをはっきり区別して、あまり過大になってもいけないし、逆に普通の土石流で適用されたものを泥流型として適用してしまうのもあぶないのではないか、というような認識の議論があればと思いました。

岡本：その辺の話で、たしかに浦川は飛んでしまったのですけれど、あそこは泥流状態で流れて、流体圧としてかかってきたのですけれど、流体圧は、土石流の波高と流速が問題になる。それはその時の施工位置の問題、施工位置がどこにあるかによって効くか効かないか、あるいは泥流タイプ流体圧としてせん断で破壊されるような形でのスリットタイプとしてどうかという話がありましたのですけれど、皆様のおっしゃる通りで、極端に、これだからこのタイプのダムはまったくダメだという形には考えてはいけな

いわけなんです。

水山：今の話で一点だけ議論が別れるのですけれど、浦川についても、礫がぶつかって壊れたのだらうと私は思っていますので言葉をそえたいと思います。それから飛距離の話が出て参りまして、基準よりも小さいのだという話があったのですけれど、飛距離も速度によってきまるわけです。ほとんど石ころと言うかボールをほうりなげると同じような軌跡をとるのは確かめられているわけです。通常の砂防ダムの設計においては、そのつど速度を出して計算するのもめんどうなので、若干簡易な方法をとっていますが、土石流なら土石流内に元にもどって逆に、飛距離から速度を推定してみるというような方向もあるのではないかと思います。

司会：今議論がでていますのは、土石流を設計施工にどのように使っていくかという辺に結びついていくわけですがこれは周知のように現在、土石流の技術検討会がありまして、その中で56、57年の2年間ぐらいで土石流対策のマニアル化の作業に入るわけで、たぶんこれから現場の皆様方に資料とか、問題点の話、お手伝いの話とか、お願いが行くと思いますが、その中で今何が必要か何がわからないかというのもつめていく必要があると思います。また、その時点でまた皆様の中でいろいろ討議していただければありがたいと思います。土石流とその設計をはずれまして、別の討議にうつります。

松井：資料中河床変動量図を作成されているわけですが、図の凡例で、測量図の期間が書いてあるわけですが、この図と表として浮遊砂観測結果の所に観測年月日を書いてあるが河床変動測量の期間の位置づけについて具体的にご説明頂きたいのですが。

司会：ご発表になりました速見課長は所用でお帰りにになりましたので中国地建の山県さんか浜田さんおわかりでしたらお願いします。

松井：ですから54年9月4日が1回目の測量のあとに来たものと解釈しており、54年10月19日というのはその洪水と前後してどちらかということが疑問点です。

司会：浜田さんいかがですか？ 確実ではないけど後だろうということです。まちがっていれば後日訂正していただいてここでは後ということと解釈します。

松井：付随して、その図で原点西鴨第1堰堤から1.5 km 上流付近が河床変動の変化が少ない54年1.7 km 付近で堆積傾向しその後落ちている。55年の場合は1.6 km 付近1回堆積傾向でさらにダウンしている。このあたり1.5 km 狭さく部であり岩が露出しているような所のために河床があまり変化しないような場所ではなかったのではないのでしょうか？出水によって堆積傾向がすぐ上流1.6～1.7 km 付近に出る。冬期にまたダウンしているというような解釈なのか、規則的な動きを見つけようとするとそのあたりを見つけられそうですが、私は現地は見えてないのでわからないので、現場の状況をわかればご説明願いたいと思います。

司会：浜田さんわかりでしょうか。

浜田（中国地建局）：着任したばかりなので後日報告させていただきます。

近藤（中部地建局）：片品川の環境調査について利根川水系工事事務所の方にこのような調査をしようとしたきっかけを説明していただきたいと思います。

板垣（利根川水系工事事務所）：こちらへきて1カ月、くわしいことは聞いてないのですが、片品川のその付近ではなく下流の流路工箇所では漁業組合から苦情、魚の生息が、流路工のために緑などがなくなって、住みにくくなって困るというようなことが出ているようです。私も別な所ですが流路工を河道整成したために緑などがなくなり魚が住みにくくなるため、漁業組合の方から問題が出てきたようで利根水系の上流の方も、流路工の計画がありましてそのようなことから調査を始めたようです。

司会：森さん何か補足ございますか？

森（関東地建局）：若干ご説明します。利根川水系では関東地建の中では比較的新しく環境調査を始めているわけですが、関東地建の中で富士川工事事務所の大武川流路工の流路工施工をきっかけにしまして、漁業組合の方から、そうとう強い要望がありまして魚道を漁業組合と協議した上で設置した経験があるわけです。それが現在、施工中であります、それと前後しまして、栃木県の日光砂防の管内の川俣ダムの上流ですが、そちらでも当方で計画したダムの施工に合わせて、漁業組合との話が出てきたわけです。漁業組合問題を認識した上で、利根川水系に次いで地先をみえますと、比較的魚が住んでいますし漁業権も設定されてますし、石の色を見ても虫がついていますし、魚の住みやすい形態をしています。それで5 km にわたる流路工計画を進めるにあたりまして、やはりこのまま一般的なやり方をするのではあまり意味がないと言うことで漁業組合の積極的な話があったわけではないのですが、当方の積極的な事前調査といいますが、現況把握の意味で調査をすすめたのです。

司会：ほかになにかございますか？

阿部（土木研究所）：板垣さんにおうかがいしたいのですが、魚の生息の調査の中で粒形の変化とか、たとえば流路工あるいは砂防工事の施工前と施工後の粒形変化とかが、魚の生息に影響することはないかその辺の調査はいかがですか。

板垣：流路工区間における現在の粒形と流路工施工による粒形の変化による調査だと思いますが、現在の私達の調査では粒形の変化による魚の生息の可、不可については調査の対象として行なっていません。ただ河道の砂礫移動などがあると魚の住みよくないという結果が得られています。

司会：パンフレットの4ページの中に現地調査の中に河川の環境調査というのがあり、河床状況とい

うことで、材料とか流量とかで検討されるようなことが書いてありますが、現在はやっておられないが将来はやられる計画はお持ちですか。

板垣：現況の調査といいますか流路工ができた場合、現在は大きい河道に大きな石などがあり、ふちができておりますが、移動の場合は粒形が少さくなって移動する場合がありますと思いますが、移動の場合は魚の住みやすさということの定性的なことではありますが、作った後の粒形がどうだからまずいというようなことまではしません。

阿部：どうもありがとうございました。

菅原（湯沢砂防工事事務所）：板垣係長へご質問したいのですが、いろいろ生態的なものを調査されているのですが、その中でも、特別天然記念物は保護しなければならないのですが魚でも魚道を作ったりする場合、魚の中でランク分けをしまして、この魚はどうしてものぼるような考えでいる。魚の中でも、特別天然記念物は保護しなければならないと考えるわけであるが、たとえば魚道の構造に対応した魚のランク分けについてどのように考えられるのでしょうか。現在および将来において、そのへんのランク分けをされているのか、されていなければ将来ランク分けをされるのかどうかそのへんお聞きしたいのですが。

板垣：現在の調査結果によりますと、55、56年にやる予定ですが55年度の調査結果によると、イワナとヤマメの2種類が重要視され、あとカジカとアブラハヤがありまして、実質的にはイワナとヤマメの対策になると思います。後イワナとヤマメの移動範囲など今年度つめていきたいと言うことにしています。

司会：環境の方に、質問、意見が殺到していますが、第4分科会ではこのへんいくつかの一連のご質問に対してどのような御検討されたか、関さんまとめてお答えいただけないでしょうか。コメントでもけっこうです。何かございますか？

関（近畿地建局）：第4分科会ではちょっとそのへんの検討まではつっこんでやってないわけですが、いましてちょっとお答えするのにこまるんですが。

亀井（松本砂防工事事務所）：昨日話した中では、全体的な話が多くて個々にこの調査内容を深く話しはしなかったのですが、今言った砂礫が調整作用によって細かくなってどういう影響があるだろうとか、菅原さんから質問されたランク分けの問題とかあるわけですが、昨日、総括的な話で、それに関連することは先程も報告したのですが、そこまでは、調査項目としては考えられるまでが実際に調査をやって調査に反映できるかどうかあるいは計画そのものに反映されなくてもデーターとしてもって、どのくらい使えるかどうかという判断をやらなければいけないと思っています。ですから今言った調査項目としてあげられるのですが、果してその溪流でその調査が必要かどうかということをまず判断する必要があるのではないかと思います。というような意見としてでたのですが、個々についてどうかということについての話はでていませんでした。

司会：それでは大部環境に集中しましたので、別のご質問ございましたらどうぞ。

渡辺（土木研究所）：桜島の構造物の被災の件、松本の浦川の件、いろいろ出ておりましたがその中で私が感じましたことは、従来の砂防ダム私達は壁体タイプ、壁のような砂防ダムとっておりますが、それ以外のいろいろなタイプのオープンダムを主とする構造物を各地で作っておりますが、基本的な考え方としましてそういったものは土石流がほとんどない。あるいはすでに出てしまって、今後可能性がまず

ないと思われる所でやってもあまり意味がないのではないかと、その変わりそういった新しいことをやろうとする前向きの気がまえば非常に評価されるべきかと思います。逆にとぎすました目で人がやっていることを注目して、そしてそれに自分の意見を上乘せしてより良い方法を考えだすとか、改良意見を出すとか、そういったやり方が必要なのではないか、人がやったからおれもおもれと基本的にはあまり変わらないことを、色を形をかえて若干の厚みをかえたりして、各地でやられるのはあまり意味がないのではないかと疑いの気持ちを持つのですが、その辺について変形ダムを施工しておられる方々のあるいはしようとしている方々のご意見をお聞きしたいのですが。

司会：初めに六甲砂防の堀内さん

堀内：私どもで新庄タイプのダムを施工するという話で今、若干の計画の再検討をお願いしている所ですが、現場の状況としましては上流域にかなり大粒形の巨石が転在して、しかもそれらの石はとめたいけれど細かい石は下流に流したいという考えで、これは新庄タイプのダムが一番適当かと思い施工したので、昨日の問題にされていたような堆砂までの区間が長いというような考えと同じ考えで、施工したとはちょっとちがうものだと理解しております。

渡辺：これにつきましては、ねらいとしましては自然のメカニズムで下流河床の低下防止に協力したいと、大きなねらいがあると思いますし、ねらいそのものについては何も言うことはないのですが、もう一つの重要なことはさきほどの討論を通じて砂防事業というのは計画においても、工事においてもよりアクティブでなくてはいけないというような意見がでております。アクティブな砂防とは、山のてっぺんから海岸に至るまでの土砂配分のアンバランス、従来の川の利用形態の秩序に混乱をもたらしているような川の土砂配分のアンバランスそれを災害をふせぎながら、維持管理し従来の秩序を維持していこうという所にねらいがあるわけで、そういった方法があるのに対して何十年に一回というものを待つのに効果が不確かなものをパイロット施工と称してやることの意味が私個人としてはわからない。これは、一週間に一回の程度で土石流が出てくるような所の情報を広く流布されていない、その成果が廻し読みされていないといった所にも原因の一端があるかと思います。そういう、それでは私の所でもやってみようという、すどいセンスを持っておられるなら、週に一回ぐらいは土石流と対抗している現場の成果を注目するというところにふりむけていただいた方が砂防としては実力があがるのではなからうかと考えております。そうでないと、作ったら作ったで、堰堤の変形とか衝撃の観察とか、備えが必要と思いますが、次に出てくるまでにセンサーも記憶装置も計測装置も錆びてしまって、あるいは人も変わって忘れられてしまって、結局堰堤だけが立っているということにもなりかねませんで、そういう意味でも問題があるのではないかと思うわけです。これは私の意見ですので、他も一人二人ご意見を伺っていただければと考えています。

司会：本当は、時間が充分あればいろいろな所で、施工された方々のご意見も伺いたいのですが、時間が少なく今まで作られた方々、またこれから作られるという事務所、局にお務めの方、今の渡辺さんのご提案のように、一度目的とそれが土石流に対してどのような機能をもつか、機能の効果が私達の生きている間にわかるのかどうか、何十年たってからでしかわからないものでは、機能の効果を把握する試験施工ではないのですから、そういう意味での示唆ですから、お帰りになってからご検討をお願いします。

渡辺：桜島・浦川の方々は、怖れず臆せずどんどんやってほしいと思います。破れたってかまわない

その変りどうしてどういう現象で破れたかを皆にレポートしてほしいと、別に怖がる必要はないと激励したい気持ちでいっぱいです。

司会：激励もできましたので、担当の現場の方よろしくお願いします。残り時間も少ないものですから次の討議に移りたいと思います。

岡本：北陸の管内で、甚ノ助の地すべりで、概成した形でまた再会という形になっておりますが地すべりの概成の考え方、概念がどのように討論されたか、完全にとまれば概成でなく完成にという形になるので、何年周期か間欠性の地すべりでは再び動きうる可能性もあるというような地すべりでだいぶちがってくと思いますが、深く討論されたら紹介していただきたいのですが

反町（東北地建局）：昨日の話では、概成の定義までにはおよびませんでした。私が個人的に考えますのは、地すべりの場合は完成が一つもなく、ある程度動きのとまった時点で概成という形にしております。今までの経験でこれで工事が終わったとはっきり施工者の方も自信がないこともあって、概成ということばをつかっているのではないかと思います。地すべりでは完成という言葉はなかなか使えないということです。概成をどういう時使うかという、一通りとまった時点で使っているということではないだろうか。また、地すべりの藤田室長にもおたずねしたんですが排水工事みたいな水を抜いたような工事ですと完全に止まることがないということで、たとえば1年に1mmとかそのくらいの動きはやもうえないのではないかとおっしゃってました。記録の上では動いても害がなく、だいたいとまっている状態なら概成ということにしているのではないかと思います。

司会：本省の船崎さん概成とはどのようにお考えかコメントいただけますか。

船崎（建設省傾斜地保全課）：反町さんの考えでよいと思います。

杭とかそのようなものであれば完全にとまりますけど、いちおう地すべり対策工事でなかったから動いても生活に支障がなければ概成という言葉を使って、次の段階に進むというような考えで良いのではないかと思います。

松井：同じく、甚ノ助谷について質問したいのですが、昨日の資料で地すべりブロック図というのがありますが、これは47年度に概成したという話ですが、その当時の全体計画に対しての地すべりブロックと解釈してよろしいのですか？

笹（金沢工事事務所）：概要的には、47年当時もこのようなブロック分けで考えていたようです。ただ問題なのは、資料の中に、移動杭による観測データがのっていますが、このブロック分けの中でも河道ぞいの地すべりが非常に顕著だろうということで、新しく下流に基幹ダムを作ったという経緯と左岸側の山腹、これは昭和5年に崩壊しておりますがそのへんの水抜きが重点的にやられたという経緯が残っております。

松井：概成時点での地すべりの防止施設は具体的に排水ボーリングあるいは、隧道が主体と考えてよろしいのでしょうか？抑止工的なものはどこかに施行されているのか教えていただきたいのですが。

笹：甚ノ助の場合、地すべり深度が非常に深く抑止工はむずかしく対策としては排水トンネル、横穴ボーリングによる水抜きを重点的にやっているようです。

松井：わかりました。それともう一点、今の11ページの平面図がございますが、地すべりブロックと

いうのは、この平面図見ますと崖の表示がありますね、それを滑落崖と考えて、先程の12ページですか地すべりの附図がございますがそれとの対応と考えてほぼよろしいわけでしょうか。

笹：それでよいと思います。

松井：そうしますと、4ページの移動結果ですね。既設のダムの移動結果から見ますとおそらく新Z部これは新しい甚ノ助谷の第5堰堤ですか、ここあたり、Y-6というのは不動点かどうかよくわかりませんが、ブロックの形状からして、末端部に位置するんじゃないか、頭部といいますのは、9ページの地すべりブロック図でいいますと河床を通っている地すべりブロックでいいますと、もっと上の方に引っぱり上げられてもいいんじゃないかと思われるんですが、そのあたり現地でいかなるものでしょうか。そういうふうな滑落崖をさらに河床を通るブロックについては引き上げるということが現地で可能かどうかそのあたりお教え願ければと思います。

笹：同じような質問を土研の方からいただいたんですが、私どもは、地すべりの末端部というのはやはり新甚ノ助谷から下流いわゆるY。ダムのモザイク状になっているダムサイド附近だろうというように推定しています。それから頭部の方なんですが、頭部のほうが引張りか何かいろんな現象面がないという話だったんですが現地を見ましてもかなり山腹一面が崩壊地帯なものですからダムに直接変動があればすぐわかるんですが、それ以外の地形に生じた場合には土砂流がたくさんあるものですからすぐけされてしまうということで今のところそういった現象は見あたりません。

松井：わかりました。調査の方法としまして頭部が工作物あるいは、めだった地物がないということでおさえにくいということですが、そのあたりの今後の調査計画といいますか、例えばメッシュで航空測量の標定点的なものをメッシュで、数十メートル、20メートルか30メートルピッチにセットして移動をおさえると言うような今後の調査計画についてはどのようにお考えでしょうか。

笹：54年に航空写真の標的をこの山いちめんにつけてまして、移動量が非常に小さいものですから一年おきということで56年度対比するようなかたちで今検討しています。

司会：今の問題大部あるかと思いますが、時間の関係で他の方もいろいろ御質問あると思いますので、その他の件は松井さん個人的にいろいろ御聞きしていただくとして、次に移らせていただきます。どうぞ

鈴木（新庄工事事務所）：地すべり調査についての対策効果を見るには、地下水の因果関係が大切だろうと思います。地下水の挙動の追跡というのが地すべりに関して非常に大切ではないだろうかということでテストボーリングをやり、地下水を観測するのが概成なり効果の判定につながる一つの要因かと思えますので、今後も調査をお願いします。

笹：その通りだと思います。地下水に関する調査については今年度実施する予定です。

重松（九州地建局）：渡辺室長の激励があったのですが、実際に試験施工を現場でやるのは、抵抗があるのですけれども、その辺の考えをお教えいただければと思います。

山本（建設省砂防課）：基本的な考え方として、現場に応じてやらなければいけないと思います。

重松：試験施工のようなことでも、目的がはっきりしていれば、やってもよろしいということですか。

山本：試験施工であっても、それなりの調査、効果があがるようなものを選定していただきたいと思っています。

司会：ありがとうございました。これで全体討議を終わります。個々に質問発表者に対して、ご質問のある方は、個々をお願いします。また土木研究所をご利用していただければと思います。

8. 総括と閉会

土木研究所 砂防研究室長 渡 辺 正 幸

ご多用の中3日間にわたる真剣な討議議事本当にご苦労様旦つありがとうございました。主催者の一人と致しまして皆様の熱心で真面目な討議がこれからも継続され、またお互いの情報交換に今後も役立っていきますようそしてまた砂防調査が効率よく皆に広くゆきわたっていきますよう希望したいと思います。それと私達土木研究所が、皆様と協力してご苦労なこと、因っておられることを取り上げて現場に使っていただけるような方針を示せるよう努力したいと思いますが、皆様のご指導アドバイスなども、このような機会をご利用していただければと思います。それで私達が筑波会議を計画しましたねらいの一つは、なんのために調査をやるかという調査の意味を理解しながら、毎日の調査をやっていきいたいと思うことと、2つめは、調査の大部分はコンサルタントがやっていて、私達砂防エンジニアは技官とはいうものの、そのほとんどが事務所で勤務しています。そのほとんどの時間が積算とかレポートの検修とか事務的な仕事で忙殺されております。その所で基本的な考え方を誤ったりしっかりした流れの中で位置づけすべき調査が、趣味に走ったりしっかりした仮定のない調査工事であったりする危険性があります。それからまた役所をやめた時どうするか。結局コンサルタントのいうままに設計書を作って積算価格をはじいて年度末予算を消化して会計検査をやりすごせば一年がすぎて40、50才になり、いざ役所をやめたら、何もできないということは問題なことであり、このような所での話としては筋道は離れていますが大きな問題の一つかもしれません。私達調査に従事している仲間たちの間でより効率よく、情報交換してコンサルタントをうまく使い、新しいアイデアを次々だして行なってそれを行政にうまくアブライズされて地域住民からも信頼される。そして予算もつくというふうな回転ができるようになれば楽しいのではないだろうかというふうに考えるわけであります。それでそういう願いをこめてこのような会議を開いて2度目を迎えたわけです。昨日の分科会討議、今日の全体討議を拝聴してしまして非常に真剣な討議がなされてほぼ私達ならびに皆様方の期待の一端にだんだん添っていきつつあるのではないかと思います。今後も引き続き先程申しましたような目的に添って膨大な金を使い、しかも働き盛りの人生の大部分を費やして私達毎日やっている調査が私達自身の実力の寛容にも役立ちそしてそれが信頼される行政にもつながるというふうにもっていけば楽しいことと思います。そのように私達の調査が行政上も、我々個々の人生にとっても意味があるように持っていくためには自分自身がはっきり現象をつかまえることが大切であり、音だけで表現するのではなく世界中どここの国の人にもわかるような情報に置き変えてまとめなくてはいけないということになると思います。周知の通り私達砂防技術者は先日まで音響表現を行っていました。最近、現場の方、土研の先輩方、あるいは本省の皆様の協力で、なんとか、このような状態を脱却しつつありそのようなことで世界中に友人も知り合いも広まりつつあります。現場の皆様方でも今まではなかったようなものが試験施工や動態観測などで行なわれつつあります。これは従来技術的な発達の歴史からしますと、まさに大きな転換点かと私達のやることの一つ一つが一日一日が新しい砂防の教化書の書きかえにつながるのだと思います。そういう成果が計画につながり住民の信頼にもつながると確信するわけです。そこで私達の仕事の延長線としまして主として土石流にしばって土石流対策工法これは2つの考えがありますが

土石流対策技術工法という意味と、ソフトウェア警報避難の2つの部門であります。2つの部門で今まで考えられた技術を結集して、できればだれにもわかるマニュアルを作る仕事をしております。

その一端を紹介しまして、計画の考え方、今後の皆様方の協力を得る一つの一助かりにしたいと思います。

参 加 者 名 簿

(1) 参加者の所属につきましては、会議開催当時のものです。

(2) 氏名の敬称は略させていただきました。

	機 関 名	所 属	氏 名	役 職	分科会
1	建設本省	砂防課	友松靖夫	建設専門官	Free
2	建設本省	砂防課	山本清	直轄技術係長	5-1
3	建設本省	傾斜地保全課	船崎昌継	主 任	3
4	建設本省	砂防課	荻原弘		
5	北海道開発局	河川計画課	鈴木富雄	開発専門官	2-1
6	北海道開発局	河川計画課	南波幸吉	計画第三係長	5-1
7	北海道開発局	土木試験所	竹本成行	河川研究室副室長	1-2
8	東北地方建設局	河川計画課	反町雄二	建設専門官	3
9	東北地方建設局	河川計画課	大類正法		5-2
10	新庄工事事務所	調査課	鈴木武夫	調査課長	4
11	新庄工事事務所	調査課	佐藤和夫	調査係長	5-1
12	新庄工事事務所	調査課	市原恒弘		3
13	福島工事事務所	調査課	村上寅美	洪水予報係長	1-2
14	岩手工事事務所	洪水予報課	川名慶紀		2-1
15	北陸地方建設局	河川計画課	岡本正男	建設専門官	5-2
16	北陸地方建設局	河川計画課	柳沢今朝次郎	調査第2係長	2-2
17	松本砂防工事事務所	調査課	亀江幸二	調査課長	4
18	松本砂防工事事務所	調査課	東樹芳雄	調査係長	2-2
19	湯沢砂防工事事務所	調査課	菅原精晃	調査係長	2-1
20	立山砂防工事事務所	調査課	宇田定男	調査係長	1-2
21	金沢工事事務所	調査課	笹 寿啓	調査課長	3
22	金沢工事事務所	調査課	本田 武	調査係長	5-1
23	神通川水系砂防工事事務所	調査課	野田 猛	調査係長	2-2
24	黒部工事事務所	調査課	鍋谷時敬	主 任	1-1
25	飯豊山系砂防工事事務所	調査課	志田武司	調査係長	2-2
26	関東地方建設局	河川計画課	森 俊勇	建設専門官	1-1
27	関東地方建設局	河川計画課	山本順一		5-1
28	利根川水系工事事務所	調査課	板垣進栄	調査係長	4
29	日光砂防工事事務所	調査課	寺本和子	調査係長	2-2

	機 関 名	所 属	氏 名	役 職	分科会
30	渡良瀬川工事事務所	工 務 二 課	下 田 孝次郎	調 査 係 長	1-2
31	中 部 地 方 建 設 局	河 川 計 画 課	近 藤 浩 一	建 設 専 門 官	4
32	中 部 地 方 建 設 局	河 川 計 画 課	渡 辺 守		1-1
33	天竜川上流工事事務所	調 査 課	万 膳 英 彦	調 査 第 2 係 長	3
34	多 治 見 工 事 事 務 所	砂 防 調 査 課	矢 代 弘 二	調 査 係 長	2-2
35	沼 津 工 事 事 務 所	工 務 第 二 課	関 勲	設 計 係 長	5-1
36	越美山系砂防工事事務所	根尾川砂防出張所	中 塚 昭 美	出 張 所 長	5-2
37	越美山系砂防工事事務所	工 務 課	久 世 義 照		1-2
38	富士砂防工事事務所	調 査 課	竹 村 具 美	調 査 課 長	2-2
39	近 畿 地 方 建 設 局	河 川 部	関 信 明	建 設 専 門 官	2-2
40	近 畿 地 方 建 設 局	河 川 計 画 課	桶 谷 公 治		4
41	六甲砂防工事事務所	調 査 課	堀 内 成 郎	調 査 係 長	2-1
42	琵琶湖工事事務所	工 務 第 3 課	笠 井 誠 二	工 務 第 三 課 長	5-1
43	木津川上流工事事務所	工 務 第 2 課	坂 野 晴 敏	計 画 係 長	5-2
44	中 国 地 方 建 設 局	河 川 計 画 課	山 県 一 登	調 査 第 二 係 長	5-2
45	倉 吉 工 事 事 務 所	調 査 設 計 課	速 水 正 辰	調 査 課 長	2-1
46	倉 吉 工 事 事 務 所	調 査 設 計 課	清 水 正 一	調 査 係 長	1-2
47	四 国 地 方 建 設 局	河 川 計 画 課	松 井 宗 広	建 設 専 門 官	5-1
48	吉野川砂防工事事務所	調 査 課	田 村 猛	調 査 係 長	1-1
49	九 州 地 方 建 設 局	河 川 計 画 課	高 橋 透	建 設 専 門 官	2-1
50	九 州 地 方 建 設 局	河 川 計 画 課	重 松 将 位	調 査 第 二 係 長	4
51	川 辺 川 工 事 事 務 所	工 務 第 二 課	上江川 勝 弘	調 査 係 長	5-2
52	宮 崎 工 事 事 務 所	調 査 第 一 課	高 野 泰 則		1-1
53	大 隅 工 事 事 務 所	工 務 第 二 課	戸 次 真 一	計 画 係 長	5-2
54	沖縄総合事務局開発建設部	河 川 課	堤 英 雄	調 査 係 長	1-1
55	土 木 研 究 所	砂 防 部	吉 岡 良 朗	部 長	Free
56	土 木 研 究 所	砂 防 研 究 室	渡 辺 正 幸	室 長	Free
57	土 木 研 究 所	砂 防 研 究 室	池 谷 浩	主 任 研 究 員	2-2
58	土 木 研 究 所	砂 防 研 究 室	阿 部 宗 平	研 究 員	2-1
59	土 木 研 究 所	砂 防 研 究 室	水 山 高 久	研 究 員	1-2
60	土 木 研 究 所	砂 防 研 究 室	伊 巻 幹 雄		1-1
61	土 木 研 究 所	砂 防 研 究 室	北 山 滋 基		4
62	土 木 研 究 所	砂 防 研 究 室	上 原 信 司		5-2

	機 関 名	所 属	氏 名	役 職	分科会
63	土 木 研 究 所	砂 防 研 究 室	鈴 木 浩 之		5-1
64	土 木 研 究 所	地 す べ り 研 究 室	吉 松 弘 行	主 任 研 究 員	3
65	土 木 研 究 所	地 す べ り 研 究 室	綱 木 亮 介	研 究 員	3
66	土 木 研 究 所	地 す べ り 研 究 室	清 水 清 文		3
67	土 木 研 究 所	地 す べ り 研 究 室	渡 辺 正		3
68	土 木 研 究 所	急傾斜地崩壊研究室	仲 野 公 章	研 究 員	2-2
69	土 木 研 究 所	急傾斜地崩壊研究室	石 川 芳 治	研 究 員	1-1

10. 参 考 資 料

以下に討論の際に配布された資料を添付いたします。

流量流砂量—山地河川の流域管理—

—流出土砂の移動について—

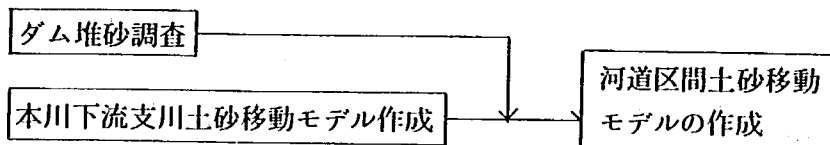
田 村 猛

1. 調査概要

洪水時流出モデル、土砂供給モデル及びそれらを総合した河床変動モデルを作成する。(全体フロー年次割参照)

2. 調査構成

次の3ブロックに分けて行う。



3. 調査内容

① ダム堆砂調査

① 既往堆砂資料等整理

各年のダム堆砂量、粒度組成、堆砂形状降雨資料、ダム貯水位の資料を収集、整理する。

② ダム堆砂状況現地調査

湛水池末端付近の河道の現地調査を実施し、土砂の湛水池への流入状況を把握。

③ ダム流入量の計算

②の本川、支川毎の流量設定を行う。

④ ダム堆砂計算及び実績との比較

前項①～③及び既往の崩壊地調査結果を用いて、ダム湛水池に流入する掃流砂、浮遊砂の計算を行い実績と比較する。

⑤ ダム資料

早明浦ダム S48～54

池田ダム S50～54

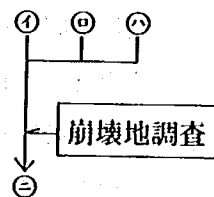
② 池田ダム下流崩壊、土砂流出調査

① 降雨資料収集、整理

下流域の降雨資料を収集し、各支川の流出解析を行う。

② 現地調査

構 成



池田ダム下流、支川の不安定土砂状況本川への流入状況の把握

㊦ 土砂移動モデル

既往水文資料㊥、その他資料を用いて、山地流域の土砂移動モデルを設定する。

㊧ 支川より本川への土砂流出の予測

㊦～㊩を元に、支川から本川への流砂量計算を行う。

③ 池田ダム下流河道区間土砂移動モデル作成

㊦ 河床変動資料整理

本川の河床測量成果、粒度分布調査成果を収集、整理

㊧ 砂利採取資料整理

本川の砂利採取資料を収集し、採取量、箇所及び時期をまとめる。

㊨ 本川土砂移動モデルの作成

前項㊦、㊧等を利用して、河床変動計算を行い、㊦、㊧を用いて検証し、土砂移動モデルを作成する。

㊩ 河床変動特性

㊦～㊨より河床変動特性を抽出

4. 昭和55年度調査結果

4.1 ダム堆砂量調査

㊦ 既往資料整理

㊧ ダム堆砂状況現地調査

㊨ ダム流入量の把握

ダムへ流入している支川毎に流入量を計算し、ダム地点での実績バイドロと検証

到達時間：角屋の手法

流出計算：特性曲線法

㊩ ダム堆砂計算及び実績との比較

支川から流入土量を土研公式により求める1次シミュレーションを行い、実績堆砂線、堆砂量との比較検証

4.2 池田ダム下流支川土砂移動モデル

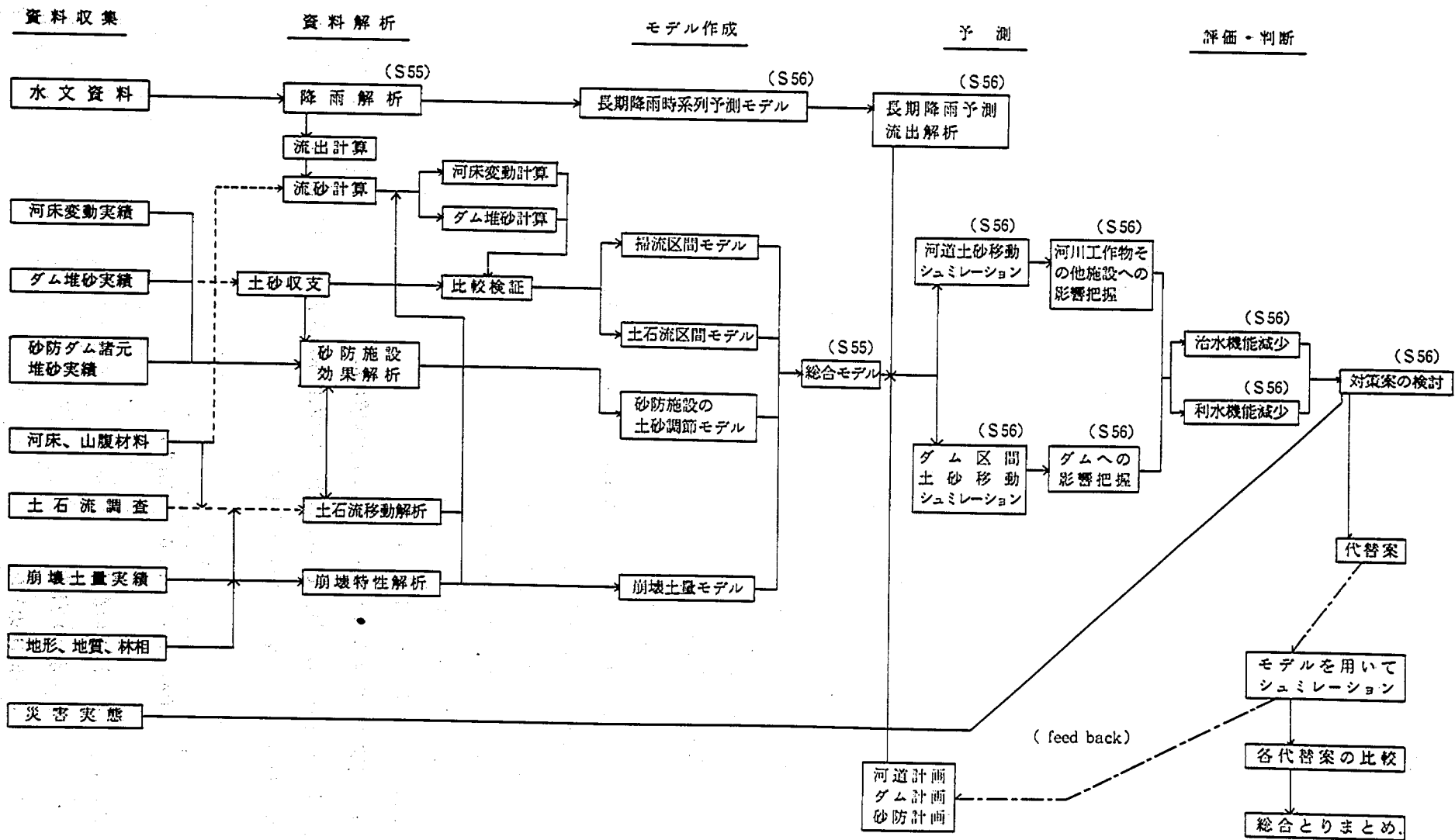
㊦ 降雨資料の収集、整理

㊦ 池田～岩津間の降雨 R_2 の等雨量線図を抜き、南岸・北岸それぞれに降雨の中心がある場合の降雨パターンの選定を行う。この結果を用いて流域平均雨量 $1/x$ 年確率に対する数種の平面的な降雨パターンを求めた。

㊧ 池田～岩津間を9ブロック流域に分割し、S29～54年の年最大降雨量を整理し、各ブロック流域について確率降雨量を求めた。

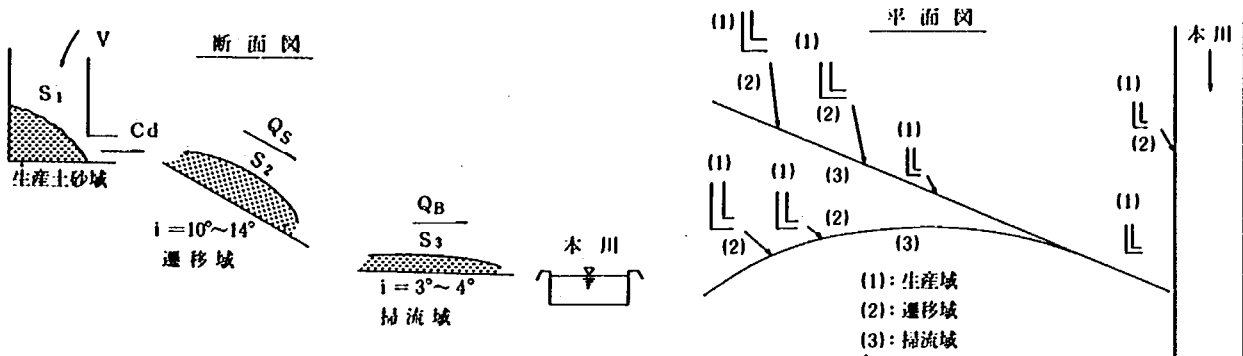
㊨ 現地調査

吉野川長期河床變動予測調査フロ－



② 土砂移動モデル

下図のようなモデルを作成した。



(1) 生産域モデル

土砂の生産は崩壊地の発生によるものとする。

支溪流毎の生産土砂量は崩壊地の諸量を用いて次のように表わされる。

$$V = \sum N \times \overline{Ad} \times \overline{dm}$$

V : 生産土砂量 m^3

N : 崩壊個数

$\overline{Ad}$: 平均崩壊面積 $m^2/\text{個}$

$\overline{dm}$: 平均崩壊深 m

この N 、 $\overline{Ad}$ 、 $\overline{dm}$ は、降雨量、地質、地形等により異なる。

そこで、崩壊調査結果を用いて、

$$N = f(R, \text{地質}, \text{地形} \dots \dots)$$

$$\overline{Ad} = f(R, \text{地形} \dots \dots)$$

$$\overline{dm} = f(\overline{Ad}, \text{地形} \dots \dots)$$

の関数形を既往検討をふまえて推定する。

次に崩壊地で生産された土砂量を(2)の遷移域に流送するモデルとしては、生産域での土砂移動は瞬時に生じるものであるが、その遷移域への流入は水理条件により支配されるものとする。

すなわち、掃流状集合運搬の式として

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

ここで、 σ : 砂礫の密度

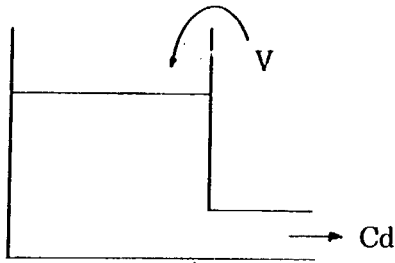
ϕ : 水の密度

θ : 河床の勾配

ϕ : 内部摩擦角 (ここで $\alpha = \phi$ とする。 α : 粒子の衝突条件にもとづく角度)

cd:土砂濃度

を用いる。上式は土石流先端の土砂濃度を表わす式である。



したがって、ここではタンクモデルのように生産土砂のうち残土量を除いたものがタンクに入り、cd分だけが遷移域に流入するものとする。

つまり、Qに対して濃度cdだけ供給すればタンクが空になることもありうる。

なお、一度タンクにたまった土砂の移動限界は次式による。

$$\tan \theta = \frac{C_* (\sigma - \rho)}{C_* (\sigma - \rho) + \rho (1 + h_0/a_L)} \tan \phi$$

$$h_0/a_L \geq 1, \tan \phi = 0.75 \sim 0.8$$

$$C_* = 0.6 \sim 0.7$$

すなわち、上式で求めた θ_c と実際の θ' （ここでは $\theta' = 10 \sim 14^\circ$ ）を比較し、 $\theta_c < \theta'$ であれば移動を開始する。

(2) 遷移域モデル

土石流的な集合運搬から、掃流域の各個運搬に移る場合の流砂量式として水山氏の提案した。

$$\frac{q_s}{q} (=cd) = 5.5 (\tan \theta)^2$$

及び山地河川の式を用いる。

表流水の水深が相対的に小さい場合は山地河川の式を用い、その移動限界

$$\tau_* c = 0.04 \times 10^{1.27 \tan \theta}$$

とする。

表流水の水深がさらに増すと、土砂移動形態が集合運搬的となり、 $q_s/q = \dots$ の式が適用され、その限界は

$$\tan \theta = \frac{C_* (\sigma - \rho)}{C_* (\sigma - \rho) + \rho (1 + h_0/a_L)} \tan \phi \text{ に従う。}$$

(3) 掃流域モデル

掃流域では、等流計算により水理量を求め、流砂量式としては山地河川の式を用いる。

$$\frac{q_b}{\sqrt{(\sigma/\rho - 1) g d m^3}} = \frac{12 - 24\sqrt{i}}{\cos \theta} \tau_* m (1.5 - \sqrt{i}) (1 - \alpha^2 \frac{\tau_* c}{\tau_*}) \times (1 - \alpha \sqrt{\frac{\tau_* c}{\tau_*}})$$

$$\alpha = 0.92$$

さらに限界掃流式として

$$\tau_* c = 0.04 \times 10^{1.27 \tan \theta}$$

を用いる。

4.3 池田ダム下流河道区間土砂移動モデル作成

- ④ 河床変動資料整理
- ⑤ 砂利採取資料整理
- ⑥ 本川土砂移動モデルの作成
 - ① 本川上流域からの供給土砂
 - ・ダム実績堆砂量からの推定
 - ・掃流能力からの推定
 - ② 支川からの供給土砂…………… 4.2
 - ③ 現況河道推定計算

I) 初期河道

検証対象年の平均河床高、河中、河床材料を整理し、使用、河道は矩形モデル

II) 流量水位資料の時系列化

検証対象年…………… S35～S54

変動高 (ΔZ) ≤ 0.3 mを満足するように時系列化

III) 変動計算

流砂量式

掃流砂：土研式

浮流砂：Lane—Kalinske

各式に定数Kを乗じて実績との調整をする。

限界掃流力式

Egiazaroff 式、芦田、道上により修正された式

連続式

{ 流砂量の連続式
粒度分布の連続式

以上により計算を行い、実績河床変動とのシミュレーション状況を考察する。

表—1 池田ダム堆砂量実績

昭和年	50	51	52	53	54	平均
堆砂量 $\times 10^3(\text{m}^3)$	495	—480	191	538	219	192.6

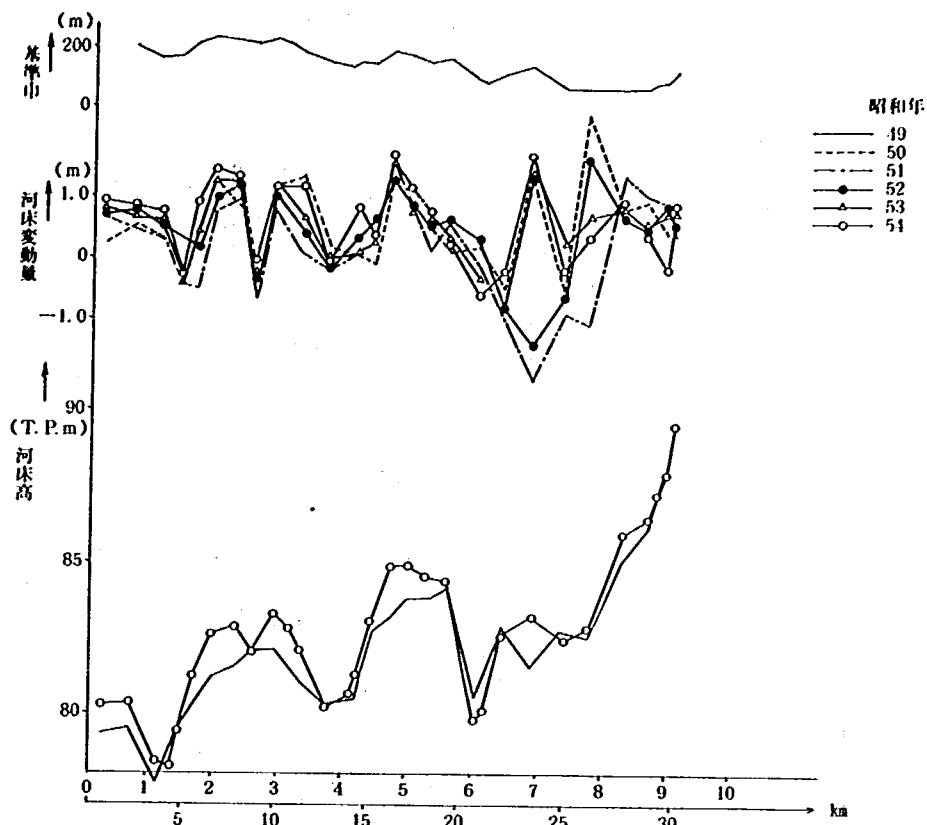


図1 池田ダム貯水池内堆砂状況（平均河床高）

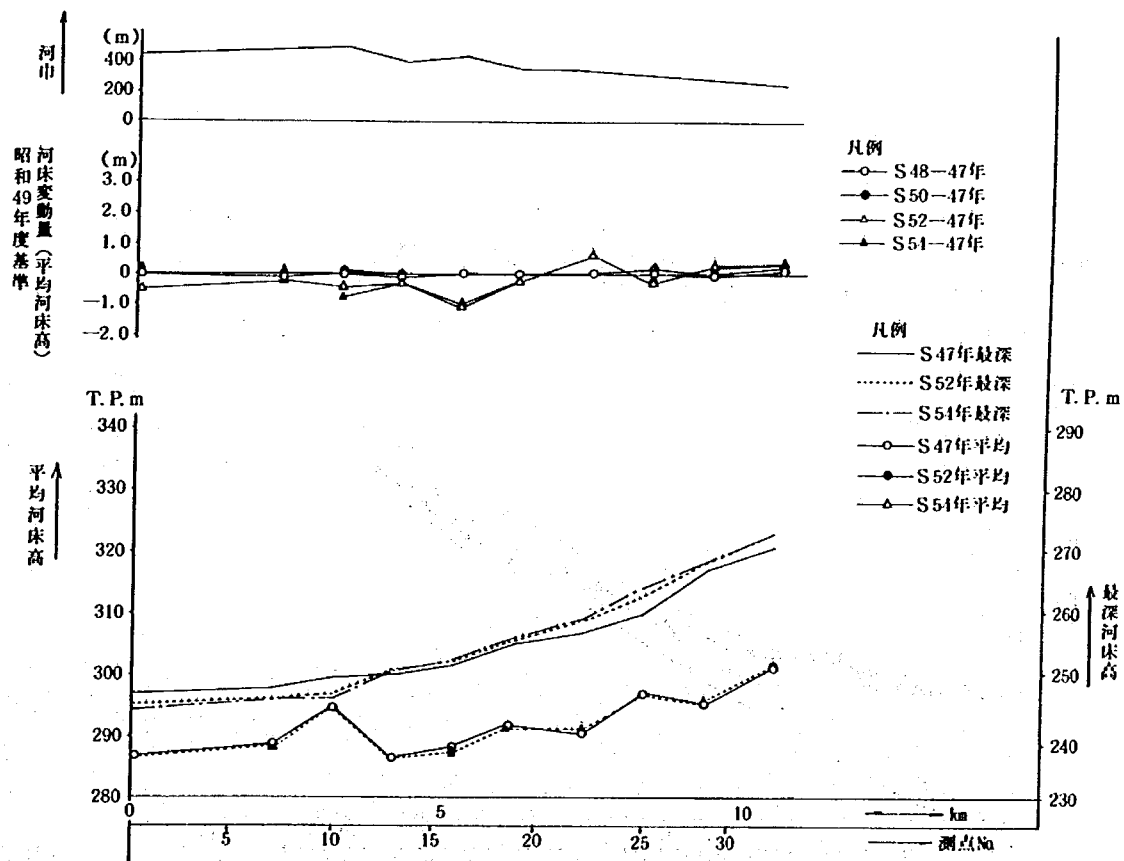


図2 早明浦ダム堆砂縦断面

表一2 早明浦ダム実績堆砂量

昭和年 堆砂諸量	48	49	50	51	52	53	54	平均
堆砂量(m ³)	× 10 ³ 487	229	345	415	1629	147	61	473
比堆砂量 (m ³ /km/年)	1790	842	1268	1526	5989	540	224	1740

表一3 早明浦ダム貯水位・年間最高最低水位

昭和年	年最低水位	年最高水位
51	T.P. 318.24 m	T.P. 343.22 m
52	287.30	329.27
53	309.22	330.03
54	303.26	333.26
平均	304.51	334.02

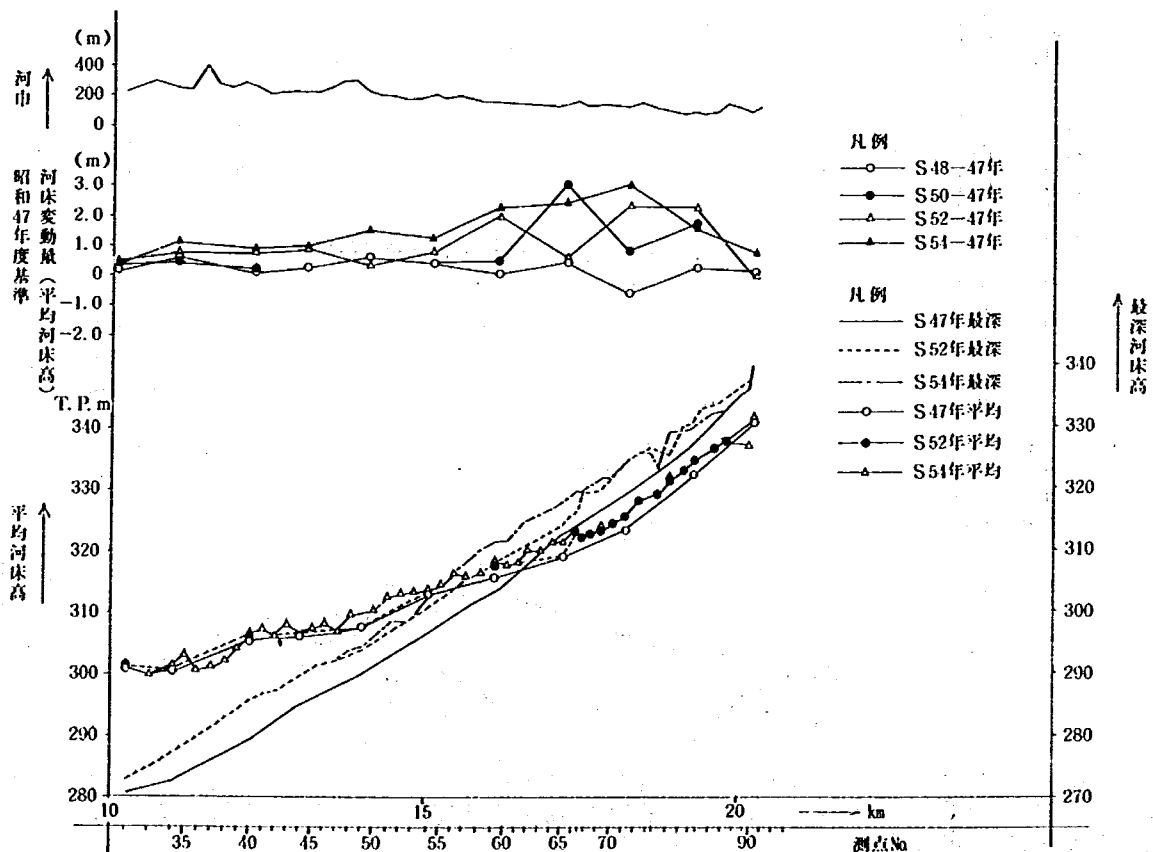


図3 早明浦ダム堆砂縦断面

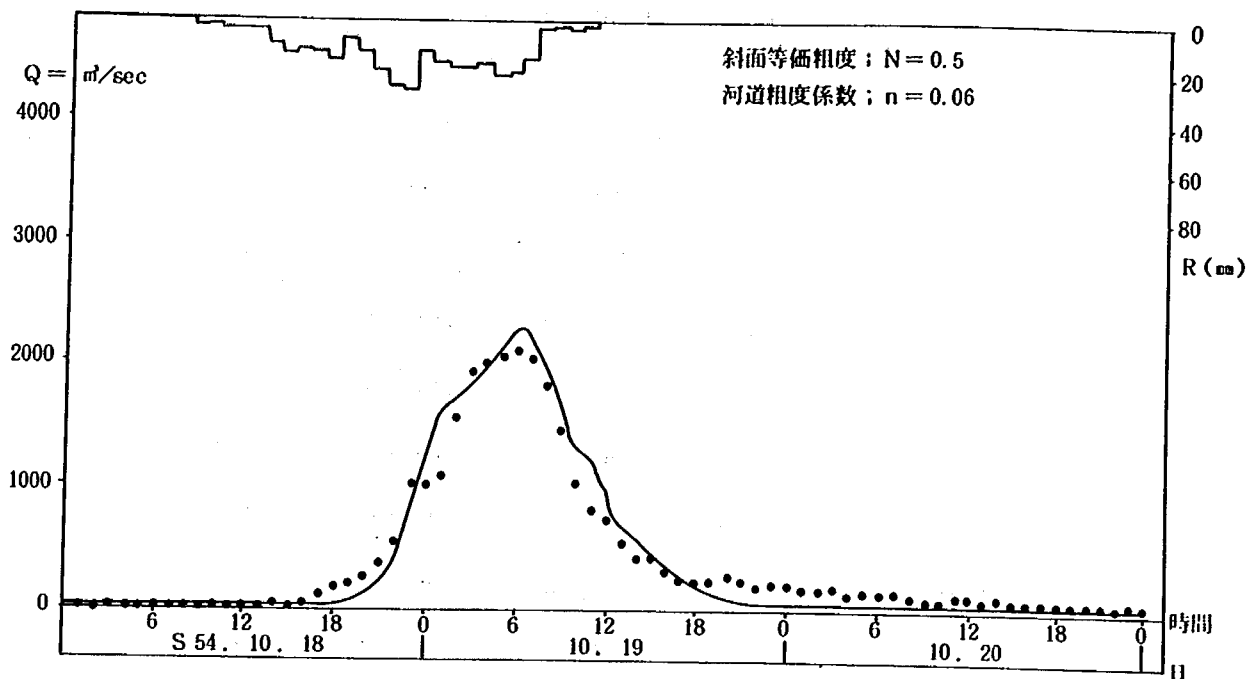


図 4

表-4 検証計算ケース

(池田ダム)

(池田タム)

計 算 ケ ー ス		上 流 端 給 砂 条 件						
		粒 径 分 布						給 砂 量 (m^3)
		1.0 mm	3.0 mm	6.0 mm	10.0 mm	30.0 mm	80.0 mm	
1		0.014	0.0129	0.1867	0.3658	0.3825	0.0375	0.526×10^6
2 (流 量 m^3/s)	500	0.35	0.14	0.12	0.05	0.17	0.17	0.496×10^6
	1000	0.36	0.14	0.12	0.06	0.16	0.16	
	5000	0.55	0.10	0.08	0.04	0.12	0.11	
	10000	0.64	0.08	0.07	0.03	0.09	0.09	
	15000	0.72	0.06	0.05	0.03	0.07	0.07	
3		0.0146	0.0129	0.01867	0.3658	0.3825	0.0375	0.292×10^6

表-5 検証計算ケース

(早明浦ダム)

計 算 ケ ー ス	対 象 期 間	給 砂 条 件				掃 流 力 補正係数
		α	T Q _B	T Q _S	dm	
1 - 1	昭和48年~54年	0.89	467,500 m ³	236,875 m ³	19.3	0.1
1 - 2	"	1.16	610,000	710,578	45.1	0.1
1 - 3	"	1.16	610,000	710,578	19.33	0.1
2 - 1	昭和53年~54年	1.16	244,500	85,605	19.3	0.1
2 - 2	"	0.20	42,150	44,249	19.3	0.1
3 - 1	昭和54年	0.10	12,790	16,942	19.3	0.1
3 - 2	"	0.05	6,397	19,389	19.3	0.1

(注) α は上流端の給砂条件Q~QB 関係に乗ずる係数T Q_B は上流端に与えた総掃流砂量T Q_S は上流端に与えた総Wash Load量

dm は上流端に与える掃流砂の平均粒径

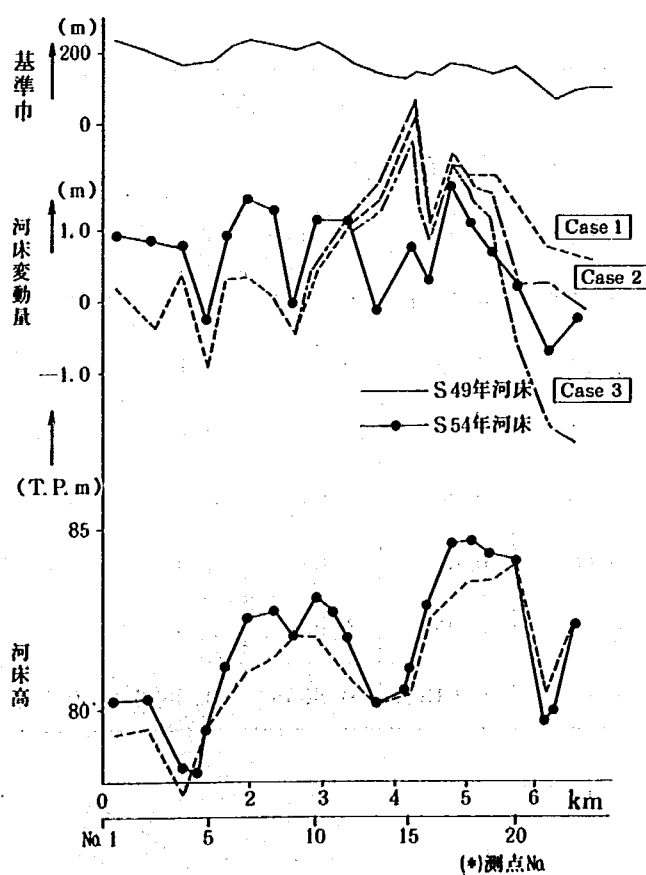


図5 池田ダム堆砂検証計算結果

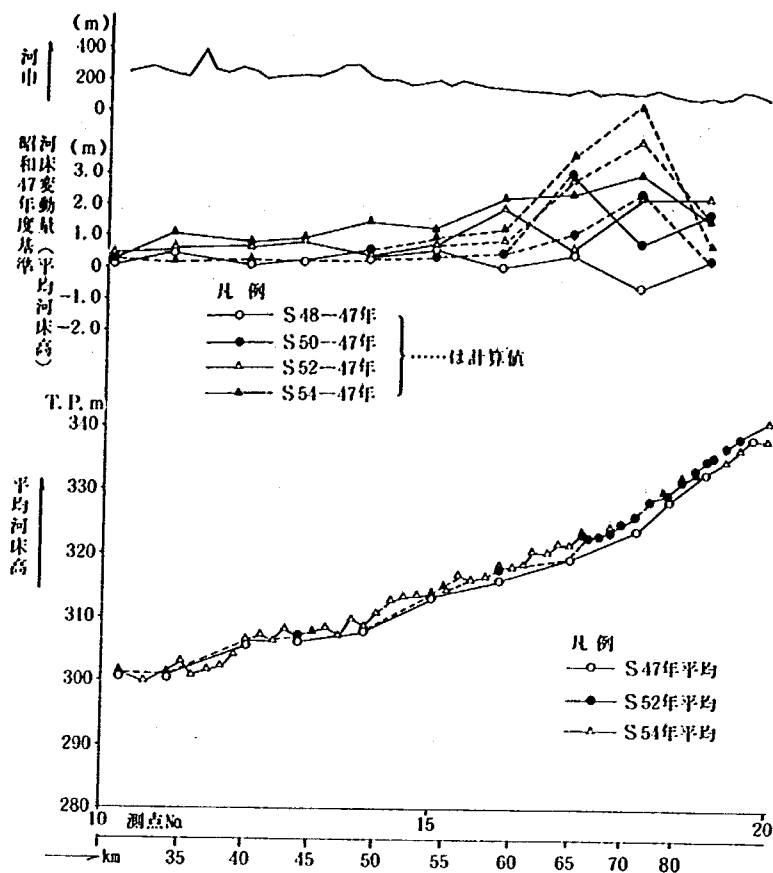


図6 早明浦ダム堆砂検証計算結果 (Case 1-2)

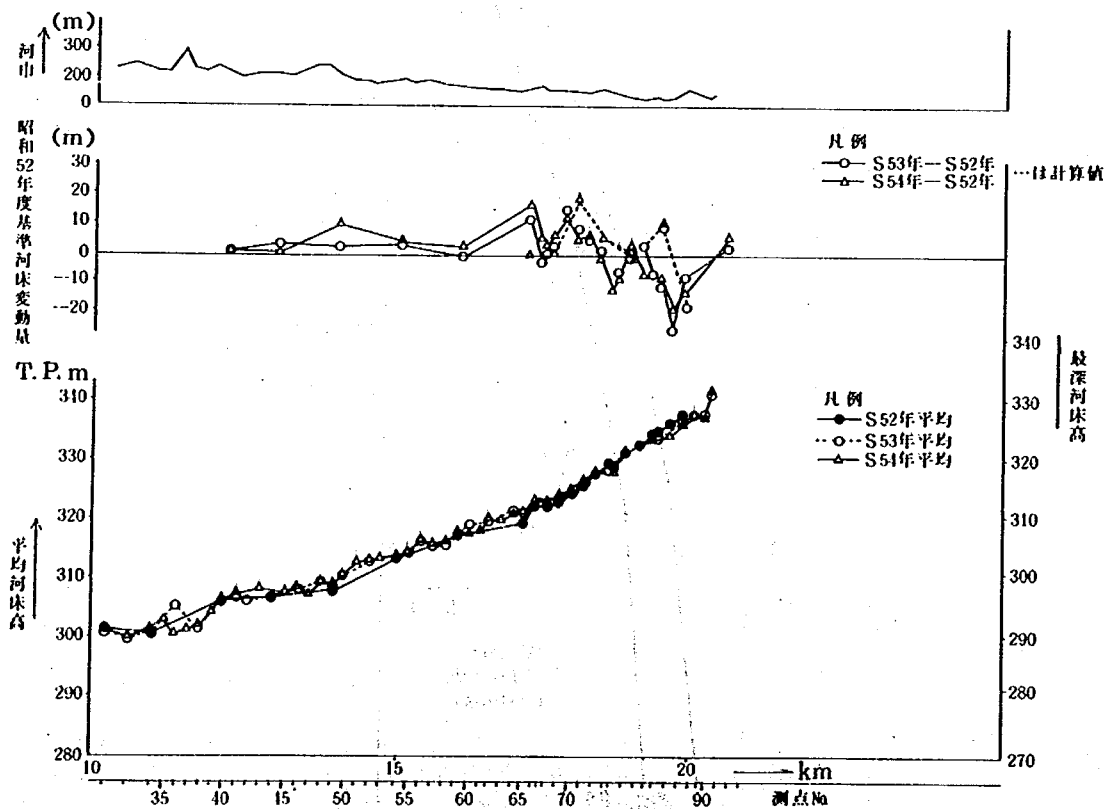


図7 早明浦ダム堆砂検証計算結果 (Case 2-2)

表一6 対数正規分布

観測所名 確率年	池田	芝生	長野	一字	剣山	穴吹	川井	曾江谷
10	246.22	234.77	328.48	394.46	637.38	887.84	510.78	359.33
20	288.15	277.72	389.75	471.97	764.85	478.13	616.56	443.41
50	343.94	335.52	472.48	577.57	939.06	605.15	762.03	561.79
80	373.94	365.93	516.12	633.64	1031.79	674.24	839.84	626.24
100	387.01	380.59	537.18	660.79	1076.72	708.06	877.62	657.80
150	412.69	407.62	576.04	711.03	1159.96	771.25	947.75	716.78
200	431.14	427.13	604.12	747.42	1220.32	817.51	998.71	759.97
300	457.53	455.11	644.43	797.82	1307.32	884.76	1072.29	822.78

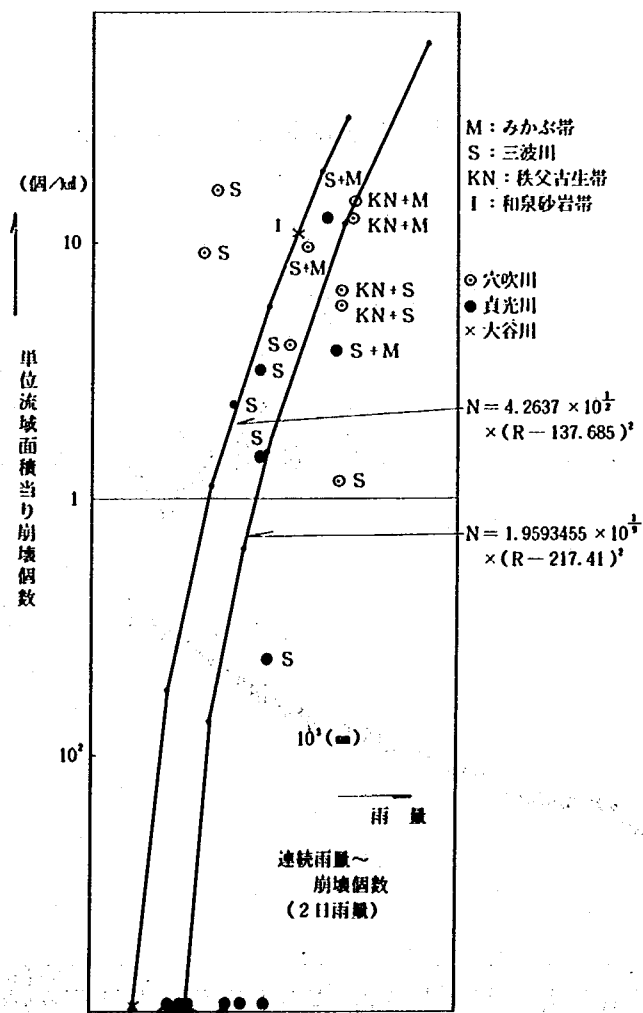
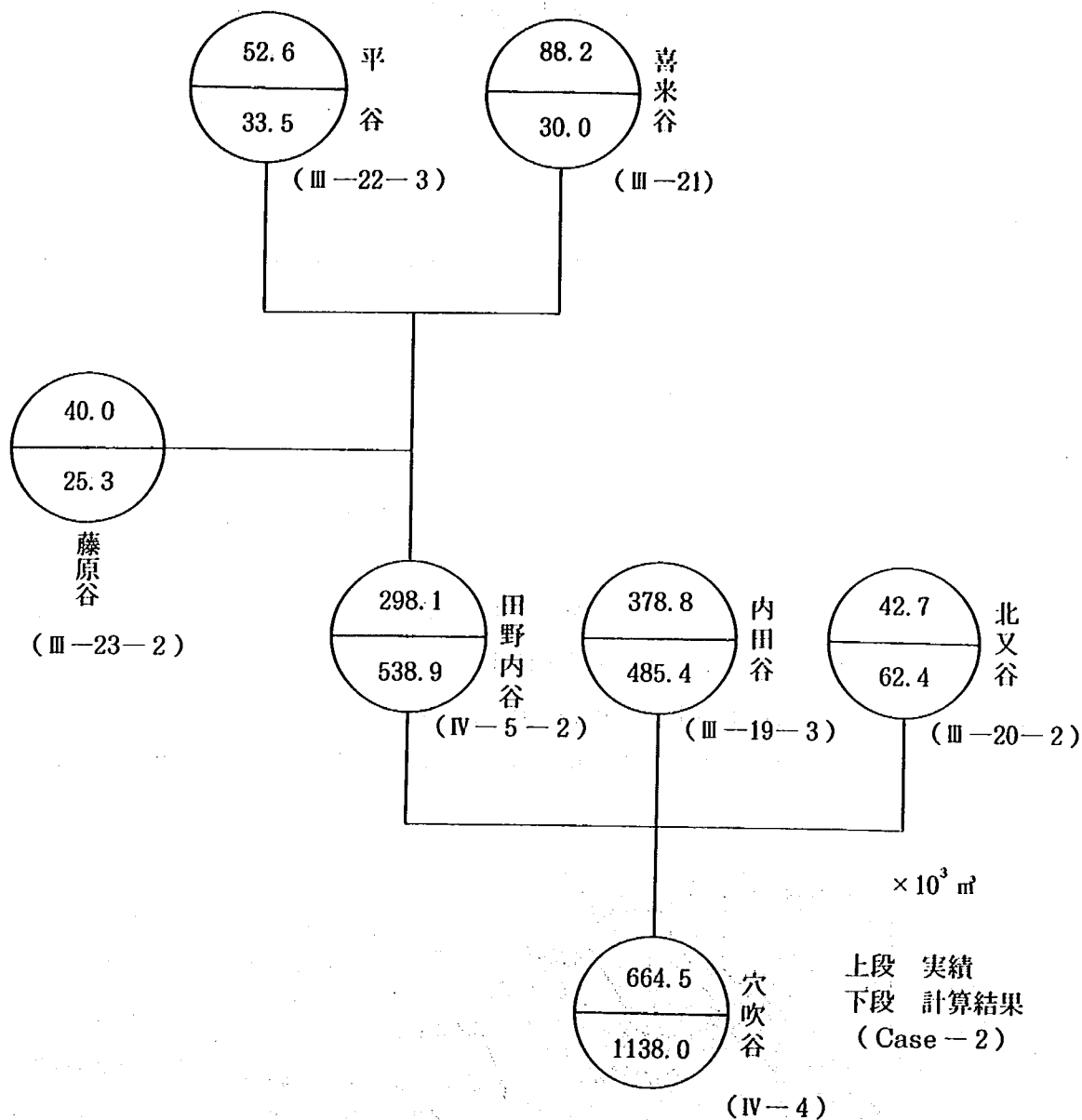


図8



穴吹谷 実績土砂収支と計算値との比較

土砂生産量の計算値と実績の比較

穴吹川：実績 $5954.5 \times 10^3 \text{ m}^3$ → 計算 $6217.9 \times 10^3 \text{ m}^3$

大谷川：実績 $117.2 \times 10^3 \text{ m}^3$ → 計算 $74.9 \times 10^3 \text{ m}^3$

流出土砂量の計算値と実績の比較

穴吹川A-9流域 (穴吹谷)

大谷川

実績： $664.5 \times 10^3 \text{ m}^3$

実績： $50.3 \times 10^3 \text{ m}^3$

↓

↓

計算： $1138.0 \times 10^3 \text{ m}^3$

計算： $36.4 \times 10^3 \text{ m}^3$

(Case-2)

(Case-2)

—山地河川の土砂量観測—

速 水 正 辰

1. まえがき

天神川砂防指定区間の最上流に位置する西鴨谷川流域において、昭和54～55年度に調査した結果を報告する。

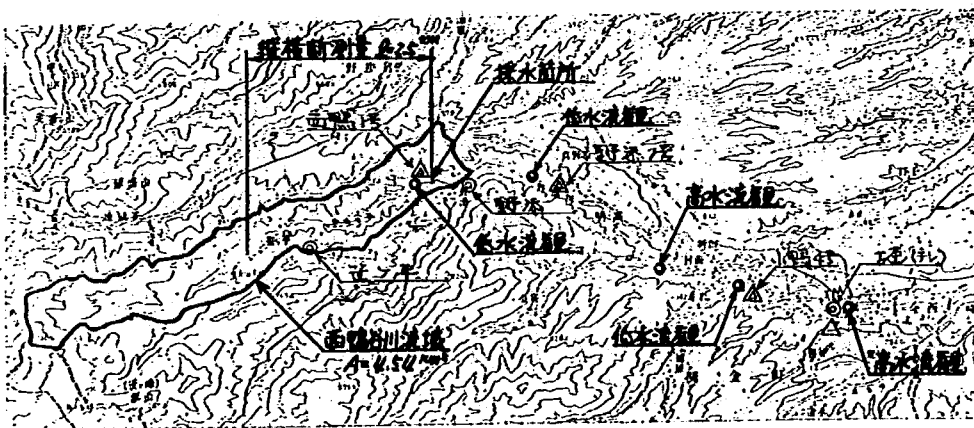
2. 調査資料の状況

(1) 水理・水文調査

- ・雨量……野添・笹ヶ平（自記） ・水位……西鴨1号（自記）

(2) 土砂調査

- ・河床変動測量 西鴨1号堰堤より上流2.5km区間、50mピッチ(51断面)(昭和54年6月・9月・10月・昭和55年6月・9月・10月)
- ・浮遊砂の観測 西鴨1号堰堤の上流200mの地点で採水した。
- ・河床材料調査 西鴨1号堰堤より上流2.5km区間、(昭和54年度6ヶ所、昭和55年度12ヶ所)



図—1 観測位置図

3. 土砂収支と流量～流出土砂量の関係

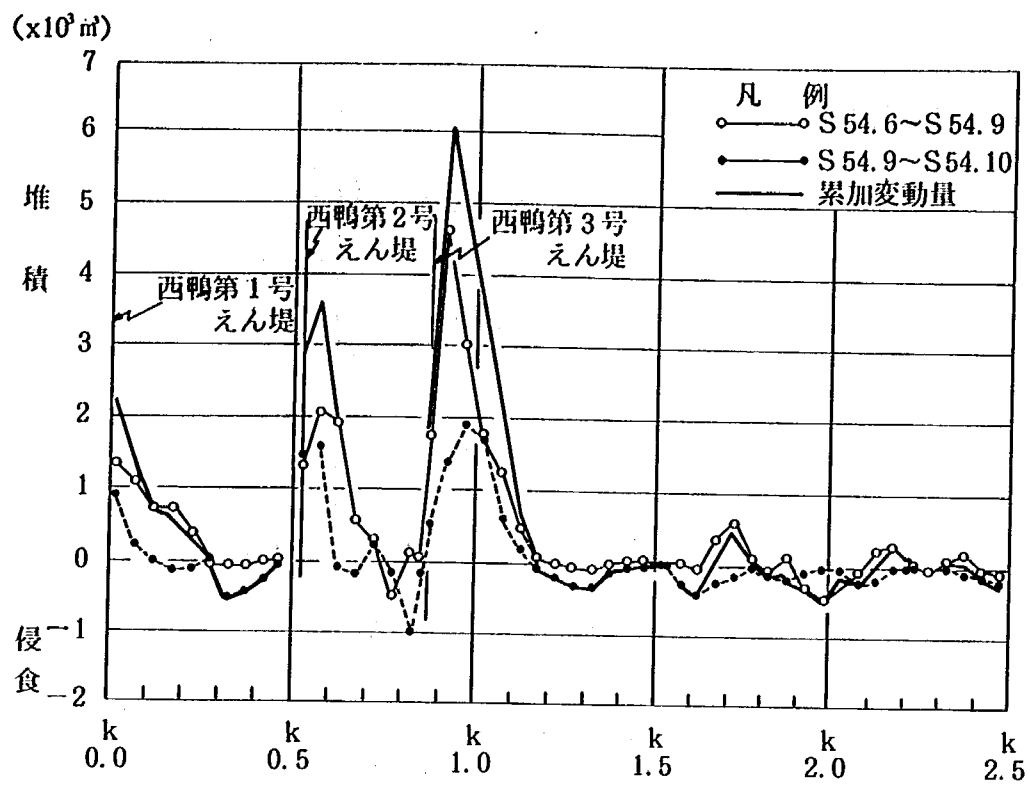
昭和55年度に調査された河床変動測量成果を用いて、土砂収支と流量～流出土砂量の関係を調べた。

3-1 土砂収支

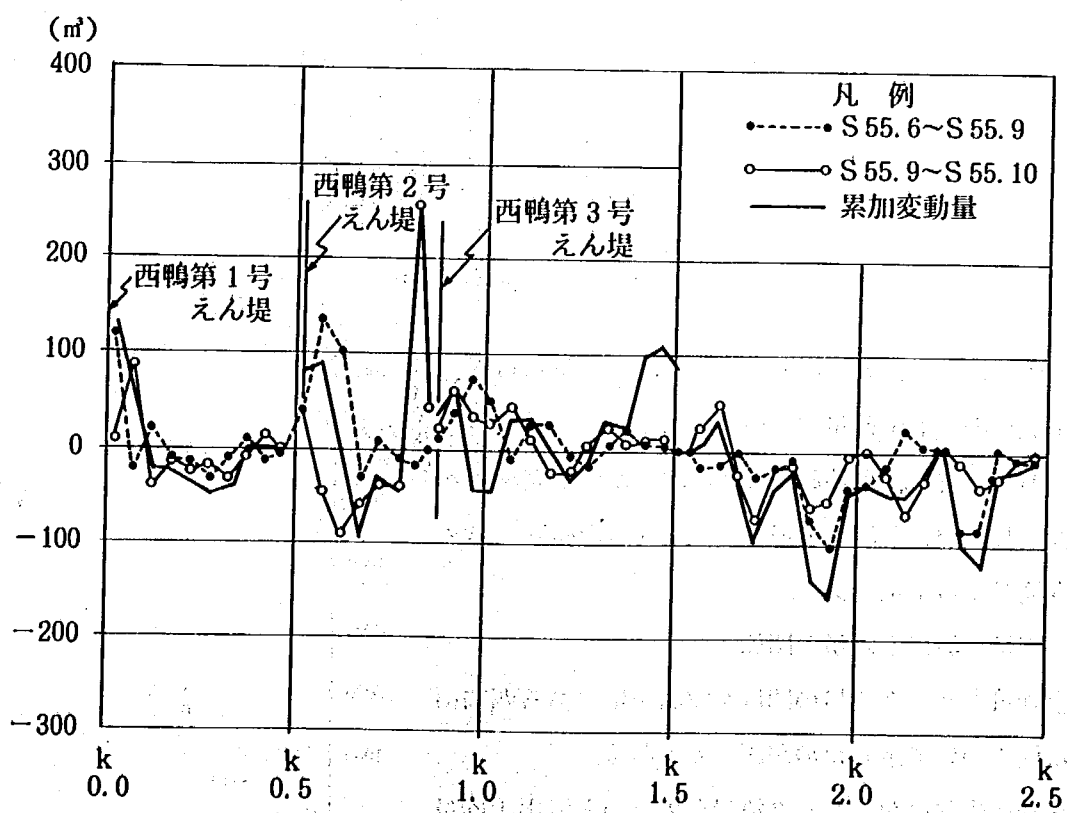
平均断面法によって算出した河床変動量図を図-2、図-3に示す。昭和55年には大きな出水がなく、河床変動量は少ない。

昭和54年、55年の6月～10月における土砂収支図は図-4、図-5に示すとおりである。

図一4 から崩壊土砂量の多いことがわかるが、後述する浮遊砂量の調査結果（全国平均に較べ多い）からすると、崩壊土砂量はもう少し多いかもしれない。



図一2 河床変動量図 (S54年)



図一3 河床変動量図 (S55年)

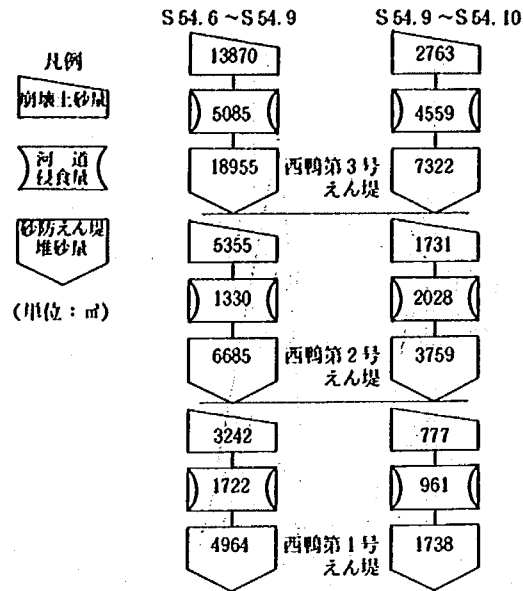


図-4 土砂収支図

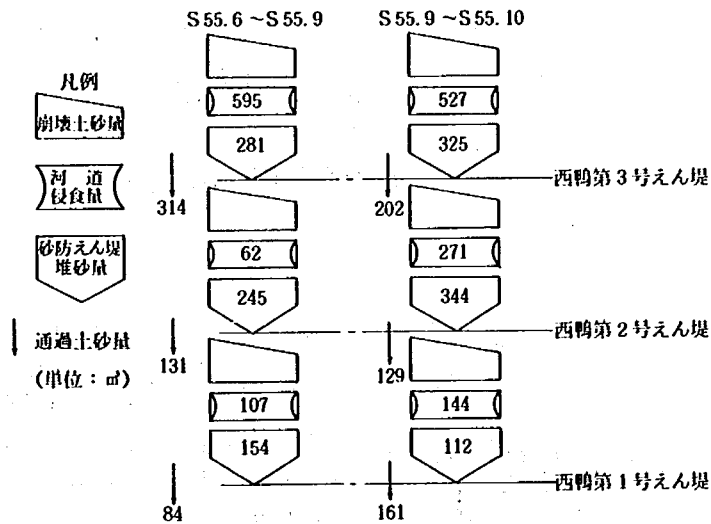


図-5 土砂収支図

図-5 においては、大きな出水がないにもかかわらず、堰堤下流への通過土砂量が多い。

前年度の調査では、土砂収支は各砂防えん堤で完結するものと仮定したが、下流への通過土砂量（浮遊砂）を考えて、再度検討する予定である。

3-2 流量～流出土砂量の関係

流出土砂量とピーク流量の実測流量のある西鴨第1号えん堤について示したのが図-6である。

データ数は少ないが、ピーク流量が大きいと流出土砂量も多くなるという傾向が認められる。

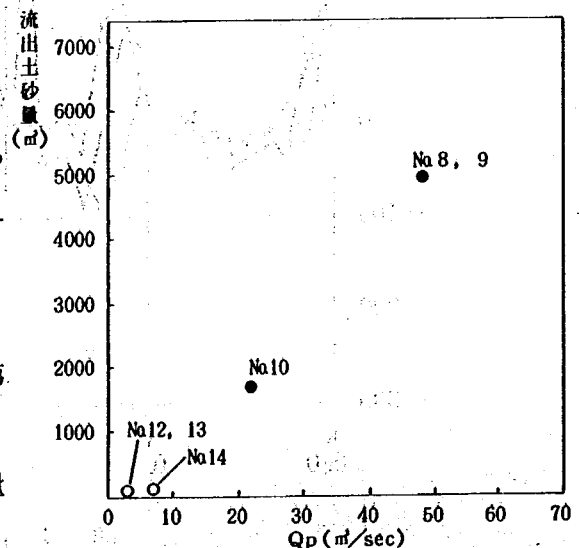


図-6 ピーク流量と流出土砂量の関係

4. 浮遊砂観測結果

昭和54年に調査された結果を表一1、図一7、及び図一8に示す。前年度の検討では浮遊砂を単独に取り扱ったが、今年度はこの調査結果を用いて、土砂収支等の再検討を行なう。

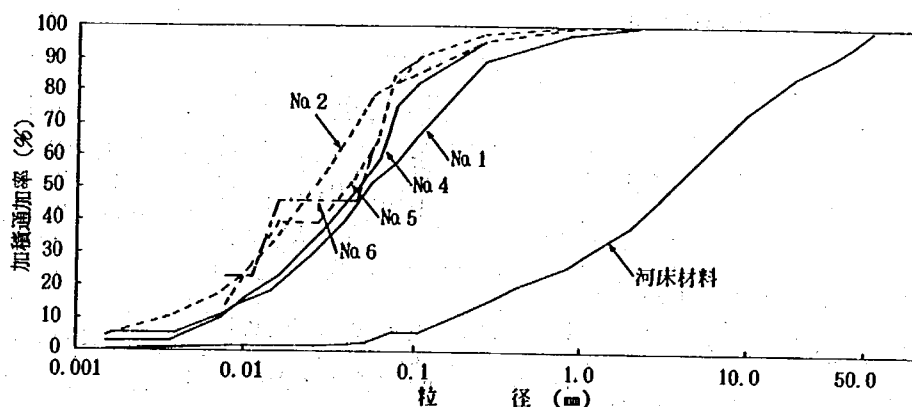
表一1 浮遊砂観測結果

昭和54年9月4日観測 (No.9洪水)

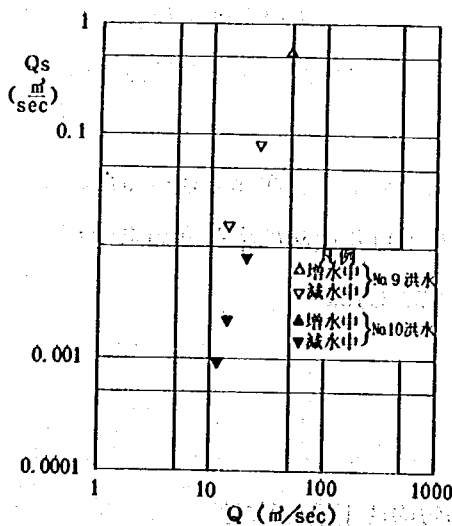
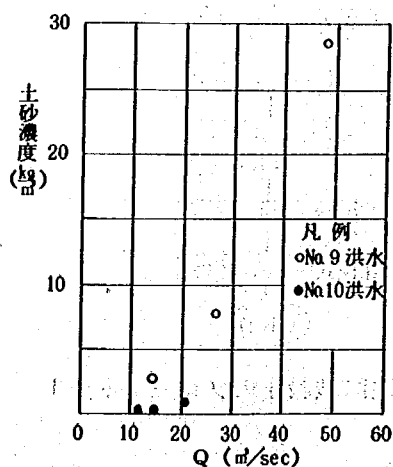
観測地点	観測時刻	流量	採水全量	土砂量	土砂濃度	粒度分布No	採水方法
西鴨第1号えん堤	16:00	47.82 m^3/s	5,700 cc	162.5 g	2.85 %	No.1	ひしゃくによる採水
"	17:00	26.60	"	44.2	0.78	No.2	"
"	18:00	14.38	"	16.1	0.28	No.3	"

昭和54年10月19日観測 (No.10洪水)

観測地点	観測時刻	流量	採水全量	土砂量	土砂濃度	粒度分布No	採水方法
西鴨第1号えん堤	11:00	20.69 m^3/s	17,100 cc	14.8 g	0.087 %	No.4	ひしゃくによる採水
"	12:50	14.38	"	7.0	0.041	No.5	"
"	14:00	11.57	"	3.6	0.021	No.6	"



図一7 浮遊砂と河床材料の粒度分布



図一8 流量と土砂濃度の関係 (Left) 流量と浮遊砂量の関係 (Right)

土石流対策の考え方 ―危険区域の設定と降雨―

1. はじめに

神戸市を中心とした広範な保全対象を持つ六甲山系においては、昭和13年の大災害を始め、昭和36年、昭和42年に大きな災害を被っており、再発を防止するための砂防事業が行なわれてきたが、現在でも中小流域の整備の遅れ、さらに開発の進行などにより、なお土石流の脅威は去っていない。したがって土石流発生危険渓流並びにその危険区域を知ることは、防災上不可欠であり、このため六甲山系では昭和51年度から土石流に関する調査をはじめたが、昭和53年度には本省からの調査要領により、全国的に土石流危険渓流調査が行なわれることになった。今回は、本省要領による調査を念頭におきながら、六甲における危険区域設定の考え方や危険雨量について、その概要を報告し、参考に供したい。

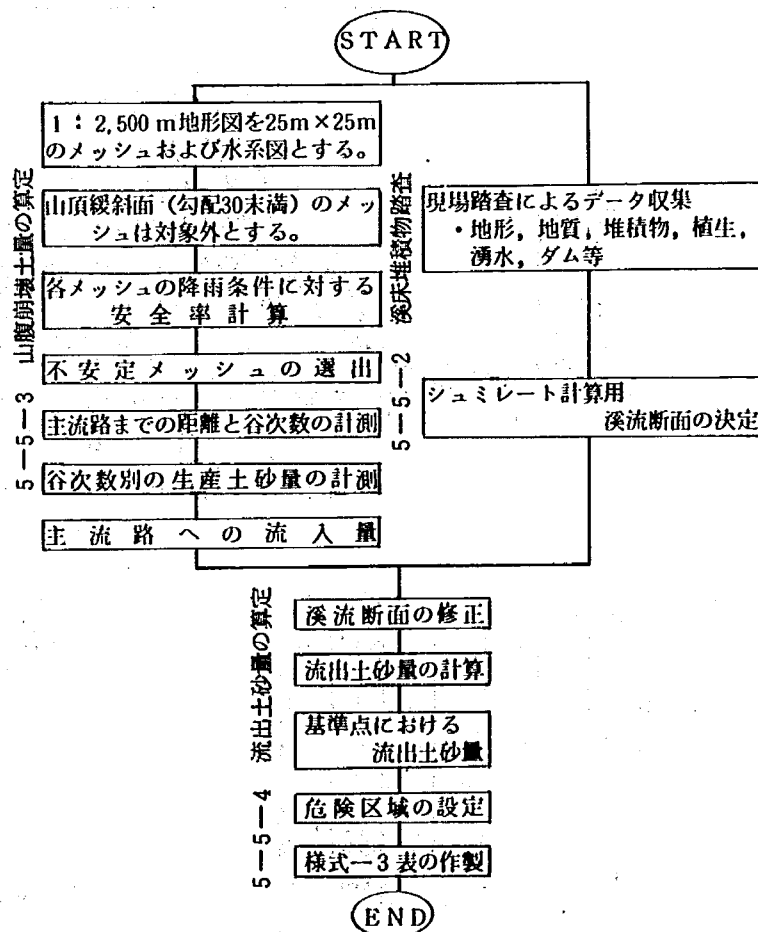
2. 六甲山系における土石流危険区域の設定

土石流を考える場合のポイントは大まかに
言って3点ある。まず土石流の発生であり、
次に発生するとしたらどの程度の土砂が流出
するか、さらに、どの範囲に堆積するかであ
る。ここで問題とするのは、その流出土砂量
と氾濫範囲、すなわち危険区域となる。

土石流危険区域設定に至る作業内容とその流れを右に示した。

以下、山腹崩壊土量、流出土砂量及び危険区域設定について、概要及びその問題点について述べる。

なお、雨量については、次節で述べるが、今回は、流域に 200 年生起確率強度の降雨があった場合を想定した。



1 危険区域設定のフローチャート

2-1 山腹崩壊土量の算定

土石流の調査の結果、少なくとも、六甲山系では源頭部における崩壊が重要な要因となっていると推

定されたので、以下、その方法についてその概要を述べる。

まず、流域を25m×25mでメッシュ区分し、降雨強度に対する安定性を計算し、不安定メッシュと、主流路までの距離及び谷次数を計測して谷次数別単位河道長当りの生産土砂量（表—8）を乗じて主流路への流入土砂量とした。

及—1 谷次数別生産土砂量一覧表

谷 次 数	単位河道長当りの生産土砂量 ml/m
0 次 谷	4.9
1 次 谷	10.6
2 次 谷	5.6

昭和52年度成果より

また、不安定メッシュの計算の基本的考え方は以下のとおりである。

斜面の評価は次式で行なった。

$$F = \frac{C + r \cdot h \cos^2 \theta \tan \phi}{r \cdot h \cdot \sin \theta \cos \theta} \quad F = \text{安全率}$$

r : 土の密度……表層土の実測値より降雨前
1.5t/m³とする。

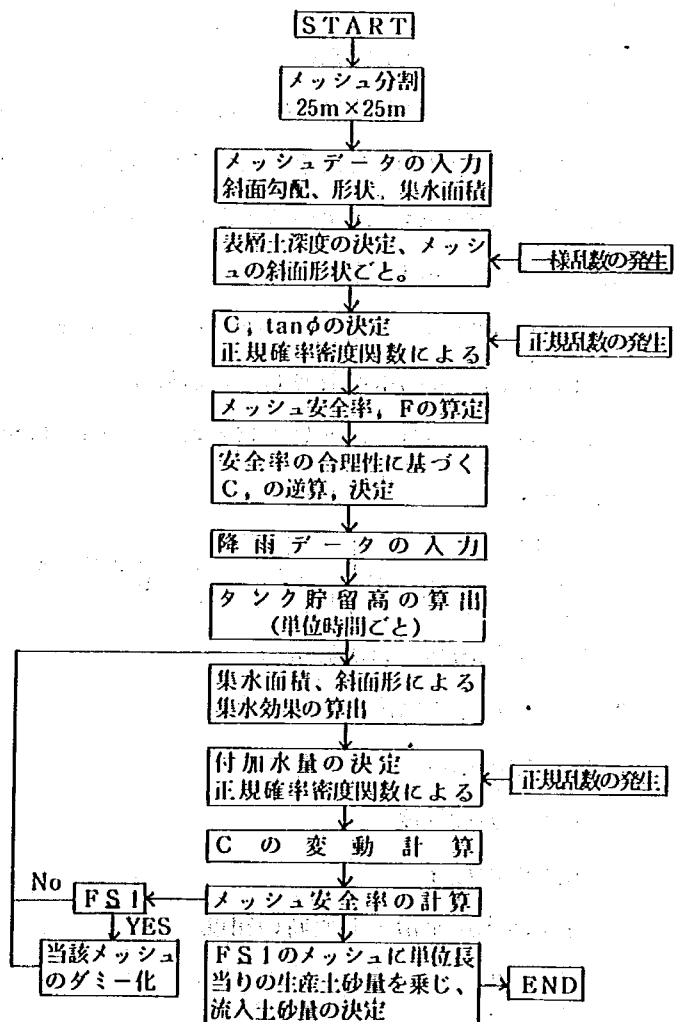
θ : 崩壊地点の傾斜角……メッシュ内で雨量の流線方向にとって計測する。

h : 表層土深度（垂直方向）……実測データから斜面形状によって異なった分布曲線を得ており、これより累積頻度分布曲線を作り、一様乱数（ $1 < x < 100$ ）を発生させ深度を決める。

$\tan \phi$, C : 土の強度定数…… ϕ : 実測値より
 $\phi = 23^\circ$ を平均値($\bar{x}$)とし、標準偏差 $a = 0.2$
($a/\bar{x} = 0.23$)なる正規確率密度関数上の値をとる。なお、 $\tan \phi$ の変動は表層崩壊においては影響が少ないという結果を得ている。

C : C 値の決定が最も重要である。 C 値

は含水比の変動によって大きく変化し、かつその変化が大きく働く。まず、実験データより0.42t/m³を採用し標準偏差を0.2とし、降雨前の安定計算を行ないその頻度分布をみてできるだけ安全率が1より小さいものをなくし、さらに昭和42年度災害の実態に合うように全体に安全率の引上を計った。それから C 値を逆算で再決定した。



図—1 山腹崩壊土量の算定

なお、表層崩壊現象は資料の検討結果から含水比の増加によるCの低下のために生じると考えられ、 $\tan \phi$ の低下はその影響が小さいため考慮しないものとした。

ここで問題となるのは降水量による表層土の含水比変化をどう与えるかであり、これについては、六甲のタンクモデルの一段目のタンク構造を使用して表層土への付加水高へ変換するものとした。

なお、具体的な計算手順については図-1のとおりである。

2-2 流出土砂量の算定

現地踏査で調査された溪間堆積物と前節で求められた山腹崩壊土量の流出計算を図-2に示すフローにより行なった。但し、斜面から供給される土砂は堆積物の増加として評価し、横断面の修正を行なった。

内容の概略について以下述べる。

1) 流出解析法

流出解析については先に述べたとおり200年生起確率強度の雨を想定し、解析法はその非線形性を十分に反映しうられる特性曲線法を使用した。この方法は、風化花崗岩山地の小流域で適合性がよいことがわかっている。

2) 流砂量及び河床変動計算

各地点各時刻の流量から流砂量を求め、流砂量と地点断面条件から河床変動量を計算した。流砂量式としては、急勾配の山地溪流で適合性が高いと言われるMeyer-Peter-Müller式を適用した。

$$\frac{qb}{(\frac{\sigma}{\rho} - 1)gd m} = 8 \left\{ \frac{R \cdot I}{(\frac{\sigma}{\rho} - 1)dm} \left(\frac{n'}{n} \right)^{1.5} - \phi_c \right\}$$

qb : 単位巾当りの流砂量

σ : 土粒子の密度

ρ : 水の密度

g : 重力加速度

dm : 平均粒子

n' : 河床が平滑とした時の粗度

n : 粗度

ϕ_c : 限界掃流力の無次元表示 0.0047

なお、土石流を考える場合、高橋の濃度式

$$Cd = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \alpha - \tan \theta)}$$

θ : 河床の傾斜面

α : 動摩擦角に相当する角

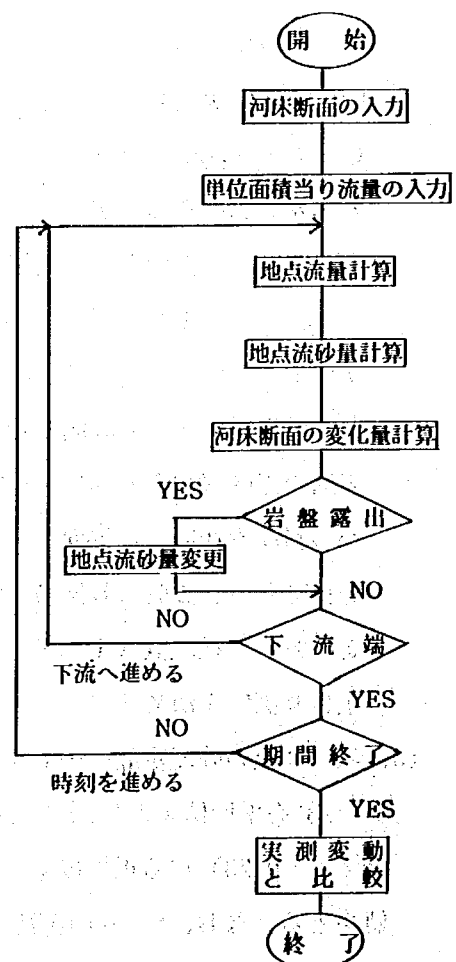


図-2 河床変動シュミレーションの流れ図

C_d : 土砂濃度

から求めることができるが、土石流については発生、非発生、規模の大小、あるいは時間等の不確定性のため評価しにくいので、実績を掃流で説明できない時適用を試みることにした。

3) 掃流時の河床変動

水のみ連続式と運動方程式から径深を求め、それより流砂量を計算し

$$\frac{\partial q_b \cdot B_m}{\partial x} + C^* \frac{\partial A_b}{\partial t} = 0$$

B_m : 平均巾

A_b : 河床変動量

C^* : 河床の土砂濃度

の土砂についての連続式から変動量を計算する。

なお、土石流とする場合は土砂と水の全体の収支を考え式

$$\frac{\partial Q_a}{\partial x} + \frac{\partial A_a}{\partial t} = q_{in} + P$$

P : 単位時間、単位長当りの河床よりの土砂及び水の取り込み量

Q_a : 土石流の流量

A_a : 土石流の流積

を使用した。

4) 砂防ダムの評価

未満砂防ダムについては、砂防ダムの天端標高より低い河床がダム上流に存在するので、もうひとつ上流の地点からダム地点までの区間勾配を次式で表わし、その評価とした。

$$I = \frac{H_x - H_a}{\Delta X}$$

I : 勾配

H_x : もうひとつ上流の標高

H_a : ダム天端高

ΔX : 区間長

5) 検定

以上の手法で下表—2—のパラメータを使用して昭和42年災害の計算を行ない実績と比較検討した。

なお、その比較を図—3—～図—5—に示した。

表—2— 河床変動シュミレーションのパラメータ

河床濃度 C^*	0.60
平均粒径 d_m	4.0 cm
粗度係数 n	$0.04 m^{-1/3} sec$
(n'/n^6) (MPM式のパラメータ)	1.0
土粒子密度 σ	$2.65 g/cm^3$
流体の密度 ρ	$1.0 g/cm^3$
$B = a\sqrt{Q}$ の a (レジーム理論) の係数	$5.0 m^{-1/2} sec^{-1/3}$
動摩擦角相当角 α	27°
伝播速度	$4.0 m/sec$

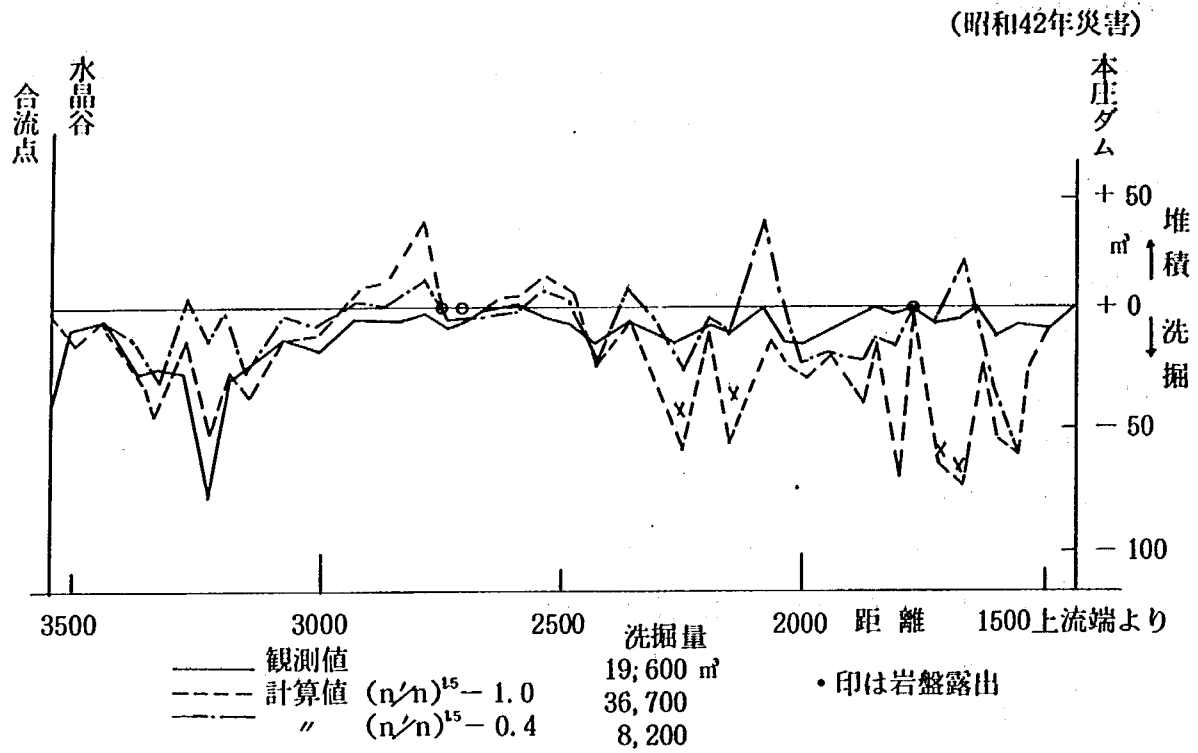


図-3 住吉川本流の河床変動量

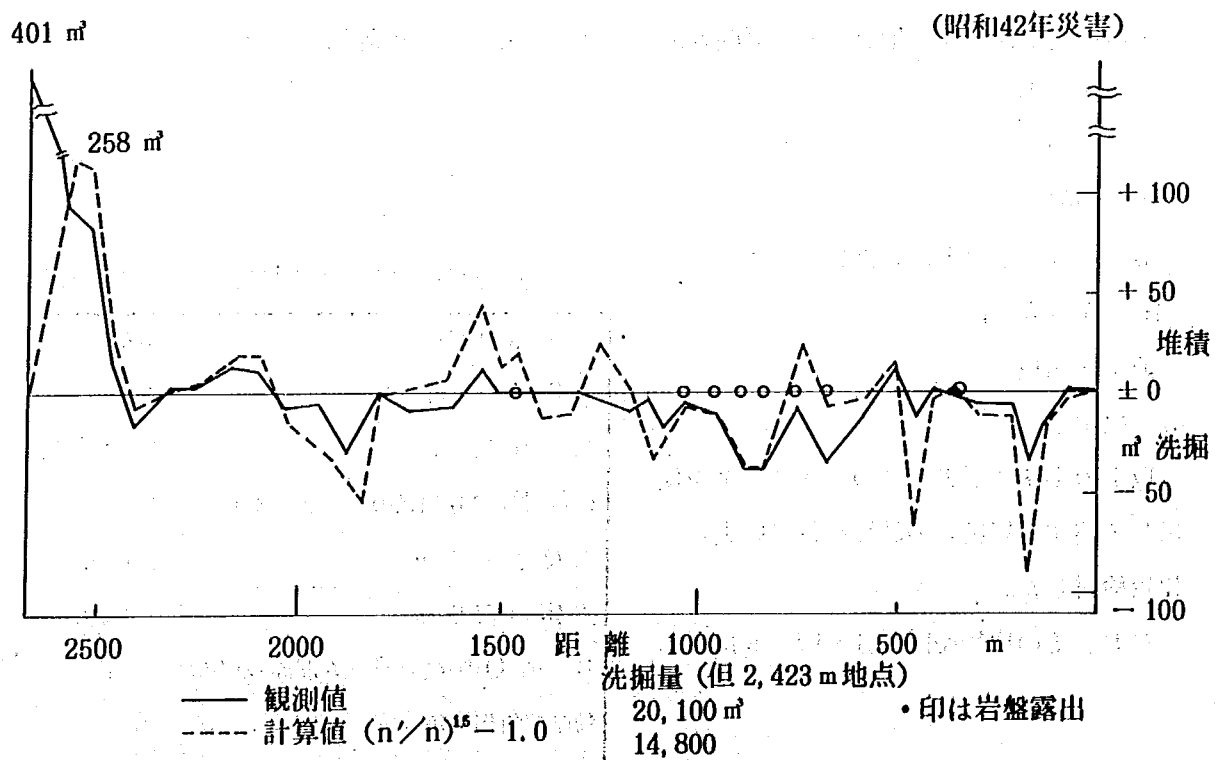
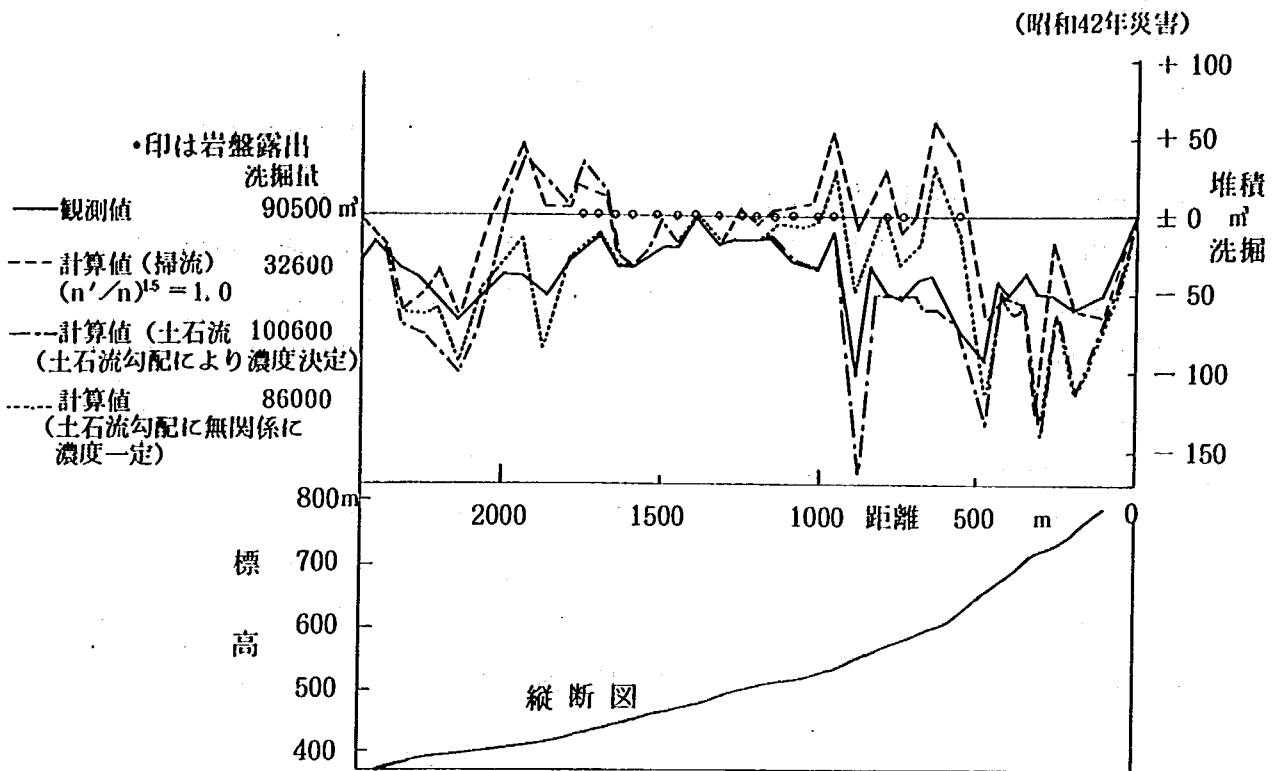


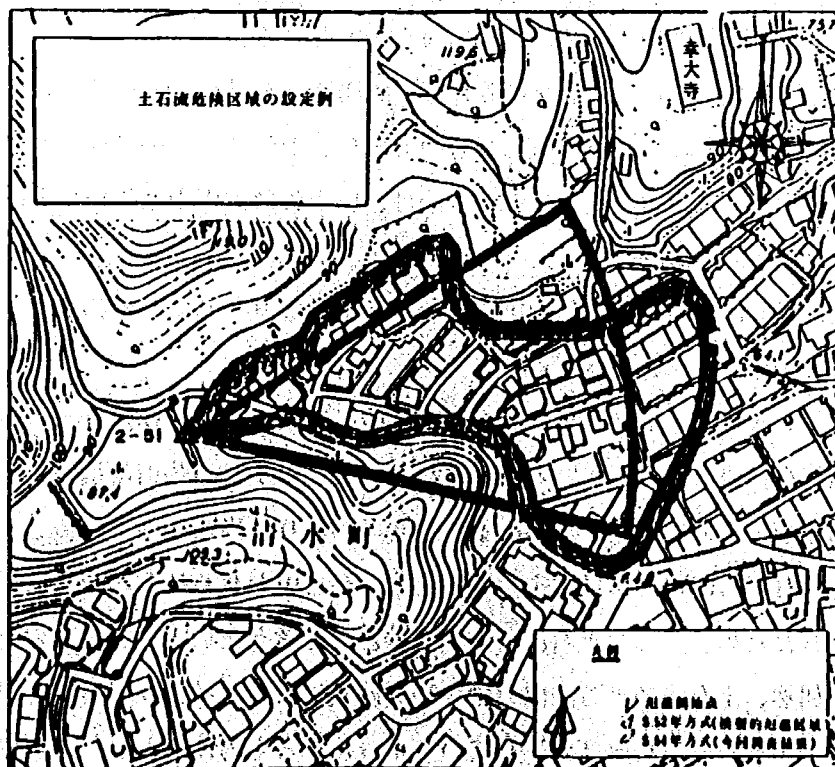
図-4 五助谷の河床変動量



図一5 水晶谷の河床変動量及び縦断面

2-3 危険区域の設定

前節までの手法を用いて流出土砂量の算出を行なったが、当初は、あくまでもひとつの試みとして実



図一6 土石流危険区域の設定例

施したものである。しかし、この計算結果と昭和42年災害の実績の比較の中でまずまずの適合性があると判断し、これを土石流の流出土砂量として考えることとして次の方法で区域設定を試みた。

- 1) 基準点に於ける流出土砂量と同体積の半扇形の半径を求める。但し、基本点の堆積厚 = 1.0 m とし、末端で 0 m とする。なお、これは昭和52年度の調査の中で提案されたものである。
- 2) 基本点を扇の要として図示する。
- 3) 河川改修部においては原則として氾濫が起こらないものとして改修部を除外する。
- 4) 現地の簡易測量結果や地形、建物等を考慮して、昭和13年災害の被害区域や昭和49年12月の土砂等氾濫区域調査要領を参考として区域を修正、設定する。

以上の方法で設定した例を図-6に示した。

2-4 危険区域設定に至る諸問題

六甲山系の土石流の特徴を踏まえ、流出土砂量から区域設定を試みたが、この過程においていくつかの仮定あるいは方法的選択の可否など、多くの問題点を含むと言わざるを得ない。まず、

- 1) 流出土砂量算定に関して、現時点で精度よく、すなわち、区域設定に適用しうだけの流出土砂の予測に成し得るかといった基本的な疑問が生ずる。このことは、直接的に区域設定を左右するだけに方法選択上の重大な問題である。

しかし、土石流危険区域に伴う問題として行政的問題と技術的問題が双方独立ではないにしろ、あるとすれば、現時点では双方別々に考えざるを得ない。この問題は技術的問題であり、したがって、一挙に完全を求めることはできないため、あくまでもひとつの試みと考えたい。

さらに、この計算過程の中には種々の仮定が含まれ、今後改良すべき性格のものであり、実際現時点で区域設定を行なうとすればこの問題を当然考慮すべきと考えている。

次に、計算過程に介在する問題を指摘してゆくこととする。

- (2) この流出土砂のシュミレーションに於いて山腹崩壊土を計算している。この手法は、宇治川流域で提案され、現在検討中の方法を応用したものであり、十分でないのは仕方がないとしても、現時点で他流域に適用するにも問題が残る。この方法は、いずれは六甲山系規模のものに拡大する必要があり、今後の検討課題である。

しかし、住吉川では、一応、昭和42年災害の実績をフォローしているので、山腹崩壊量を考慮したのはまちがいでないと思われる。

- (3) このシュミレーションでは、土石流の流出土砂を算定するのに掃流砂式 (M. P. M 式) を適用している。土石流を掃流で近似していることになり、ここに1つの強引な飛躍がある。土石流には高橋の濃度式があるが、その他にいくつかの不確定要素があり、当初から土石流として扱いにくいという理由もあるが、むしろ昭和42年災の土石流の発生したと思われる住吉川流域に掃流砂式を適用したらうまく説明できたため、それを土石流の流出土砂として考えたいという単純な適用理由でしかない。したがって、偶然、土石流による流出土砂と掃流砂式による流砂量がMassとして一致してきたことも当然考えられ、あるいは土石流は発生していなかったことも考えられ、今後、検討を要する部分である。

ただ、住吉川などある程度広い流域をもつ河川では、下流あるいは高次谷まで土石流形態のまま流出するケースは少ないかも知れない。災害時の詳細な記録はないが、例えば、昭和42年災害の場合、住吉川の支流の何本かで土石流は発生したものの本川下流での流出は掃流形式であったと推定すれば、掃流砂式であるM. P. M 式を適用してほぼ適合したという結果は当然ともいえよう。

今後、全流域的な河床変動計算等を実施してこの推定が確認されれば、土石流危険渓流の分類が流出土砂の観点から可能となり、掃流タイプと土石流直撃タイプに分けることができ、危険区域が精度の高いものになるのではないだろうか。

(4) 流出土砂流を考える場合、外力規模すなわち降雨条件は不可欠である。今回、危険区域設定のための流出土砂計算には、200年生起確率の降雨規模を使用したのが、これはひとつに安全側とすること、つぎに下流の計画降雨規模といった理由で採用したものであるが、土石流発生の降雨規模とは別に危険区域設定の降雨規模も検討してゆく必要がある。

この他計算過程における仮定の是非など詳細にわたれば、多数の疑問が生ずると思われ、数え上げれば枚挙にいとまがない。

しかし、土石流の危険区域を精度よく設定しようとするれば、流出土砂を合理的に算定することは不可欠であり、また、降雨条件と連動させることも重要な課題である。したがって、こうした試みもひとつの踏み台として価値のあるものと考えている。

次に、実際に流出土砂から危険区域設定を行なう時の問題だが、これには基本的に2点あると考えられる。流出土砂算定の問題と重複するが、第1に土石流による流出土砂をいかに精度よく推定するかであり、第2にその土量に対応していかに合理的な区域設定をするかである。今回の調査では、2—3の節でその設定手法については説明した。

第1の問題の流出土砂の推定についても、その技術的疑問点はすべてに述べた。

この計算手法については一応、住吉川で、傾向だけはとらえているので、さらに土石流の発生したと思われる河川でチェックすることで答は得られるものと思われる。

第2の区域設定それ自体の問題も技術的問題に行政的問題がからんでいるだけにさらにやっかいである。技術的問題にしぼっても土石流の堆積機構のメカニズムがいまだ定性的範囲を抜けていないこと、また、過去の実績が少なく、かつ、不明瞭であることなど問題が多い。

しかも六甲山系においては、地形の人工的改変、あるいは人工構造物が多く、必ずしも他地域の実例を適用しにくい等の理由から、区域設定作業は、非常に困難な作業となる。したがって、今回の調査にも、一応流出土砂による設定手法を提案したが、氾濫堆積厚の決め方、平面形状の考え方、さらに停止位置の問題等他地域の調査結果とも異なる部分もあり、さらに流出土砂の問題とのからみで不安定な区域設定となった。

例えば、氾濫開始点の堆積を1.0 mと想定したが、これはあくまでも流出土砂とのかねあいで安全側としたという根拠しかなく、また、停止位置も3°以上の箇所が多い。

したがって、今後区域設定の本格的な作業をするに当たって、今回提案した方法、災害実績あるいは新要領の方法等、考え方による複数の区域設定も考慮してゆく必要があろう。

いずれにせよ今後の作業は直接住民に関わることを想定しなければならず、これまでの調査成果を十分に勘案し慎重な作業を進めるつもりである。

3. 土石流発生の危険雨量

前節では、流出土砂量の算定及び危険区域の設定について述べたが、問題点としてあげてある通り、これらを考える場合には、外力規模つまり降雨条件の検討が不可欠であることはいうまでもない。すなわち危険区域設定と共にもうひとつの課題として警戒避難基準雨量の検討が必要となってくる。

警戒避難基準雨量は、土石流への対応の重要なポイントであり、避難の柱ともなる検討課題である。しかし、現在、土石流発生に至る降雨量を求める方法は確立されておらず、今回の土石流調査要領にも言及されていない。

しかも、土石流の災害例あるいはその資料は一般に不足しているのが現状であろう。しかし、避難の重要性は最近、各地の災害例で確認されているところであり、避難のために被害を最小限に食い止めた例は多い。したがって、多少の矛盾は含むとしても何らかの手段で目やすの危険雨量を求めておく必要がある。

その方法として、土石流の発生流出機構に重きをおく方法と過去の事例の資料の解析を行なう方法と大まかに考え二通りがあると思われるが、六甲山系では降雨の解析の中で、降雨強度と有効雨量による災害の解析が行なわれており、さらに昭和13年災害及び昭和42年災害の資料も不十分ながら残っているので、今後、既存資料を基礎に解析を進め、基準雨量設定を目指す予定である。なお、この作業に当り、基準雨量をどの単位で表わすかの問題がある。すなわち、雨を累加雨量の形で表示するか、雨量強度で表示するかの問題である。警戒避難基準雨量は、当然、土石流発生雨量と密接な関連を持つため、今後、研究が進めば降雨強度が発生要因として抽出される可能性が大きい。しかし、警戒避難基準雨量はその性格上、予警報に使用しやすい平易な基準であることが望ましい。したがって、基準としては、できる限り累加雨量あるいは累加雨量と降雨強度の置き合わせといった形で設定したいと考えている。

4. 六甲山系の降雨特性

六甲山系の降雨解析について、その概要をスライドで説明したい。

5. おわりに

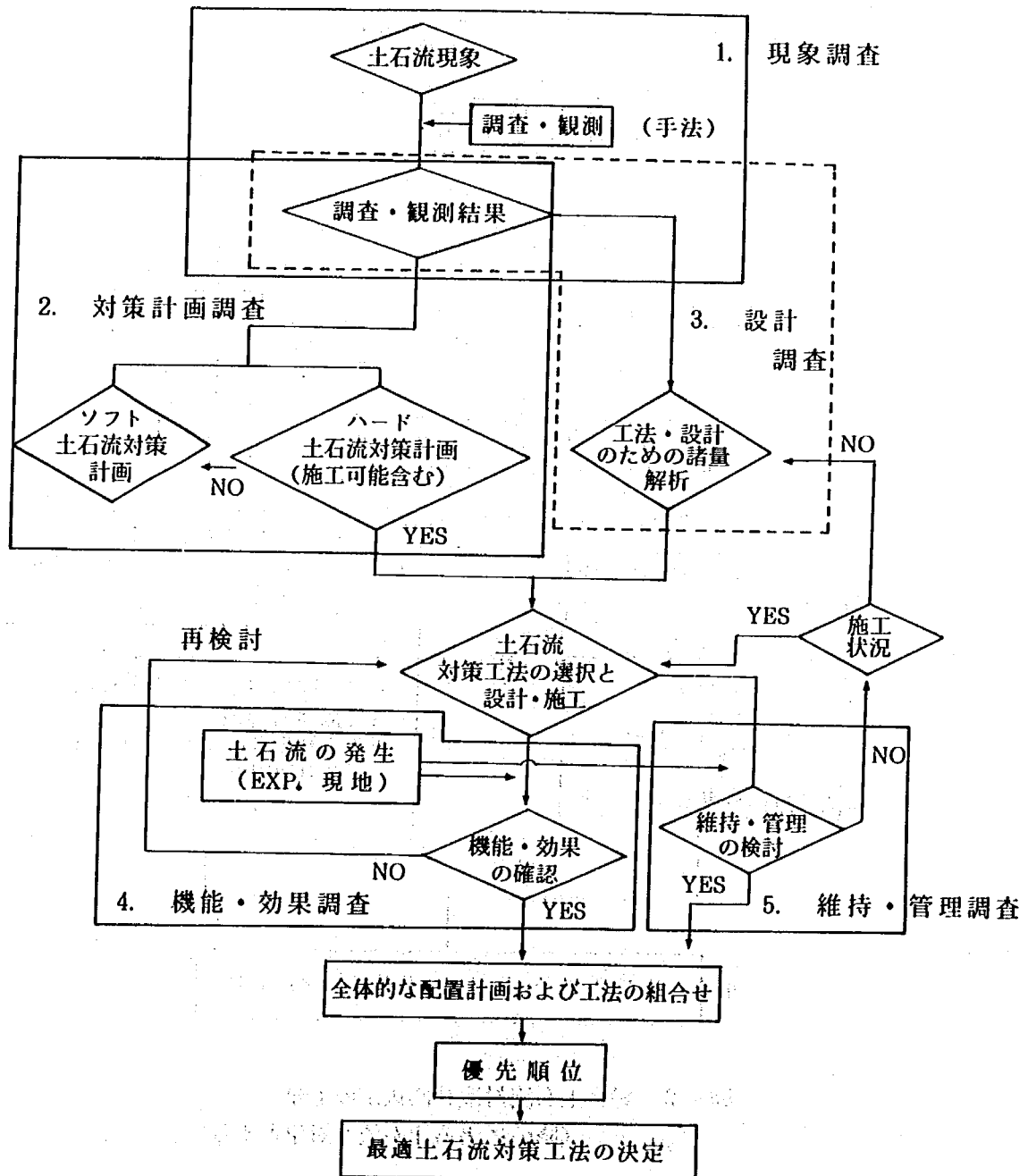
六甲山系における土石流調査の流れと危険区域設定に至る諸問題についてその概要を報告したわけだが、土石流は調査研究途止にあるだけに不確実な部分が多く、決して十分な調査とは言えない。さらに今後は警戒避難基準雨量の検討と共に行政的、社会的な調査検討も必要であると考えている。

又、土石流については、その地域的特徴も当然あるものと推定され、六甲山系の場合、花崗岩地帯の土石流であり、他地域例えば、火山地帯などとは違った特徴を持つものと思われる。不十分な報告に終始したが、何らかの形で問題提起となれば幸である。

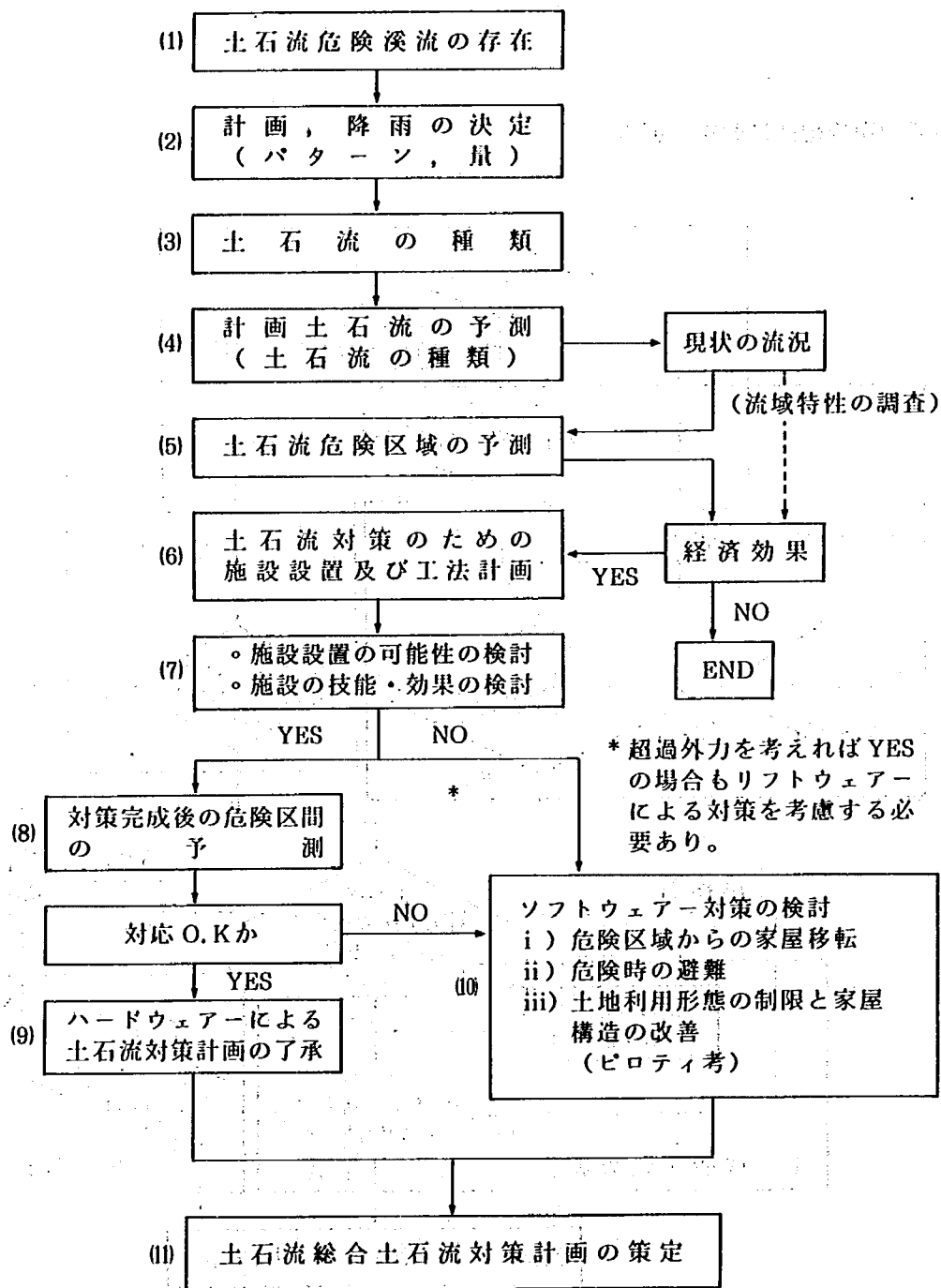
土石流の動態観測と調査

池 谷 浩

1. 土石流の現象把握に関する調査



図一 1 土石流調査の全体フローチャート



図一 2 総合土石流対策計画策定の手順
(降雨による土石流を対象とする)

2. 土石流対策計画に関する調査

表-1 土石流の分類

	砂礫質土石流	泥流出土石流
1. 0.1mm粒径	20%以下 (10%以下)	20%以上(一般に30~40%)
2. 主たる岩質 (マクロ)	花崗岩、変成岩 古生層(砂岩)、石英斑岩	活火山地帯、第三紀層
3. 速流係数	5以下	5以上(一般には10~15)
4. 砂防ダムでの挙動	砂堆状堆積	ジャンプ(することあり)
5. 土砂源の現象	渓床(15°以上) 堆積物の破壊	地すべり性崩壊、活火山 の噴出
6. 流れの特性	直進性が強い	場によって直進性強い
7. 堆積特性	フロントの停止限 界明瞭	フロントの停止限界不明 瞭

(注) 活火山地帯でも焼岳上々堀沢のように砂礫質土石流が発生するし、
また有珠山の大有珠川でも同様に砂礫質土石流が発生している。

これは、火山灰等の降下物の流動が旧山体構成物を洗掘しはじめて
いるため、このような地帯では上記の地質によらず砂礫質土石流に
区分してよい。

表-2 土石流の動態観測・調査地と調査内容

調査内容	砂礫型土石流	泥流型土石流	備考
現象把握	焼岳上々堀沢(松本) 木曽川支滑川(多治見)*	桜島野尻川 (大隅) 桜島黒神川 (大隅)	()は建設省工事々務 所の名称 * 花崗岩地帯
施設効果	浦川支金山沢(松本)	有珠山大有珠川(北海道)*	* 砂礫型に近い流れも ある。
立体格子枠 ダム	蒲田川支白水谷(神通)		
底面すのこ 通常の砂防 ダム	富士山大沢川(富士)** 焼岳上々堀沢(松本)	桜島野尻川 (大隅)	** 流れは土砂流に近い。
(含む床固工)	焼岳上堀沢(松本)	桜島野尻川 (大隅)	
流路工	大谷川支稲荷川(日光)	有珠山西山川、小有珠川等 (北海道)	
遊砂地 樹林帯	富士山大沢川(富士)	?	
(緩衝帯)	富士山大沢川(富士)	(八衛門沢、松本)	
維持・管理 排水		桜島、富士山、有珠	

3. 工法、設計に関する調査

表一 3 設計に関する主な項目と調査手法

設計に関する 主な項目	調査手法	現在までの成果と問題点	
		砂 礫 型	泥 流 型
(1) 安定計算 ◦ 衝撃力	◦ 衝撃力計 ◦ 圧痕板	◦ 焼岳で調査中、Dataなし ◦ " 6t/w	◦ 調査例なし ◦ 有村川 132t/m ² 野尻川 107t/m ²
◦ 密度 (単位体積重量)	◦ 歪 計 ◦ 工作物の破損 からの逆算 ◦ 採泥筒 ◦ 採泥カン	◦ * ◦ 岩木山 * 想定にとどまる。 ◦ 焼岳 ◦ " (1500—2000kg/m ³) 濃度40—50%	◦ ◦ ◦ ◦ 野尻川 (1800—1900 kg/m ³) 濃度30—40%
(2) 水通しの位置	V. T. R. カメ ラ等による	◦ 焼岳 フィルムに収録	◦ 野尻川
(3) 水通し断面	◦ 流水の状況 ◦ V. T. R. カメ ラ等	◦ 焼岳 では Data あり	◦ 野尻川、流下幅 α —1.5 ~1.8
(4) 基 礎 (根入水深)	◦ ブロック埋設	◦ 焼岳でブロック埋設によ る調査中	◦
(5) 袖 部 (V. T. R. カメラ)	◦ 流水の観察 による袖の 影響調査	◦ 観測記録あり	◦
(6) 水叩部、側壁等	◦ ダムからの落 下水脈の調査 ◦ 落下衝撃力 カメラ等	◦ ◦ 焼岳上堀沢	◦ 野尻川 5 号 or 1 号ダム ◦ ◦ 野尻川調査中
(7) 流路工屈曲部 底板厚	◦ 摩 耗 深	◦	◦ 野尻川 1 m/2 年 2.2 cm/1 泥流
護岸根入	変 動 幅 (ブロック等)	◦ 焼岳では床固工により変 動幅は小さくなっている。	◦ 野尻川 (出水中の変動)

4. 土石流対策の機能・効果に関する調査

表-4 土石流対策の機能と効果

フー	現象	→対策工の機能としての必要な条件	→具体的工法
(1) 発生部	i) 砂礫質土石流・溪床堆積物の流動 ・崖錐の流動 ・地すべり性崩壊 ・斜面崩壊 ・天然ダムの欠壊 ii) 泥流出土石流・火山噴出物等の流動 ・地すべり性崩壊 ・斜面崩壊	→流動・崩壊の防止 →流動・崩壊の防止	床固工 ダム、床固工 ? 山腹工 ? ダム、床固工 ? 山腹工
(2) 流下部 (i) ii) 共通) (* は主に砂礫質 ** は主に泥流質)	・フロントの衝突 ・フロントの氾濫 ・土石量の増加 ・後続流の氾濫 ・流木による災害	・土石流の石礫の分級 (大径礫の捕捉) ・流速の減勢 ・フロントの停止* ・フロントの分散 ・ピーク流量のカット ・フロントの氾濫防止 ・土石流の拡散 ・洗掘の防止 (特に後続流) ・土石流量のカット ・後続流の氾濫防止 ・導流** ・流木の捕捉	* { スクリーン 立体格子 スリットダム スノコ ダム工 ダム工 貯砂容量の確保 ダム群、床固工 床固工、ダム工 ダム工(容量) ↑〃 ↑〃 導流堤、流路工 スクリーン
(3) 堆積部 (i)、ii) 共通) (* は主に砂礫質 ** は主に泥流出)	・停止・堆積による埋設 ・フロントの直撃 ・後続流の氾濫 ・再侵食	・堆積範囲の限定 ・土砂量のカット ・フロントの停止* ・導流** ・流路内堆積防止 ・流路外への氾濫防止 ・河床変動幅の減少	遊砂地、樹林帯 遊砂地、大ダム ダム、遊砂地 導流堤、流路工 流路工 流路工 流路工

5. 土石流対策工法の維持・管理に関する調査

表一5 土石流対策施設の維持・管理

工作物の被災現象	原因の検討	改善 or 代替案の検討
◦ ダム（床固工）破壊	→ 衝撃力（設計外力） → 施工性	→ 設計外力の再検討 → 施工方法の改善
◦ 流路工（護岸工）破壊	→ 後続流による河床変動 → 越流 → 摩耗	→ 根入深の検討 → かさ上げ高の検討等 → 摩耗厚の検討

地 す べ り 調 査

—甚之助谷地すべり調査—

笹 寿 啓

(1) 地すべり調査概要

甚之助谷は手取川の上流、牛首川最上流域で白山御前峰(標高2,702m)の南西に位置する。この地域は急峻な地形を呈し、流域の多くは荒廃した崩壊地となっている。記録にある大崩壊は、昭和5年の甚之助谷右岸の崩壊、同9年の別当谷右岸の大崩壊がある。

甚之助谷における砂防事業は、石川県によって大正元年に着手し、昭和元年まで継続事業として溪流工、山覆工を施工したが、昭和2年直轄施工となり36基の階段ダムが設置された。

このダム群の内下流18基の基幹ダムである甚之助5号ダム(Z-5号ダム)が地すべりにより倒壊寸前となり、上流ダム群にも波及する危険性が生じたため、昭和40年から新甚之助谷5号ダム(新Z-5号ダム)の構築と共に、排水トンネルや水抜ボーリングなど昭和47年をもって一連の地すべり対策事業が概成した。

その後、昭和50年頃から計器の異状作動や新Z-5号ダムの袖部岩盤との間の開き、柳谷3号ダム(Y-3号ダム)の堤体破壊など地すべりの再活動が顕著となってきた。

本調査は、既征調査とこれからの調査成果により、地すべり緩和対策、新Z-5号ダム、Y-3号ダムの倒壊防止対策、下流域の防災対策を計画するため実施する。

(2) 地形、地質

甚之助谷は、左支万戈谷と合流して柳谷となり、

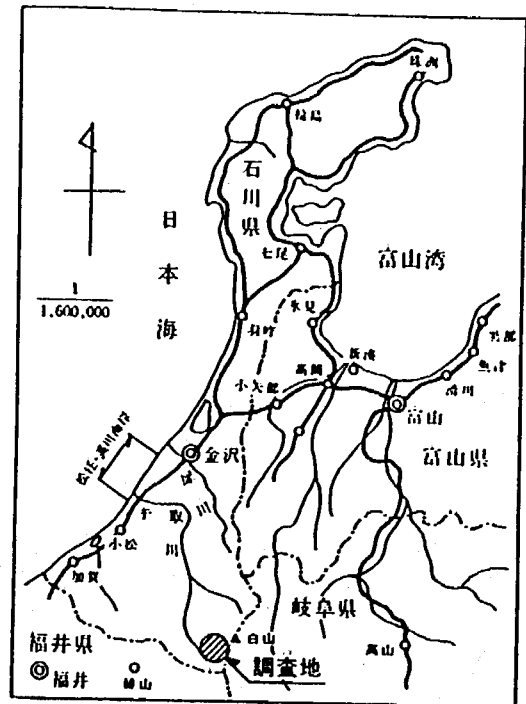


図-1 位置図

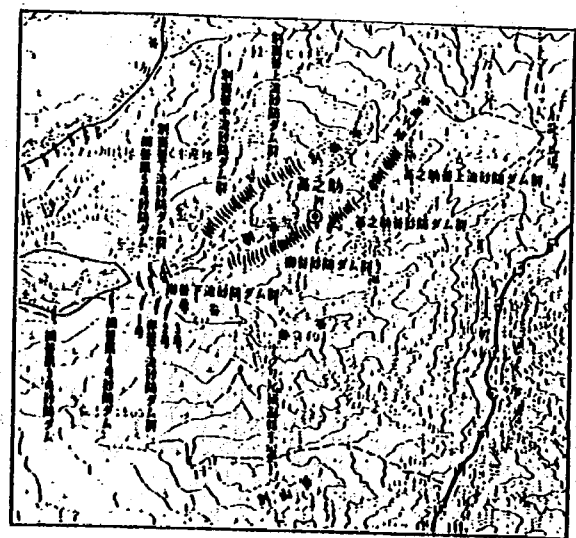


図-2 位置図

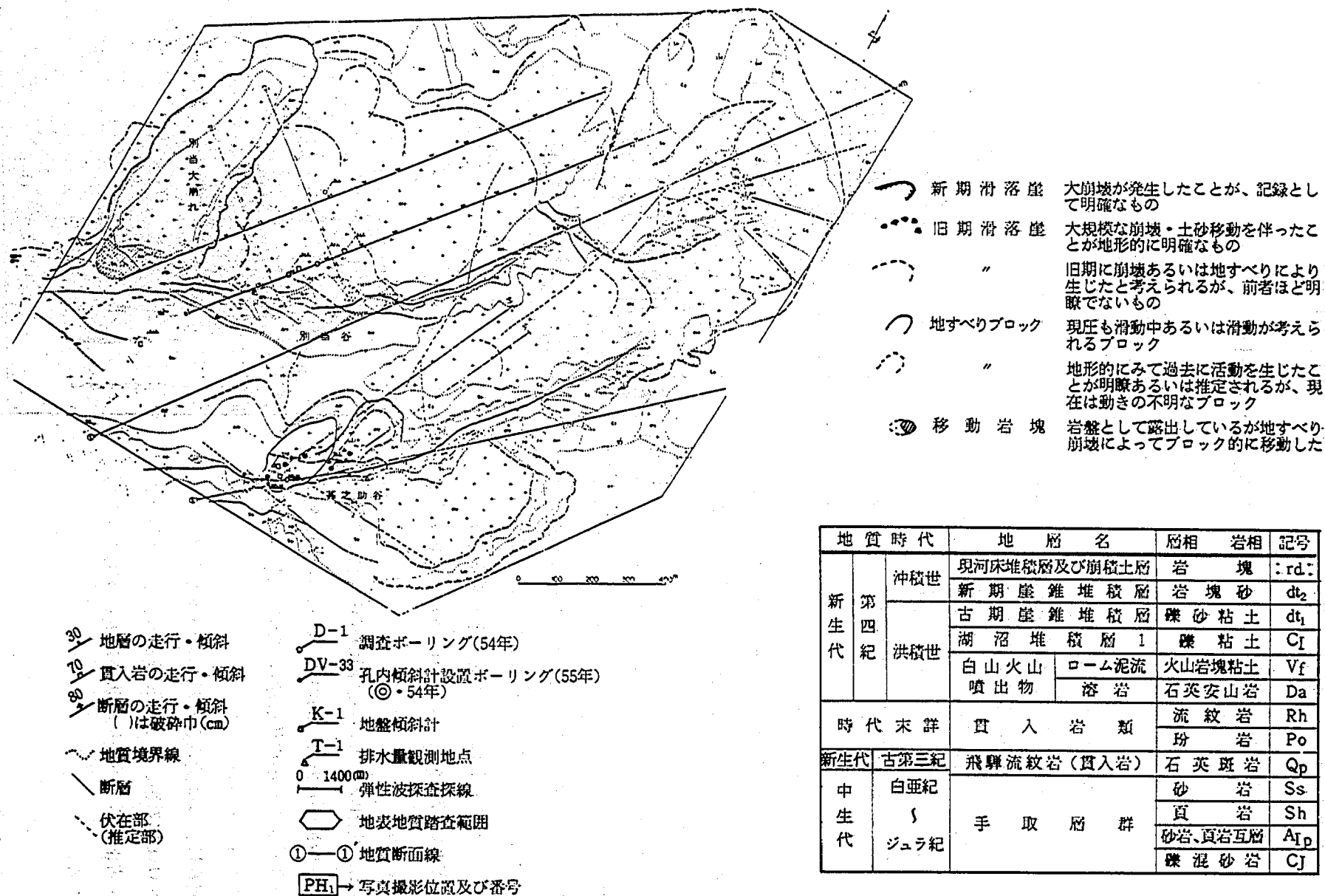


図-3 地質平面図及び調査地点位置図

右支別当谷、左支赤谷を合流し市ノ瀬ダム直上流で左支岩屋俣谷を合流して牛首川となる。

別当谷は、流域面積 2.2km^2 の谷で右岸部に昭和9年の大崩壊がみられる。甚之助谷は別当谷の南隣で流域面積 0.7km^2 、両岸共 $30\sim 35^\circ$ の傾斜をもつU字谷で、その河床勾配は下流部で平均 $1/2.7$ 、中流部で $1/2.5$ 、上流部 $1/2.2$ となっている。左岸側は白山火山噴出物の溶岩が稜線附近で急崖を形成し、下位の手取層を覆っている。

一方、右岸側は崖錐堆積層が厚く、昭和5年には大きな崩壊を発生している。

この地域を構成する地質は、中生代ジュラ～白亜紀の手取層群を基盤とし、その上部に火山噴出物が分布している。手取層群は砂岩、頁岩、礫岩及びこれらの互層で、南西方向に $30\sim 50^\circ$ 傾斜している。

火山噴出物は、石英安山岩溶岩、ローム、泥流層で山頂の平坦部、南西方向の稜線部に分布している。これらを覆う未固結層として緩斜面に厚く分布する崖錐堆積層や河床砂礫層がある。

(3) 気 象

石川県の気象は、一般に多湿多雨のいわゆる日本海型で、雨量は短時間豪雨は比較的少ないが、年降水量はきわめて多く、金沢で約 $2,500\text{mm}$ 牛首川流域では $3,000\sim 4,000\text{mm}$ に及んでいる。甚之助谷における降雨量は、6,9月が多量で5,7,8月がこれに続き、日雨量が 150mm を越す豪雨も年数回は発生する。昭和9年に観測紙上最大洪水に見舞われた時の雨量は、白峰で 459mm 女原で 459mm を記録し、又冬期の気候は積雪が 3m に達することもあり、積雪日数も150日にわたる多雪寒冷地帯である。調査域は、標高 $1,000\text{m}$ 程の高所にあるため更に苛酷な気象条件となり、山地崩壊や、地すべりを助長する要因にもなっている。

(4) 地すべり地表移動状況

甚之助谷の地すべり調査は昭和30年頃より土木研究所、金沢工事事務所、石川県によって進められ、既往調査では、甚之助谷一帯が地すべり範囲で、すべり面深度も深く温泉地すべりの性格を備えている。

昭和32年から3ヶ年間移動杭による地表

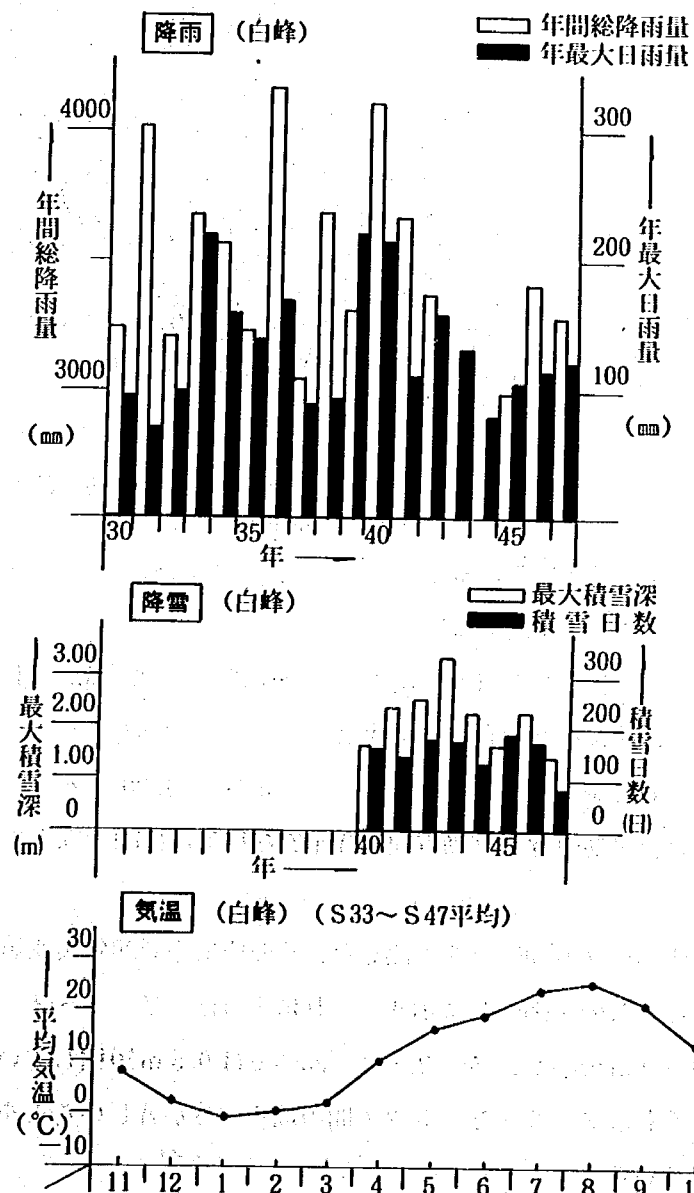


図-4

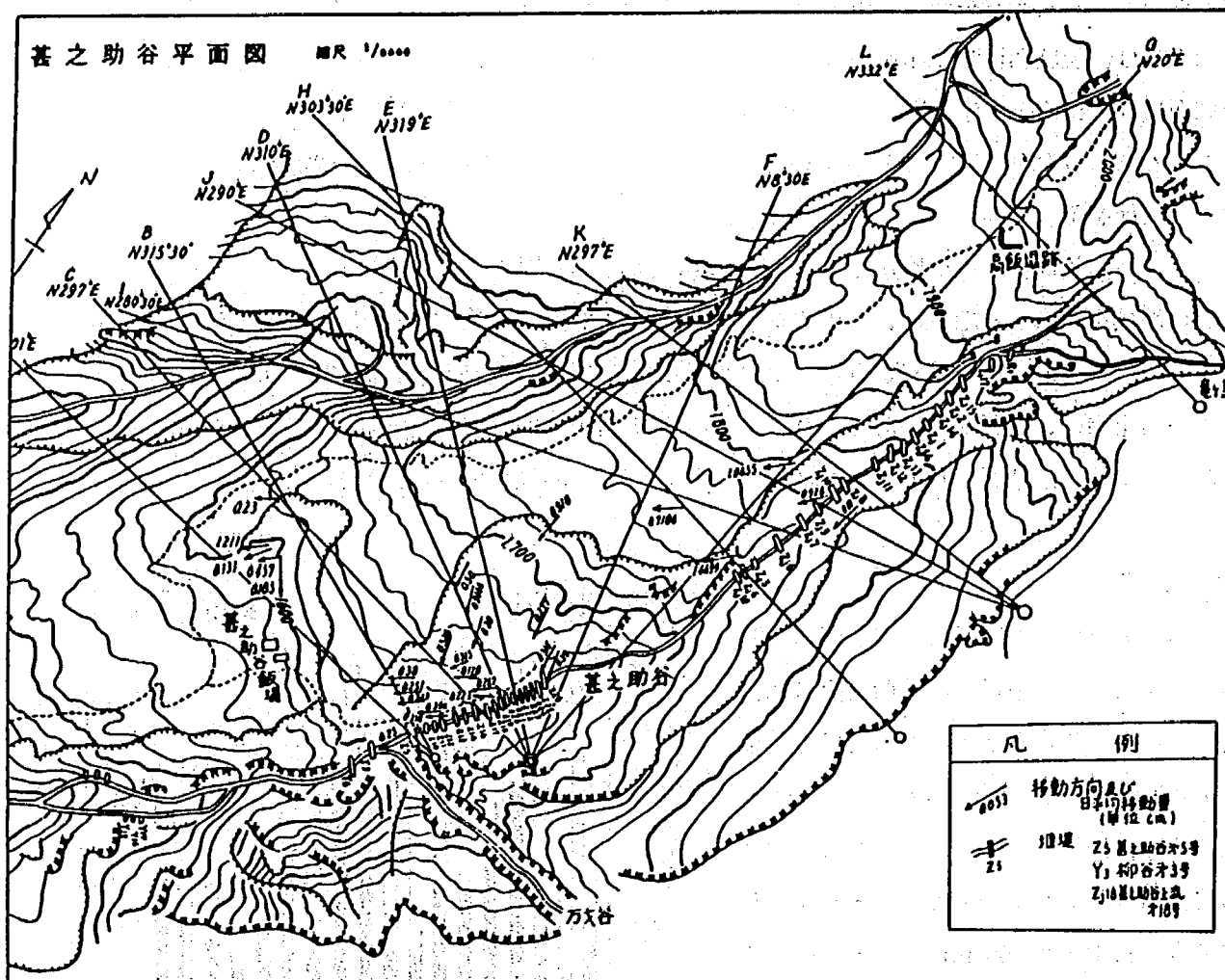


図-5 甚之助谷平面図

変動測量を実施している。

これによれば夏期において

- ・ Z-5 号ダム附近 溪流沿 0.25 ~ 0.32 mm/日
- ・ Z-5 号ダム右岸 山腹沿 0.20 ~ 0.53 "
- ・ 上流部 0.70 ~ 1.00 "

なお、移動速度、移動方向、経年的な移動量は図-5, 6 に示す。

昭和55年ダム間距離を実測した、その成果を同29年実測値と対比したのを図-7 に示す。これによれば、Y-6 ~ Z-25 間で 9 m 短縮し、Z-9 ~ Z-25 間では 0.5 m 短縮している。それ故 Z-9 ~ Y-3 ダム間の地すべりが著しいことを示している。

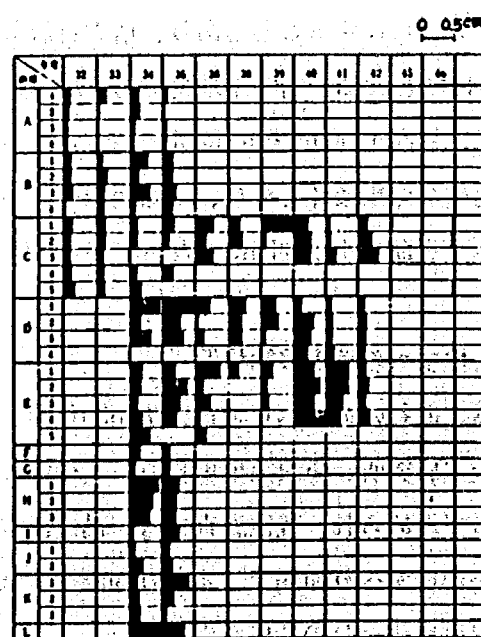


図-6 日平均移動量図

(5) ボーリング調査

ボーリング調査地点は図-8に示す6地点である。その結果の概要は表-1に示す。

表-1 ボーリング結果概要表

ボーリングNo	孔口標高	掘進長	地 質 状 況	備 考
BV-32	1,581.97 m	25.0 m	河床堆植物 基盤岩(砂岩・頁岩) 0～22.6 m 22.6 m～	・新Z-5ダム堤体を 13.1～14.5 m 貫通 している。 ・22.6 m～断層破砕帯
BV-33	1,563.71	20.0	* 崩積土 風化破砕岩 基盤岩(砂岩・頁岩) 0～7.55 m 7.55～8.00 m 8.00 m～	
BV-34	1,593.78	45.0	* 崩積土 基盤岩(頁岩・砂岩) 0～33.00 m 33.00 m～	0～33.0 m、旧地すべり。 30.70 m及び32.40 mの 位置に未炭化の木片を含 んでいる。
BV-35	1,628.20	50.0	* 崩積土、風化破砕岩 ¹⁾ ** 風化破砕岩 基盤岩(砂岩) 0～21.40 m 21.40～42.40 m 42.40 m～	49.70 m付近に幅5 mの 断層破砕帯
BV-36	1,639.05	45.0	* 崩積土・風化破砕岩 ¹⁾ 基盤岩(砂岩・頁岩) 0～23.5 m 23.5 m～	
BV-37	1,664.29	60.0	* 崩積土 ** 風化破砕岩 ¹⁾ 風化破砕岩(流紋岩、 砂岩、頁岩) ²⁾ 0～11.50 m 11.50～43.70 m 43.70 m～	1) 旧期地すべり岩塊(?) 2) 準基盤岩(?)

* 移動土塊 (?)

** 準移動土塊(?)

(6) 孔内傾斜計測定

孔内傾斜計の変位方向は図-7、変位量は表-2に示す。

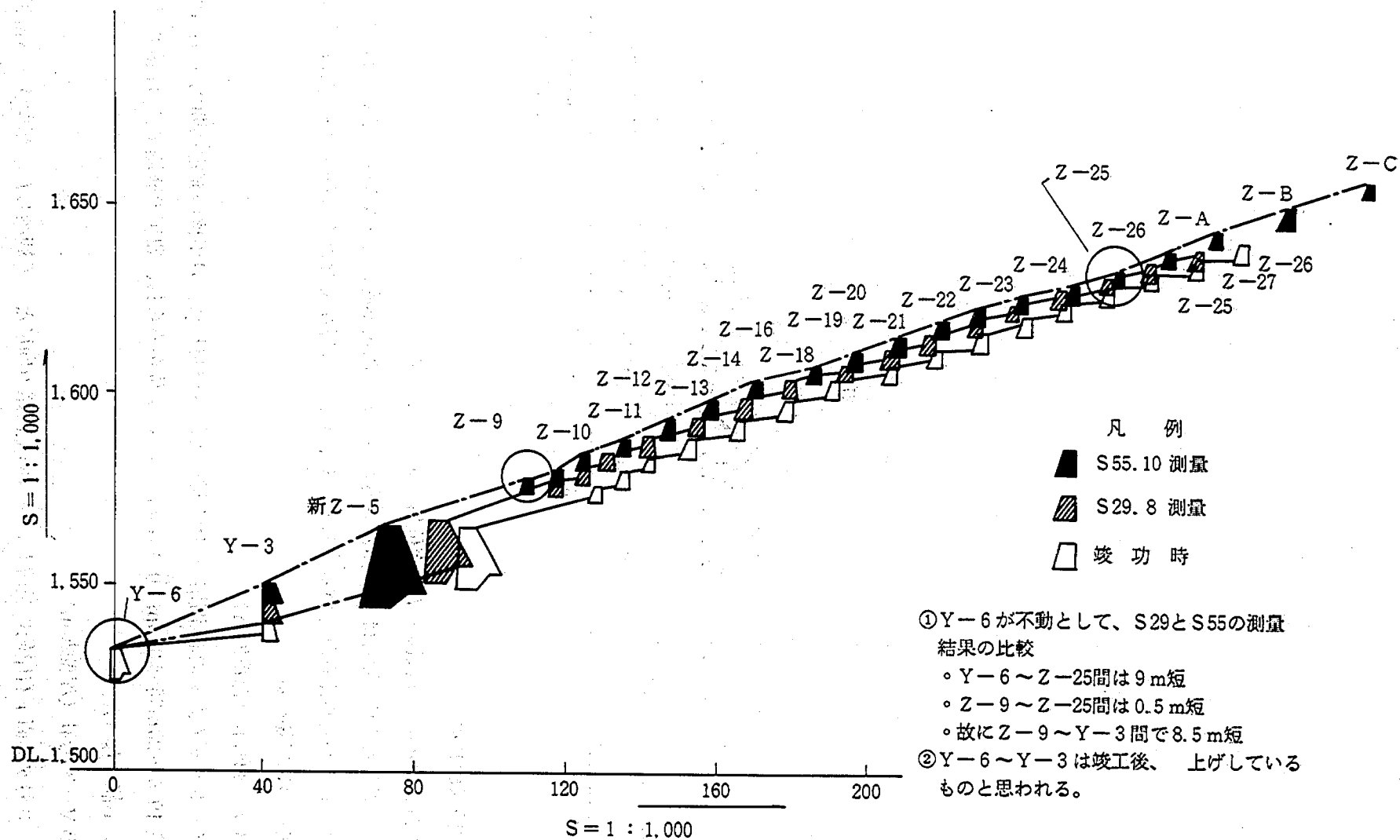
54年に設置したBV-32号は変位量が大きかったため測定不能となっている。BV-33,34では明らかに地すべりの動きがとらえられている。BV-35、36、37は現在までとくに動きはみられない。以下各孔の測定結果について述べる。

1) BV-32号孔(深度25m)

新Z-5号ダム直上流右岸側に堤体を貫いて設置観測した。54年秋の測定期間内(54.10.10～11.2)に深度19.5～20m間で3mm(0.15mm/日)の変位がみられ、翌年の観測では3cm以上の変位となり測定不能となった。

2) BV-33号孔(深度20m)

Y-3号ダム直下右岸側に設置し、主方向を流路方向にとって観測した。深度4～5m間で下流側への局所的な変位が現われ、測定毎に動きが増大し、最終観測では2.8mmに達した。流路直角方向の変



図一七 甚之助谷地すべり移動量結束

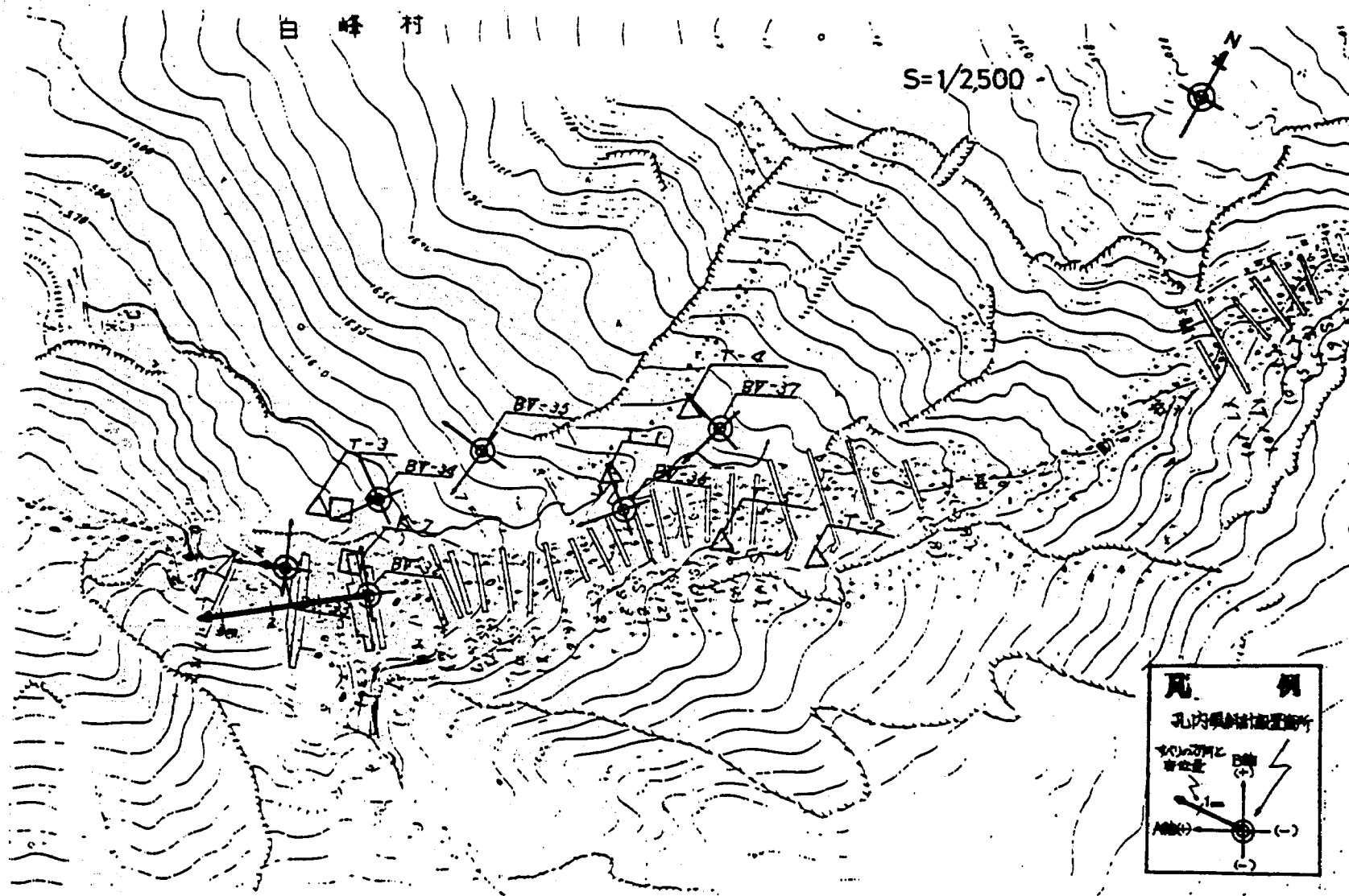
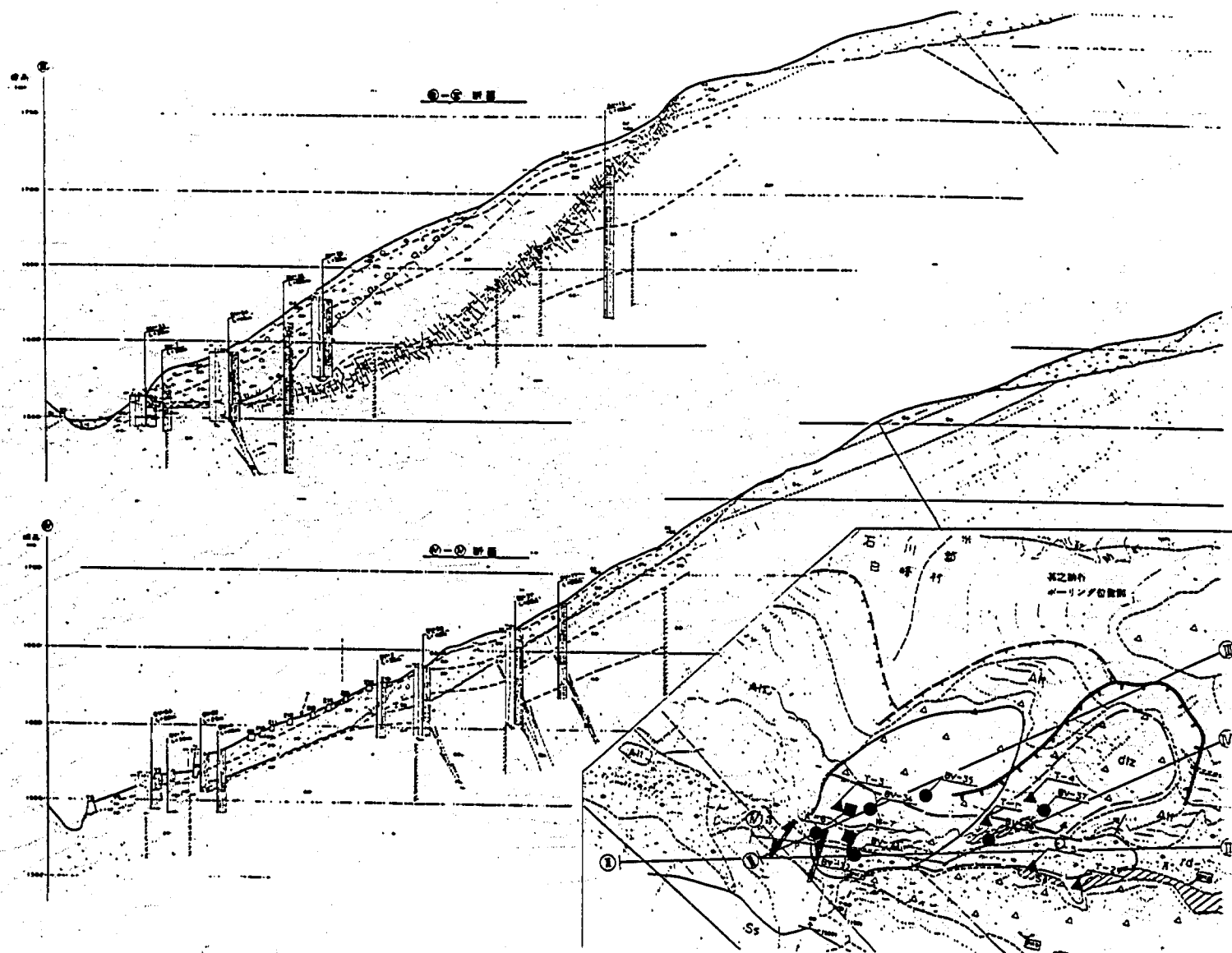


図-7 孔内傾斜計測定方向図



图—8 地質断面图

位はみられない。

3) BV-34号孔 (深度45m)

主方向を斜面の最大傾斜方向にとって観測した。深度32m附近で顕著な動きがみられ、最終観測で3.4mmの変位が生じている。

表-2 傾斜計変位量

孔内傾斜計	深 度	測 定 日	移 動 量
BV-33	4~5m	9/23~11/21	2.8mm (0.047mm/day)
BV-34	31~32m	9/15~11/21	3.4mm (0.05 mm/day)
BV-32 (54年度)	19.5~20m	10/10~11/2	3.0mm (0.125mm/day)
		11/2~5/9	2.1mm (0.146mm/day)

(7) 地盤傾斜計測定

甚之助谷には水平振子式傾斜計を2台設置している。各観測地点の2成分の合成した傾斜量、傾斜方向を図-9に示す。

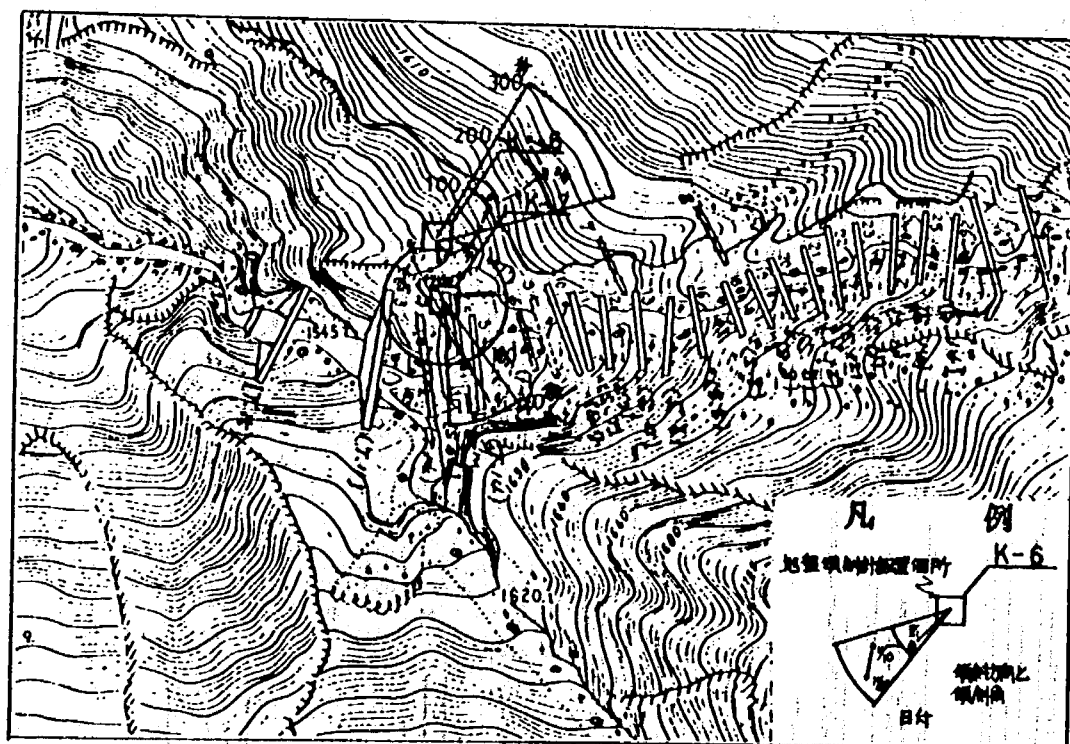


図-9 地盤傾斜計方向図

1) K-6 地点

3号排水トンネル内の孔口附近に設置され、54.10.18~55.10.15間の記録がある。この地点では、傾斜の動き始まりが融雪期で、融雪期間中に変位が大きく、地すべりの動きを反映しているものと思われる。

2) K-7 地点

新Z-5号ダム頂部の右岸側に設置しているが、その動きも不規則、不連続で、降雪、積雪、降雨とも全く対応せず、方向性がみられない。

(8) 排水量測定

甚之助谷では昭和47年までに地すべり対策工の一環として、第1号～第5号までの排水トンネルを施工している。1、3、4号は右岸側に、2、5号は左岸側に位置している。

降雨量との相関を図-10に示す。観測期間内の平均排水量は、1号-235ℓ/分、2号-745ℓ/分、3号-65ℓ/分、4号-0.2ℓ/分、5号-33ℓ/分であった。

降雨と排水量は概ねよい相関を示し、2号トンネルではその傾向が顕著である。排水量の経年変化をみるため既往資料と対比したのを図-11に示す。

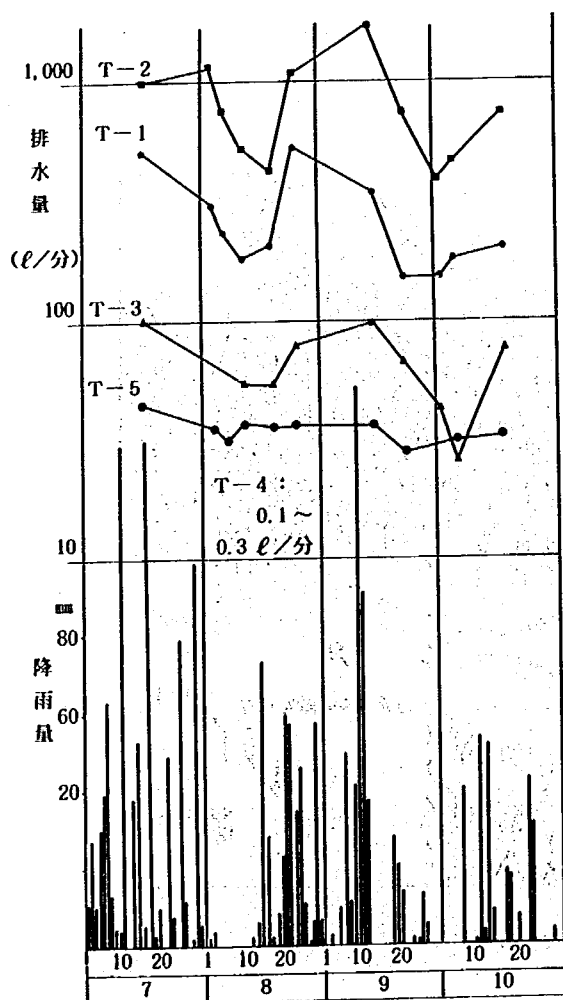


図-10 排水量～降雨量相関図

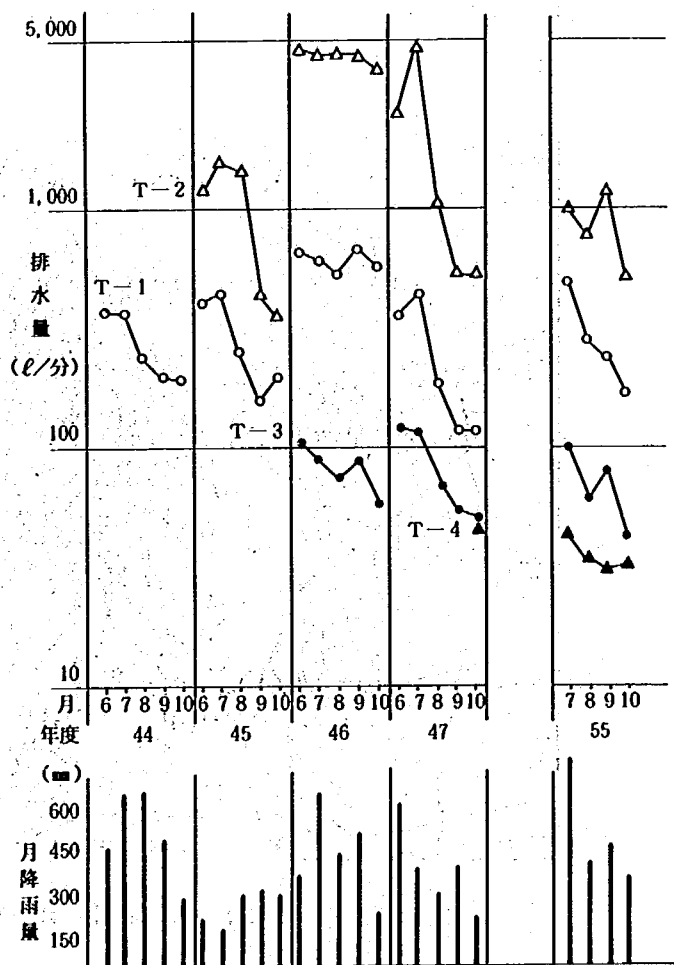


図-11 排水機能経年変化図

表-3 排水トンネル工の諸元

名 称	延長 (m)	内 径 (mm)	施 工 年 度
第1号排水トンネル	100	2,000	S43:50m, S44:20m S47:30m
第2号排水 "	65	2,000	S44:15m, S45:35m S46:15m
第3号排水 "	75	2,000	S44:26m, S45:35m S46:26m
第4号排水 "	50.5	2,000	S46
第5号排水 "	70	2,000	S47

(9) 地すべりブロック

甚之助谷の地すべり範囲を大きく示すとすれば、南側は甚之助谷左岸の尾根から北側は別当谷、甚之助谷の稜線に囲まれた区域と考えられる。現在、この地域全体が動いているという確証はないが、旧期滑落崖、新期滑落崖が示すとおり過去に何らかの滑動、変形を受けたことは明らかである。

これまでの調査によって、現在の滑動が推定される地すべりブロックを図-12に示した。

以下に各ブロックの特徴について考察する。

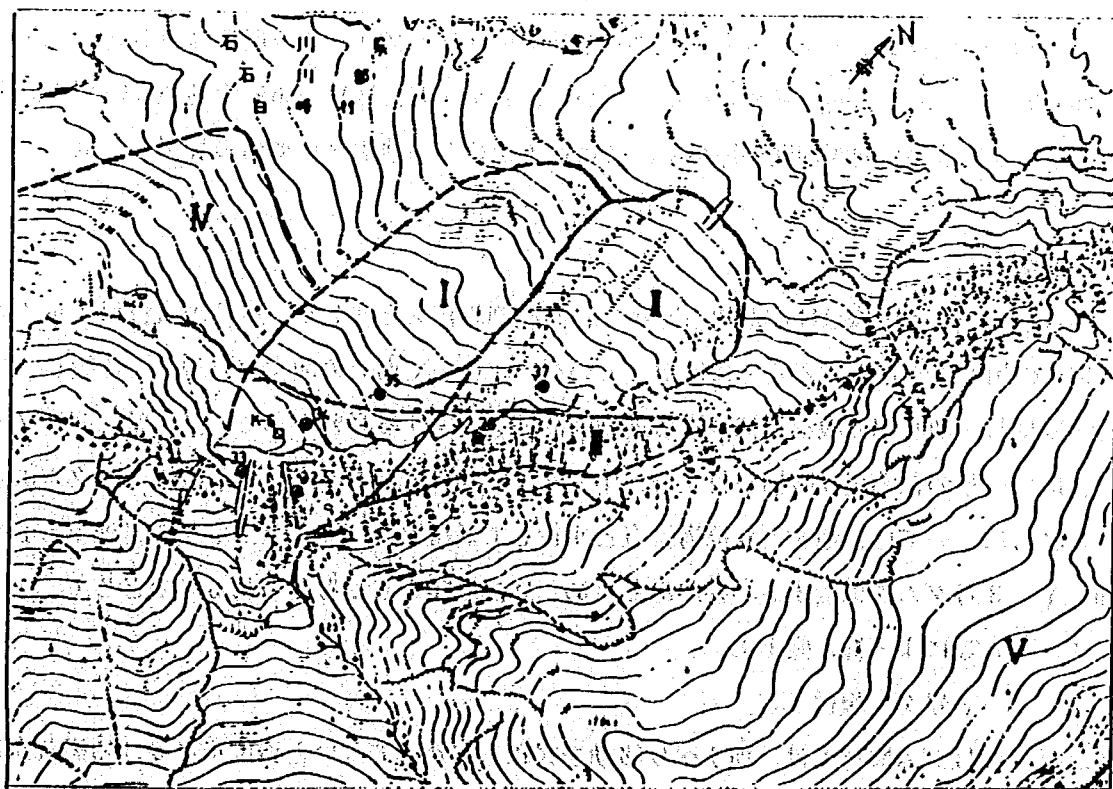


図-12 地すべりブロック図

(Ⅰブロック)

昭和5年の右岸Ⅱブロックの滑落と同期に形成されたものと思われ、上部に滑落崖が存在する。土塊は滑落せず凸形の尾根をなしている。孔内傾斜計、地盤傾斜計の測定結果からみて現在活動中である。

(Ⅱブロック)

昭和5年に滑落したブロックで観測期間内では活動はみられない。

(Ⅲブロック)

谷ぞいのブロックで昭和40年(新Z-5号ダム完成)以前にはZ-5号ダムをはじめ一連ダム群が一体として活動していた。BV-32の変位がみられたが、BV-36では動きがみられなかった。

(Ⅳブロック)

地形の急変からみて過去に滑落したと思われるが、現在の活動は不明。

(Ⅴブロック)

大崩壊地形で上部の滑落崖は断崖である。下部は厚い崩積土が堆積しているが、活動の有無は不明である。

(10) 地すべり機構

右岸Ⅰブロックは昭和5年の崩壊ブロックに隣接し、スプーンを伏せたような凸形の尾根で、斜面は急峻である。

地質的には砂岩、頁岩を基盤とし、斜面下部は崖錐堆積物が厚い、BV-35の基盤岩は、深度42m付近まで破碎帯が多く粘度化が著しい。斜面の傾斜方向と層理面の傾斜はほとんど一致した流れ盤構造となっている。孔内傾斜計の変位状況から現在活動中と考えられるⅠブロックの規模は巾100m、延長350m、すべり面深度最大75mの範囲と考えられる。しかし、BV-35、BV-36に変動がないため、比較的小ブロックも考えられるが、観測期間が短かく、又資料不足のため地すべり機構の解明まで至っていない。

(11) 今後の課題

54年から始まった本調査は観測期間も短かく、観測施設にもとぼしく、既往調査資料に示す過去の地すべり機構との相違点を解明するまでには至っていない。従って過去の地すべり現象を比較し、類似点、相違点を明確にし、地すべり機構を把握する調査観測網を充実する必要がある。又、Y-3号ダム上流のダム群は、地すべりのため堤体破損が目立つ、中でもY-3ダムはモザイク状に破損し、ダム破壊が心配される。これらについては、地すべり機構調査と平行して対策事業計画を立て早期に実施する必要がある。

当面、Y-3号ダムを保全する必要があるため、応急対策として考えられるものとして、

1. ダム等による抑え盛土工
2. Y-3号ダム腹付工

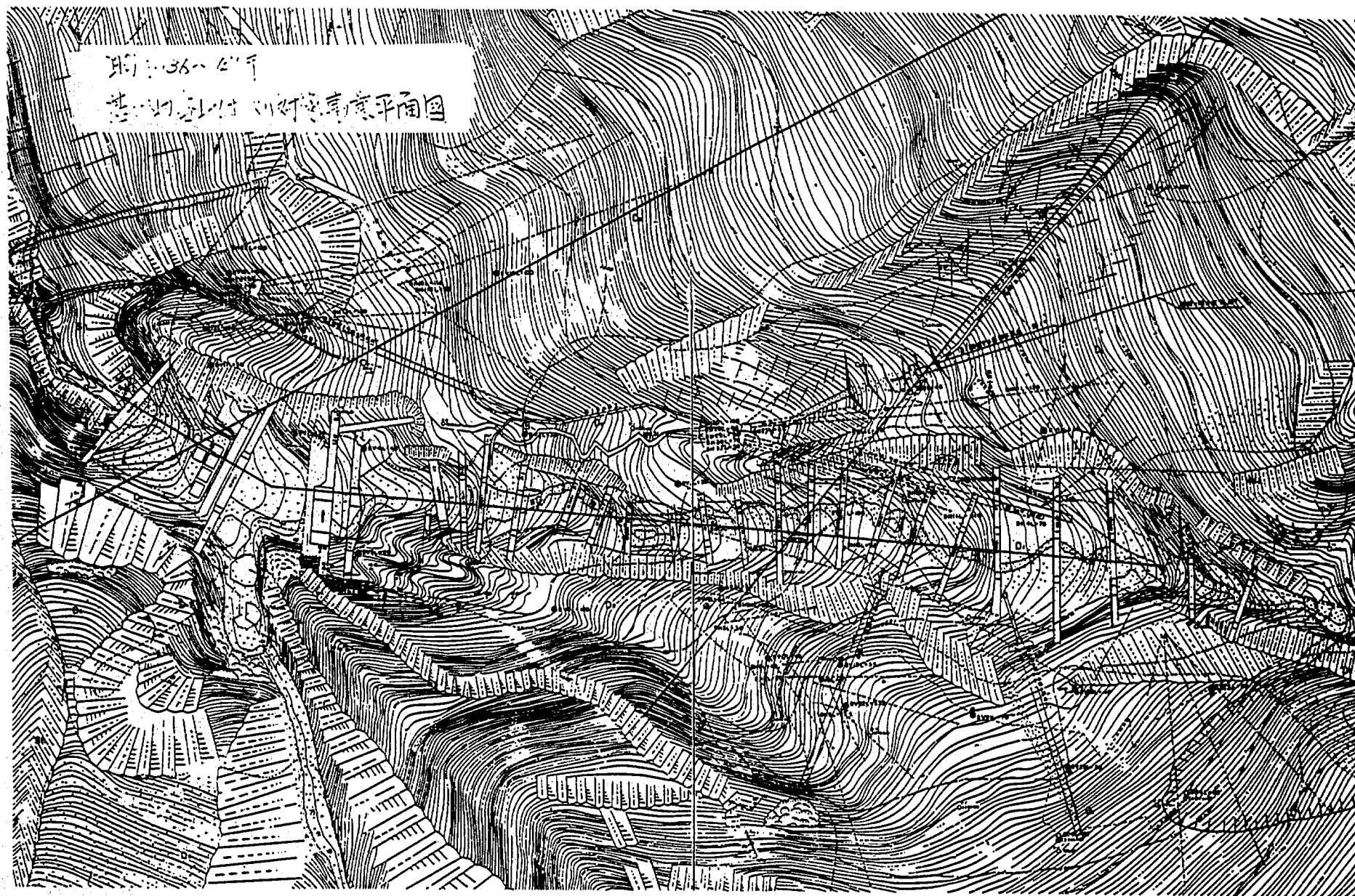
がある。Y-3号ダム腹付工は、地すべり移動を緩和してからでないと再度災を受ける恐れがあり好ましくない。多少の移動はあってもダム等が一挙に破壊されない事を前提とした抑え工を中心に4ケースの案が考えられる。

(A案)ーYー6より16m上流にダムを設け、その貯砂によりYー3ダムを保護する。

(B案)ーYー3ダム袖部を保護するため右岸側に擁壁を設ける。擁壁は下部を動式、上部は方格枠とし、Yー6ダム上流は応力吸収のためフトン籠とした。

(C案)ーA案と同じ地点にダムを設け、貯砂により河床を上昇させ、その貯砂の上に方格枠の擁壁土を設ける。

(D案)ーC案とほぼ同様にダムと擁壁工により抑止するが、ダム構造はコンクリート方格枠とする。



図一13 昭和36～47年基之助谷地すべり対策事業平面図

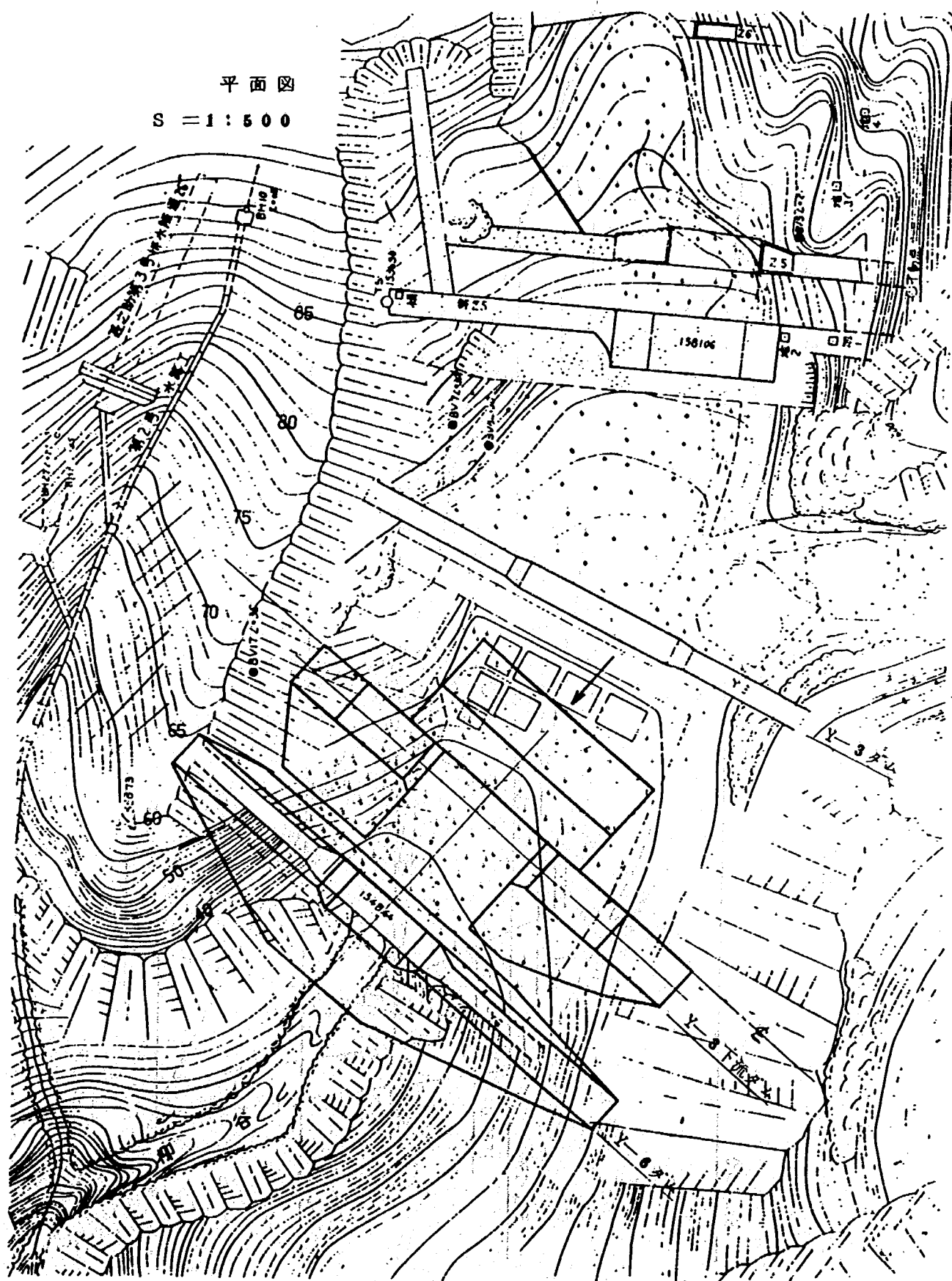


图14 应急对策工 (A案)

H, V = 1 : 500

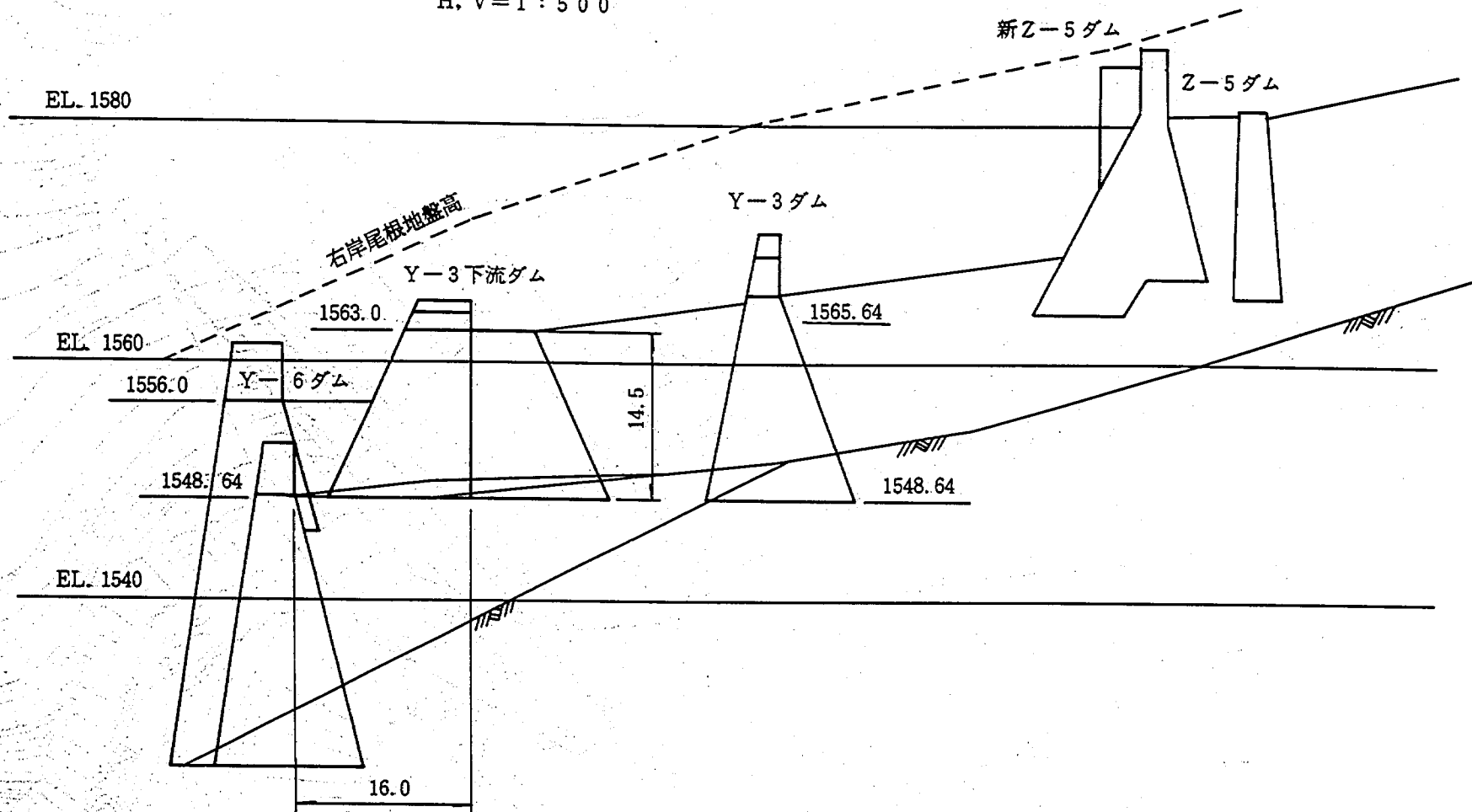


図15 応急対策工（A案）縦断図

$S = 1 : 400$

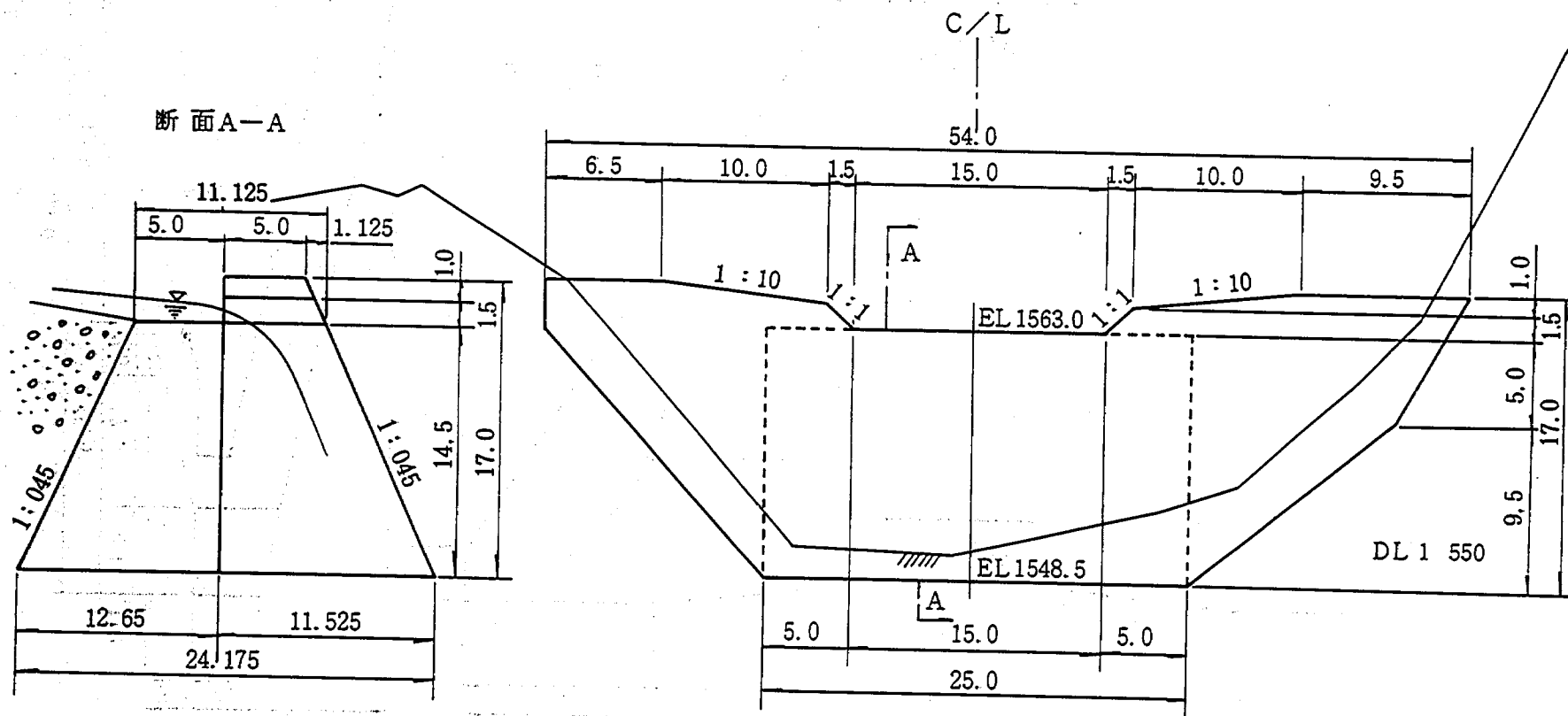


図16 Y-3下流ダム(A案)構造図

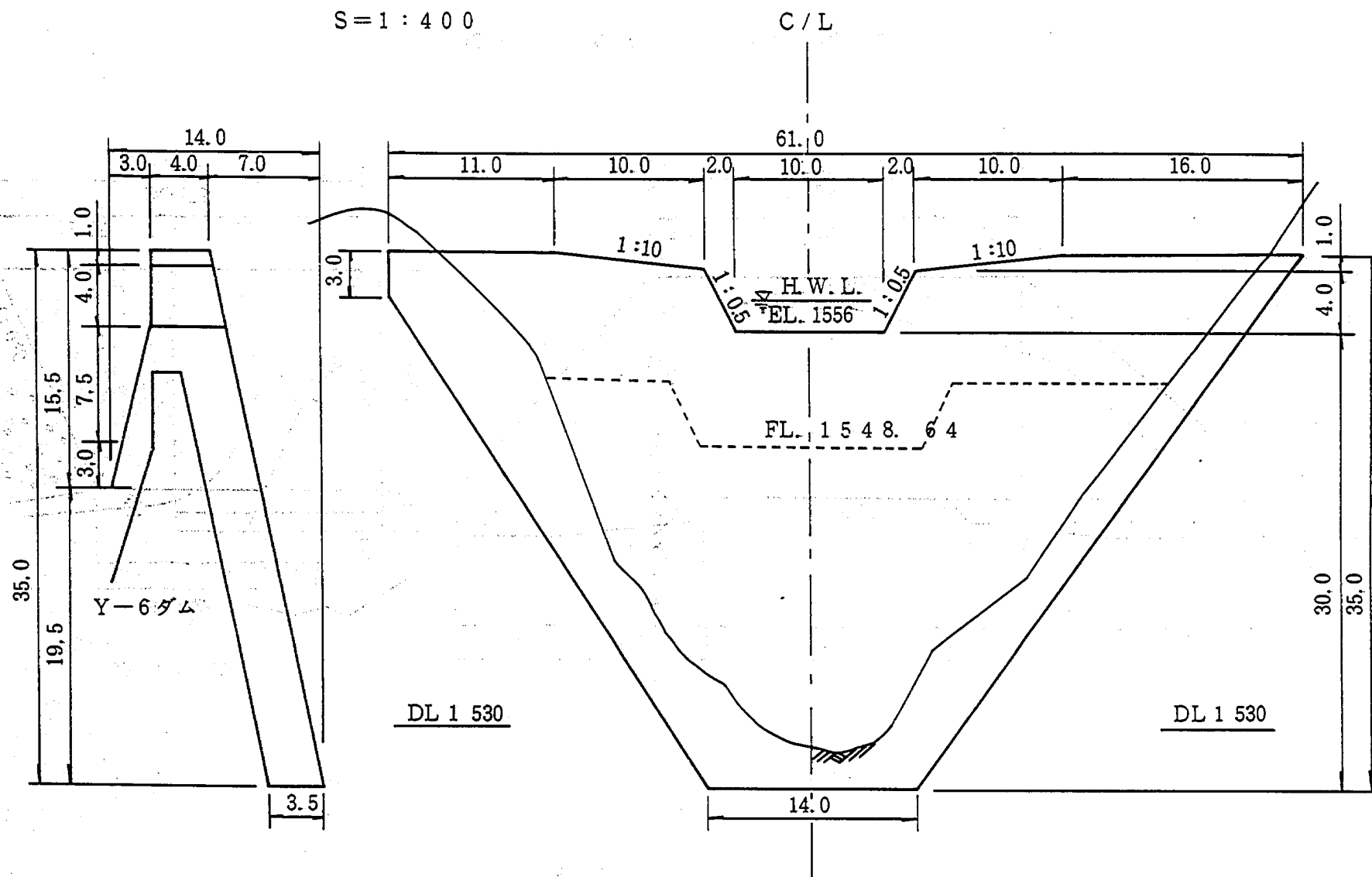


図17 A案Y-6ダム高上げ構造図

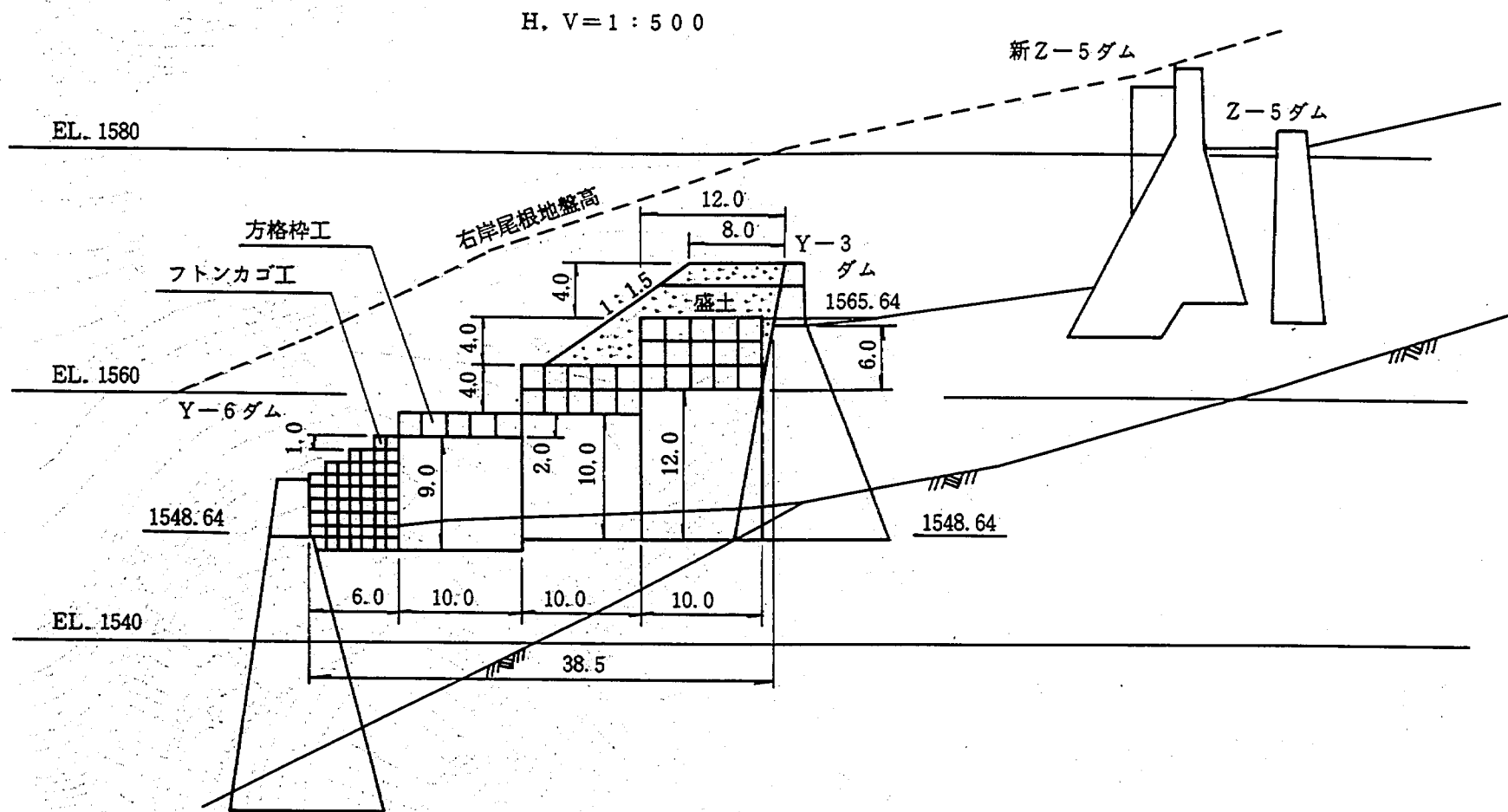


图19 应急对策工（B案）縦断図

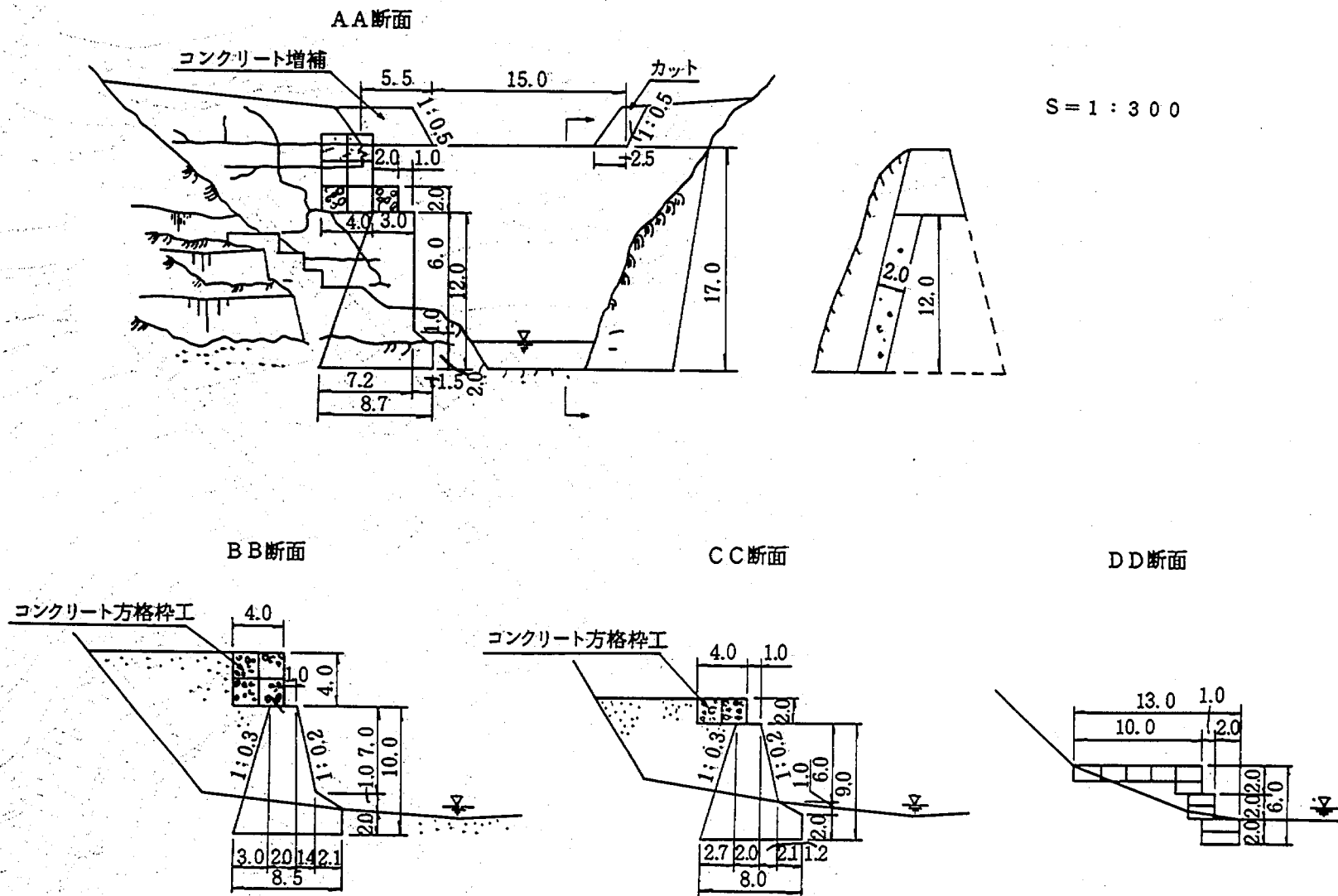


図20 擁壁工（B案）構造図

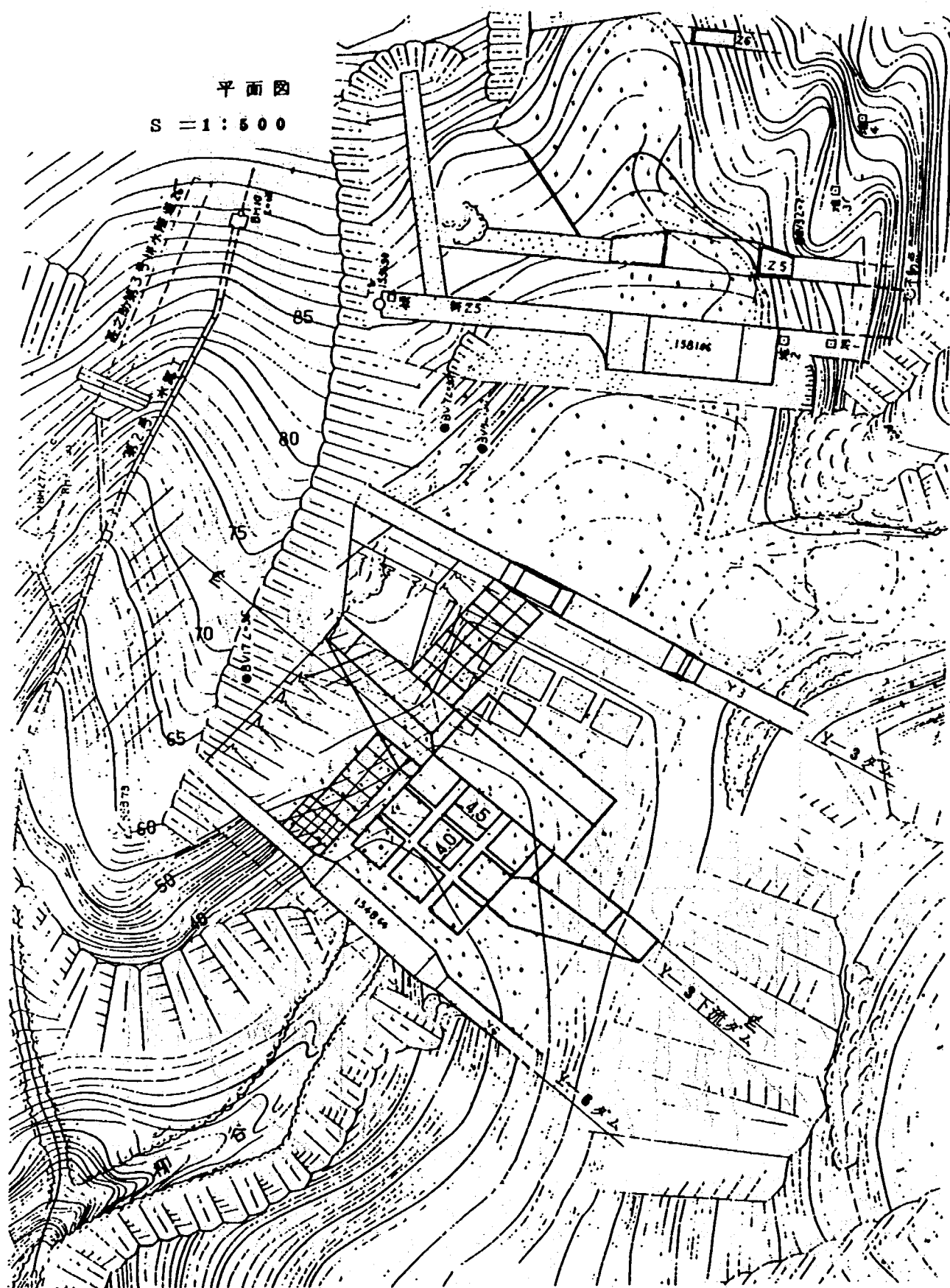


图21 应急对策工 (C案)

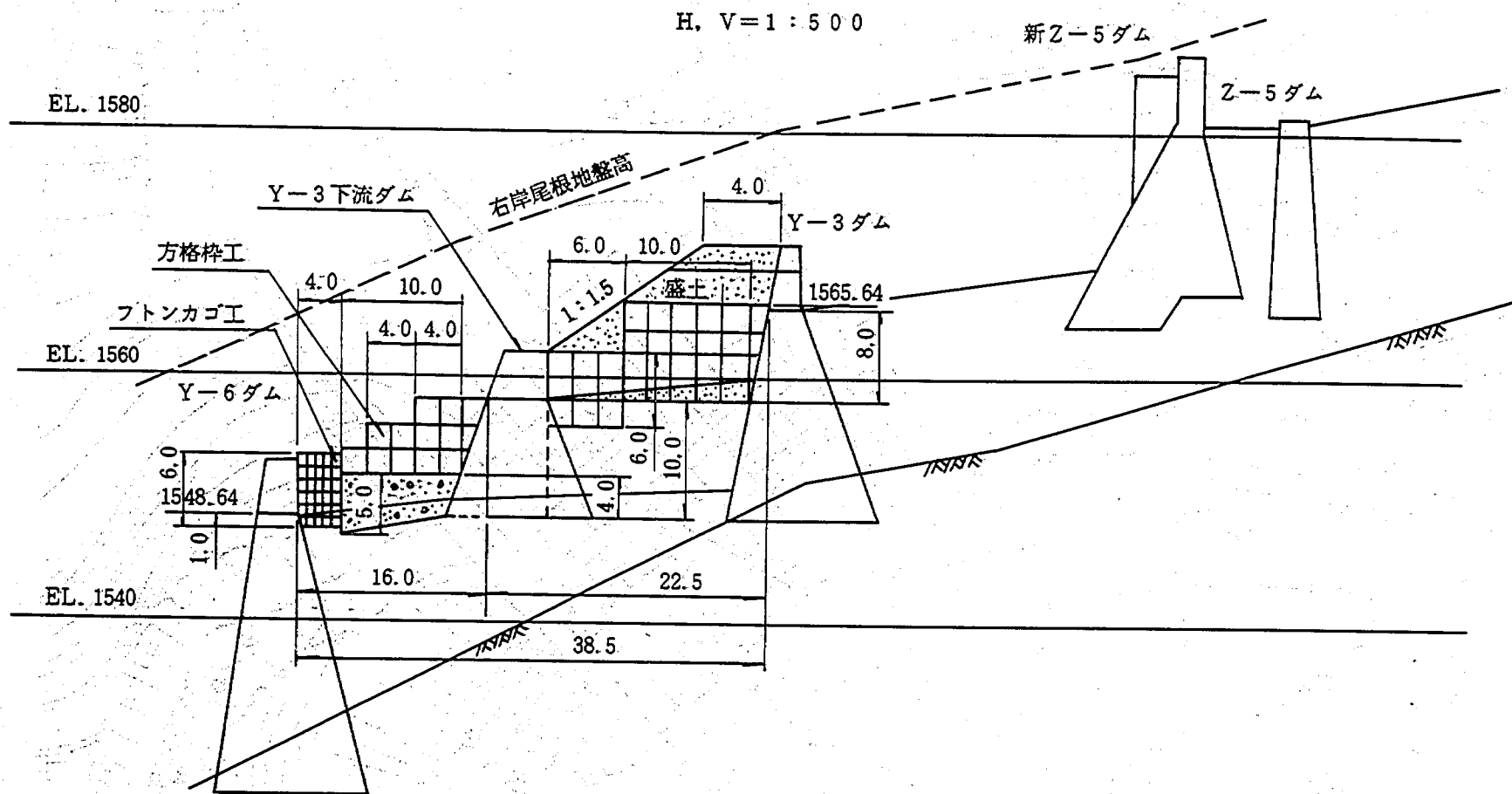


図23 応急対策工 (C 案) 縦断図

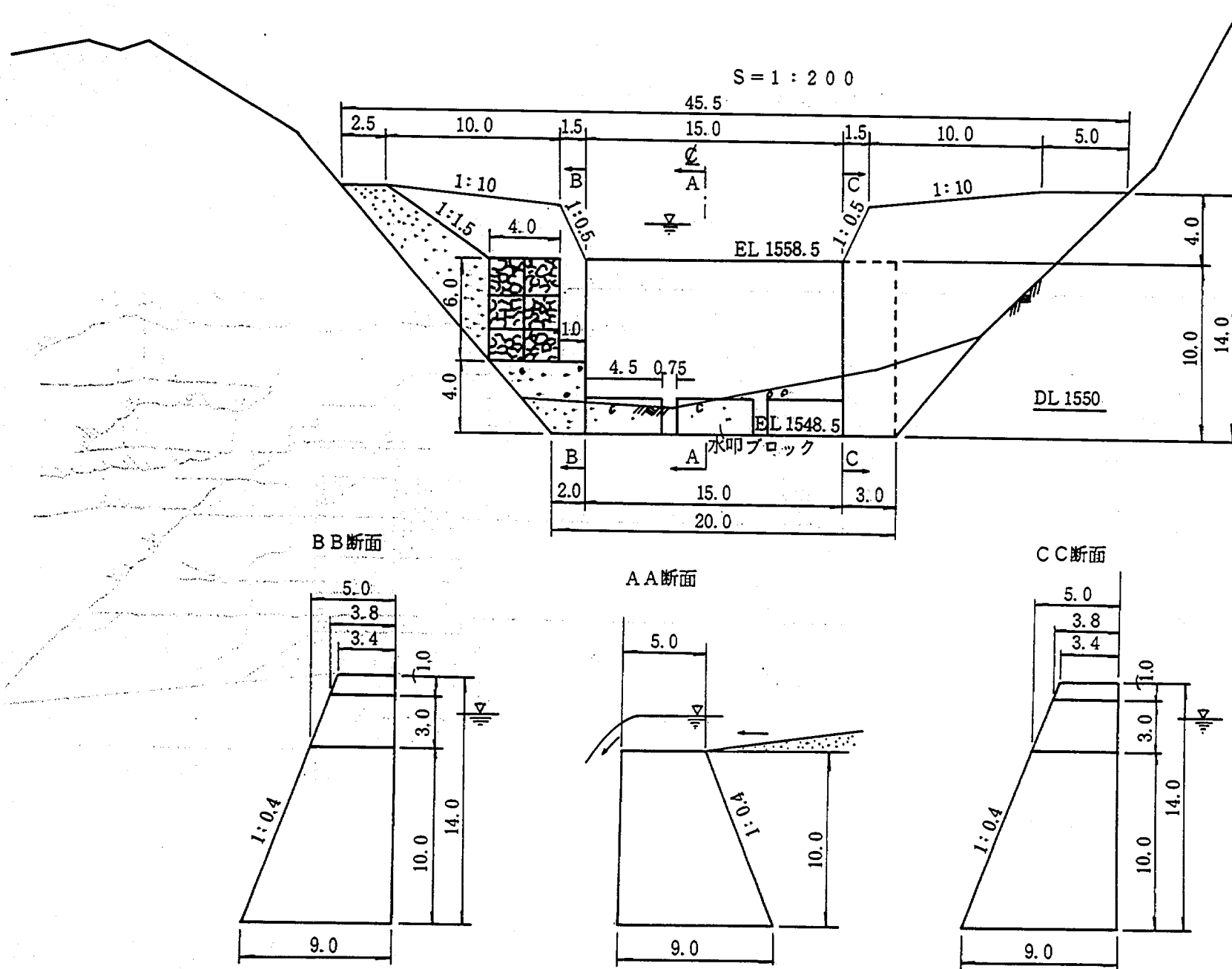


図24 Y-3下流ダム (C案) 構案図

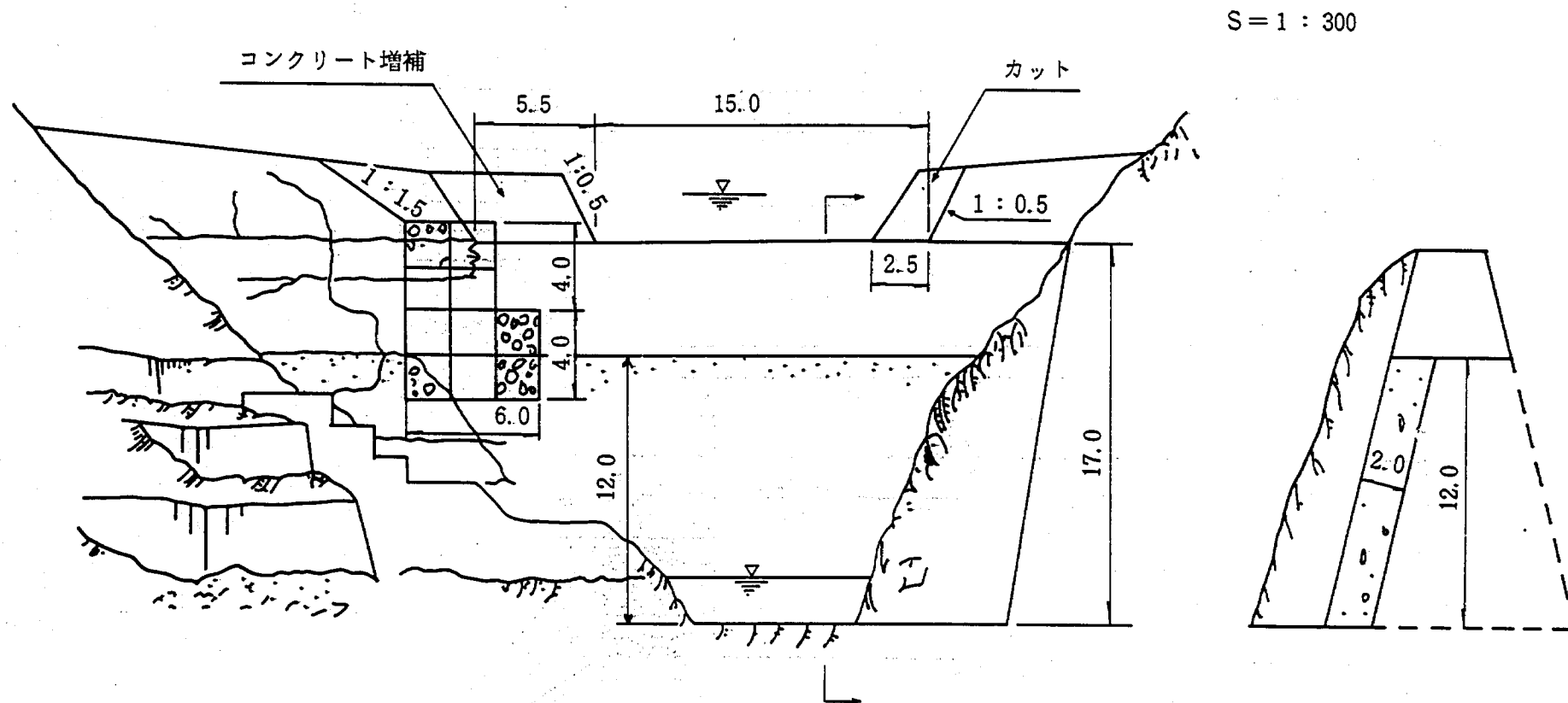


図25 擁壁工 (C案) 構造図 (Y-3 下流ダム地点)

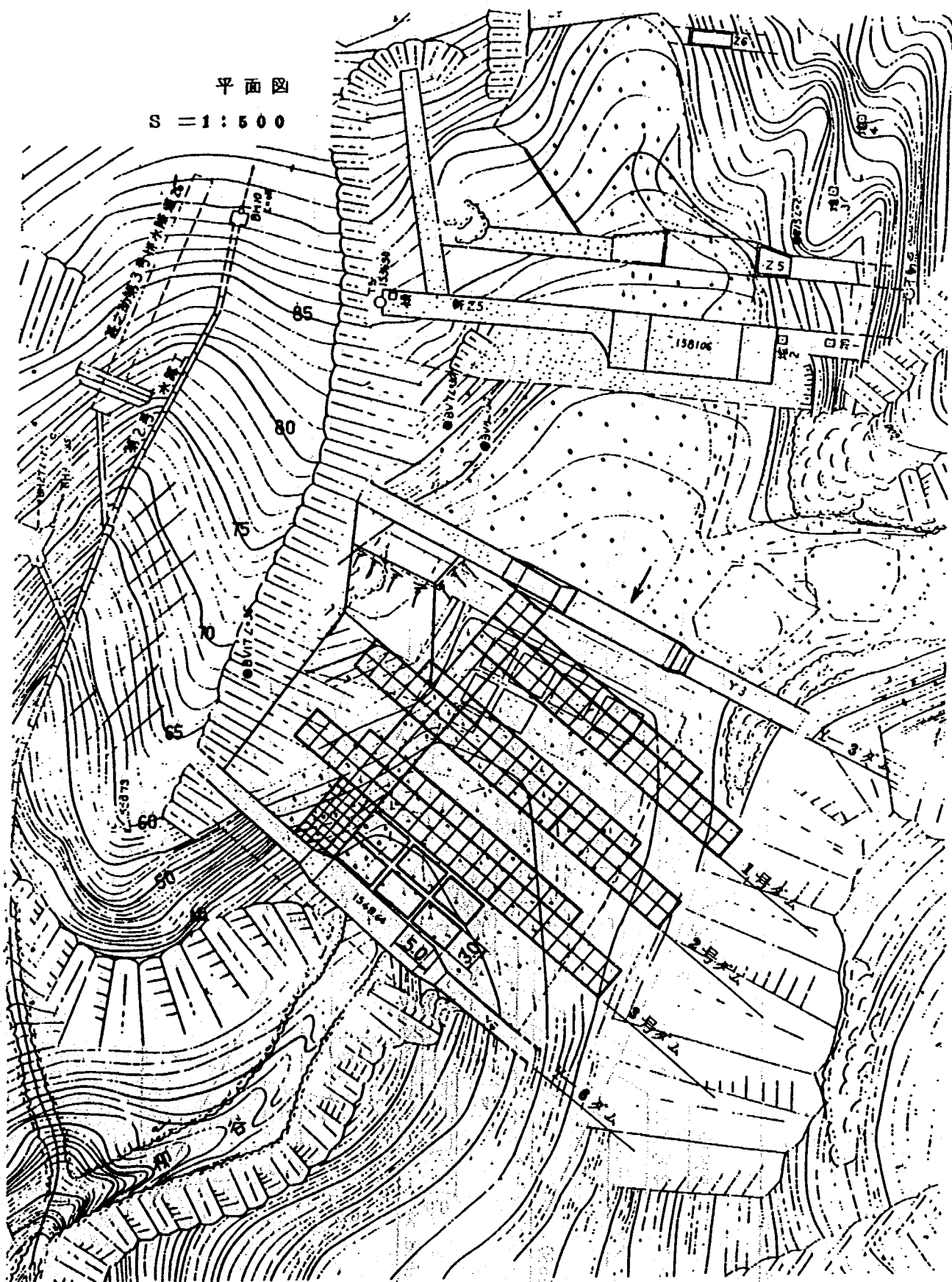


图26 应急对策工 (D案)

H, V = 1 : 500

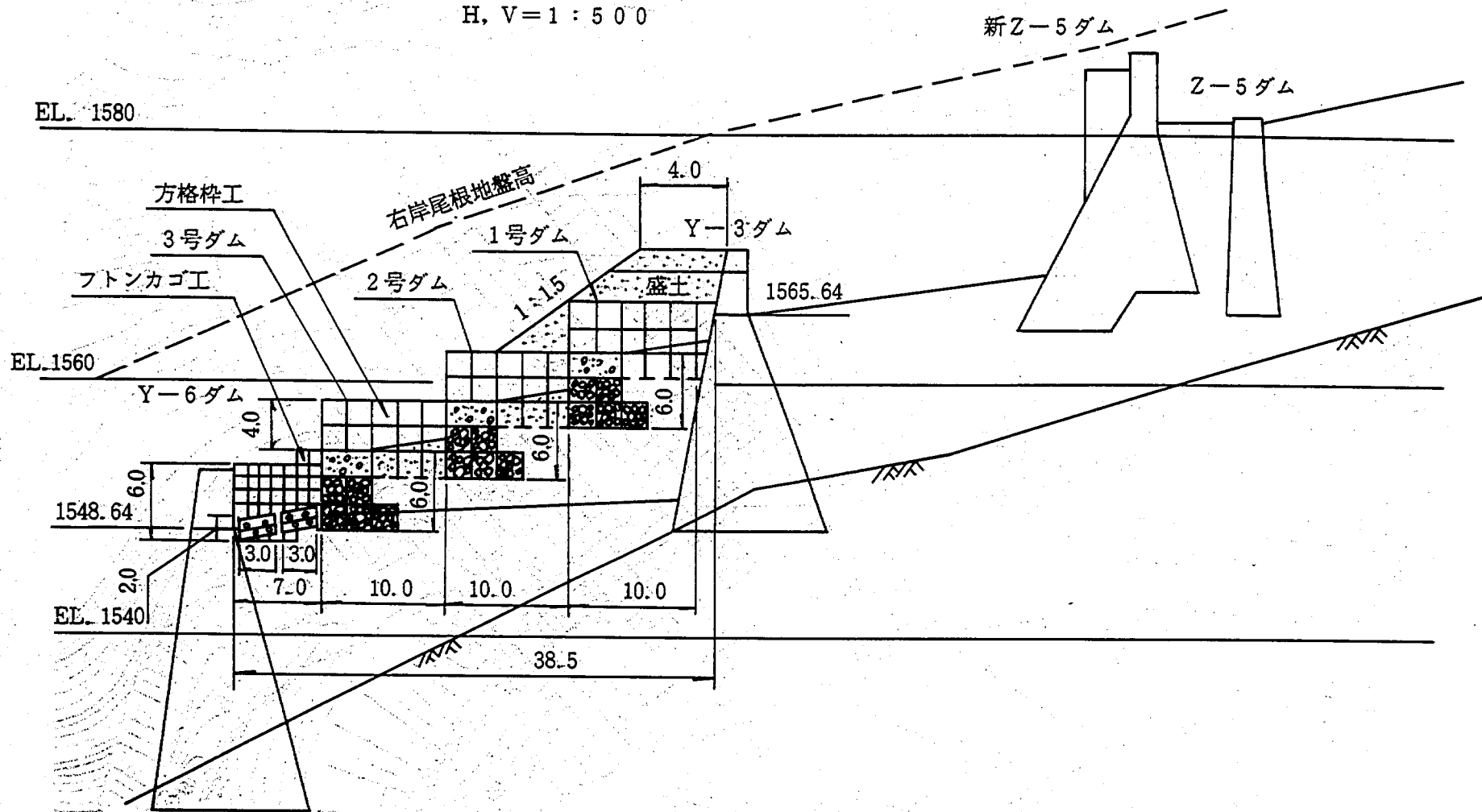


図27 応急対策工 (D 案) 縦断図

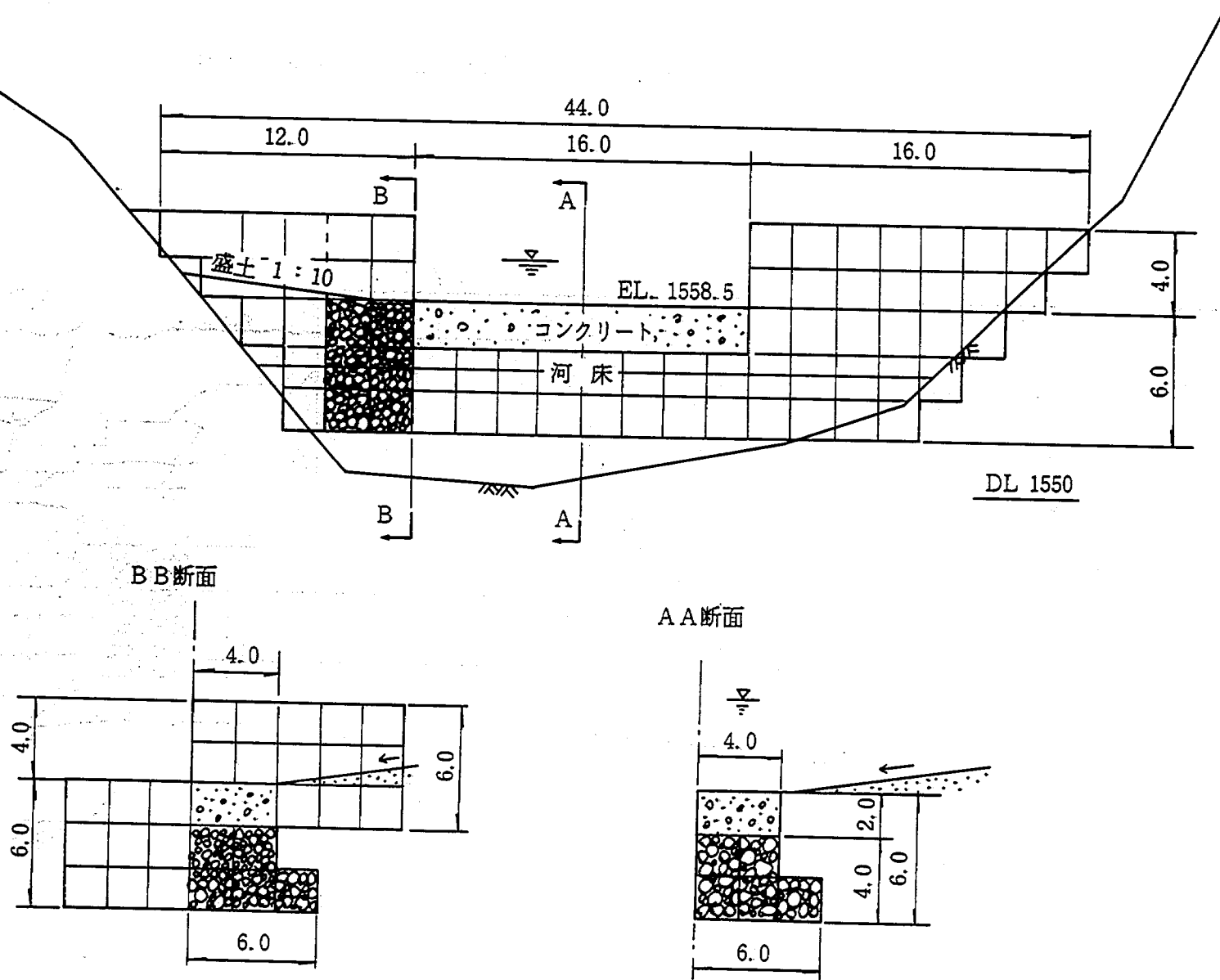


図28 Y-3下流ダム(D案)標準構造図(2号ダム)

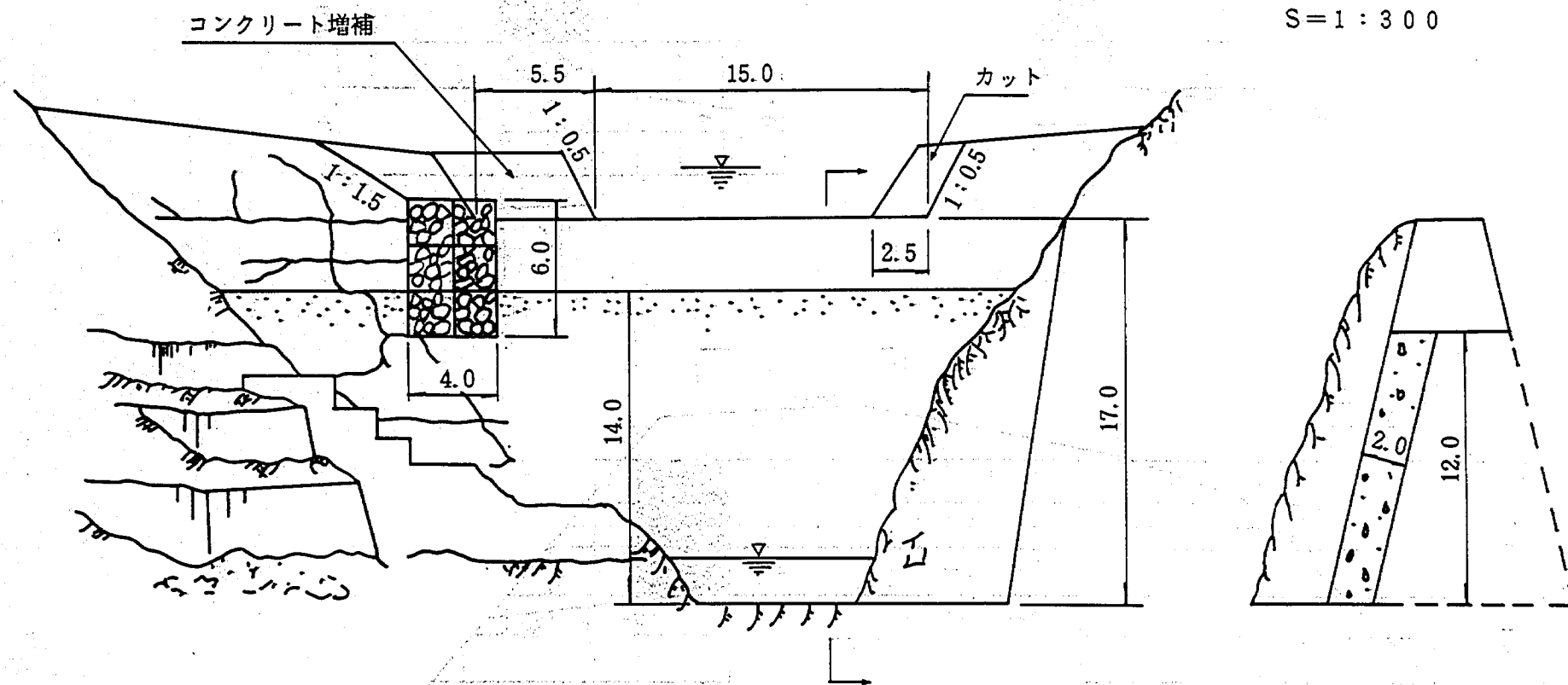


図29 擁壁工 (D案) 構造図 (Y-3 ダム地点)

—砂防流路工を例として—

1. 調查概要

本調査は、片品川上流域（鋒田地先より上流）における河川環境とそこに生息する魚類等について定性的調査を中心に調査を実施し、魚種とその生息分布を明確にし、望ましい河川環境を把握することによって砂防工作物が河川におよぼす影響を調べ、その対策を検討することを目的として実施した。

片品川は那須火山帯に属し、帝釈火山群を水源として幾多の大小支川をもつ樹枝状河川で、流域面積676km²、流路延長60.7kmの利根川の支川である。上流部は黒岩山(2163m)・松高山等6～7の諸峰が連なり、主として流紋岩・安山岩などの火山噴出岩で構成される。

中流部は鬼怒沼山(2,140.6m)を始め、諸峰が南北に連なり急峻な山岳地形を示し、流紋岩、石英安山岩などの第四紀の噴出物からなっている。

下流部は赤城山の軽石流・火山噴出物の火山斜面である。片品川は上述の様な第四紀火山噴出物を深く刻んで峡谷を作り、流路に接近した地域はこれらの噴出物の基盤をなす花崗岩・閃緑岩・秩父系中生界などの諸岩石が露出する。

山地の地形的特徴は上流部は一般的に山頂付近まで開析が進んでいないが、中流部は小支流の侵食によって開析が進み壮年期的な地形を示す部分が多い。また、沿岸には流路に沿って砂礫層からなる河岸段丘が発達し、なかには数10mに及ぶ厚さのものがある。

図-1には、片品川流域の概況と本調査対象区域ならびに現地調査測点を示した。

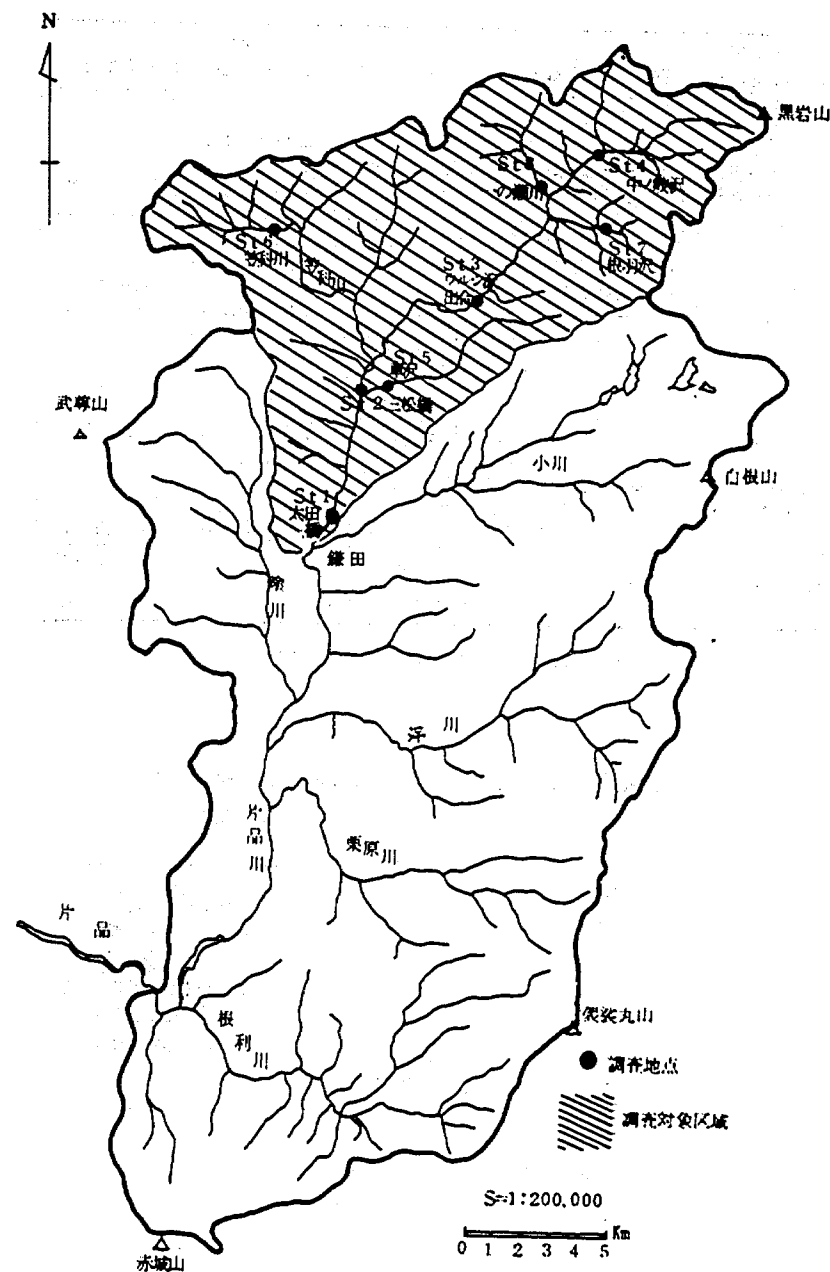


図-1 片品川流域の概況

1.3 調査構成

本調査の全体構成を図-2に示した。

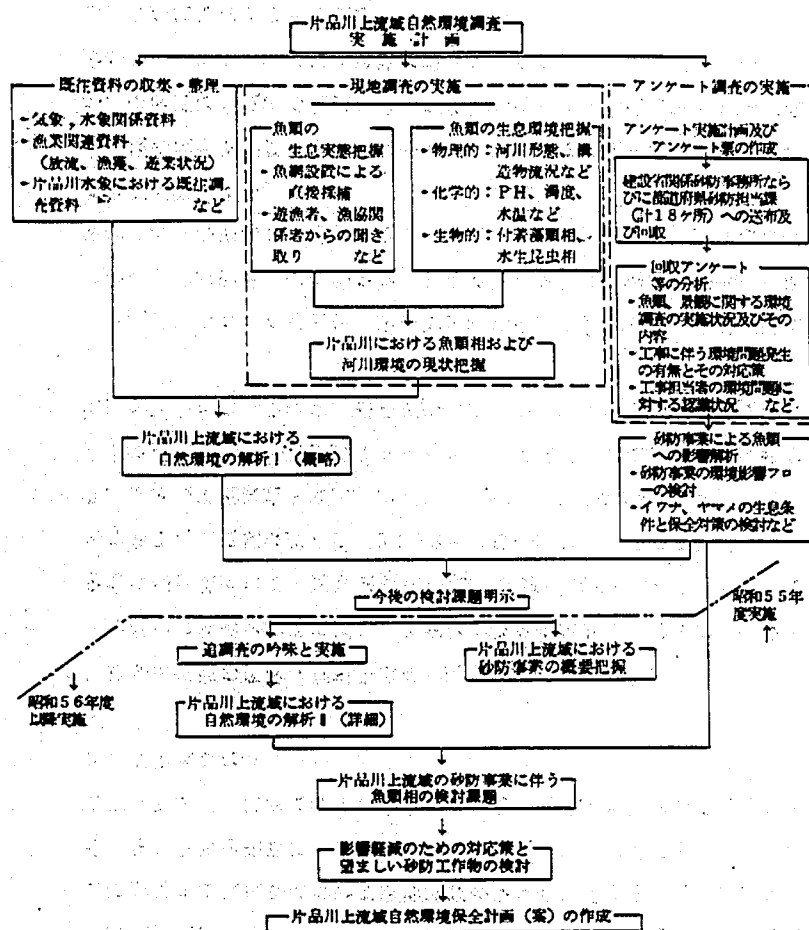
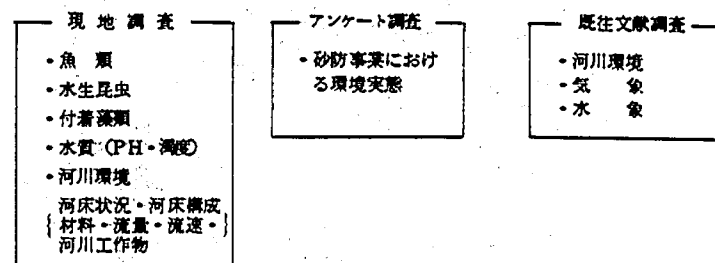


図-2 本調査の手順概略フロー

1.4 調査内容

(1) 調査対象項目

本調査の対象項目は、現地調査とアンケート調査および既往文献調査に分けられ、それぞれの対象項目は以下のとおりである。



(2) 現地調査の内容

現地調査の具体的内容を一覧にして表1に示した。

表1. 片品川上流域自然環境調査の現地調査内容

調査項目	調査期日	調査地点 (図-1)参照	調査方法	調査内容
魚類調査	夏：昭和55年 9月10日 9月15日 冬：昭和55年 11月18日 11月22日	・片品川本川 4地点 ・支川 4地点	・落し網による直接採捕 ・聞き取り調査	・生息種 ・分布状況 ・貴重種の有無等
水生昆虫・付着藻類調査	夏：昭和55年 9月10日 冬：昭和55年 11月19日	同 上	・コードラート法による定量採取	・生息種 ・分布状況 ・生息密度等
水質	夏：昭和55年 9月11日 冬：昭和55年 11月19日	同 上	・項目は水温、PH、透視度・濁度	・水域環境の化学的把握等
河川環境調査	魚類調査と同時に実施	調査対象区域全域	・現地踏査	・水域環境の物理的把握等

2. 調査結果

2.1 魚類調査結果

現地調査は、落し網により夏期と冬期に8地点で直接採捕を実施した。出現種はイワナ、ヤマメ、カジカ、アブラハヤの4種で、夏期267尾、冬期には84尾採取された。

こうした現地調査、聞き取り調査の成果をまとめて図-3、表2に示した。

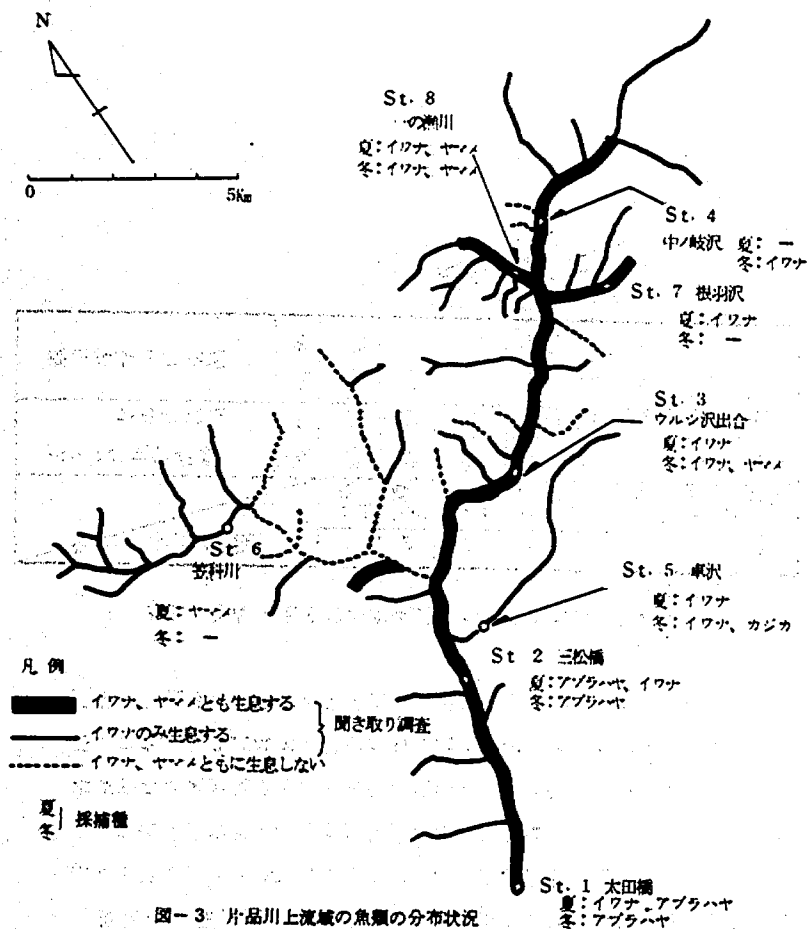


表2. 片品川上流域の河川環境と魚類の分布状況

内容 河川環境	片品川における 河川環境の特徴	河川環境の魚類へ 与える影響内容	現地調査結果との対応
流 況	・発電等のための取水が多く、流量の変化が大きい。	・流量の減少に伴う生息域の減少	・流量の変化の大きいことは、魚類の生息環境および現存量に影響を与えることが考えられる。しかしながら現地調査において夏期にはSt.4(中ノ岐)St.6(笠科川)St.7(根羽沢)で採捕されなかったものの冬期には全地点で採捕されており、流量と魚類との分布についての詳細は把握できなかった。
水 質	化学物質 ・硫黄沢を中心に笠科川の中流から片品川合流点付近まで硫黄の影響がある。	・魚類の生息が不可能	・聞き込み調査から硫黄沢付近では魚類の生息は認められないとされている。
水 温	・夏期調査時の水温は15℃程度である。	・イワナの適水温の上限は13~15℃となっており、イワナ、ヤマメの混生域である。	・一般にイワナ、ヤマメの混生域ではイワナは淵よりに住み、また底に近いところに住む傾向が強いとされている。本調査において、ヤマメよりもイワナの出現が多かったが、これは網の設置場所が淵よりであったためであると考えられる。
濁 度	・夏期調査時に笠科川で上流の工事の影響から高い値を示した。	・魚体への直接的な影響および河床への泥質の堆積や食餌源となる水生昆虫等の減少などが考えられる。	・夏期調査時にはSt.6(笠科川)において魚類は採捕されなかった。しかしながら、その原因が水の濁りにあるかは把握できなかった。
河川構造物	・発電用取水堰砂防ダム等が多く配置されている。	・魚類の移動の阻害要因となる。 ・河川形態の変化による渓流魚の生息域の減少	・河川構造物はイワナ、ヤマメ等の渓流にすむ魚類に影響を与えていることは考えられるが、その程度についての詳細は不明である。

2.2 水生昆虫（底生動物）調査結果

水生昆虫（底生動物）の全出現種数は117種であり、各測点の平均は4.1種であった。図-4には測点別の優占種を示した。

一般に清冽な河川ほど水生昆虫の出現種数は多くなるといわれている。

本調査の結果を見ると、一般的な他の河川と比較して少なくない値である。

また、表3には水生昆虫から見た生物学的な水質判定結果を示したが、

片品川上流域の水質は水生昆虫から見ても清冽であるといえる。

表3 片品川上流域の水生昆虫からみた水質判定結果
(昭和55年)

調査地点		1	2	3	4	5	6	7	8
		太田橋	三松橋	ウレ沢出合	中ノ岐	車沢	笠科川	根羽沢	一ノ瀬川
ベックの生物指数 からの判定	夏	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	冬	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
優占種からの判定	夏	◎	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	冬	◎	○	○	◎	◎	○	◎	◎

凡例
◎---清冽
○---やや清冽

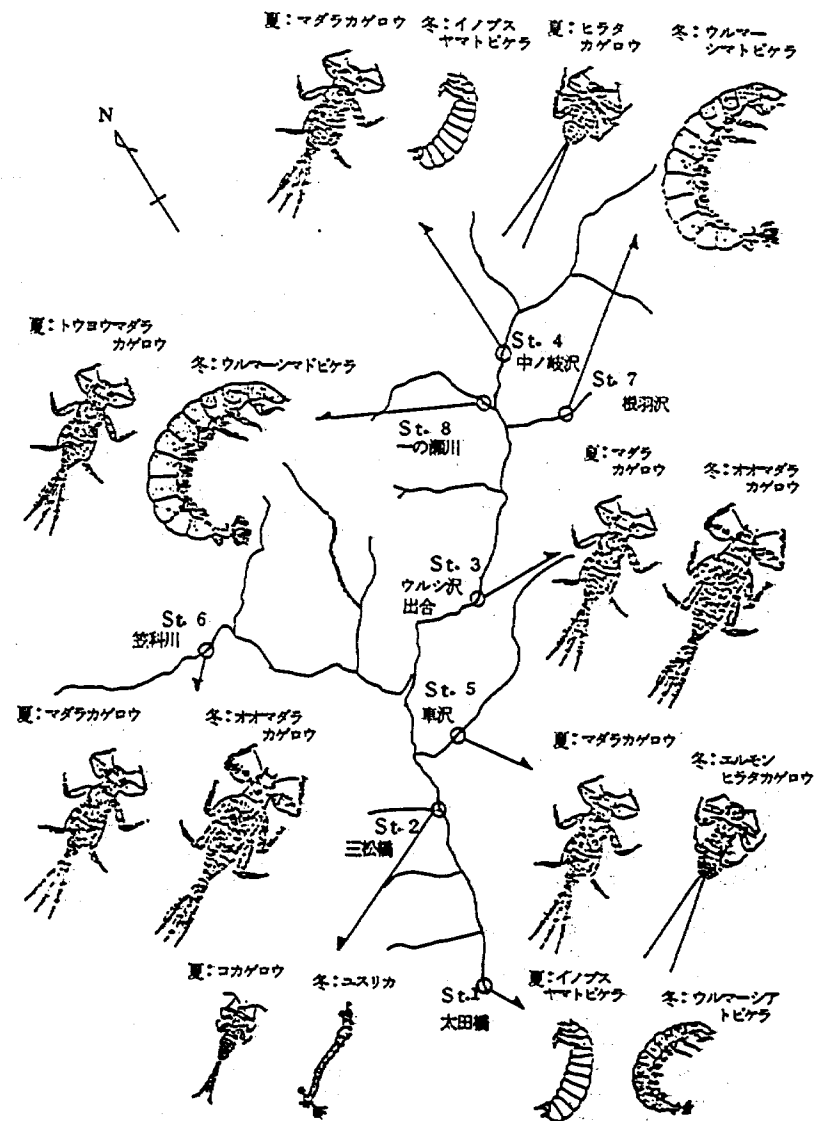


図-4 片品川上流域における水生昆虫測点別優占種
(昭和55年 夏期・冬期)

2.3 付着藻類調査結果

付着藻類の出現種数は40種であり、各測点の平均は17種であった。図-5には測点別優占種を示した。また、沈殿量は $0.8 \sim 22.0 \text{ ml}/100 \text{ ml}$ であり、各測点の平均は $8.4 \text{ ml}/100 \text{ ml}$ である。一般的に日本の河川での沈殿量の一般値は $4.16 \text{ ml}/100 \text{ ml}$ 程度であるといわれている。本調査の結果を見ると、各測点においてばらつきはあるものの、一般的な他の河川と比較して高い値である。また表4には、付着藻類から見た生物学的水質判定結果を示したが、片品川上流域の水質は付着藻類から見ても清冽であるといえる。

表4 付着藻類からみた水質判定結果(昭和55年)

調査地点		1	2	3	4	5	6	7	8
調査項目		太田橋	三松橋	ウレン沢出合	中ノ岐	車沢	笠科川	根羽沢	一ノ瀬川
ベックの生物指数	夏	◎	○	△注	◎	◎	◎	○	○
	冬	◎	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎
サブロビ指数	夏	◎	◎	○	◎	◎	○	◎	◎
	冬	◎	◎	◎	○	○	◎	◎	○

凡例 { ◎…清冽
○…やや清冽
△…汚濁
×…極めて汚濁

注：指数のみで判定すると△となるが、他の項目も考慮に入れると△とはいえない。

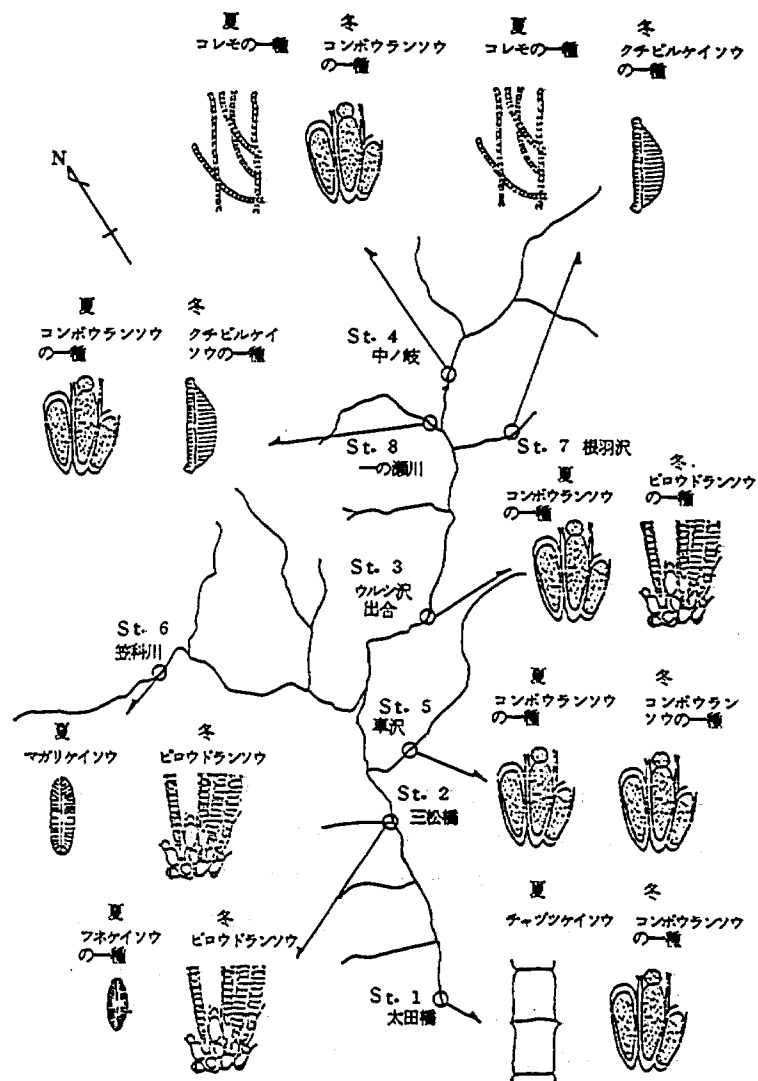


図-5 片品川上流域における付着藻類
測点別優占種(昭和55年夏期・冬期)

2.4 アンケート調査結果

アンケート調査は、「砂防事業における環境問題（魚類・景観）の実態調査」として全国の建設省所管砂防担当工事事務所（31ヶ所）および都道府県（47ヶ所）の計78ヶ所へ郵送した。

回答数は64であり、82%に達した。

(1) 砂防事業における環境問題の特徴

今回のアンケート結果によれば、環境問題の発生があった事務所、都道府県の割合は、魚類に関するものが24.4%、景観に関するものが16.7%であった。

発生した問題について見ると、魚類に関するものでは、砂防施設の設置により魚類が河川を遡上できなくなり、生息域が限定されてくるといふ問題が多い。また、工事段階での濁水の影響も指摘されている。

景観に関するものでは、砂防施設が周囲の自然景観と調和しないといふ問題が多い。また、工事用の資材運搬道路が景観を破壊してしまう問題も多数発生している。

流域で見ると、集水域では景観に関する問題が、流送域では魚類に関する問題の発生が多い。

(2) 環境問題に対する対応策の特徴

魚類に関する環境問題では、魚類の移動に関するものが多かったが、その対応策としては砂防施設に魚道を設置するという方法が一般的である。その効果については、詳しい追跡調査が行なわれた例が少なく、不明な点が多い。工事中の濁水については沈殿池の設置によって、被害を防ぐ方法が採られており、効果ありと回答してきた件数が多い。漁業関係への被害は補償による場合が多いが、その結果については疑問視する意見が多い。また、具体的な対策について慎重な態度を取り、現時点では協議中との回答も多数ある。

景観に関する環境問題では、効果的な対策として構造物の形状や色を周辺の自然環境へ具和感を与えないように変更したり、植生に影響のあ

ったものについては、これを復元するという方法が一般的に実施されている。また、すでに砂防施設が供用段階に入っているため、具体的な対策が行なえず、そのままになっている事例も多い。

(3) ま と め

今回のアンケート調査により、砂防事業の実施とそこに発生する環境問題の実態についてその概要を把握することができた。アンケートの集計を通して感じられたことは、各砂防事業担当者とも自然環境保全に対する関心は高く、自然環境の実態把握、自然環境保全のための効果的な工法の採用等については積極的な姿勢が見られたことである。

しかし、魚類・景観ともに問題として認識はされても、その影響の程度、対策の妥当性に関しての実績のある回答は少なかった。

3. 考 察

3.1 片品川上流域の河川環境の特徴

片品川上流域は、河川形態から見て、典型的な渓流河川である。また、集落も戸倉～鎌田間の本川流路沿いに分布しているが、流入汚濁負荷は、大きくなく、他の地域は殆んど全域森林であることから、水質も清浄である。

さらに、片品川の特徴の一つは、流域の地層が第四紀層からなり、したがって湧水流量が豊かなことである。しかし現状では、この安定した流況を呈しているがため、本川・支川を問わず、盛んに発電用の取水・放水が行なわれている。

こうしたことから、河川水がバイパスされている河川区間では、低湧水時の流量が極度に減少し、魚類をはじめとする水生生物は勿論、下流の吹割溪谷をはじめとする河川景観の名勝等にも多大な影響を与えている。

3.2 片品川上流域の魚類相の特徴

水生生物の生息環境として片品川上流域を見ると、主に水温の条件から、全河川区間をイワナ・ヤマメ域と規定することができる。また、イワナ域とヤマメ域の境界は、一般に夏期の最高水温が13～15℃の地点とされているが、片品川上流域では継続的な水温データが見当たらない。したがって、現地採捕調査および聞き取り調査により、分布種、分布状況を把握した。

その結果、分布種はイワナ・ヤマメ・カジカ・アブラハヤの4種であり、有用魚種として注目すべきものはイワナ・ヤマメである。

イワナは、片品川上流部の大部分に生息しているが、ヤマメは片品川本川を中心に一部の支川に分布に限られるようである。これは、前述のように水温が限定要因となっていると推察される。

聞き取り調査によれば、イワナは本川よりも支川に多く、とりわけ車

沢には多く分布しているようである。一方、笠科川中下流部は、河川に流入する硫黄のため、イワナ・ヤマメは殆んど分布していない。

3.3 砂防事業が魚類に及ぼす影響の検討

一般に、砂防ダム付近の上流部分と下流部分では、ダム建設後の生物相の変化は対称的である。すなわち、上流部分では土砂が堆積していくにつれ渓流性の生物群集の生活範囲は徐々にではあるがせばめられ、下流部分では比較的すみやかに回復する。

片品川上流域の主要分布種は陸封型のイワナ・ヤマメ域であり、アユ、ウナギなどの降海性魚類は分布しないことから、砂防ダムの設置に伴う移動の障害そのものよりも砂防ダム間の距離自体が問題となろう。一般に既成の砂防ダム水域においては、夏に水温が魚の生息を阻止するほどに高くなったり、温水で水が流れない等の物理的条件が働き、大型の魚類の生息は少なくなるとされている。しかしながら砂防ダムと砂防ダムの間に、河川として具備すべき湖と瀬が交互にあるような河川状況が維持されるならば、少なくとも現存している魚類は保護されると思われる。そのダムとダムの間は今までの研究結果から見ると一概にはいえないが、1,000 m程度が境であろう。

また、魚類は砂防事業との関係のみで生息が限定されているわけではなく、他の開発行為等との係わりをも同時に持ちながら生息している。そこで次にイワナ、ヤマメの生息条件と砂防事業を含む開発行為全体との関連について考察した。

(1) イワナの生息条件と保全対策

本種は低水温と落ちこみ型の湖が連続している源流型の河川を好む。とくに産卵期には流れ幅1～2 m程度の小河川へ遡上する傾向が強く、流れ幅4～5 mをこえるような河川ではほとんど産卵しない。以上のような特性のため、分布域は夏期にも低水温の湧水のある河川の源流域に限られる。森林の伐採やそれにとり代わり林道工事などによって、

大量の土砂が堆積するために魚はすみ場を失なう。その変化と同時に魚の餌として重要な水生昆虫などの底生動物が減少する。加えて水面上をおおっていた樹木がなくなり、魚の食物としても重要な陸性昆虫の落下も少なくなり直射日光に長時間さらされることと、保水力の減少から渇水流量の低下をきたす。これらの相乗作用によって、水温上昇をまねき、河床条件や食物条件の悪化も関係してイワナが絶滅してしまった河川は数多く見られる。前述のように、イワナはその分布特性のために中流域や大型河川では種を維持していくことは不可能である。したがって、たとえ伐採等の影響が消えてしまっても、近くに種を維持できる条件を備えた支流や源流が存在しない限りもとの状態にはもどらない。また、たとえそのような条件が与えられていても、滝や堰堤などによって遡上が妨げられ、産卵が行なわれなければ、それより上流は空白のまま残されることになる。こういった絶滅を防ぐためには、森林の伐採など自然破壊の大きなものは慎重に計画されなければならない。たとえば、幾本かの大きな支流を保護区として残すか、あるいは河川の両岸から少なくとも50～100mの幅にわたって河川環境保全林として帯状の樹林を残すなどといった工夫がなされなければならないだろう。

中流域や大型河川に生息するイワナは数は少ないが、一般に大型であり、卵数も多いため、繁殖においては重要な部分を占めている。堰堤や林道の建設によって源流や支流への遡上が不可能となれば、これらの大型個体は繁殖に参加できないことになる。

したがって、たとえば堰堤を建設する場合には、その下流に産卵可能な部分を残すべきである。また、林道を建設する場合には小支流でも暗渠のかわりに橋を建設して遡上を妨げないようにするなど様々な配慮をする必要がある。

以上のように、イワナの保護を中心に河川環境の保全を考えると単に河川環境のみでなく、周辺の森林環境をも勘案した流域環境の保全

と言う視点からの対策が要求される。

(2) ヤマメの生息条件と保全対策

本種はイワナと同じく低水温を好むが、河川の型としてはやや勾配のゆるやかな中流型の部分を好む。源流型の部分でも生きてゆけるが、産卵場所の条件が源流型では満たされにくく、イワナのように繁殖することはできない。産卵は一般に中流型河川の湖尻のトロから瀬への移行部で行なわれる。瀬で行なわれる場合にも、大部分が小さな湖状の部分の湖尻にあたる位置で行なわれる。かなり多くの個体が冬期には下流へ下って生活し、水温の上昇とともに上流や支流へ遡る。イワナと同じく下流へ下った個体には大型個体が出現し、繁殖のときには重要な部分を占める。中流域に堰堤などの遡上を妨げるものがあれば、その下流に生息していたものは、多くの場合夏の高水温に耐えられず死亡したり、あるいは活性が著しく低下して、十分に摂食できず生長が止まるなどの悪影響を受ける。産卵期の遡上性はイワナほど強くなく、しかも大型河川でも産卵するが、稚魚が流れに乗って下流へ下る傾向が強い。そのためある程度上流で産卵できるように配慮しなければ下流へ下り過ぎた稚魚が、本来の生息域へもどる前に渇水や高水温におそわれ、死滅したりする可能性がある。森林の伐採や林道工事、堰堤建設などの際には、イワナ同様の配慮が必要である。

3.4 ま と め

本調査の成果は、大別して以下の3点である。

① 片品川上流域の生息魚類の分布状況、生息環境の把握

成果の概要：片品川上流域は魚相的に見た河川形態区分から言えば、全域がヤマメ・イワナ域であり、その他アブラハヤとカジャの計4種が生息する。

笠科川中、下流域には硫黄を含んだ沢が流入しており、魚類は生息しない。

その他の本川・支川にはほぼ全域に分布するが、イワナは支川に、ヤマメは本川に多い。

現地調査の結果から見て、夏期と冬期の魚類の分布状況に関して大きな差異は見られなかった。

② 全国の砂防事業に伴う環境問題および事業者の問題に対する認識と対応の姿勢の把握

成果の概要：事業者の自然環境保全に対する関心については、一般に高く、環境保全対策についても積極的な姿勢が見られた。しかしながら、魚類・景観ともに影響の程度、対策の妥当性に関する回答は少なかった。

魚類に関する問題は砂防施設（特に砂防ダム）の設置による移動の阻害と生息域の分断等があげられる。対策としては魚道の設置が一般的ではあるが、その効果については疑問視する意見が多かった。

さらに、景観に関するものでは、砂防施設（特に砂防ダム）の設置による自然景観との不調和が特筆され、国立、国定公園内での発生が多いようである。その対策としては構造物の形状や色の変更および植生の復元という方法がとられているが、供用段階に入っているものについては一般に対策は、とられていない。

③ 全国の河川（砂防）事業に伴う環境影響に関する調査事例の整理とまとめ

成果の概要：河川事業が自然環境とりわけ魚類に及ぼす影響についての調査研究事例は少なくない。しかし、そうした事例の多くはハイダム・堰・河川敷整備などの大規模な河川事業に伴って実施されている。魚種についてみればアユを対象としたものが圧倒的に多く、その他ではウナギ、サケ、マスなどが調査されているにすぎない。

したがって、砂防事業が渓流性魚類を中心とした自然環境に及ぼす影響について調査研究された事例は少ないが、こうした中から砂防事業（特に砂防ダム）における渓流性魚類への保全対策をまとめると次のようになる。

- ① 砂防ダムの間隔は1,000mを目安とする。
- ② 砂防ダムの下流には産卵可能な場所を残す。
- ③ 幾本かの大きな支流は保護区として残す。
- ④ 河川から50～100mの幅にわたって、河川環境保全林として帯状の樹林を残す。

3.5 今後の検討課題

本調査の最終的な狙いは、自然環境（とりわけ魚類・景観）と調和のとれた砂防事業のあり方を具体的に提案することである。

この場合、具体的とは、自然環境への十分な配慮がなされた各種工法ならびに保全対策を意味する。こうした工法・対策を列記すれば次のようになろう。

- ① 砂防ダム等の設置に伴う突効ある魚道の設置
- ② 維持・管理コストの低廉な魚道の構造の検討
- ③ 魚巢・隠れ場となる根固ブロックの構造、設置位置の検討
- ④ 景観上異和感のない砂防ダムの形状等の検討
- ⑤ 親水護岸の検討

以上、5項目のテーマはいずれをとっても簡単に結論が下されるものではない。その理由はいくつかあるが、大きくまとめると次の3点であらう。

- ① 淡水魚類とりわけイワナ・ヤマメを対象とした保全対策の事例が極めて少ない。その為、仮に失敗例でも蓄積されれば、そこからの反省点を踏まえて、より改善された対策をとることも考えられるが、そうした調査・研究さえ容易ではない。

- ⑤ 魚類を中心とした河川生態系の把握を担当する生態学の分野で、イワナ・ヤマメが生息する渓流域での研究が充分とはいえない面があり、したがって、現況の詳細な把握でさえも容易ではない。
- ⑥ 景観については、個人の価値基準に差異があるように評価も分かれており、万人が常時満足する景観というイメージは具体化しにくい。

このような困難が予想されるが、今後とも河川管理者は、①～⑥のテーマの実現へ向けて、長期にわたる地味な努力が要望されると考えられる。そのためには、具体的な調査方法として次の3方法が有効であろう。

- ① 積極的な既往事例の収集、学識経験者、地元漁民との交流、意見交換を開始・継続する。
- ② 「砂防事業環境調査要領」（仮称）を作成し、全国レベルでの同一手法による調査を実施し、それらの成果の蓄積により経験的（帰納的）に現在の砂防事業が環境に与える影響の実態を詳細に把握する。
- ③ モデル区間（例えば、片品川上流域の場合、車沢の一定区間）を設定し、区間内に生息するイワナの生態の詳細を観察し、行動パターンなど保全対策の基礎資料として必要な情報を蓄積する。

設計・施工の問題

一能郷谷第3砂防ダムの計画・設計上の問題点一

久 世 義 照

1. 流域の概要

能郷谷は能郷谷白山東南の尾根 1,491 m にその源を発し、平均 1,000～1,200 m のほぼ南北に連なる尾根に囲まれて南南東方向に流下し、根尾村能郷地先で掛斐川左支根尾川（西谷川）に合流する流域面積 20.1 km²、流路長 8.5 km の羽状形流域である。

本流域の地質の大部分は秩父古生層に属し、粘板岩、チャートを主とするが砂岩、輝緑凝灰岩、石灰岩をはさんでいる。そして、これらは多くの断層によって切られ、その破砕帯付近の岩石は圧砕されて崩壊を起こしやすい傾向がある。また本流域最上流部の白山はきわめて節理に富み、崩壊を起こしやすい花崗岩緑岩が広く分布しており侵食が活発であり土砂の供給源となっている。

当流域は昭和40年9月15、16日の集中豪雨により白山を中心に流域の各所に大規模な崩壊を発生し、本流および小支流を土石流として流下し、河道を埋没した。これらの崩壊地は10数年経過した現在、拡大量は比較的小さく、自然回復が進んでいることを示している。しかし、現在山腹残土量、現河床堆積の流出および流域が崩壊を起こしやすい地質であることから昭和40年のような大規模崩壊も考えられ、これに対して砂防計画が立てられている。

昭和40年の大崩壊時に土石流として、河道に流出した土砂は数百万 m³ のオーダーといわれ能郷谷を埋没した。能郷谷には昭和40年以前から4基の砂防ダムがあり、大部分の流出土砂はこれらにより抑制されている。土砂の堆積状況は図-1.1に示すとおりである。

昭和40年災害後に上流部に第1、第2砂防ダム2基とこの下流砂防ダムと金洞ダムの第1～第8の間に8基の床固工が施工され、河床堆積物の移動防止および流出土砂の調節を行なっている。2基の砂防ダムのうち下流の第1砂防ダムは昭和51年9月の洪水により満砂したが、第2砂防ダムは、未満砂のまゝである。第1砂防ダムの下流区間で河床低下現象がみられる。第1砂防ダム金洞ダム間は未調査であるが金洞ダム～門原ダム間ではS.50～S.52の2年間に平均72cmの低下を示している。河床低下による床固工等の被害もみられ何らかの対策が必要とされている。また門原ダム～礼能ダム間は平均83cmの上昇を示している。

区 分	堆積深
最上流部	1～2m
上流部	4～6m
中流～下流	6～7m
移合流点	10m
根尾川合流点	3m

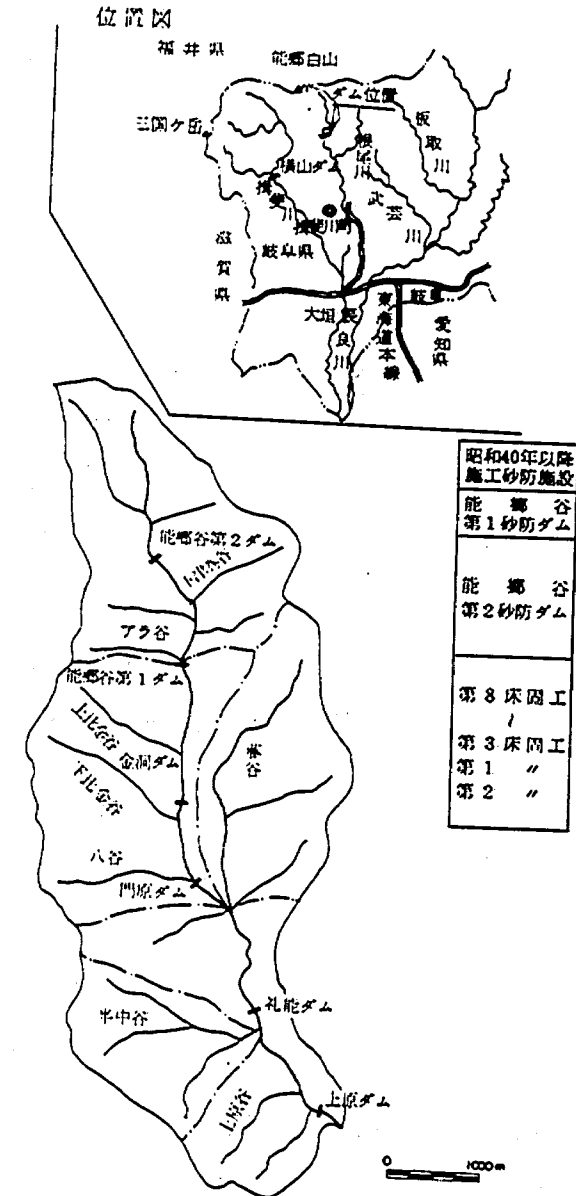


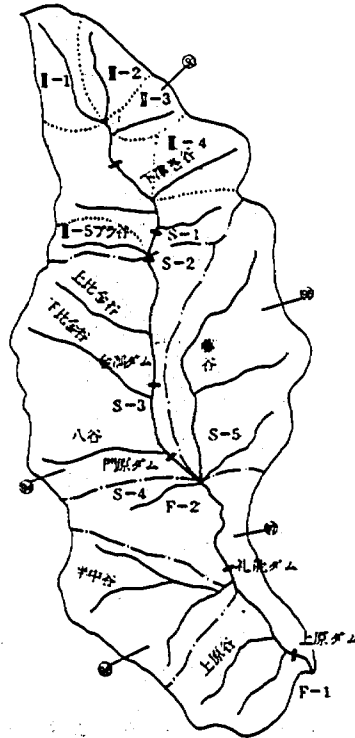
図-1.1 流域概要(1:60,000)

2. 砂防計画

2.1 流域諸元

(1) 流域分割

能郷谷流域の流域分割および流域面積・標高差等の諸元を図-2.1に示した。



⑤ 流域の分割

流域	流域面積	
	km ²	A/ΣA
I-1	0.925	17.5%
I-2	0.650	12.2%
I-3	0.425	8.0%
I-4	0.925	17.5%
I-5	0.488	9.2%
残流域	1.887	35.6%
計	5.3	100.0%

凡例

F: 基準点

S: 補助基準点

流域分割	流域面積	標高差 H	流路長 L	起伏比 H/L	平均標高	谷密度	地質	流域次数
93	5.3km ²	1,011m	3,600m	0.2808	985.5m	0.6792	砂岩	Ⅰ
94	5.1	781	3,000	0.2603	690.5	0.5882	"	"
95	3.6	840	3,900	0.2154	780.0	1.0833	"	"
96	2.3	741	2,200	0.3368	630.5	0.9565	"	"
97	3.8	770	3,000	0.2567	615.0	0.7895	"	Ⅰ

図-2.1 流域分割

(2) 基準点、補助基準点の高水流量

また図-2.1に示した補助基準点(S-1~S-4)、基準点(F-1~F-2)の各点における計画高水流量を合理式により算出した結果を表-2.2に示した。

計算方法は指針に従い次のとおりとした。

① 洪水到達時間(Rzihaの式)

$$W = 72 \left(\frac{H}{L} \right)^{0.6} \quad (2.1)$$

$$T = \frac{L}{W}$$

W: 洪水到達速度 (km/h)

H: 標高差 (m)

L: 水平距離 (m)、 $T = \frac{L}{W}$ では、L: km

T: 洪水到達時間 (h)

② 降雨強度(飯塚の式)

$$r = \frac{Ct}{100} \times R_{24} \quad (2.2)$$

$$Ct = \frac{34.710}{T^{1.35} + 1.502}$$

r: 降雨強度 (mm/h)

R_{24} : 24時間雨量 (mm/day) $R_{24} = 609.9 \text{ mm/day}$

③ ピーク流出量(ラシオナル式)

$$Qp = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A \quad (2.3)$$

Qp: ピーク流出量 (m³/s)

f: 流出係数 $f = 0.8$

A: 流域面積

④ 確率日雨量

確率日雨量は黒津観測所のデーターをもとに岩井法により求めた表-2.1の値を採用し、計画高水流量は、100年確率を対象とした。

表-2.1 確率日雨量(黒津)

確率年	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	200	300
日雨量 (mm/day)	100	346	420	465	499	525	547	565	582	597	610	700	750

表-2.2 計画高水流量

基準点	流域	流域面積 A (km ²)	高差 H (m)	流路長 L (m)	洪水到達時間 T (h)	降雨強度 (mm/h)	計画高水流量 (m ³ /s)
S-1	峡の一派	3.9	904	3,600	0.10	139.7	125
S-2	〃	5.3	1,011	3,600	0.11	139.7	165
S-3	〃の一部	8.0	1,120	5,100	0.23	137.8	246
S-4	〃	10.0	1,170	6,100	0.31	136.2	332
S-5	〃	3.6	840	3,550	0.12	139.7	112
F-1	能郷谷全流域	20.1	1,280	9,380	0.43	133.6	597
F-2	〃	14.0	1,200	6,630	0.31	136.2	423

2.2 昭和40年災害

昭和40年9月本州南岸に停滞していた秋雨前線は13日夜より北上し、マリアナ群島付近に発生した台風第24号に刺激され活動が活発となり同月14日～15日にかけて、岐阜・福井県境能郷白山を中心として総降雨量1,000mmに及ぶ局地的な集中豪雨を降らせ、掛斐川上流部に昭和36年、昭和34年に次ぐ大洪水をもたらした。掛斐白山を中心とする水源山地の荒廃は著しく山腹崩壊、岸欠壊によって発生した異常な土砂は洪水とともに流下し、家屋、農地を流失、埋没させ、道路を寸断し徳山村および根尾村、藤橋村の一部を孤立させ、当地域未曾有の災害をもたらした。

この災害により能郷谷流域に発生した土砂量はその後の調査の結果、表-2.3のように推定されている。

表-2.3 発生土砂量

No.	流域名	流域面積 km ²	合計								推定値		
			崩壊箇所数	崩壊面積	崩壊土量	残土量	崩壊箇所数	崩壊面積	崩壊土量	残土量	崩壊箇所数	崩壊土量	残土量
93	本流上流	4.13	110	310,400	1,070,100	74,800	15	40,800	130,700	2,600	269,600	939,400	72,200
94	〃中流	6.79	141	364,520	1,412,820	152,400	44	194,970	825,220	85,300	168,550	567,600	67,100
95	〃下流	3.00	73	147,445	442,285	34,470	24	60,405	109,405	3,350	87,040	332,860	31,120
小計		13.92	324	822,365	2,925,185	261,670	83	296,175	1,065,325	91,250	526,190	1,869,860	170,420
96	半中谷	2.34	51	23,660	66,590	7,830	9	3,650	3,950	0	20,010	62,640	7,830
97	本流下流	3.89	57	131,700	547,450	14,400	10	9,950	34,050	500	121,750	523,400	13,900
小計		6.23	108	155,360	614,040	22,230	19	13,600	38,000	500	141,760	586,040	21,730
合計		20.15	432	977,725	3,539,225	283,900	102	309,775	1,098,325	91,750	667,950	2,445,900	192,150

2.3 計画流出土砂量

計画流出土砂量は図-2.2のフローチャートに従い算出した。

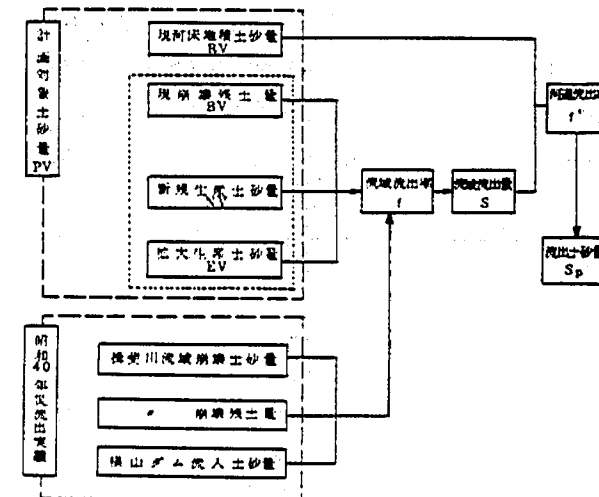


図-2.2 計画流出土砂量算出フローチャート

(1) 計画対象土砂量

計画対象土砂量のうち、現崩壊残土量、現河床堆積土砂量は昭和40年災害以後の調査で推定された量をそのまま用い、新規生産土砂量については、将来昭和40年災害と同規模の崩壊が発生する可能性があるものと考え、昭和40年災害の全崩壊土量を用いた。

拡大生産土砂量については近傍の崩壊地の崩壊土量と拡大生産土砂量との関係図(図-2.3)を用いて算出した。

計画対象土砂量の計算結果を表-2.4に示した。

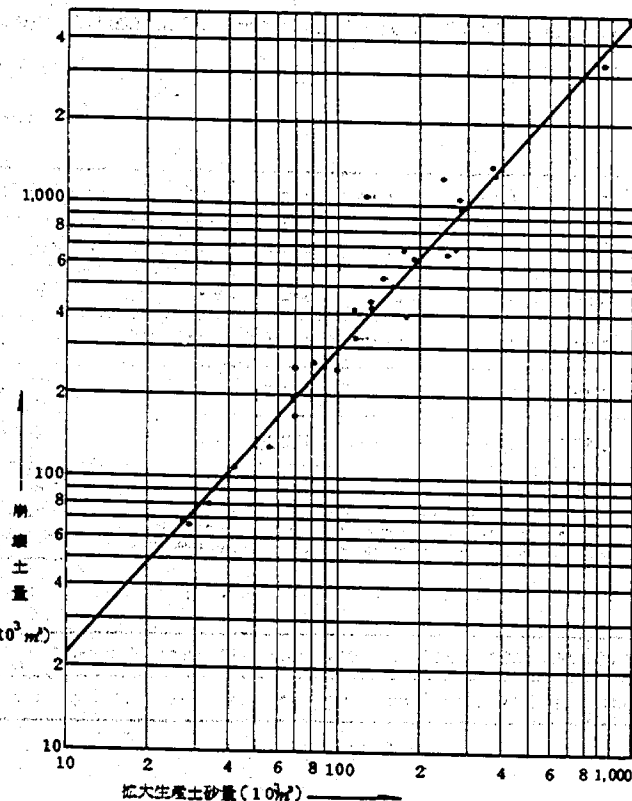


図-2.3 崩壊土量-拡大生産土砂量

表-2.4 計画対象土砂量

流域区分	現河床堆積土砂量 RV ($10^3 m^3$)	流域における土砂量				計画対象土砂量 RV ($10^3 m^3$)
		現崩壊残土量 BV ($10^3 m^3$)	新規生産土砂量 NV ($10^3 m^3$)	拡大生産土砂量 EV ($10^3 m^3$)	小計 ($10^3 m^3$)	
93	1,190	75	1,070	320	1,465	2,655
94	2,622	152	1,413	400	1,965	4,587
95	619	34	442	145	621	1,240
96	220	8	67	27	102	322
97	1,184	14	547	175	736	1,920
計	5,835	283	3,539	1,067	4,889	10,724

(2) 流出率

掛斐川流域では昭和40年災害により崩壊し流下した土砂は昭和39年しゅん功の横山ダムに堆砂した。この横山ダム堆砂を6次谷貯留量、そして崩壊残土量を0次谷貯留量とし、谷次数-貯留率の関係が図-2.4のような片対数グラフにおいて直接関係があると仮定して各次数毎の貯留率、流出率(貯留率-流出率)を求めた。図-2.4から読みとった貯留率、流出率を表-2.5に示した。

種 別	数 量	貯留率の計算
流域面積	471 km ²	0次谷貯留率 = $\frac{4.615}{28.185} = 0.16$
全流域土砂量	28,185 (10 ³ m ³)	
全残土量	4,615 (10 ³ m ³)	6次 " = $\frac{28,185 - 2,837}{28,185} = 0.90$
横山ダム流入土砂量	2,837 (10 ³ m ³)	

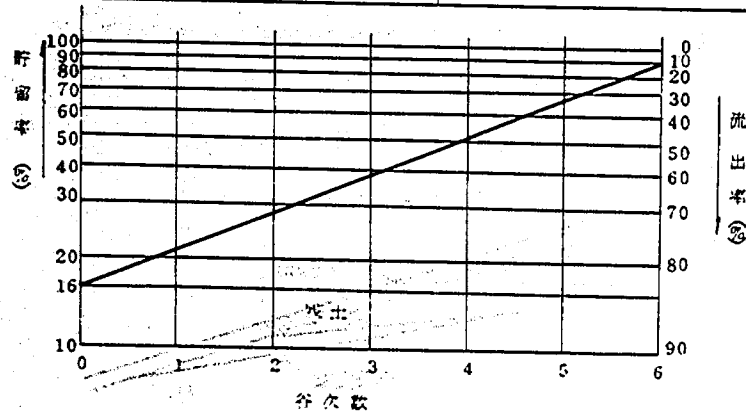


図-2.4 貯留率-谷次数グラフ

表-2.5 貯留率および流出率

谷次数	流 域		河 道		備 考
	貯留率 α	流出率 Γ	貯留率 β	流出率 Γ'	
0	0.16	0.94	—	—	$\beta = \alpha_{n+1} - \alpha_n$ n : 次数 $\Gamma = 1 - \alpha$ $\Gamma' = 1 - \beta$
1	0.21	0.79	0.05	0.95	
2	0.28	0.72	0.07	0.93	
3	0.38	0.62	0.10	0.90	
4	0.51	0.49	0.13	0.87	
5	0.68	0.32	0.17	0.83	
6	0.90	0.10	0.22	0.78	

(3) 計画流出土砂量

今回の計画対象区域である本流上流域(⑨)について流出土砂量の計算を行ない、その結果を表-2.6に示した。表-2.6においては⑨流域内の各小流域での土砂の生産は平均的に行なわれるものと考え、表-2.4の流域における土砂量(BV + NV + EV)を流域面積で除した値を平均的土砂生産率とした。

表-2.6 流出土砂計算表(No.93流域)

区 分	流域面積 (km ²)	生産率 (10 ³ m ³ /km ²)	流域計画対象土砂量 PV (10 ³ m ³)	流出率	流域流出土砂量 S (10 ³ m ³)	10 ³ m ³ /km ²
小流域	I-1	0.925	276.4	0.72	184.1	199
	I-2	0.650	"	"	129.4	"
	I-3	0.425	"	"	84.6	"
	I-4	0.925	"	"	184.1	"
	I-5	0.488	"	"	97.2	"
残流域	1.887	"	521.8	0.79	412.3	218
計	5.3		1,465		1,091.7	
河 道	流出土砂量 $S_p = (S + RV) \Gamma'$ $= (1,091.7 + 1,190) \times 10^3 \times 0.9 = 2,053.5 \times 10^3 \text{ m}^3$ 生産率 $= \frac{S_p}{A} = 387 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{km}^2$					

2.4 許容流砂量

許容流砂量は、計画基準点から下流河川に対して無害かつ必要な土砂として流送すべき量であり、流水の掃流力、流出土砂の粒径、河道の状況を考慮して定め基本的には (m/sec) の単位で表わされる性質のものと思われる。しかし、当計画では (m/flood) の単位で表現し、計画高水ハイドロを決定し、これの3%と決定した。

土砂濃度の検討にあたっては Brown の流砂公式を用いた。これから補助基

準点S-2の許容流砂量(S_a)を求めると次のようになる。

$$1 \text{ flood の洪水量 } \Sigma Q = 2 Q_p T$$

Q_p : 計画高水流量 (m^3/s)

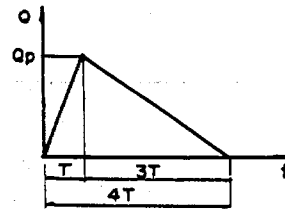
T : 洪水到達時間 (s)

$$\Sigma Q = 2 \times 165 \times 0.11 \times$$

$$3,600 = 130 \times 10^3 m^3$$

$$\text{許容流砂量 } S_a = \Sigma Q \times 0.03$$

$$= 4 \times 10^3 m^3$$



3. 砂防施設計画

3.1 砂防ダムの整備量

砂防ダムの整備量(C)は図-3.1に示すように調節量(A)および抑制量(B)の和で表わされる。

$$\text{整備量(C)} = \text{調節量(A)} + \text{抑制量(B)}$$

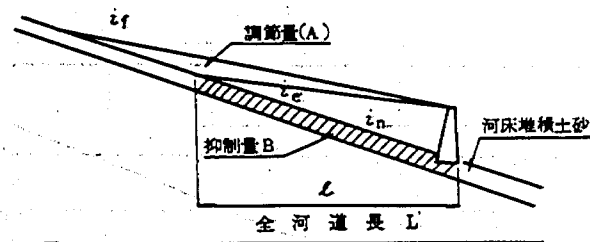


図-3.1 砂防ダムの整備量

(1) 調節量

図-3.1に示した平衡河床勾配 $z_e = \frac{2}{3} z_n$ とした。また洪水勾配 i_f は門原ダムで観測された洪水勾配 $i_f = \frac{4}{5} i_n$ を用いた。

(2) 抑制量

抑制量は全河床堆積量を抑制長の比で配分するものとした。

$$\text{抑制量 B} = \text{全河床堆積量} \times \frac{L}{L}$$

3.2 既設砂防施設による土砂整備状況

⑧流域には、能郷谷第1、第2砂防ダムの他に図-3.2に示したような他官庁の施工した治山あるいは砂防施設が存在する。これら施設の土砂整備量を3.1項の方法で算出したものを表-3.1に示した。

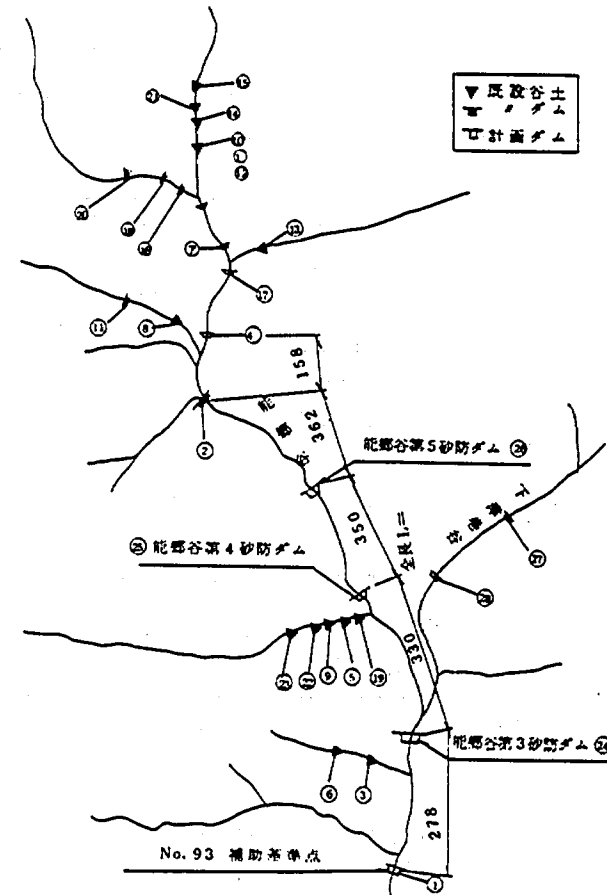


図-3.2 ⑧流域の治山、砂防施設 S=1:10,000

表-3.1 既設の砂防施設の整備量

図面 対象番号	名 称	高 (m)	長 (m)	調節量 A (m ³)	抑制量 B (m ³)	整備量 A+B (m ³)	備 考
1	ダ ム	17	111	34,800	223,800	258,100	直轄能1
2	"	15.5	91	9,600	127,200	136,800	" 2
3	谷 止	5	18		500	500	他官庁
4	ダ ム	10	56	1,300	11,200	12,500	"
5	谷 止	7	34		1,700	1,700	"
6	"	6	17		700	700	"
7	ダ ム	8	38.5	600	4,900	5,500	"
8	谷 止	6	23		700	700	"
9	"	7	28.5		1,400	1,400	"
10	ダ ム	8	37	200	2,300	2,500	"
11	谷 止	7	32		1,400	1,400	"
12	ダ ム	8	43.5	600	5,600	6,200	"
13	谷 止	6	24		800	800	"
14	"	7	34		1,600	1,600	"
15	"	7	29		1,400	1,400	"
16	ダ ム	11	48	800	10,100	10,900	"
17	"	7	68	800	6,700	7,500	"
18	"	10	44	600	7,700	8,300	"
19	谷 止	4	18		300	300	"
20	ダ ム	7	27	200	2,300	2,500	"
21	谷 止	4	33		500	500	"
22	"	6	19		700	700	"
23	"	6	15.5		600	600	"
計						463,100	

現状での土砂収支を示すと図-3.3のとおりで、補助基準点S-2の流出土砂量 $S_p = 1,818.6 \times 10^3 m^3$ となり許容流砂量 $S_a = 4 \times 10^3 m^3$ を大巾に上まわっている。

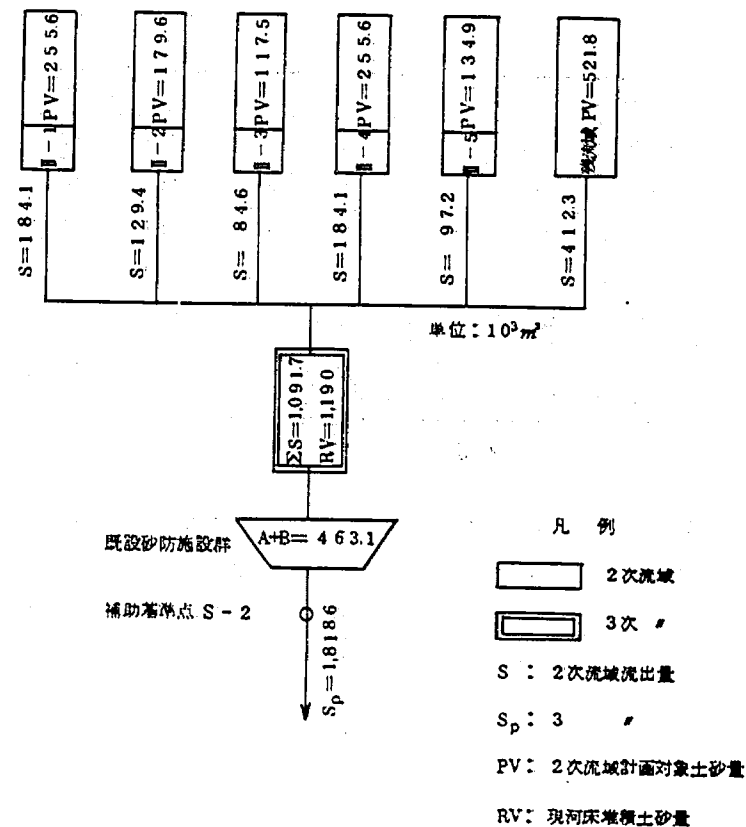


図-3.3 既施設による土砂収支

3.3 砂防施設配置の比較検討

今回砂防ダムが計画されるのは本流能郷第1～第2砂防ダム間と下津巻谷である。本流について砂防ダムの基数をかえて上砂の整備効率（ダムコンクリート1㎡あたりの整備土砂量）を比較した結果を表-3.2、図-3.4に示したが、この図からダム高 $H=16\text{ m}$ 、3基設けた場合が最も効率的であると考えられるので、ダムの配置を $H=16\text{ m}$ 、3基とした。

表-3.2 土砂整備効率の比較

ダム基数	ダム形状	堤頂長	コンクリート (10^3 m^2)	コンクリート計 (10^3 m^2)	調節量 (10^3 m^3)	抑制量 (10^3 m^3)	整備量 (10^3 m^3)	整備率 (10^3 m^3)
5		135	13.6	56.8	9.6	205.3	957	16.8
		100	10.1		23.4	205.3		
		130	13.1		51.8	161.0		
		100	10.1		20.4	120.8		
		98	9.9		12.9	146.5		
8		135	22.0	54.3	77.5	265.7	1,057.4	19.5
		100	16.3		80.9	281.8		
		98	16.0		60.0	291.5		
2		155	63.4	135.0	300.2	467.0	1,355.6	10.0
		175	71.6		206.4	372.0		

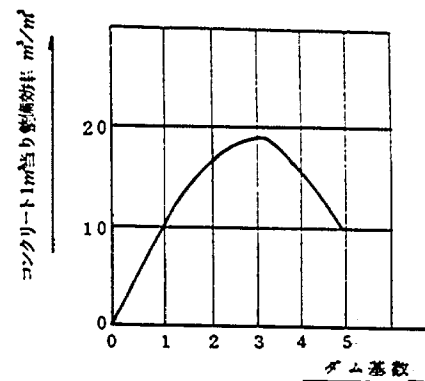


図-3.4 土砂整備効率

下津巻谷においても同様の検討から $H=15\text{ m}$ 、2基とした。

3.4 土砂整備計画

本流第1～第2砂防ダム間に3基、下津巻谷に2基の砂防ダムを配置した場合の土砂整備量を表-3.3、このときの土砂収支を図-3.5に示した。

表-3.3 土砂整備計画

図面 対象番号	名称	高 (m)	長 (m)	調節量 A (m^3)	抑制量 B (m^3)	整備量 A+B (m^3)	摘要
24	能3ダム	16	147	77,500	265,700	343,200	
25	〃4ダム	16	160	80,900	281,800	362,700	
26	〃5ダム	16	150	60,000	291,500	351,500	
27	下津巻1ダム	15	40	1,000	3,600	4,600	
28	〃2ダム	15	40	1,000	3,600	4,600	
計						1,066,600	

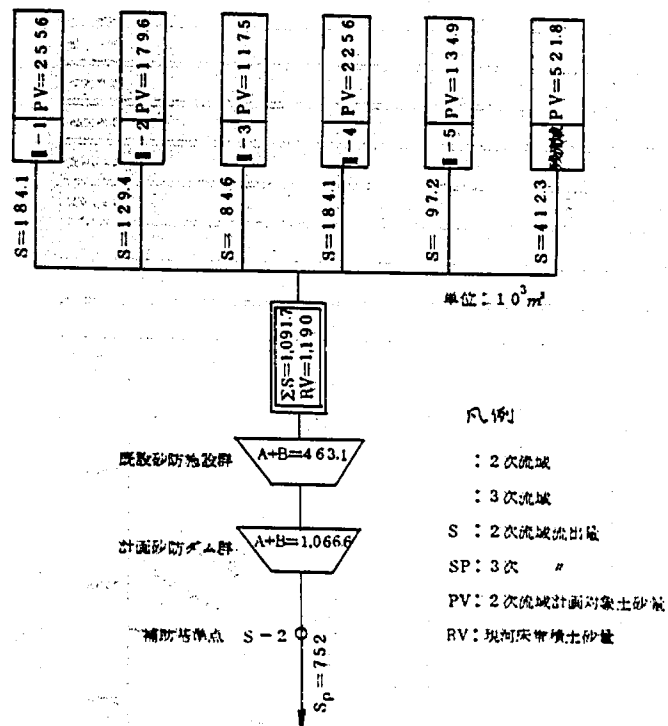


図-3.5 計画ダム群による土砂収支

S-2の許容流砂量 $S_a = 4 \times 10^3 m^3$ とすると、さらに $748 \times 10^3 m^3$ の超過土砂量がある。この超過土砂量については今後の他官庁の治山事業と直轄事業によって対処していかなければならない。

4. 現況流域の特性

4.1 土砂の流下形態

能郷谷は柿氏が指摘されているように休眠性河川といわれるもので、昭和40年9月に土石流となって大量の土砂が流出した後は、土砂は掃流形態で流

下されるが、その量は少ない。昭和51年9月には日雨量 $R = 338 mm/day$ (確率10年相当) を記録し、この時第1砂防ダムは満砂したが、これは昭和40年土石流の堆積物が再移動したもので、上流からの土石流等による土砂の流出はほとんどみられなかった。こうした流出土砂の少ない状態は今後数10年あるいは百数10年もつづくものと考えられるが、本流域の崩壊しやすい地質からすると、数10年あるいは百数10年に1回の割合で発生する大崩壊および土石流の危険性はまぬがれない。

したがって本流域の砂防計画にあたっては、流出土砂の少ない平時および数10年～百数10年に1回大量の土砂を流出する土石流の両方を満足するように考慮しなければならない。

4.2 ダム下流域の河床変動

(1) 河床変動調査

能郷谷の河床変動調査は昭和32年、昭和40年の航空写真による空中横断および昭和50年、昭和52年の地上測量の計4回が実施された。昭和50年、昭和52年間の河川縦断を図-4.1に示したが、金洞ダム～門原ダム間では河床低下現象を(写真参照)、門原ダム～礼能ダム間では逆に河床上昇現象を示している。これらの河床低下、上昇は平均でそれぞれ $-72 cm$ ($-23.630 m$)、 $+83 cm$ ($138.018 m$) と推定される。

現在、能郷谷第2、アラ谷、藤谷第1砂防ダムは未満砂であり、この様な状況から判断して砂防ダムによる流出土砂のカットが河床低下の原因となっているものと考えられる。

門原ダム～礼能ダム間が堆積区間となっているのは、能郷谷第1ダム～内務省ダム間で洗掘された土砂及び藤谷合流点近くの流出土砂によるものと考えられる。

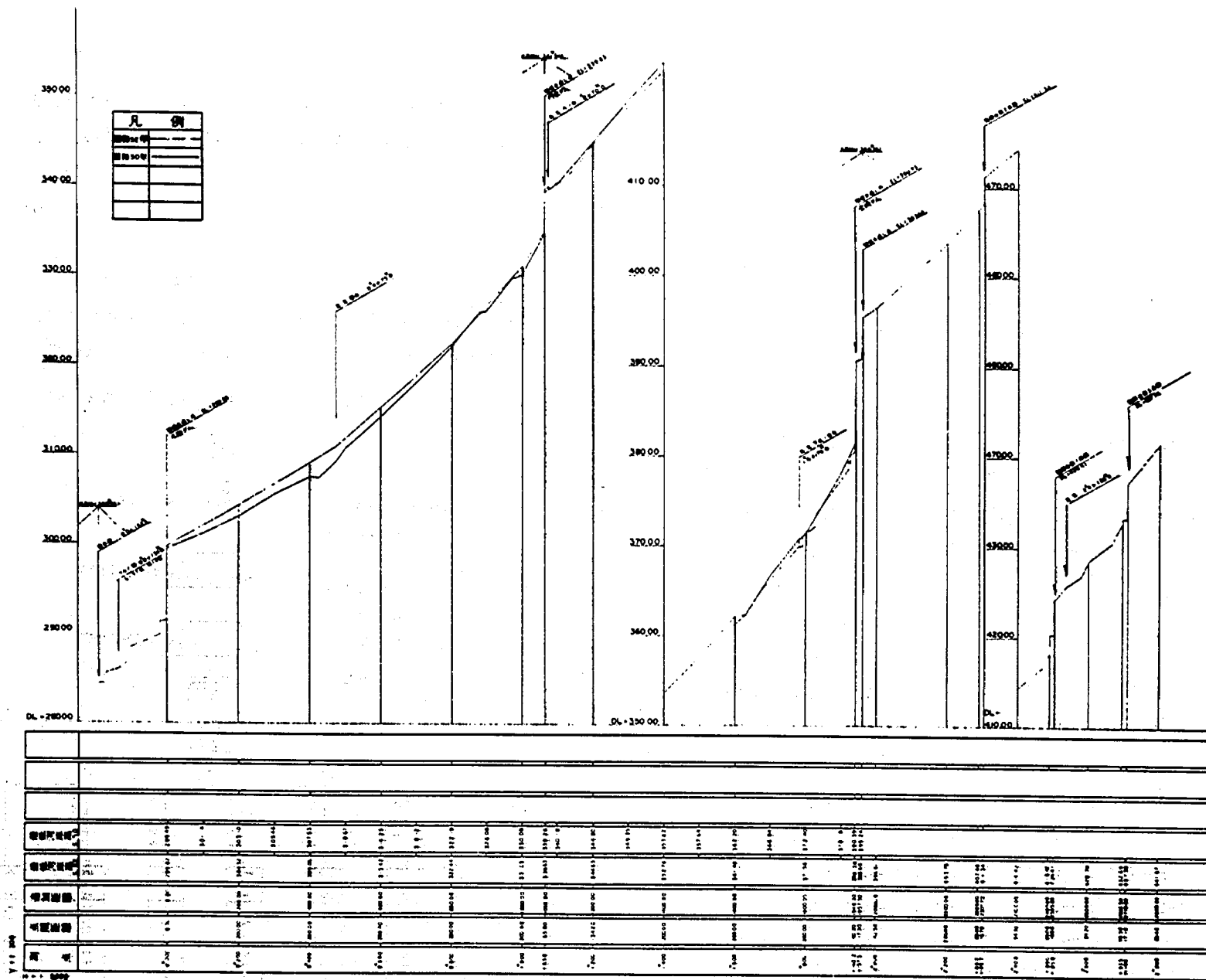


图-4.1 河 床 縱 断

(2) 河床変動量の推定

ダム等で流出土砂がカットされた場合、その直下流は静的安定勾配になるまで河床低下するものと考えられており、能郷谷第1ダム～門原ダム間はこの現象であると考えられる。

① 平衡勾配

平敷勾配を(4.1)の物部の式によって求めた結果、表-4.1のとおりとなった。

$$i = I_0 e^{-\frac{C'}{2}x} + \frac{C'}{6} h_0 e^{-\frac{C'}{6}x} \quad (4.1)$$

i : 静的平衡勾配

x : 始点からの距離 (km)

C' : Sternbergの摩耗係数 (km^{-1})

河床材料調査から求めた。

I_0 : 始点のエネルギー勾配

h_0 : 始点の水深 (km^{-1})

表-4.1 河床勾配表

区 間	平衡勾配	現河床勾配	備 考
礼籠ダム～門原ダム	1/27	1/32	河床は堆積を起す
門原ダム～金剛ダム	1/22	1/22	" 現状のまゝ
金剛ダム～能郷第1ダム	1/18	1/13	" 低下を起す

② 砂防施設完成後の下流域の河床低下

⑨流域砂防ダムを建設して上流からの土砂をカットした場合、表-4.1に示すように能郷谷第1砂防ダム直下流ではさらに河床低下を生ずると考えられる。⑨流域に計画された砂防ダムは数10年～百数10年に1回発生する土砂を対象としたもので、その貯砂量も表-4.2に示すように多

く、平時の流出土砂の少ない本流域では長年月を要する。

表-4.2 計画砂防ダムの貯砂量

ダム名	能郷第2	能郷第3	能郷第4	能郷第5	下津第1	下津第2	計
貯砂量(10^3 m^3)	8.8	184.0	163.6	88.9	10	10	465.3

能郷谷の年平均比流砂量 q_B は能郷谷第1砂防ダムの堆砂例でみると

$q_B = 2,000 \text{ m}^3/\text{km} \cdot \text{年}$ と推定され、これからすると以下に示すように約40～50年間は⑨流域の土砂はダムによりカットされる。

$$q_B = \frac{Q_B}{T \cdot A}$$

q_B : 年平均比流砂量

Q_B : 第1砂防ダム堆砂量 41,500 m^3

T : 完成から満砂までの期間 4年

A : 流域面積 5.3 km^2

$$q_B = \frac{41,500}{4 \times 5.3} \approx 2,000 \text{ m}^3/\text{km} \cdot \text{年}$$

計画砂防ダム $Q_B = 465,300 \text{ m}^3$ が満砂に要する期間 T' は

$$T' = \frac{465,300}{2,000 \times 5.3} \approx 45 \text{ 年}$$

下流域はダムにより土砂をカットされることにより40～50年の長期にわたり河床低下を生ずるものと考えられ、既設の床固工等の流路工に支障をきたし好ましくないと思われる。

5. オープンダムの検討

5.1 オープンダムの必要性

前節までに述べたとおり、能郷谷は数10年あるいは百数10年に1度大崩壊

を起し、多量の土砂を流出する休眠性河川である。したがって砂防計画においては、調節・抑制土砂量の大きい大型砂防ダムを設ける計画となり、ダムが満砂するまでの間の直下流域の河床低下が問題となる。

このダム直下流域の河床低下を防止するには、流出土砂の少ない平年時にも下流へ土砂を供給できるような、オープンダムタイプが望まれる。オープンダムとした場合、下流域の河床低下防止を含め次に示す効果があり、休眠性の能郷谷流域に設けるには適していると思われる。

- ① ダム直下流域の河床低下防止
- ② 満砂期間の延長：オープンダムは開口部を大きくすることにより、平年流出土砂を下流へ供給して砂防ダムの堆砂の進捗を遅らせる。この満砂期間の延長により生ずる未満砂容量を、砂防ダムの調節容量として有効に利用できる。
- ③ 流出土砂の調整効果（ふるい分け効果）：オープンダムの土砂の調整効果（ふるい分け効果）は、アウリッキーによれば2～3基設けることにより期待できるとしている。これにより、砂防ダム下流の流路工において、水路の限界掃流力以上の粒径の流下を防止し、水路の極部的な河床上昇等の現象を未然に防止できるものと思われる。

5.2 オープンダムの分類

砂防ダムの調節能力の増加あるいは下流への土砂の供給のために大きな開口部をもったダムの総称としてオープンダムの宮集が用いられているが、機能上および型式上から分類すると図-5.1のように分けられる。

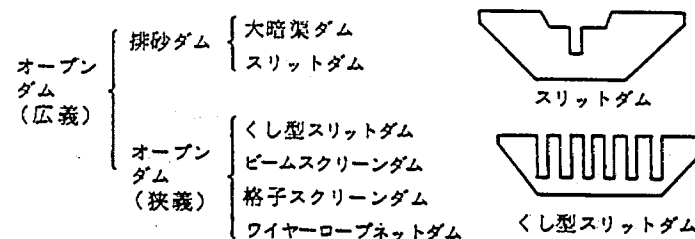


図-5.1 オープンダムの分類

排砂ダムとオープンダムでは次に示すような機能的なちがひがある。

① 排砂ダム

排砂ダムは大洪水時に流水をせき上げて背水部終端で掃流力を減少させて、上流から送流して来た土砂を堆砂させるものである。堆砂は、背水末端から開始して次第にダム近傍へ進行する。この時点では浮遊砂を除いて送流されて来たほとんどの土砂が堆積し細粒砂も含まれているものと考えられる。

その後平年出水（中小洪水を含む）時は流量はせき上げることなく、したがって掃流力を減少させることなく暗渠、スリットから流下する。この時貯砂池内に堆積している土砂のうち比較的細粒分から流下して貯砂能力を回復する。この結果、排砂ダムは調節機能と砂レキ質の調整機能を果たす。

② オープンダム

くし型スリットダム、格子スクリーンダム等を代表とするオープンダムの場合には、中小洪水を問わず流水をせき上げることがなく、流水は掃流力を低下することなしにダムを通過するもので土砂もほとんどそのまま流下され、オーバーサイズの粗石が流下して来た時のみスクリーンが閉塞し堆砂が進行する。したがって、スクリーンサイズを適切にすることにより流下する先端に巨れきをもつ土石流時のみ堆積し、それ以外の場合はほとんど堆砂しないようにすることが可能である。

また、土石流で堆砂後、スクリーン前面の巨れきだけを人力で除去すれば、平水（中小洪水を含む）で流下でき、貯砂容量を自然の掃流力を使って回復できる。

5.3 オープンダムの選定

能郷谷流域に設けるオープンダムタイプを比較したところ表-5.1に示す理由からコンクリートピア格子スクリーンダムとくし型スリットダムが有望と考えられるが、前者の方がオープン率が高く、かつスクリーンサイズを修正することが可能であるために、オープンダムの主効果のうち満砂までの期間延長、土砂の調整効果にすぐれているものと考えられ、本流域のダムタイプとしてコンクリートピア格子スクリーンダムを選定した。

表-5.1 オープンダムの比較

工 法	採 否	採 否 の 理 由	
排砂ダム	否	① 開口部が少ないために堆砂の進行が速い。 ② 排砂ダムの場合、排砂口あるいは排砂スリットに流水が集中し、河床洗掘が激しくなる。したがってダム基礎が堅固な岩盤以外の場合は好ましくないとされている。 能郷谷の場合、基礎は砂れき層とするために、下流の洗掘に問題があり、減勢工の設計に十分な注意を要する。 ③ 開口部が流木等で閉塞して上流側に堆砂した後、流木の腐食あるいは何かのはずみではずれした場合、全面的なオープンダムでないで水圧減少効果は少なく一挙に流出する危険性がある。	
くし型スリットダム	採	① 適切なスリット幅を選定することにより、下流への土砂の補給、堆砂の抑制、土砂の調整作用を有効にすることが可能である。 ② オープン率30%程度となる。	
ビームスクリーンダム	否	機能的には格子スクリーンダムとほとんど同じであるが、1本・1本のスクリーンビームが独立しており、スパン長が長くなり曲げに対して弱い。	
ワイヤーロープネットダム	否	本工法は常時土石流の発生する場所で、土石流の防止を主目的とするもので、調節効果、あるいは河床堆積物の抑制効果は期待できない。	
格子スクリーンダム	コンクリートピア方式	採	① 格子スクリーンの形状を適切に選定することにより、下流への土砂の補給、堆砂の抑制、土砂の調整作用を効果的にすることができる。
	鋼製ピア方式	否	② 格子スクリーンとすることにより、スクリーンビーム方式よりも曲げに対する抵抗力が強い。
	バックステー・トラスピア方式	否	③ オープン率 約40%
		否	④ 鋼製ピア方式とした場合、オープン率は約40%と増大するが、当地域では基礎あるいはバックステーの不等沈下・洗掘に対する注意が必要であり、施工性・維持管理の面でコンクリートピア方式に劣る。

5.4 オープンダムのレイアウト

(1) 設計条件

5.3で選出されたオープンダムのレイアウトを行うにあたり、設計条件は次のとおりとする。

設計洪水流量	$Q = 125 \text{ m}^3/\text{s}$
平水時の流出土砂の最大粒径	$d_{\max} = 23 \text{ cm}$
土石流時のフロントに含まれる転石の粒径	$d' \geq 30 \text{ cm}$
ダ ム 高	$H = 16 \text{ m}$

(2) 鋼製部巾

鋼製部は、未満砂の状態では、ダムの水通しと同様の効果を出すので、鋼製部巾の検討にあたっては、ダムの水通しと同様にダム設計流量の安全な流下、上流山脚の安定、自然河川状態の維持を考慮して決定した。

① ダム設計流量の安全な流下

砂防ダムの越流公式(5.1)式から $Q = 125 \text{ m}^3/\text{s}$ として越流水深と流量の関係を求めて図-5.2に示した。落水の減勢のために砂防ダムの越流水深 $h < 2 \text{ m}$ とされている例が多いが、本ダムの場合も $h < 2 \text{ m}$ とすると越流巾 $B > 25 \text{ m}$ となる。

$$Q = 1.77 B \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad (5.1)$$

Q : 流 量

B : 越流巾

h : 越流水深

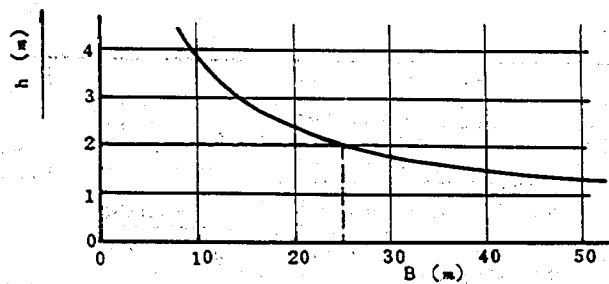


図-5.2 h-Bカーブ

② 上流側山脚の安定

オープンダムでは堆砂と洗掘をくり返すうちに図-5.3に示すように、河川横断方向の堆砂傾向がみられると考えられる。この横断方向の堆砂勾配を水中での砂の安息角 $\phi=30^\circ$ と考え、上流山脚が堆砂面に覆われるようにするためには $B<63\text{ m}$ となる。

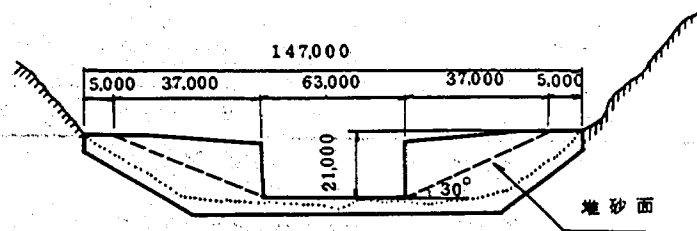


図-5.3 河川横断方向の堆砂勾配

③ 流量と流路巾

オープンダムを建設する場合、鋼製部は川幅と同様な役目を果たすので、自然河川巾と一致させることが望ましい。

自然河川の流量と流路巾に関しては(5.2)に示す土木研究所の研究があるが、第3砂防ダム地点における中小洪水時(60年確率)のピーク流量 $Q=110\text{ m}^3/\text{s}$ とし(5.2)式から求めると、 $B=36\text{ m}$

$$B = (3.1 \sim 3.7) Q^{\frac{1}{2}} \quad (5.2)$$

B : 川巾 (m)

Q : 流量 (m^3/s)

①~③の検討から鋼製部巾 $B=25\sim63\text{ m}$ の範囲内で $B=36\text{ m}$ 程度が望ましいが、中間に $2.5\text{ m} \times 6$ 本のピアを設けることを考慮するとピアを含めた全幅としては $\Sigma B \approx 50\text{ m}$ が適切であると考えられる。

(3) スクリーンサイズの検討

オープンダムにおいて土石流の抑上、下流域への土砂の補給を有効に行うためには、スクリーンは中小洪水時の流出土砂では閉塞されないで下流の土砂を補給し、かつ、フロントに大転石を含む上流流時には閉塞されるものでなければならない。

スリット、スクリーンの閉塞については土研の実験、オーストリーの施工例から次式で表わされている。

$$\text{土研の実例: スリットが閉塞する条件} \quad 1.5 < \frac{b}{d'} < 3$$

$$\text{オーストリーの例: スリットが閉塞しない条件} \quad 3 < \frac{b}{d_{\max}}$$

平水時の流砂の最大粒径を $d_{\max}$ とし、 $d_{\max}$ よりも粒径の大きい転石 d' ($\approx d_{\max}$)が流下した場合を土石流と考え、この場合は閉塞するためには $3d_{\max} < b < 3d' \approx 3d_{\max}$ となり、 $b \approx 3d_{\max}$ が最も適したスクリーンサイズといえる。

本流域の能郷谷第1砂防ダムに昭和51年9月洪水($R=338\text{ mm/day}$)により流出した最大粒径 $d_{\max}=23\text{ cm}$ であった。この値は、岩垣・栗原、Krey、平野、Egiazaroff等の限界掃流力公式と比較したところ栗原公式にもっとも近い値であった。各確率年に相当する洪水により掃流される最大粒径を表-5.2に示したが、10~50年の間ではあまり変化しない。したがって、

中小洪水として10～50年確率をとるものとして、昭和51年9月洪水流出土砂、および表-5.2の値を参考に、 $d_{max} = 23\text{cm}$ とした。

したがって、スクリーンサイズは、 $b = 3 \times d_{max} \approx 70\text{cm}$ とした。

表-5.2

確率年	日雨量 (mm/day)	ピーク流量 (m^3/s)	掃流土砂の最大粒径 (cm)	実測最大粒径 (cm)
10年	346.2	68.7	19	—
30年	465.4	92.4	21	—
50年	524.7	104.2	23	—
昭和51年9月 災害	338.0	67.1	18	23

(4) 格子スクリーンダムのレイアウト

格子スクリーンダムのピアをコンクリートとして、全体のレイアウトを行なったところ、図-5.4のようになる。

ピア巾は2.5mとしピア間隔を5mとしてピア間に中心距離1m（純間隔70cm）となるような互鋼の格子スクリーンをとりつけた。スクリーンの位置はピアの安定上堆砂の重量をかせぐために下流よりにとりつけた。ピアの形状は下流法勾配を1:0.2として上流法勾配は安定の検討を行ない1:0.8とした。

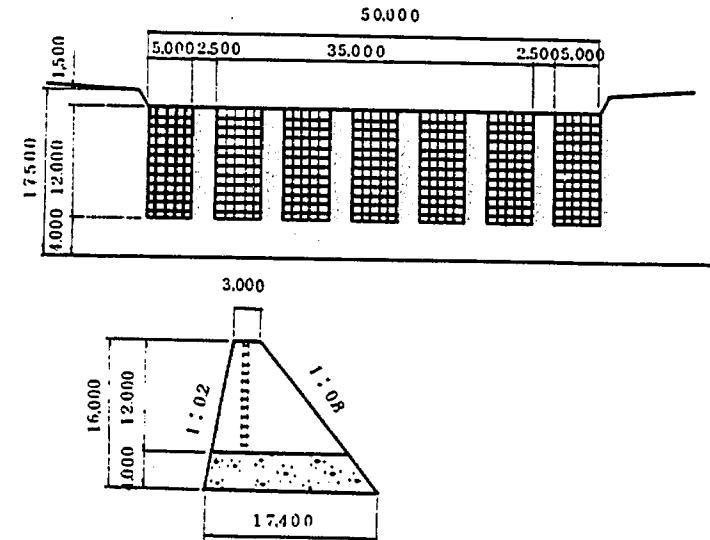


図-5.4 格子スクリーンダム

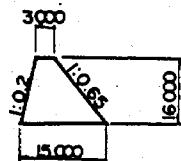
(5) オープンダムの経済性

オープンダムと一般的な重力式コンクリートダムの能郷谷流域に設ける砂防ダムとして、機能、経済性、維持管理、施工性の要因について比較した結果を表-5.3に示した。表-5.3において経済性は50m巾についての比較である。比較の結果、建設費についてはほとんど変わらないが、下流への土砂の補給がなされ、河床低下を防止できることおよび堆砂期間が長いこと等から長期的な目でみればコンクリートピア格子スクリーンダムが有利であると考えられる。オープンダムではその他に上砂の調整作用も期待される。

表一 5.3 オープンダムと重力式コンクリートダムの比較

比較項目		ダム形式	コンクリートピア 格子スクリーンダム	重力式コンクリートダム
経済性	コンクリート数量(m^3)		5,020	7,200
	鉄筋数量(t)		23.0	0
	鋼材 " (t)		134.0	0
	概算工事費(万円)		19,800	19,000
機能	下流への土砂の供給		○	×
	満砂までの期間		長	短
	土砂の調節・調整		○	×
	上流山脚の安定		○	○
維持管理			×	○
施工性		スクリーンダムの方が鋼製部の施工等あるが 転流工等の必要がなく施工性としては大差ない。		

凡例：○×は2者を比較して有利な方を○、他方を×とした重力式は安定検討の結果、下図の形状とした。



本章は第3砂防ダムを格子スクリーンとした場合の設計について述べたものである。

6. 基本形状

(1) 本体

第3砂防ダムの全体配置を図一6.1に示したが、ダム軸を $EL 0+20m$ とした。ダム基礎は現河床堆積物を4~5m程度掘削するものとして $EL 537.000m$ の河床砂レキ層とした。ダム高は「第1章の砂防施設計画」から $H=16m$ であるので、ダム天端は $EL 543.000m$ とした。

7. 設計条件

本設計に用いた諸条件は次のとおりである。

7.1 物理常数

コンクリートの単位体積重量	$\gamma_c = 2.3 \text{ t/m}^3$
水の単位体積重量	$\gamma_w = 1.0 \text{ t/m}^3$
堆砂の水中単位体積重量	$\gamma_g = 0.8 \text{ t/m}^3$
堆砂圧係数	$C_g = 0.4$
基礎砂礫の内部摩擦係数	$\phi = 35^\circ$
滑動に対する安全率	$n \geq 1.2$
鋼材の許容引張応力	$\sigma_{ta} = 1,400 \text{ kg/cm}^2$ (短期 $\sigma_{ta} = 2,100 \text{ kg/cm}^2$)
部材の余裕厚	接水面 1.0 mm 摩耗面 2.0 mm
設計基準	河川砂防技術基準 鋼構造設計基準 鋼道路橋示方書

7.2 土石流荷重に関する検討

能郷谷は昭和40年災の土石流後は崩壊地、河床とも安定しているが、流域の地質からすると土石流の発生可能性があるものと考えられ、ダム設計においては土石流荷重を考慮する必要がある。

土石流は、最近VTR等でとらえられるようになって、その流動状況を目でみることも可能となったが、いまだ不明点が多い。

速度については、VTR等で比較的正確に測定された例もあり、地形・地質によっても異なるが、その大体の範囲は、 $V = 2 \sim 10 \text{ m/s}$ 程度と考えられる。

土石流による衝撃力についても測定を試みた例はあるが、信頼できる値は得られていない。

本検討では、高橋氏の提案^{*}した dilatant 流体の実験式を用いて土石流の流速、波高を求め、さらに流体の運動量方程式を適用して土石流の衝撃荷重を推定する。

(1) 土石流の流速、波高の推定

高橋氏は土石流を大粒径を多量に含む乱流（ダイラタント流体）として土石流に関する(2.1)～(2.3)の実験式を誘導した。

$$\frac{u}{\sqrt{gd}} = \frac{0.693 \sin^{0.2} \theta \left\{ \left(\frac{Cx}{Cd} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right\}^{0.4} \left\{ Cd + (1 - Cd)^{\frac{\rho}{\sigma}} \right\}^{0.2}}{(a \sin \phi)^{0.2} (1 - Cd)^{0.6}} \quad (7.1)$$

$$\frac{h}{d} = \frac{1.443 (a \sin \phi)^{0.2}}{\left\{ \left(\frac{Cx}{Cd} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right\}^{0.4} \left\{ Cd + (1 - Cd)^{\frac{\rho}{\sigma}} \right\}^{0.2} (1 - Cd)^{0.6}} \quad (7.2)$$

$$Cd = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho) (\tan \phi - \tan \theta)} \quad (7.3)$$

- θ : 河床勾配 d : 粒子の平均粒径 (m)
 Cx : 堆積層濃度 u : 土石流のフロント速度 (m)
 Cd : 流動体の平均濃度 q : 土石流内の水の単位巾流量 (cm³/s/cm)
 ϕ : 堆積層の内部摩擦角 g : 動力の加速度 (cm/s²)
 σ : 粒子密度 (g/cm³) h : 土石流のフロント高 (cm)
 ρ : 水の密度 (g/cm³)
 ai : $Cd < 0.81 < C$ $ai = 0.042$
 $Cd > 0.81 < C$ $ai = \left\{ \frac{1}{\left(\frac{C}{Cd} \right)^{\frac{1}{3}} - 1} - 14 \right\} \times 0.066 + 0.042$

* 高橋 保：土石流の流動に関する研究、土木学会年次大会講演集（昭・52）
II-209

この式は室内の実験結果をもとに誘導されたもので、現場スケールに適用するには少々無理があるが、この式から土石流の流速・波高を求めて図-7.1、図-7.2に示した。

計算においては、堆積土砂の調査結果等をもとに、次に示す常数を用いて、 $Q=125\text{m}^3/\text{s}$ により発生する土石流の速度・波高を求めた。

$$\sigma = 2.65\text{g/cm}^3$$

$$\rho = 1.0$$

$$r = 1.8 \quad (\text{堆積層の密度})$$

$$\theta = 6^\circ 20' \quad (\text{勾配 } i = 1/9)$$

図-7.1 土石流の流速

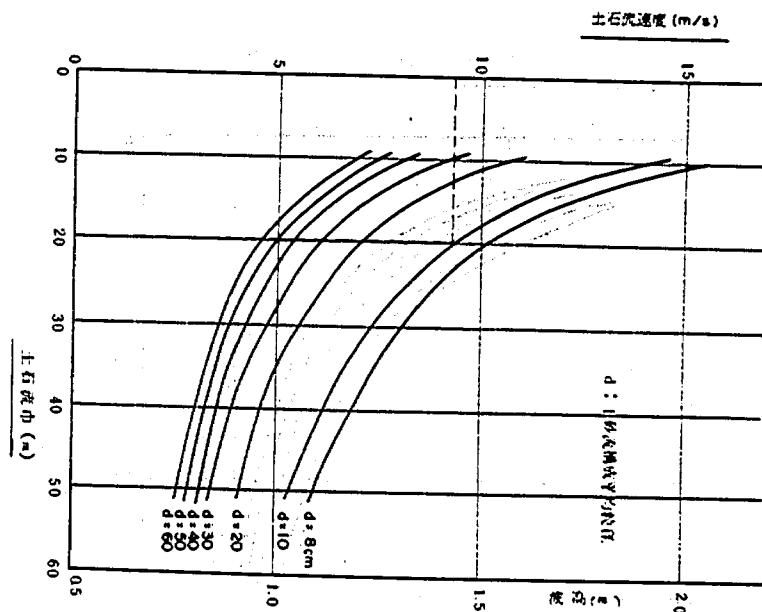


図-7.2 土石流波高

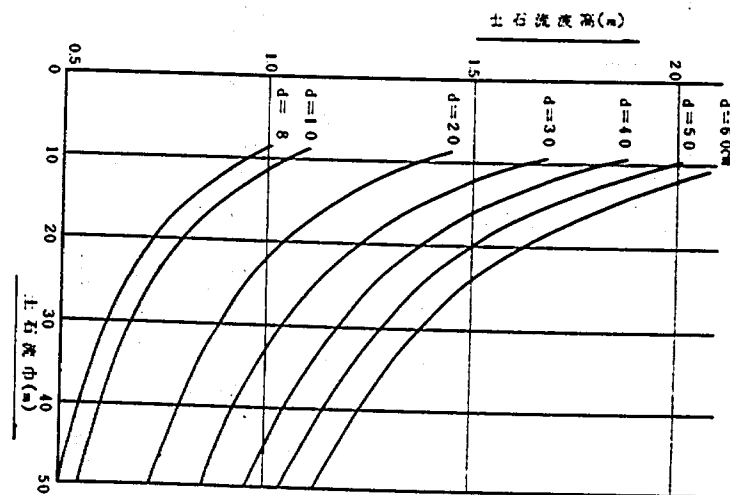


図-7.1、7.2の計算結果を採用するにあたって下記の条件を考慮する。

- 土石流巾は現在の河床からみて20~50m程度であろうと思われる。
- 現河床砂礫の調査結果から土石流の構成粗石は $d_m = 8\text{cm} \sim d_{max} \approx 30\text{cm}$ と考えられる。

この条件からすると、土石流の速度 $V = 3 \sim 10\text{m/sec}$ 、波高 $h = 0.5 \sim 1.3\text{m}$ と推定される。これはビデオコーダー等を利用して比較的正確に測定されたとと思われる浦川、上々堀沢、焼岳の観測結果 $V = 3 \sim 6\text{m}$ からすると妥当な値と思われる。

(2) 土石流の衝撃荷重の推定

土石流がスクリーンに直角にあたって静止したとすると、スクリーンに受ける荷重は式(7.4)の運動量の式から求めることが出来る。

$$F = \frac{P}{g} q' (V_1 - V_2) + X + G \quad (7.4)$$

F : スクリーンが受ける単位巾あたり荷重 (t/m)

P : 土石流の密度 (t/m^3)

q' : 単位巾当り流量 (t/m)

$V_1 - V_2$: 土石流の流速 (m/sec)

X : 流体の質量力 (t)

G : 流体がスクリーン以外で接する面に使用する力 (t)

普通の流体ではスクリーンの透過性を期待出来るが、土石流の場合、流れの先端が大粒径で構成されることから、土石流の初期に目づまりが発生する可能性があるため、スクリーンの透過率はみないものとする。

図-7.1、7.2の計算値をもとに(7.4)式を用いて土石流の衝撃荷重を求めた結果を図-7.3に示した。

図-7.3の値を採用するにあたって(1)の場合と同様の条件を考慮すると衝撃力 $F = 2 \sim 14\text{t/m}$ と推定される。設計に用いる土石流荷重はこの結果

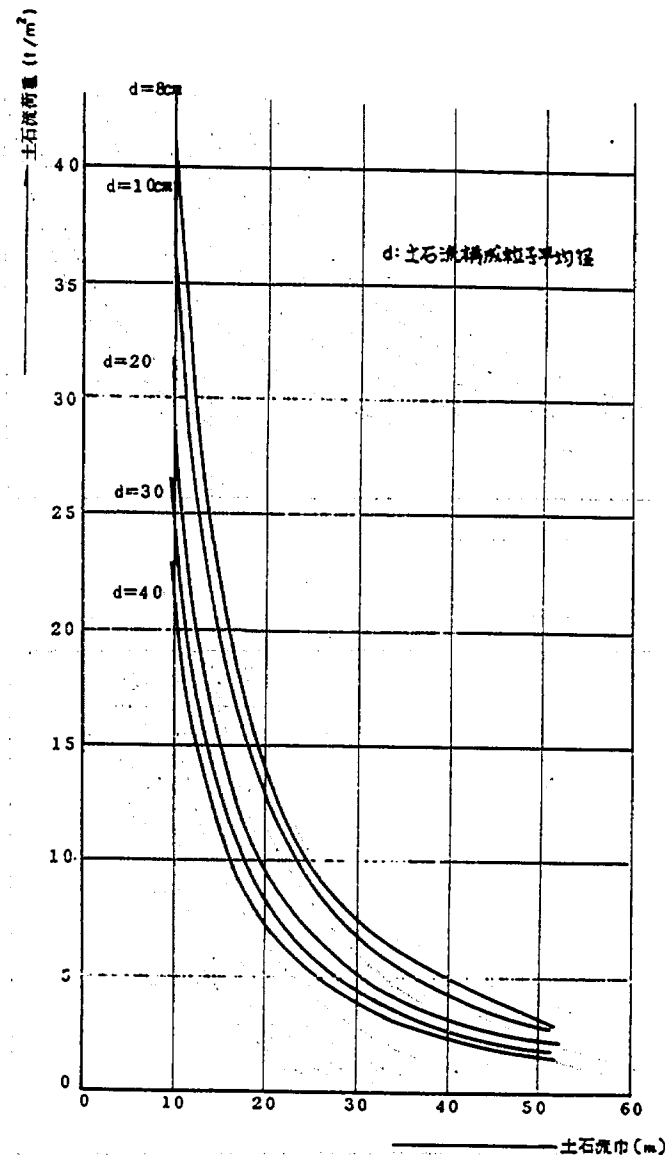


図-7.3 土石流荷重

をもとに $F = 15 \text{ t/m}$ を採用した。

(3) 土石流の方向

砂防ダムで、土石流の方向を考慮して設計した例はみられない。ただし、梓川支流の上々堀沢の組杭式砂防ダムでは、ダム軸直角方向に対して 30° 方向の衝突荷重を考えているが、この例は、杭が1本1本独立した構造であり、本ダムのように全面にスクリーンを設置した例とは異なる。

本ダムは図-7.4に示したようにNo.5～No.3の間で湾曲しており、この部分で土石流の一部は曲げられ、ダム軸直角方向にある角度(θ)で衝突することが考えられる。図-7.4に示す平面から作図により土石流の角度を求めると、最大限 $\theta = 30^\circ$ 程度と考えられる。

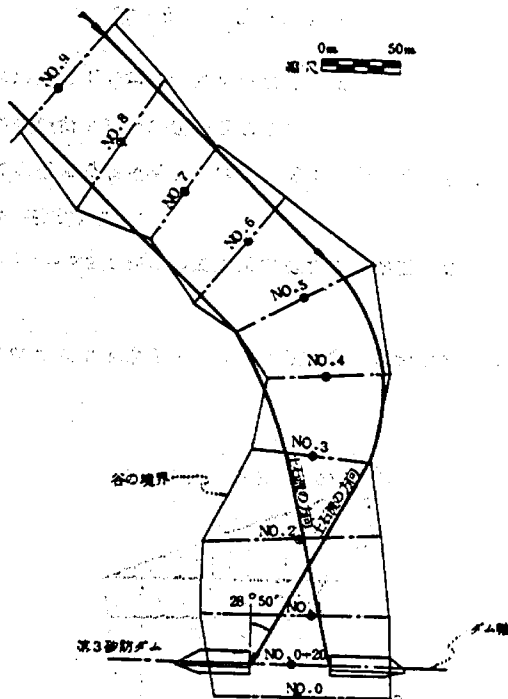


図-7.4 土石流の方向

土石流が斜め方向からスクリーンに衝突した場合、図-7.5に示すように $V_y \rightarrow 0$ 、 $V_x \rightarrow V_{x'}$ となる。

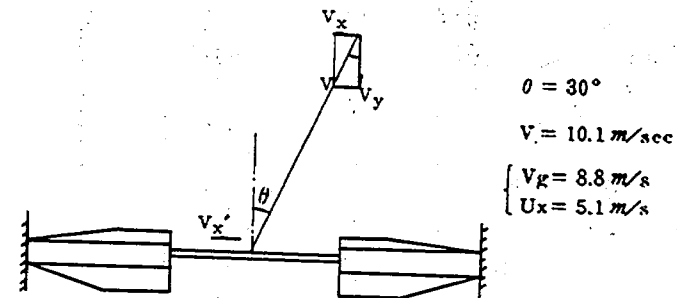


図-7.5 斜め方向からの土石流

$V_y \rightarrow 0$ は直角方向に土石流が衝突した場合と同様に、スクリーン透過性をみないものであるが、 $V_x \rightarrow V_{x'}$ に減少するのはスクリーンと土石流の摩擦によるものと考えた。

図-7.1、7.2の計算結果からX、Yの荷重を求めると $F_x = 3.5 \text{ t/m}$ 、 $F_y = 10.3 \text{ t/m}$ となり、設計値としては次の値を採用する。

$$F_x = 4 \text{ t/m}$$

$$F_y = 11 \text{ t/m}$$

7.3 揚圧力に関する検討

基礎が砕れキ質である場合の上流端揚圧力 V は全水頭 H に等しくなるものと考えられているが、全面が透過性のスクリーンとなった格子スクリーングラムでは低減できるものと考えられる。低減される程度は明確ではないが、本設計では $u = \frac{H}{3}$ とした。

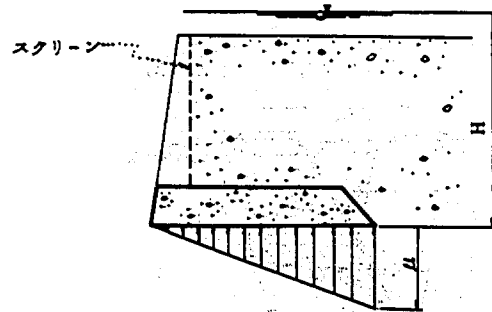


図-7.6 揚圧力の検討

8. 設 計

能郷谷第3砂防ダムを格子スクリーンダムとした場合の形状を図-8.1～8.3に示した。

以下に図-8.1～8.3に基づいて安定計算および構造計算を示した。

8.1 ピアの安定計算

ピアに作用する荷重としては表-8.1に示すものを考えて安定を検討したが土石流時が最も厳しい条件となる。

以上においては土石流時の安定計算を示す。

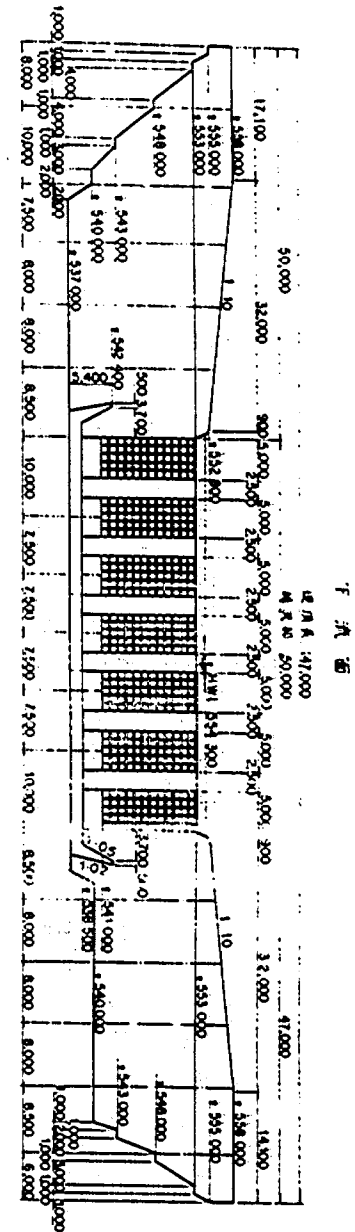
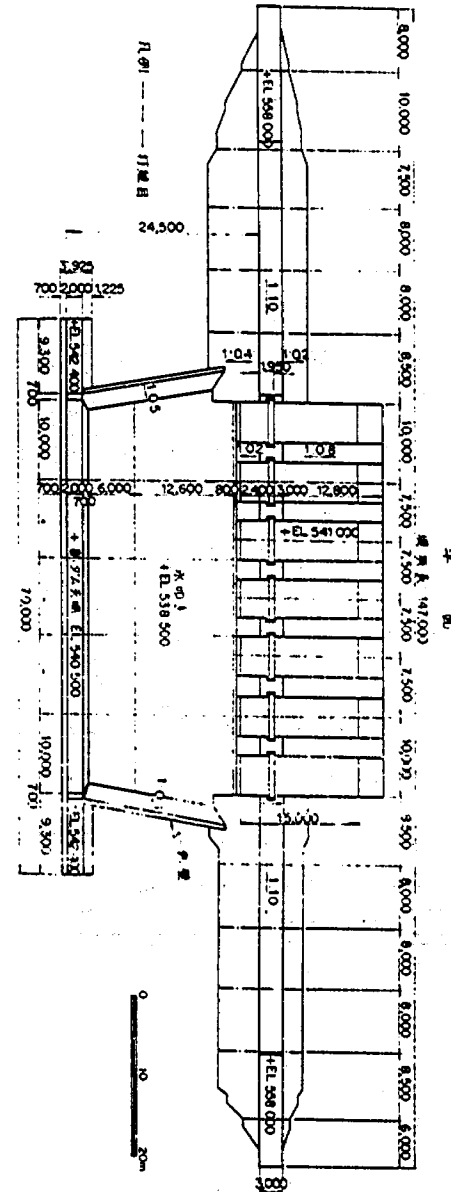
表-8.1 荷重条件

条件	荷重	コンクリート重	水重・水圧	泥重・泥圧	揚圧力	土石流圧	地震力
土石流時	○	○	○	○	○	○	
地震時	○	○	○	○	○		○

8.1.1 上下流方向の安定

形状は図-8.4に示すとおりである。

図-8.1 格子スクリーンダム平面・下流面



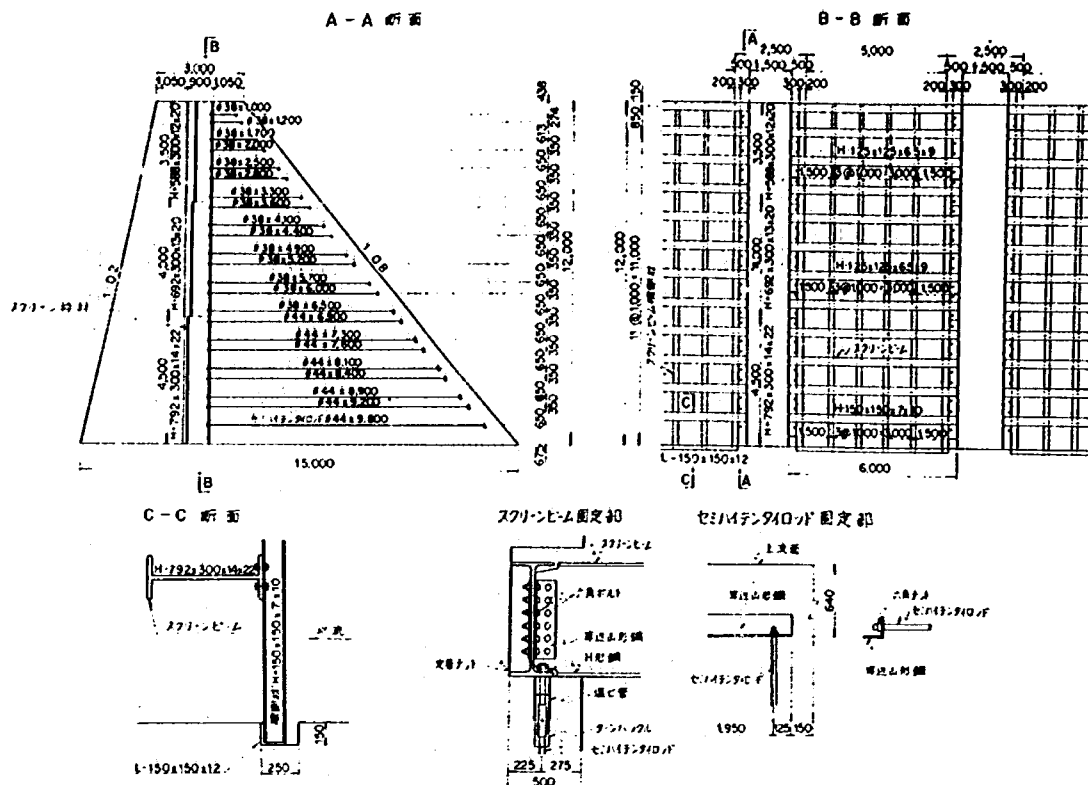


図-8.3 格子スクリーンダムスクリーン詳細

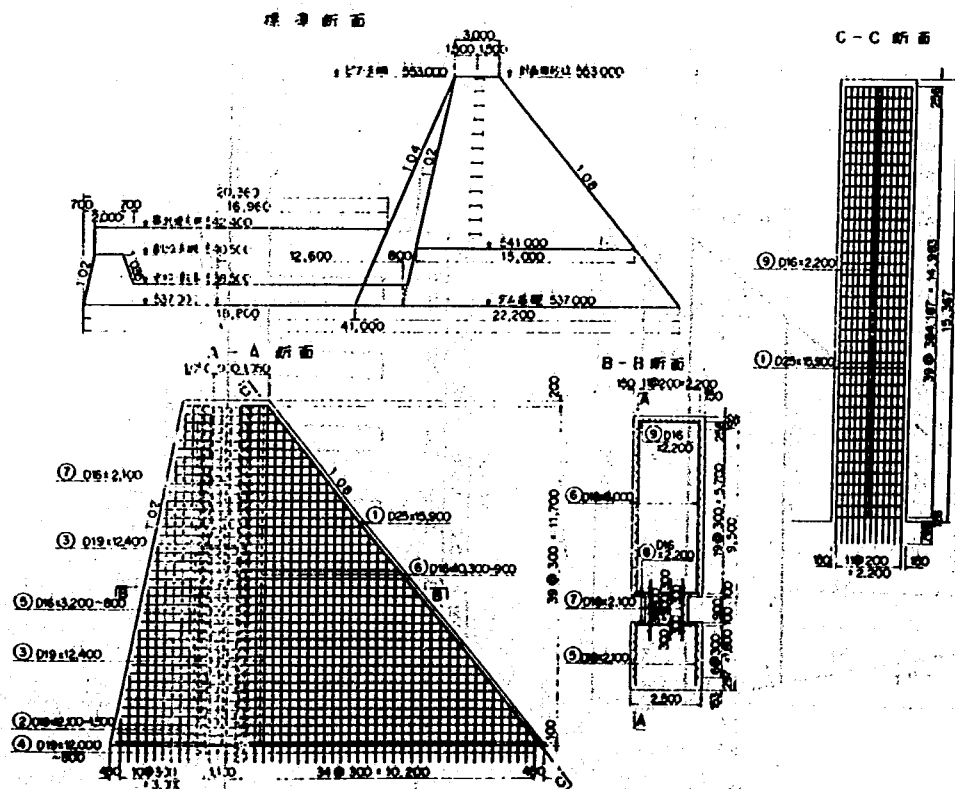
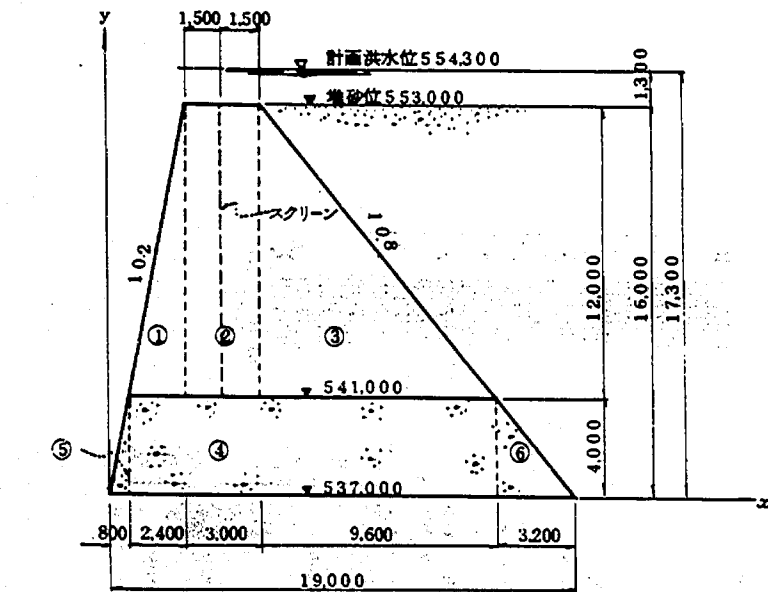
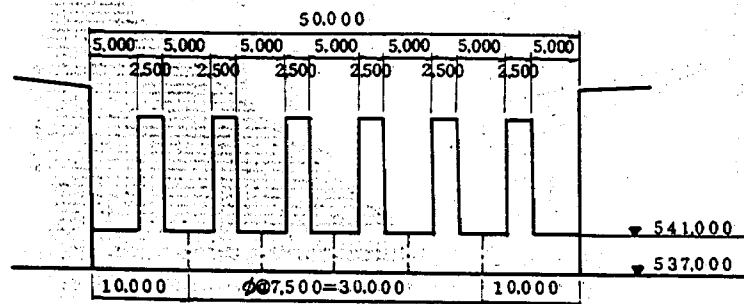


図-8.2 格子スクリーンダム標準断面・配筋



断面 S=1:200



正面 S=1:500

図-8.4 ピア形状

(1) コンクリート重

$$\Sigma W_c = \Sigma \gamma_c \cdot A_c \cdot B \quad \bar{x}_c = \frac{\Sigma W_c x}{\Sigma W_c}$$

$$W_{c1} = 2.3 \times \frac{1}{2} \times 2.4 \times 12.0 \times 2.5 = 82.8 \text{ t}$$

$$x_1 = 0.8 + \frac{2}{3} \times 2.4 = 2.40 \text{ m}$$

$$W_{c2} = 2.3 \times 3.0 \times 12.0 \times 2.5 = 207.0 \text{ t}$$

$$x_2 = 3.2 + \frac{1}{2} \times 3.0 = 4.70 \text{ m}$$

$$W_{c3} = 2.3 \times \frac{1}{2} \times 9.6 \times 12.0 \times 2.5 = 331.2 \text{ t}$$

$$x_3 = 6.2 + \frac{1}{3} \times 9.6 = 9.40 \text{ m}$$

$$W_{c4} = 2.3 \times 4.0 \times 15 \times 7.5 = 10.35 \text{ t}$$

$$x_4 = 0.8 + \frac{1}{2} \times 15.0 = 8.30 \text{ m}$$

$$W_{c5} = 2.3 \times \frac{1}{2} \times 0.8 \times 4.0 \times 7.5 = 27.6 \text{ t}$$

$$x_5 = \frac{2}{3} \times 0.8 = 0.53 \text{ m}$$

$$W_{c6} = 2.3 \times \frac{1}{2} \times 3.2 \times 4.0 \times 7.5 = 110.4 \text{ t}$$

$$x_6 = 15.8 + \frac{1}{3} \times 3.20 = 16.87 \text{ m}$$

$$\Sigma W_c = 1,794 \text{ t}$$

$$\bar{x}_c = 3.23 \text{ m}$$

(2) 砂重

$$\Sigma W_g = \Sigma \gamma_g \cdot A_g \cdot B \quad \bar{x}_g = \frac{\Sigma W_g x}{\Sigma W_g}$$

ピアより上部

$$W_{g1} = 0.8 \times \frac{1}{2} \times 12.8 \times 16.0 \times 7.5 = 614.4 \text{ t}$$

$$x_1 = 6.2 + \frac{2}{3} \times 12.8 = 14.73 \text{ m}$$

ピア-間

$$W_{g1} = 0.8 \times \frac{1}{2} (1.5 \times 11.1) \times 12 \times 5.0 = 302.4 \text{ t}$$

$$x_1 = 4.7 + \frac{1.5^2 + 11.1^2 + 11.1 \times 1.5}{3(1.5 + 11.1)} = 8.46 \text{ m}$$

$$\Sigma W_g = 916.8 \text{ t}$$

$$\bar{x}_g = 12.66 \text{ m}$$

(3) 水 重

$$\Sigma W_w = \Sigma \gamma_w \cdot A_w \cdot B \quad \bar{x}_w = \frac{\Sigma W_w \cdot x}{\Sigma W_w}$$

水通しより上部

$$W_{w1} = 1.0 \times 1.3 \times 14.3 \times 7.5 = 139.4 \text{ t}$$

$$x_1 = 4.7 + \frac{1}{2} \times 14.30 = 11.85 \text{ m}$$

ピア-上

$$W_{w2} = 1.0 \times \frac{1}{2} \times 16 \times 12.8 \times 7.5 = 768.0 \text{ t}$$

$$x_2 = 6.2 + \frac{2}{3} \times 12.8 = 14.73 \text{ m}$$

ピア-間

$$W_{w3} = 1.0 \times \frac{1}{2} (1.5 + 11.1) \times 12.0 \times 5.0 = 378.0 \text{ t}$$

$$x_3 = 4.7 + \frac{1.5^2 + 11.1^2 + 1.5 \times 11.1}{3(1.5 + 11.1)} = 8.46 \text{ m}$$

$$\Sigma W_w = 1285.4 \text{ t}$$

$$\bar{x}_w = 12.57 \text{ m}$$

(4) 砂レキ圧

$$P_g = \frac{1}{2} \cdot C_g \cdot \gamma_g \cdot H_g^2 \cdot B \quad Y_g = \frac{1}{3} H_g$$

$$P_g = \frac{1}{2} \times 0.4 \times 0.8 \times 16.0^2 \times 7.50 = 307.2 \text{ t}$$

$$Y_g = \frac{1}{3} \times 16.0 = 5.33 \text{ m}$$

(5) 水 圧

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot B \quad Y_w = \frac{1}{3} H_w$$

$$P_w = \frac{1}{2} \times 1.0 \times 17.3^2 \times 7.5 = 1,122.3 \text{ t}$$

$$Y_g = \frac{1}{3} \times 17.3 = 5.77 \text{ m}$$

(6) 土石流荷重

$$P_d = F_y \cdot B \quad Y_d = H_g - \frac{h}{2}$$

$$P_d = 15 \times 7.5 = 112.5 \text{ t}$$

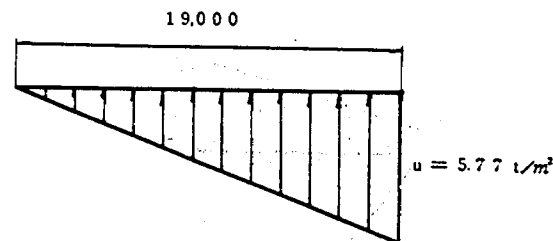
$$Y_d = 16.0 - \frac{1}{2} \times 0.72 = 15.64 \text{ m}$$

(7) 揚 圧 力

$$U = -\frac{1}{2} \cdot U \cdot L \cdot B \quad x = \frac{2}{3} L$$

$$U = -\frac{1}{2} \times 5.77 \times 19.0 \times 7.5 = -411.1 \text{ t}$$

$$x = \frac{2}{3} \times 19.0 = 12.67 \text{ m}$$



(8) 安定の検討

荷 重 総 括 表

	V (t)	H (t)	x (m)	y (m)	M (t・m)
コンクリート自重 W	1,794		8.22		14,747
砂レキ重 W _g	916.8		12.66		11,607
水重 W _o	1,285.4		12.57		16,157
砂レキ圧 P _g		307.2		5.33	-1,637
水圧 P _o		1,122.3		5.77	-6,476
土石流圧 P		112.5		15.64	-1,760
揚圧力 U	-411.1		12.67		-5,209
計	3,585.1	1,542.0			27,429

偏心距離

$$e = \frac{M}{V} - \frac{L}{2} = \frac{27,429}{3,585.1} - \frac{19.0}{2} = 7.65 - 9.50 = 1.85 < \frac{B}{6} = 3.17 \text{ m}$$

基礎応力

$$\sigma_u \cdot \sigma_d = \frac{V}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) = \frac{3,585.1}{7.5 \times 19.0} \left(1 \pm \frac{6 \times 1.85}{19.0} \right) = 25.16 (1 \pm 0.58)$$

$$\sigma_u = 10.6 \text{ t/m}^2$$

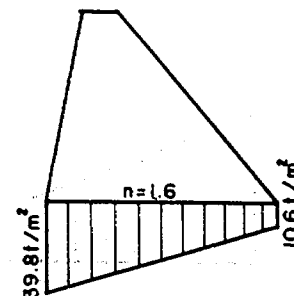
$$\sigma_d = 39.8 \text{ t/m}^2 < \sigma_{as} = 60 \text{ t/m}^2 \text{ (基礎の許容支持力)}$$

滑動に対する安定

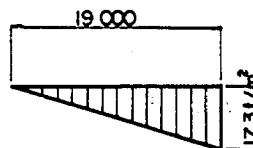
$$n = \frac{L_o - B \cdot L + V \cdot \tan \phi}{H}$$

$$L_o = 0, \phi = 35^\circ$$

$$n = \frac{\tan 35^\circ \times 3,585.1}{1,542.0} = \frac{2,509.6}{1,542} = 1.6 > 1.2$$



(9) 揚圧力の上流端を全水頭とした場合



$$U = -\frac{1}{2} \times 17.3 \times 19.0 \times 1.0 \times 7.5 = -1,232.6 \text{ t}$$

$$x = \frac{2}{3} \times 19.0 = 12.67 \text{ m}$$

荷 重 総 括 表

	V (t)	H (t)	x (m)	y (m)	M (t・m)
コンクリート自重 W	1,794.0		8.22		14,747
砂レキ重 W _g	916.8		12.66		11,607
水重 W _o	1,285.4		12.57		16,157
砂レキ圧 P _g		307.2		5.33	-1,637
水圧 P _o		1,122.3		5.77	-6,476
土石流圧 P		112.5		15.64	-1,760
揚圧力 U	-1,232.6		12.67		-15,617
計	2,763.6	1,542.0			17,021

偏心距離

$$e = \frac{M}{V} - \frac{L}{2} = \frac{17.021}{2.763.6} - \frac{19.0}{2} = 6.16 - 9.50$$

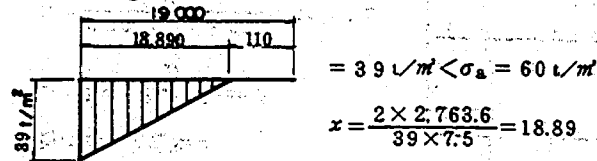
$$= 3.34 > \frac{B}{6} = 3.17 \text{ m}$$

$$< \frac{B}{8} = 6.33 \text{ m}$$

基礎応力 砂レキ基礎であるための引張応力は発生しないから

$$\sigma_d = \frac{2 \sum V}{3 \left(\frac{B}{2} - e \right) L}$$

$$= \frac{2 \times 2.763.6}{3 \left(\frac{19.0}{2} - 3.17 \right) \times 7.5} = \frac{5.527.2}{138.6} = 39.8 \text{ t/m}^2$$



滑動に対する安定

$$n = \frac{L_o \cdot B \cdot L + V \tan \phi}{H} \quad (\text{ただし、} L_o = 0)$$

$$= \frac{2.763.6 \times \tan 35^\circ}{1.542.0} = 1.25 > 1.2 \quad \text{OK}$$

揚圧力は全水圧とつても $n > 1.2$ } となり安全といえる
 $\sigma_d < 60 \text{ t/m}^2$

ただし、Middle Thirdの条件を若干外れるが、転倒することはない。

8.1.2 ダム軸方向の安定

ダム軸方向の安定計算においては水圧・堆砂圧はピア一の両側で均衡していると考えられる。

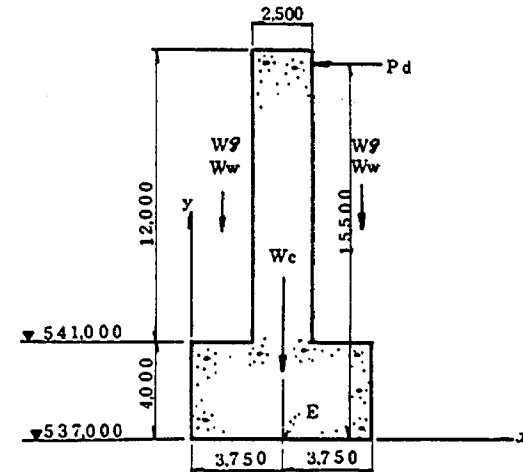


図-8.5 ダム軸断面

(1) 土石流荷重

土石流荷重としては最大限 60° 方向を想定する土石荷重の大きさは2.2の検討から $Fx = 4 \text{ t/m}$ である。

$$P_d = F \cdot B \quad Y_d = 16 - \frac{h}{2}$$

$$P_d = 4 \times 7.5 = 30.0 \text{ t}$$

$$Y_d = 16 - \frac{1}{2} \times 0.72 = 15.64 \text{ m}$$

(2) 鉛直荷重

$$\sum V = \sum W_c + \sum W_g + \sum W_w - U$$

$$\sum V = 2.763.6 \text{ t}$$

$$x = 3.75 \text{ m}$$

(3) 安定の検討

	V (t)	H (t)	x (m)	y (m)	M (t・m)
鉛直荷重	2,763.6		3.75		10,364
土石流荷重		30.0		15.64	-469
計	2,763.6	30.0			9,895

偏心距離

$$e = \frac{M}{V} - \frac{B}{2} = \frac{9,895}{2,763.6} - \frac{7.50}{2} = 0.17 \text{ m} < \frac{B}{6} = 1.25 \text{ m}$$

基礎応力

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma = \frac{2,763.6}{7.5 \times 19.0} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.17}{7.5} \right) = 19.4 (1 \pm 0.14)$$

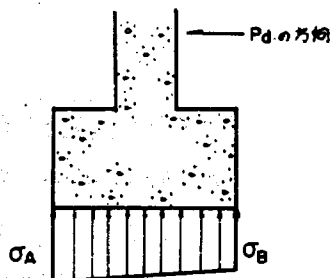
$$\sigma_A = 22.1 \text{ t/m}^2 < 60 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_B = 16.7 \text{ t/m}^2$$

滑動に対する安全率

$$n = \frac{L_o \cdot BL + V \cdot \tan \phi}{H}$$

$$n = \frac{2,763.6 \times \tan 35^\circ}{30} = 64 > 1.2$$



8.2 ピアの配筋計算

EL. 541.00 m以上の巾2.5mのピア一部分について応力計算を行ない、配筋計算を行なった。

8.2.1 上下流方向

計算値の大部分「3.1 ピアの安定計算」の結果を用いた。この場合、座標原点を(0.8, 4.0)に平行移動した。

(1) コンクリート重

$$\Sigma W_c = \Sigma_1 W_c = 8.28 + 207.0 + 331.2 = 621.0 \text{ t}$$

$$x_c = \frac{\Sigma_1 W_c x}{\Sigma_1 W_c} = \frac{8.28 \times 1.6 + 207.0 \times 3.9 + 331.2 \times 8.6}{621.0} = 6.1 \text{ m}$$

(2) 砂レキ重

ピアーの上に乗る砂レキ重だけである。

$$\Sigma W_g = 0.8 \times \frac{1}{2} \times 9.6 \times 12 \times 2.5 = 115.2 \text{ t}$$

$$\bar{x}_g = 5.4 + \frac{2}{3} \times 9.6 = 11.8 \text{ m}$$

(3) 水重

ピアー上に乗る水重だけである。

水通しより上部

$$W_{w1} = 1.0 \times 1.3 \times 11.1 \times 2.5 = 36.1 \text{ t}$$

$$x_1 = 3.9 + \frac{1}{2} \times 11.1 = 9.45 \text{ m}$$

$$W_{w2} = 1.0 \times 12.0 \times 9.6 \times 2.5 = 144 \text{ t}$$

$$x_2 = 5.4 + \frac{2}{3} \times 9.6 = 11.80 \text{ m}$$

$$\Sigma W_w = 180.1 \text{ t}$$

$$\bar{x}_w = 11.33 \text{ m}$$

(4) 砂レキ圧

$$P_g = \frac{1}{2} \times 0.4 \times 0.8 \times 12.0^2 \times 7.5 = 172.8 \text{ t}$$

$$Y_g = \frac{1}{3} \times 12.0 = 4.0 \text{ m}$$

(5) 水圧

$$P_w = \frac{1}{2} \times 1.0 \times 13.3^2 \times 7.50 = 663.3 \text{ t}$$

$$Y_w = \frac{1}{3} \times 13.3 = 4.43 \text{ m}$$

(6) 土石流圧

$$Pd = 15 \times 7.5 = 112.5 \text{ t}$$

$$Yd = 12 - \frac{1}{2} \times 0.72 = 11.64 \text{ m}$$

(7) 安定の検討

荷 重 の 総 括

	V (t)	H (t)	x (m)	y (m)	M (t・m)
コンクリート重 W	621.0		6.10		3.788
砂レキ重 W _g	115.2		11.80		1.359
水重 W _o	180.1		11.33		2.041
砂レキ圧 P _g		172.8		4.00	- 691
水圧 P _o		663.3		4.43	- 2.938
土石流荷重 P		112.5		11.64	- 1.310
計	916.3	948.6			2.249

偏心距離

$$e = \frac{M}{V} - \frac{L}{2} = \frac{2.249}{916.3} - \frac{15}{2} = 5.05 > \frac{B}{6} = 2.50$$

応 力

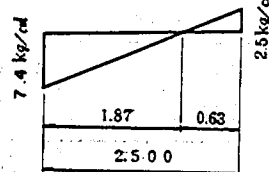
$$\sigma = \frac{V}{BL} (1 \pm \frac{6e}{L})$$

$$\sigma = \frac{916.3}{2.5 \times 15.0} (1 \pm \frac{6 \times 5.05}{15}) = 24.4 (1 \pm 2.02)$$

$$\sigma_u = -24.9 \text{ t/m}^2 \approx -2.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_d = 73.7 \text{ t/m}^2 \approx 7.4 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

応力分布



配筋計算

全引張力 T

$$T = \frac{1}{2} \sigma_u \times 376.5 \times B$$

$$T = \frac{1}{2} \times 2.1 \times 346.2 \times 250 = 118 \times 10^3 \text{ kg}$$

SD24の異形鉄筋を用いた場合の必要鉄筋量 A_s

$$\sigma_{ca} = 1,800 \times 1.5 = 2,700 \text{ kg/cm}^2 \text{ (短期荷重)}$$

$$A_s = \frac{T}{\sigma_{ca}} = \frac{118 \times 10^3}{2.7 \times 10^3} = 44 \text{ cm}^2$$

配筋 D25 etc 200 とした場合、巾 15 m のピアには図-8.2 に示

すように 11 本となるから鉄筋量は

$$A = 4.8 \times 11 = 52.8 \text{ cm}^2 > A_s = 44 \text{ cm}^2$$

8.2.2 ダム軸方向

ダム軸方向の安定計算においては、水圧・堆砂圧はピアの両側に均衡していると考えられる。計算においては、図-8.5 から座標原点を (125, 4.0) に平行移動した。

(1) 土石流荷重

土石流荷重としては最大限 60° 方向を想定すると土石流荷重の大きさは 8.1.2 と同じく次のようになる。

$$Pd = 30.0 \text{ t}$$

$$Yd = 12 - \frac{1}{2} \times 0.72 = 11.64 \text{ m}$$

(2) 鉛直荷重

$$\Sigma V = \Sigma W_c + \Sigma W_g + \Sigma W_w$$

$$\Sigma V = 916.3 \text{ t}$$

$$x = \frac{1}{2} \times 2.50 = 1.25 \text{ m}$$

(3) 安定検討

荷 重 の 総 括

	V (t)	H (t)	x (m)	y (m)	M (t・m)
鉛 直 荷 重	916.3		1.25	11.64	1,145.4
土 石 流 荷 重		30.0			-349.2
計	916.3	30.0			796.2

偏心距離

$$e = \frac{M}{V} - \frac{B}{2} = \frac{796.2}{916.3} - \frac{2.5}{2} = 0.38 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0.42 \text{ m}$$

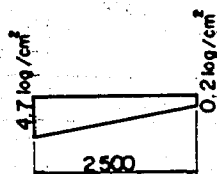
応 力

$$\sigma = \frac{V}{LB} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{916.3}{15 \times 2.5} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.38}{2.5} \right) = 24.4 (1 \pm 0.91)$$

$$\sigma_A = 46.6 \text{ t/m}^2 = 4.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_B = 2.2 \text{ t/m}^2 = 0.2 \text{ kg/cm}^2$$

応力分布



引張応力を生じないので配筋の必要はないが、用心鉄筋としてD19 etc 300の配筋を行う。配筋は図-8.3で示すとおりである。

8.3 袖部の安定計算

スクリーン部の両側はビアーを設けなくて、直接袖部にスクリーンを取付けるものとする。袖部の形状は図-8.6に示すとおりである。

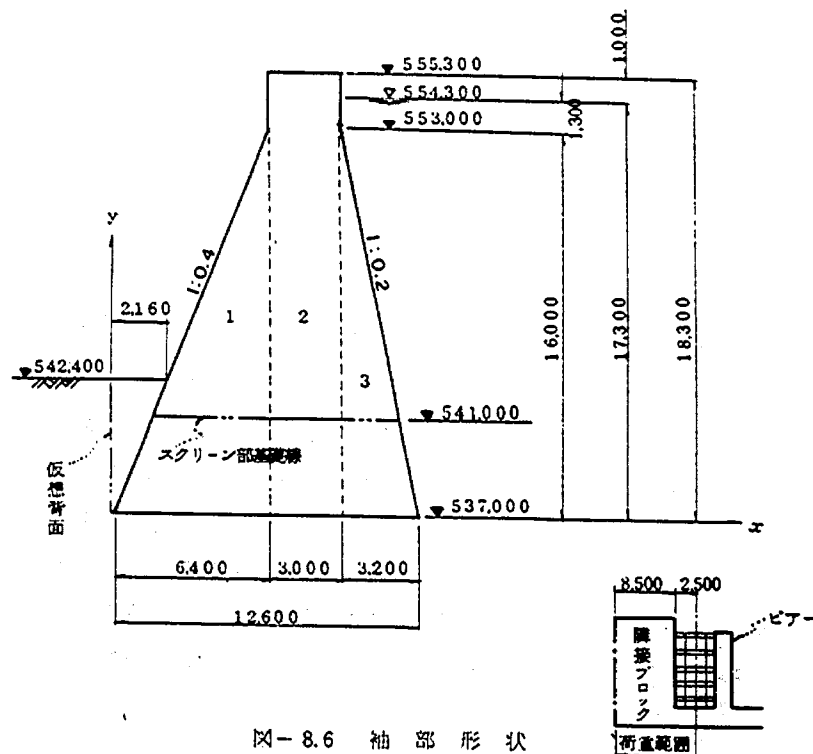


図-8.6 袖部形状

(1) コンクリート自重

$$W_{c1} = \frac{1}{2} \times 16 \times 6.4 \times 8.5 \times 2.3 = 1,000.96 \text{ t}$$

$$x_1 = \frac{2}{3} \times 6.4 = 4.267 \text{ m}$$

$$W_{c2} = 3.0 \times 18.3 \times 8.5 \times 2.3 = 1,073.30 \text{ t}$$

$$x_2 = 6.4 \times 1.50 = 7.90 \text{ m}$$

$$W_{c3} = \frac{1}{2} \times 16.0 \times 3.2 \times 8.5 \times 2.3 = 500.48 \text{ t}$$

$$x_3 = 6.4 + 3.0 + \frac{1}{3} \times 3.2 = 10.467 \text{ m}$$

$$W = 1,000.96 + 1,073.30 + 500.48 = 2,574.74 \text{ t}$$

$$x = \frac{1,000.96 \times 4.267 + 1,073.3 \times 7.9 + 500.48 \times 10.467}{2,574.74} = \frac{17,988.69}{2,574.74} = 6.99 \text{ m}$$

(2) 砂レキ重

$$W_g = \frac{1}{2} \times 3.2 \times 16.0 \times 8.5 \times 0.8 = 174.08 \text{ t}$$

$$x_g = 6.4 + 3.0 + \frac{2}{3} \times 3.2 = 11.53 \text{ m}$$

(3) 下流埋戻し土重

$$W_g = \frac{1}{2} \times 5.4 \times 2.16 \times 8.5 \times 1.8 = 89.23 \text{ t}$$

$$x_g = \frac{1}{3} \times 2.16 = 0.72 \text{ m}$$

(4) 水 重

$$W_w = \frac{1}{2} (1.3 + 17.3) \times 3.2 \times 8.5 \times 1.0 = 252.96 \text{ t}$$

$$x_w = 12.60 - \frac{(2 \times 1.3 + 17.3) \times 3.20}{3(1.3 + 17.3)} = 11.46 \text{ m}$$

(5) 揚 圧 力

$$U = -\frac{1}{2} \times 12.6 \times 5.767 \times 6.5 = -308.82 \text{ t}$$

$$x = \frac{2}{3} \times 12.6 = 8.40 \text{ m}$$

(6) 水 圧

$$\text{袖コンクリート部分 } P_{w1} = \frac{1}{2} \times 17.3^2 \times 8.5 = 1,271.98 \text{ t}$$

$$Y_1 = \frac{1}{3} \times 17.3 = 5.767 \text{ m}$$

$$\text{スクリーン部分 (スパン長の部分) } P_{w2} = \frac{1}{2} \times 13.3 \times 2.5 = 221.11 \text{ t}$$

$$Y_2 = \frac{1}{3} \times 13.3 + 4.000 = 8.43 \text{ m}$$

$$P_w = 1,271.98 + 221.11 = 1,493.09 \text{ t}$$

$$Y_w = \frac{1,271.98 \times 5.76 + 221.11 \times 8.433}{1,493.09} = 6.16 \text{ m}$$

(7) 堆 砂 圧

$$\text{袖コンクリート部分 } P_{e1} = \frac{1}{2} \times 16.0^2 \times 0.8 \times 0.4 \times 8.5 = 348.16 \text{ t}$$

$$Y_1 = \frac{1}{3} \times 16.0 = 5.333 \text{ m}$$

$$\text{スクリーン部分 } P_{e2} = \frac{1}{2} \times 12.0^2 \times 0.8 \times 0.4 \times 2.5 = 57.60 \text{ t}$$

$$Y_2 = \frac{1}{3} \times 12.0 + 4.000 = 8.00 \text{ m}$$

$$P_e = 348.16 + 57.60 = 405.76 \text{ t}$$

$$Y_e = \frac{348.16 \times 5.333 + 57.60 \times 8.0}{405.76} = 5.71 \text{ m}$$

(8) 土石流圧

$$P_d = 15 \times 11.0 = 165 \text{ t}$$

$$Y_d = 17.3 - \frac{1}{2} \times 0.72 = 16.94 \text{ m}$$

(9) 下流側の受動土圧

土圧係数としてランキンの主動土圧係数と受動土圧係数の平均をみると、

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

$$= \tan^2(45^\circ + \frac{35^\circ}{2}) = 3.69$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) = 0.271$$

$$K = \frac{K_p + K_a}{2} = \frac{3.69 + 0.271}{2} = 1.98$$

$$P_{e'} = -\frac{1}{2} \times 5.4^2 \times 1.8 \times 1.98 \times 8.5 = -441.69 \text{ t}$$

$$Y_{e'} = \frac{1}{3} \times 5.4 = 1.80 \text{ m}$$

荷 重 の 総 括

項 目	V (t)	H (t)	x (m)	y (m)	M (t・m)
コンクリート自重	2,574.74		6.99		17.997
砂・レキ重	174.08		11.53		2.008
下流埋戻し土重	89.23		0.72		64
水 重	252.96		11.46		2,899
揚 圧 力	-308.82		8.40		-2,594
水 圧		1,493.09		6.16	-9,197
堆 砂 圧		405.76		5.71	-2,317
土 石 流 圧		165.00		16.94	-2,795
下 流 土 圧		-441.69		1.80	795
計	2,782.19	1,622.16			6,860

滑動に対する検討

$$n = \frac{fV}{H} = \frac{0.7 \times 2,782.19}{1,622.16} = 1.2$$

偏心距離

$$e = \frac{M}{V} - \frac{B}{2} = \frac{6,860}{2,782.19} - \frac{12.60}{2} = 2.462 - 6.30 = 3.83 > \frac{B}{6} = 2.10 \text{ m}$$

基礎応力

$B = 12.600$

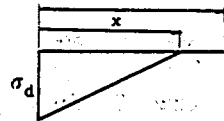
$\sigma_d = \frac{V}{BL} \cdot \frac{4}{3 - \frac{6e}{B}}$

$L = \text{ブロック巾} = 8.50 \text{ m}$

$$\sigma_d = \frac{2,782.19}{12.6 \times 8.5} \cdot \frac{4}{3 - \frac{6 \times 3.83}{12.60}}$$

$$= 25.98 \times 3.40 = 8.9 \text{ t/m}^2$$

$$= 88 \text{ t/m}^2 < 1.5 \times 60 = 90 \text{ t/m}^2$$



土石流時として50%の増増しとした。

常時の基礎応力

土石流荷重をのぞくと $V = 2,782.19 \text{ t}$ $H = 1,457.16 \text{ t}$ $M = 9,655 \text{ t} \cdot \text{m}$

$$e = \frac{M}{V} - \frac{B}{2} = \frac{9,655}{2,782.19} - \frac{12.6}{2} = 2.83 > \frac{B}{6} = 2.10 \text{ m}$$

$$= \frac{2,782.19}{12.6 \times 8.5} \cdot \frac{4}{3 - \frac{6 \times 2.83}{12.6}} = 25.98 \times 2.4 = 60 \text{ t/m}^2 < 60 \text{ t/m}^2$$

8.4 スクリーン部材の設計

スクリーン部材は次の2ケースについて検討し安全なものとした。

洪水時：静水圧・堆砂圧（長期荷重として扱う）

土石流時：土石流荷重（短期荷重として扱う）

スクリーンの形状は図-8.7に示すとおりであり、同図下段に示すように単純梁として応力計算を行った。また部材は図-8.8に示すようにA、B、Cの3グループに分けて考えた。

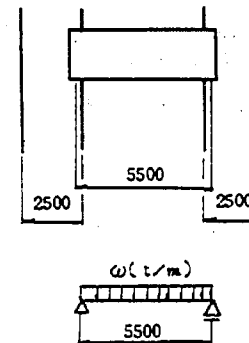


図-8.7 スクリーン形状

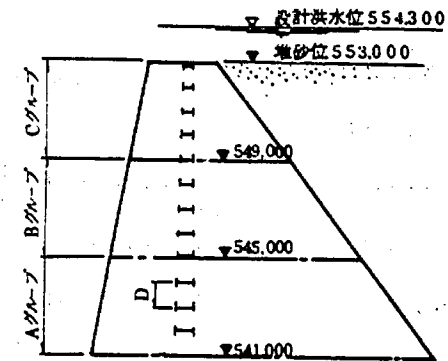


図-8.8 スクリーンビームのグループ分け

なお、スクリーンビームは1 m間隔の補剛材により連絡するための座屈による部材の許容応力の低減は考えない。

8.4.1 洪水時

(1) Aグループ

$$\text{水圧: } P_w = H \cdot \gamma_w \cdot D$$

$$P_w = 12.30 \times 1.0 \times 1.00 = 12.30 \text{ t/m}$$

$$\text{砂レキ圧: } P_g = H_g \cdot \gamma_g \cdot C_e \cdot D$$

$$P_g = 11.00 \times 0.8 \times 0.4 \times 1.00 = 3.52 \text{ t/m}$$

$$\text{合計荷重 } P = 15.82 \text{ t/m}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} P L^2 = \frac{1}{8} \times 15.82 \times 5.5^2 = 59.8 \text{ t} \cdot \text{m} = 59.8 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

H-792×300×14×22を使用すると

断面係数は摩耗の欠損を20%見込むと $Z = 5.128 \text{ cm}$ となる。

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{59.8 \times 10^5}{5.128} = 1.167 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 1.400 \text{ kg/cm}^2$$

(2) Bグループ

水 圧

$$P_w = 9.30 \times 1.0 \times 1.00 = 9.30 \text{ t/m}$$

砂レキ圧

$$P_d = 8.00 \times 0.8 \times 0.4 \times 1.00 = 2.56 \text{ t/m}$$

$$\Sigma P = 11.86 \text{ t/m}$$

モーメント

$$M = \frac{1}{8} \times 11.86 \times 5.50^2 = 44.85 \text{ t} \cdot \text{m} = 44.85 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

H-692×300×13×20を使用すると断面係数 Z は20%摩耗する
と考えると $Z = 3.984 \text{ cm}$ となる。

$$\sigma_b = \frac{44.85 \times 10^5}{3.984} = 1.125 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 1.400 \text{ kg/cm}^2$$

(3) Cグループ

水 圧

$$P_w = 5.30 \times 1.00 \times 1.00 = 5.30 \text{ t/m}$$

砂レキ圧

$$P_d = 4.00 \times 0.80 \times 0.4 \times 1.00 = 1.28 \text{ t/m}$$

$$\Sigma P = 6.58 \text{ t/m}$$

モーメント

$$M = \frac{1}{8} \times 6.58 \times 5.5^2 = 24.88 \text{ t} \cdot \text{m} = 24.88 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

H-488×300×11×18を使用すると摩耗による欠損を20%見込

むと $Z = 2.318 \text{ cm}$ となる。

$$\sigma_b = \frac{24.88 \times 10^5}{2.318} = 1.073 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 1.400 \text{ kg/cm}^2$$

8.4.2 土石流時

土石流時は短期荷重と考えて許容応力を50%増とする。

(1) Aグループ

$$\text{土石流荷重 } P_d = F = 15 \text{ t/m}$$

モーメント

$$M = \frac{P_d L^2}{8} = \frac{15 \times 5.50^2}{8} = 56.72 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{56.72 \times 10^5}{5.128} = 1.106 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 2.100 \text{ kg/cm}^2$$

(2) Bグループ

土石流荷重はどの位置においても同じ大きさと考えられるから

$$M = 56.72 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{56.72 \times 10^5}{3.984} = 1.424 \text{ kg/cm}^2 < 2.100 \text{ kg/cm}^2$$

(3) Cグループ

$$M = 56.72 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{56.72 \times 10^5}{2,318} = 2,447 \text{ kg/cm}^2 > 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

Cグループでは洪水時で決定されたH-488×300×11×18では許容応力を超えるのでH-588×300×12×20を使用すると断面係数は20%の摩耗による損失を見込むとZ=3,216cm³

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{56.72 \times 10^5}{3,216} = 1,764 \text{ kg/cm}^2 < 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

したがって、洪水時・土石流時の検討結果からスクリーン部材は次のとおりとする。

Aグループ EL.431m-EL.435m H-792×300×14×22

B " EL.435m-EL.439m H-692×300×13×20

C " EL.439m-EL.443m H-588×300×12×20

8.5 スクリーン補剛材の設計

スクリーン補剛材は図-8.3に示したように、スクリーンビームに直角方向に1m間隔で設けるものとする。補剛材は間隔の調節あるいは交換が可能なようにスクリーンビームの上流側に設け、部材の摩耗による欠損は見込まないものとした。荷重条件はスクリーンビームと同様に洪水時・土石流時について検討し、A、B、Cの3グループに分けて部材断面を決定した。

(1) Aグループ

荷 重：洪水時が危険側となる P=15.82t/m

$$\text{モーメント} : M = \frac{1}{8} \times 15.82 \times 1.00^2 = 1.98 \text{ t} \cdot \text{m}$$

部 材：H-150×150×7×10 (Z=219cm³)

$$\text{許容応力} : \sigma_a = 1,400 - 24 \left(\frac{L}{b} - 4.5 \right) = 1,348 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{作用応力} : \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{1.98 \times 10^5}{219} = 903 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a = 1,348 \text{ kg/cm}^2$$

(2) Bグループ

荷 重：洪水時が危険側となる P=11.86t/m

$$\text{モーメント} : M = \frac{1}{8} \times 11.86 \times 1.00^2 = 1.49 \text{ t} \cdot \text{m}$$

部 材：H-125×125×6.5×9 (Z=136cm³)

$$\text{許容応力} : \sigma_a = 1,400 - 24 \left(\frac{1.0}{0.125} - 4.5 \right) = 1,316 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{作用応力} : \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{1.49 \times 10^5}{136} = 1,096 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a = 1,316 \text{ kg/cm}^2$$

(3) Cグループ

荷 重：土石流時が危険側となる Pd=15t/m

$$\text{モーメント} : M = \frac{1}{8} \times 15 \times 1.0^2 = 1.875 \text{ t} \cdot \text{m}$$

部 材：H-125×125×6.5×9 (Z=136cm³)

$$\text{許容応力} : \sigma_a = \{ 1,400 - 24 \left(\frac{1.0}{0.10} - 4.5 \right) \} \times 1.5 = 1,902 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{作用応力} : \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{1.875 \times 10^5}{136} = 1,379 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a = 1,902 \text{ kg/cm}^2$$

上記の検討からスクリーンビームの補剛材は次のようになる。

Aグループ EL.431m-EL.435m H-150×150×7×10

B " EL.435m-EL.439m H-125×125×6.5×7

C " EL.439m-EL.443m "

8.6 接合部の設計

スクリーンビームとスクリーン枠材、スクリーンビームと補剛材の接合はボルトで接合するものとする。これらの接合ボルトはいずれもせん断ボルトとする。

設計にあたっては、スクリーンビームと同様にA、B、Cの3グループに分けて所要ボルト本数を決定した。

8.6.1 スクリーンビームとスクリーン枠材の接合

(1) Aグループ

荷 重：洪水時が危険側となる P=15.82t/m

$$\text{接合部せん断力} : S = \frac{1}{2} \times 15.82 \times 5.5 = 43.5 \text{ t}$$

ボルト規格 : M24 (SS41)

$$\text{ボルト1本の許容力} : 1 \text{ 面せん断 } S_a = 4.07 \text{ t}$$

$$2 \text{ 面 } \quad S_{a'} = 8.14 \text{ t}$$

$$\text{所要ボルト本数} : 1 \text{ 面せん断 } n = \frac{S}{S_a} = \frac{43.5}{4.07} = 10.7 \rightarrow 12 \text{ 本}$$

$$2 \text{ 面 } \quad n = \frac{S}{S_{a'}} = \frac{43.5}{8.14} = 5.3 \rightarrow 6 \text{ 本}$$

(ボルト本数の決定にあたっては配列等を考慮) して余裕をもたせたものとした。

ボルトの配置 : 図-8.9 のとおりとする。

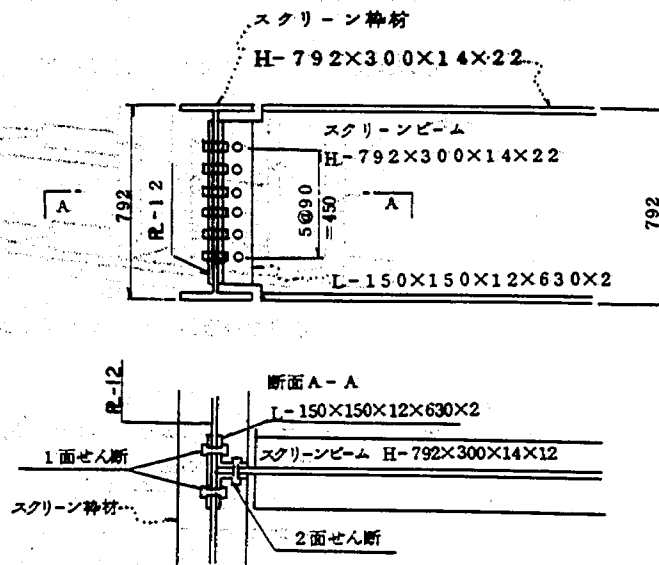


図-8.9 スクリーンビーム・スクリーン枠材接合部 (Aグループ)

(2) Bグループ

荷重 : 洪水時が危険側となる $P = 11.86 \text{ t/m}$

$$\text{接合部せん断力} : S = \frac{1}{2} \times 11.86 \times 5.5 = 32.6 \text{ t}$$

ボルト規格 : M24 (SS41)

$$\text{ボルト1本の許容力} : 1 \text{ 面せん断 } S_a = 3.42 \text{ t}$$

$$2 \text{ 面 } \quad S_{a'} = 6.84 \text{ t}$$

$$\text{所要ボルト本数} : 1 \text{ 面せん断 } n = \frac{32.6}{3.42} = 9.5 \rightarrow 12 \text{ 本}$$

$$2 \text{ 面 } \quad n = \frac{32.6}{6.84} = 4.7 \rightarrow 6 \text{ 本}$$

ボルトの配置 : 図-8.10 のとおりとする。

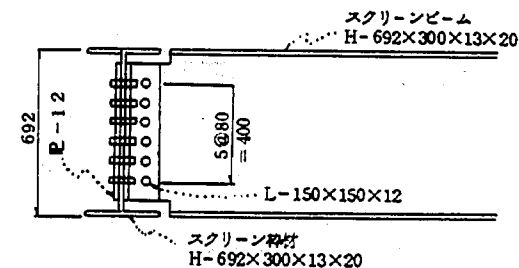


図-8.10 スクリーンビーム・スクリーン枠材接合部 (Bグループ)

(3) Cグループ

荷重 : 土石流時が危険側となる $P = 15 \text{ t/m}$

$$\text{接合部せん断力} : S = \frac{1}{2} \times 15 \times 5.5 = 41.25 \text{ t}$$

ボルト規格 : M22 (SS41)

$$\text{ボルト1本の許容力} : 1 \text{ 面せん断 } S_a = 5.13 \text{ t}$$

$$2 \text{ 面 } \quad S_{a'} = 10.26 \text{ t}$$

$$\text{所要ボルト本数} : 1 \text{ 面せん断 } n = \frac{41.25}{5.13} = 8.1 \rightarrow 12 \text{ 本}$$

$$2 \text{ 面せん断 } n = \frac{41.25}{10.26} = 4.1 \rightarrow 6 \text{ 本}$$

ボルトの配置：図-8.11のとおりとする。

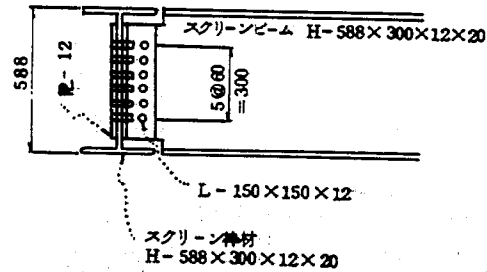


図-8.11 スクリーンビーム・スクリーン棒材接合部 (Cグループ)

8.6.2 スクリーンビーム・補剛材の接合

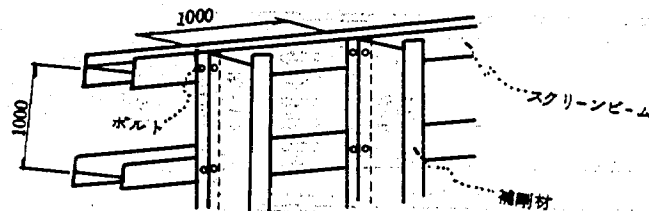


図-8.12 スクリーンビーム補剛材の接合

荷重：ダム軸に対して 60° の土石流が流下した時 $\phi = 7.5 \text{ t/m}$

接合部せん断力： $S = 7.5 \times 1.0 = 7.5 \text{ t}$

ボルト規格：M24 (SS41)

ボルト1本の許容力：1面せん断 $S = 4.07 \text{ t}$

所要ボルト本数： $n = \frac{7.5}{4.07} = 1.9 = 2 \text{ 本}$

ボルトの配置：図-8.12に示すとおりとする。

土石流によるせん断力はA、B、Cグループとも同じなのでボルトは全てSS41M24を使用する。

8.7 アンカーボルトの設計

本設計は、全体の安定性を高くするために、スクリーンビームを下流側へもってきている。このスクリーンに作用する荷重をピア全体に圧縮応力として作用させるために、スクリーンビームにアンカーをとり、上流側へ固定する。

アンカーボルトは上流端から 1.5 m の部分を除いては、コンクリートとの付着を切るために油紙をまく等の処置をする。

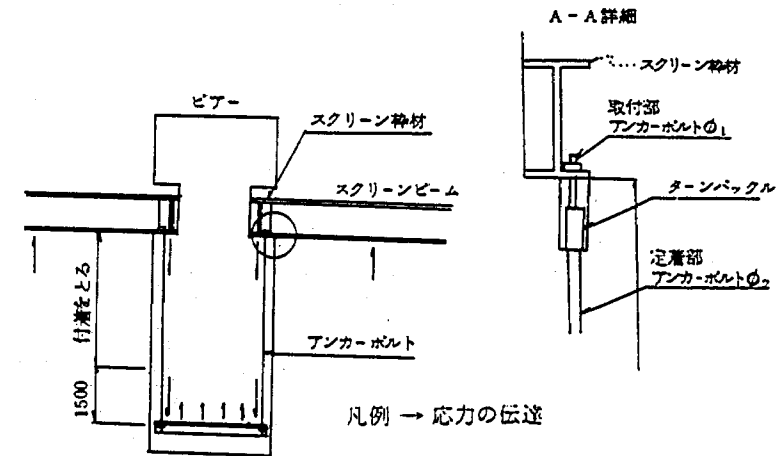


図-8.13 アンカーボルト

アンカーボルトの設計にあたっては、スクリーンビームと同様にA、B、Cの3グループに分けて必要径・本数を算定した。なお、アンカーボルトは破損時の交換を可能にするために、取付け部は定着部よりも径を1ランク小さくして取付け部のみの交換で済むよう考慮している。

(1) Aグループ

荷重：洪水時が危険側となる $P = 15.82 \text{ t/m}$

両端反力： $R = \frac{1}{2} \times 15.82 \times 5.0 = 40.0 \text{ t}$

アンカーボルト規格：取付部 $\phi 42$ (SD30) $A=13.85 \text{ cm}$

定着部 $\phi 44$ (κ)

アンカーボルト本数：ビーム 1 本あたり 2 本とする。

$$\text{応力} : \sigma_t = \frac{R}{2A} = \frac{40 \times 10^3}{2 \times 13.85} = 1,444 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a = 1,800 \text{ kg/cm}^2$$

(2) B グループ

荷重：洪水時が危険側となる $P=11.86 \text{ t}$

$$\text{両端反力} : R = \frac{1}{2} \times 11.86 \times 5.0 = 29.65 \text{ t}$$

アンカーボルト規格：取付部 $\phi 36$ (SD30) $A=10.18 \text{ cm}$

定着部 $\phi 39$ (κ)

アンカーボルト本数：ビーム 1 本あたり 2 本とする。

$$\text{応力} : \sigma_t = \frac{R}{2A} = \frac{29.65 \times 10^3}{2 \times 10.18} = 1,456 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a$$

(3) C グループ

荷重：土石流時が危険側となる $P=15 \text{ t/m}$

$$\text{両端反力} : R = \frac{1}{2} \times 15 \times 5.0 = 37.5 \text{ t}$$

アンカーボルト規格：取付部 $\phi 36$ (SD30) $A=10.18 \text{ cm}$

定着部 $\phi 38$ (κ)

アンカーボルト本数：ビーム 1 本あたり 2 本とする。

$$\text{応力} : \sigma_t = \frac{R}{2A} = \frac{37.5 \times 10^3}{2 \times 10.18} = 1,842 \text{ kg/cm}^2 < 1.5 \sigma_a = 2,700 \text{ kg/cm}^2$$



写真 1 河床低下による護岸の洗掘



写真 2 河床低下状況

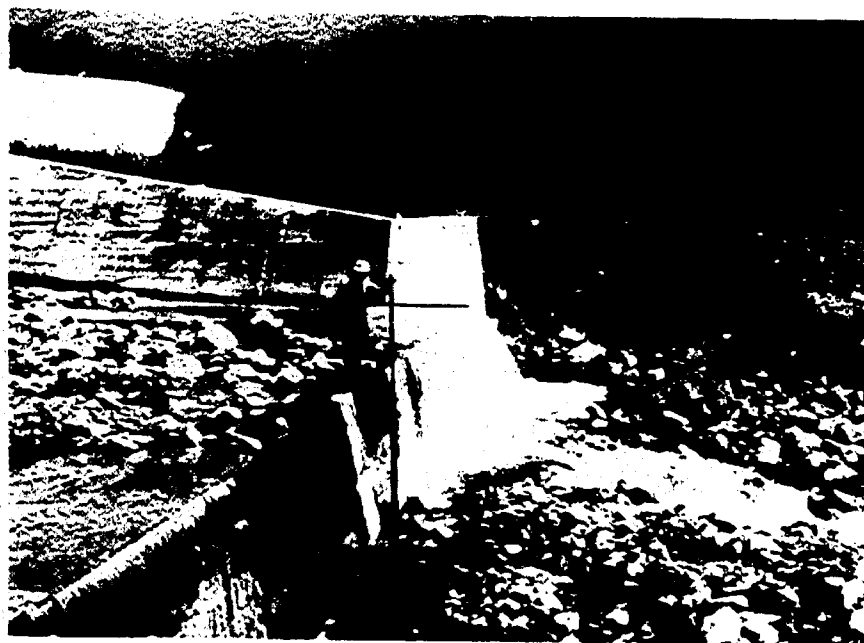


写真 3 垂直壁直下の河床低下

9. 設計、積算上における問題点

9.1 袖部におけるスクリーン固定方法

袖部については、上流法勾配 1 : 0.2、下流法勾配 1 : 0.4 であるため、スクリーンをどのように固定すればよいか、また、スクリーンより受ける支圧を袖部でいかに支持させるか、スクリーンを固定するには、手順をいかにすればよいかという問題点がある。

① 袖部スクリーンビーム固定方法

図 9.1 に示すように、スクリーン枠の施工時、ピア部は、上流側につけて落しこみ、その後、ボルトをターンバックルにねじこむものとする。

この場合、袖部においては、上流側に固定しないで、下流側へ支持するからスクリーンビームの下流側に当るような箱抜きとする。

ただし、中段、上段については、スクリーン縦部材ととりつけ関係から 100 mm 204 mm の空間が生じるので、ビルドアップのボックスを挿入して、支圧台とした。なお施工時の手順としては、下記によらなければならないと思われる。

最下段スクリーン → アシカーボルト固定 → 中段スクリーン →
アンカーボルト固定 → 支圧台アンカー孔の削孔 → 支圧台のケミカルアン
カー施工 → 支圧台挿入 → ボルト固定 → 上段スクリーン →
(以下、中段の場合と同じ)

② 袖部の戸当り周辺の処置

袖部の戸当り周辺は、ビーム (スクリーン) から受ける支圧を広く分布させるために、配筋をした。配筋については図 9.2 のように、ピアと同様にした。

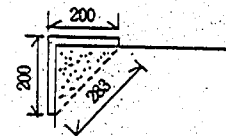
9.2 ピア部保護

ピアは巾 2.5 m と構造的に薄く、鉄筋構造物であるとともに、アンカー固定部が上流端にあるため、土石の衝撃による破壊が想定されるので、ピア上流端角部をいかに保護すればよいか、また、ピア天端は満砂になった場合、土石が越流し摩耗するため、いかに保護するかが問題である。

① ピア土流角部の保護

ピア角部の土石の衝撃により、極部的な破壊を生ずる例が多いため、本ダムでは、上流側については、図 9.3 のように、等辺山形鋼により、補強した。アングルプレートの巾については、施工例もなく、明確な決めてはないが、下図に示すように 200 mm の等辺、ビルドアップ、アングルを用いる場合、角部の強度を算定すると以下のように 14 t/m の集中荷重に耐えるものと考えられる。

・コンクリートのせん断強度



コンクリートの許容せん断応力

$$\tau_{ca} = 50 \text{ t/m}^2 \text{ とする。}$$

$$P_c = 0.283 \times 1.0 \times 50 \text{ t/m}^2 = 14 \text{ ton}$$

・アンカー筋の引張強度

鉄筋の許容応力 $\sigma_{ta} = 1800 \text{ kg/cm}^2$ とすると 1 m あたり 4 本の SD-30 ϕ 16 mm ($A_s = 1.986 \text{ m}^2$) を使用しているから、

$$P_s = 1.986 \times 4 \times 1800 \text{ kg/cm}^2 = 14 \text{ ton}$$

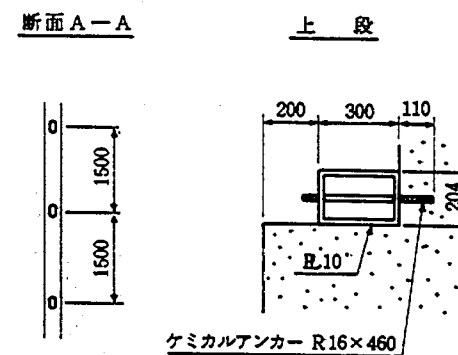
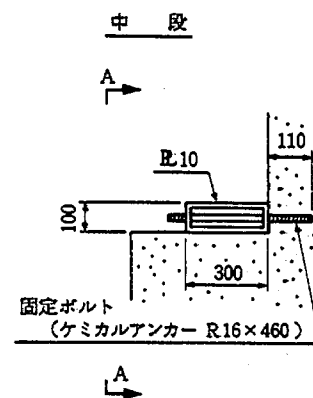
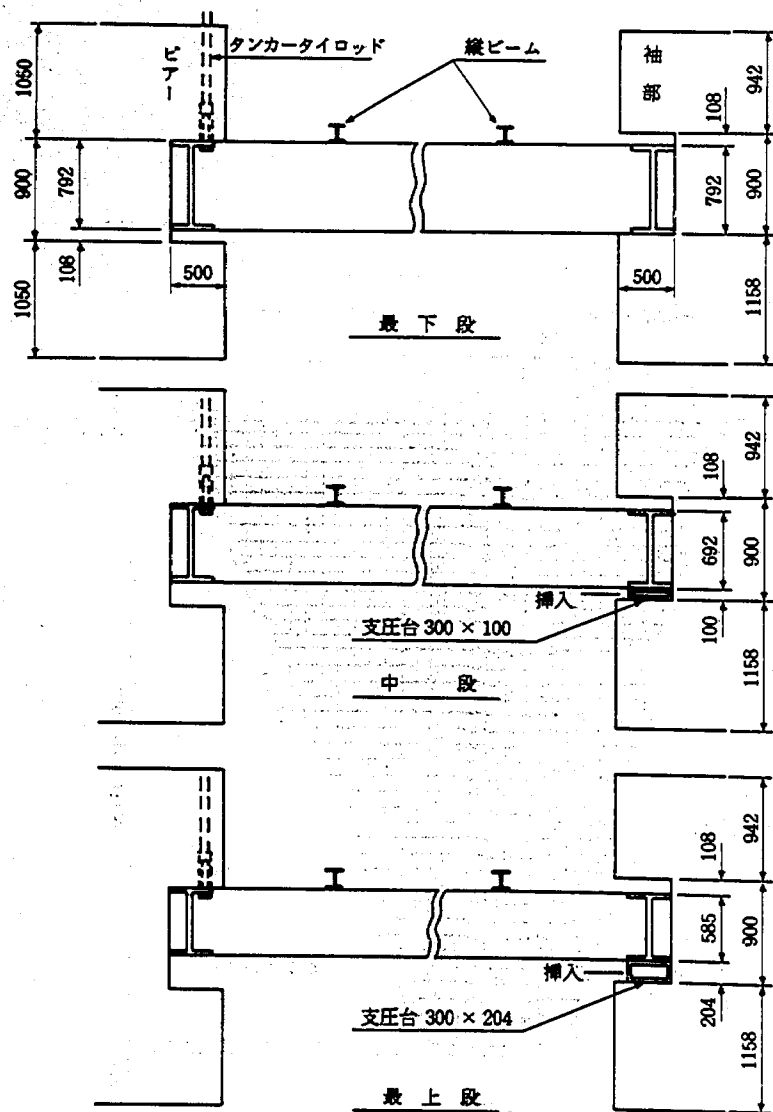


図-9.1 袖部スクリーンビーム固定方法

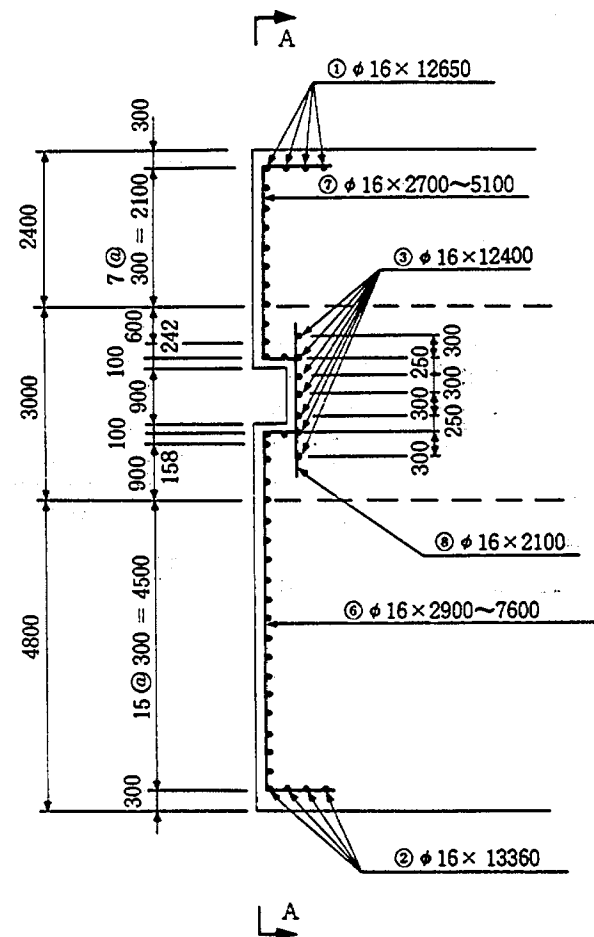


図-9.2 袖部の戸当り周辺の配筋

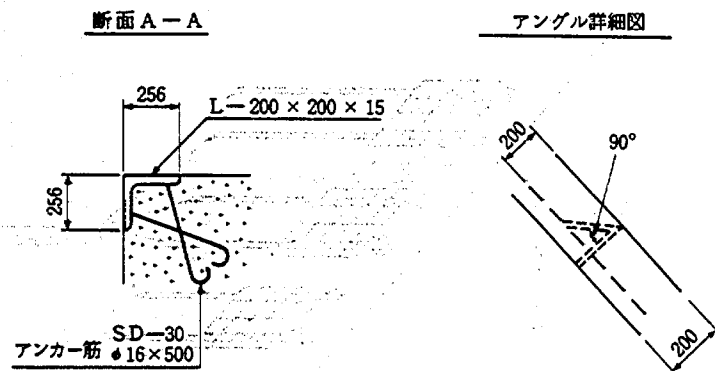
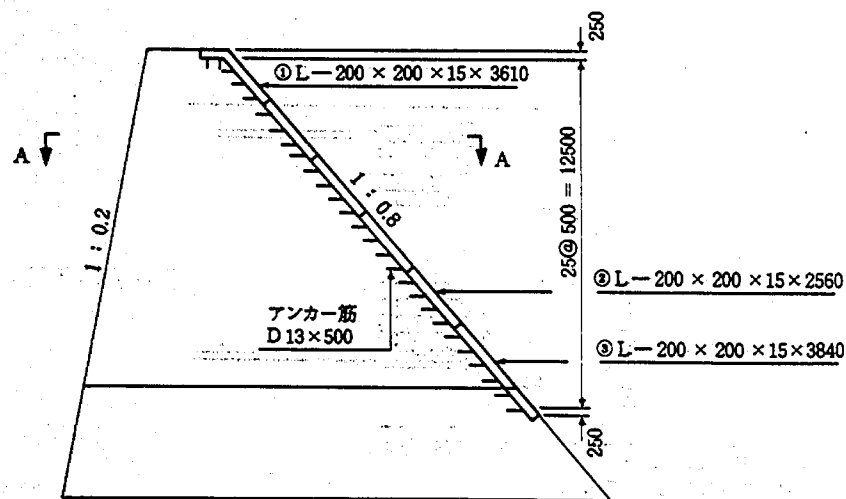


図-9.3 砂防ダム上流側の保護

② ビアー天端の保護

ビアー天端は、河床堆積物等により、膠石コンクリート厚50mmにより、摩耗対策に対処した。

9.3 アンカータイロッドの固定方法

スクリーンに作用する荷重をビアー全体に圧縮応力として、作用させるために、スクリーンビームにアンカーをとり、ビアー上流側へ固定することにしたが、アンカータイロッドにより、部分的に応力が集中する恐れがあるため、どのようにしてよいか問題である。(図-9.4)

① アンカー固定部

タイロッド固定部は、タイロッドの設置上及び応力分散のために、ビアー背部鉄筋の位置と同位置とし、かつ、かご鉄筋を配置するものとした。かご鉄筋の必要量等明確でないが、コンクリートの最大骨材寸法を基準にSP-30φ13mmピッチ150mm程度の配筋とした。

9.4 本体上流法勾配変化ケ所における保護

水通し部と袖部における上流法勾配変化ケ所に何かの処理が必要である。

① 袖部、ビアー底部の保護及び土石流のapproachとしても必要であると判断した。これについては、応力的にも根拠がなく総合的な判断の上に施工した。

9.5 湧水処理

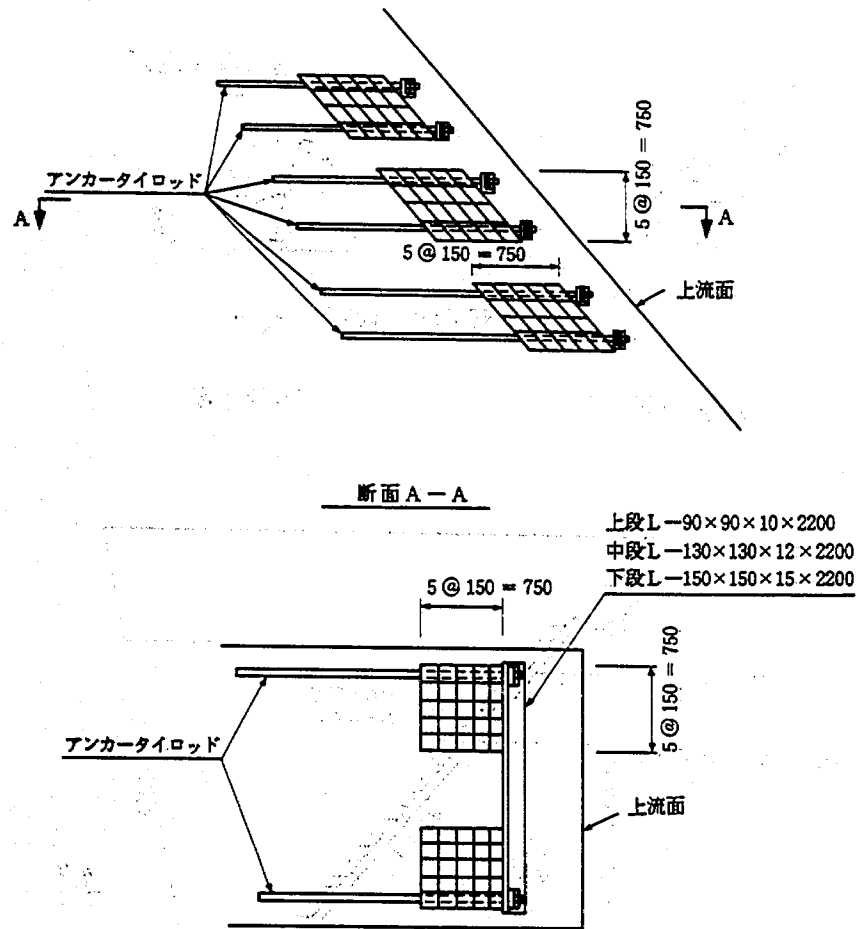
袖部、ビアー底部の施工が完了したところ、ビアー底部下流端にて、湧水がみられたため、湧水処理が必要となった。

① 両袖の一部が岩着し、水通し部がfloatingになっているために、湧水が発生したと思われる。また、水叩部が巾50m長さ約20mと大きく piping が発生すれば、水叩の破壊が予想されるために、盲暗渠を施工した。(pipingについてはfloatingであっても縦断勾配が強いのと、water cushion により、あまり影響はないと思われるが、安全性を重視した。)

10. 施工上苦慮した点

1. タイロッド固定部の籠筋組立てが困難であり、型枠設置時における型枠のアンカーを取るのに苦慮した。

2. アンカータイロッドの設置がビアー幅の狭い所で行う為容易ではない。
3. ビアー角部保護のアングル取付時に裏法勾配がゆるい（1 : 0.8）為取付けが容易でない。
4. スクリーンビーム枠及び縦ビームの補助枠箇所の箱抜きにおいて精度が要せられ、慎重に施工した。



図－9.4 作用荷重に対する応力分散工法

土石流対策ダムの設計・施工上の諸問題

戸 次 真 一

土石流対策は、危険区域の設定、あるいは警戒避難雨量の設定などソフト面での対応と平行して砂防ダム等で直接土石流を抑制、抑止する土石流対策ダム工が重要視され、各方面で計画、実施される称になった。桜島は周知の通り、我国でも有数の土石流の多発地域で、しかも人家の周辺を、直接海まで流下する特異な場所である。現在、土石流対策として砂防ダム（床固工含む）工事が鋭意進められ除々にではあるが、その効果を発揮しようとしている。

しかしながら、土石流対策ダムの設計、施工に当っては、土石流の衝撃力、あるいは構造、材料等々、不明な点もあってこれからの調査、研究をまつ部分が多い。ここでは、大隅工事事務所が桜島で砂防ダムを設計、施工するに当って現地で経験し、現実困っている問題を、土石流対策砂防ダムの設計、施工上の諸問題として紹介する。したがって他の地域にあてはまらない部分もある。

1. 砂防ダムの被災例と施工上の問題点

土石流の直撃を受ける砂防ダムでは、明らかに施工が十分でなかったことが原因となって損傷を受けたものを見かける、これらは施工中僅かな注意で避けられるものが多い。

(1) コンクリートの打設継目

土石流による、砂防ダム、床固工の損傷部分を見ると、破壊面が打設継目にそって破壊しているものが多い。これは、明らかにコンクリート打継目の処理（グリーンカット、チッピング、サンドプレスト等）が十分に行なわれてなかった結果によるもので最も多い被災例である。

コンクリートの打継に当っては、十分なグリーンカット等を実施することが、強い剪断力を受ける土石流対策ダムでは、特に重要である。

(2) 水通し部の補強

土石流の常時流下する砂防ダムでは、水通しの損傷が著しい、ほとんどのダムで何らかの被害を受けている。

このため、水通し天端や、袖小口を鋼板、石張工、グラノリジックで補強するのが一般的である。この場合、鋼板、石張工では本体コンクリートにかぶせる形で施工するので、附着状況が重要で施工がうまく言った場合は効果が大きい、附着が十分でなくめくれると、逆効果となってかえって破壊を促進する結果となるので十分な施工が必要である。

(3) 間詰工

間詰工は砂防ダム本体と地山とをつなぐ重要な工事であるが、ややもすれば、お座なりとなる場合がある。中には間詰工の施工されていないものさえある。桜島でも間詰工部分が破壊されたためにダム本体の破壊につながった例があり、床堀の埋戻し的な概念でなく、周辺の地形、地質、土石流の流向も考慮して十分な施工が必要である。

特に、屈曲部で土石流の直撃するヶ所や、袖嵌入部附近に小溪流がある場合など、袖部の間詰工は特に重要である。

(4) 均一なコンクリートの打設と養生管理

土石流対策ダムは予想を越えた応力を受ける訳であるから工程を考慮した、適当なリフト高と養生を十分に行ない均一なコンクリートを打設することが必要である。リフト高を大きく取り過ぎた上に養生が不十分なためコンクリートにヒビ割れが発生し弱点となっている場合がある。特に水叩工に多く見られる。又、水の無い場所での施工であるため、工事用水の確保が大変である。現地は、生コン車、バキュームカーで搬入をしている。これらに掛る意用も大きい。

(5) 床掘工事

桜島は地質がモロイ火山噴出物層からなっているため、ダムサイトについても、ほとんどが溶岩と火山砂の混合した地質である。この様な場所の床掘は特に困難で、やたら掘り進むと周辺の地山が緩んで崩落する恐れがある。後で間詰工等を施工しても土石流が当たるとその周辺から崩壊が進むことがあるのでこの様な場所での床掘は特に慎重に施工することが必要となる。特に袖の嵌入部は、土石流対策ダムでは重要なヶ所であるため床掘は、安全施工の範囲最小限に、埋戻し（間詰）は十分に行なうことが重要である。

2. 設計上の問題点

(1) 屈曲部での土石流対策ダム

桜島の河川は非常に屈曲が多く、今後施工するダム等はほとんど言って良い程屈曲の影響を受ける。従来の原則からすると、ダム軸は下流流心に直角にとることになっているが、土石流は非常に直進性が強く、屈曲部をうまく曲がりきらずに、袖部を越流したり下流側の対岸に撃突する等の現象が生じ、砂防設備に損傷を受けたり思わぬ方向に土石流が飛び出す例が非常に多い。屈曲部のダム軸の方向（土石流の曲がれる角度）、偏流に対する余裕高、取付護岸の方向（法線形）等の決定は重要な問題である。

(2) 水通し天端幅とダムの安定計算

砂防技術基準「設計編」では、大規模土石流の常襲地区では4.0mを用いているとされている。ところが、重力式の安定計算では天端幅が広くなれば上流法勾配は小さくなり、むしろ土石流の激突に対しては、不安定な構造となるため水通し天端幅とダムの安定計算は別々に考慮することが必要である。

(3) 上流法勾配の余裕

重力式ダムでは、上流法勾配をあらかじめ計算してこの結果をもって安定計算を行なうことになっているが、土石流の様な予想をこえた外力に対してそれに見合った余裕を考慮しておくべきと思うが、その余裕はどの程度が妥当か。

(4) 袖部の補強と外力

桜島では土石流の外力を調査し、一応の観測値を得ているが、非常に大きな値となるので、ダムの設計には全く考慮してない。ダムの損傷は袖部で圧倒的に多く何らかの補強を行なうべきであるが、現況において何を用途に考えれば良いか。

(5) 水通し断面の決定

適当な水通し幅と越流水深の限度、水通しの形状、余裕高。

(6) 土石流の飛脈距り

水叩長の余裕長、前法勾配と土石流落下の影響受けないダム高の限度（あまり高くなると前脚部が削られる。桜島では、1年間に20cm削られた実績がある。）

(7) 袖の嵌入は基礎と同じで良いか。

(8) 副ダム方式か、水叩方式か。

(9) 袖勾配

(10) 袖高と地山との余裕高

(11) 分級効果の高いダム型式、構造

(12) 耐土石流材料

3. 桜島における工事実施上の問題点

(1) 工事中の土石流の発生による、施工ダムの被災

(2) 土石流頻発期（3月～9月）には事実止工事不可、予算執行が出来ない工事の可能区間が短く十分な工期がとれない。

(3) 工事中の土石流発生による危険が高い。

砂防調査の成果活用に関する
会議議事録

土研資料第1747号
昭和56年12月(1981)
砂防調査室

キーワード 砂防調査

要 旨

昭和56年5月28日～30日に開催された全国砂防関係技術者による
「砂防調査の成果活用に関する会議」の内容をとりまとめたもので
ある。



郵便はがき

40円切手
をはって
下さい。

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
砂防研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第1747号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

