

土木研究所資料

第15回地質担当者會議資料

昭和57年 3 月

建設省土木研究所
地質化学部地質研究室

Copyright © 1982 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

地質調査上の問題点の解明、技術情報の交換および調査方法の統一等を目的として昭和42年度に開始された地質担当者会議は、その後毎年開催され今回で第15回を迎えるに至った。その間、河川砂防技術基準(案)、道路土工土質調査指針、トンネル技術基準、ルジオンテスト施工指針(案)、リップラップ材の耐久性判定基準(案)等、地質調査に関連する基準や指針の討議を行い、またダムやトンネル、のり面、軟弱地盤等の地質上の問題点の検討や海外の技術紹介を行ってきた。

今回も、本省田中技術参事官、土木研究所大久保所長をはじめ、本省、各地方建設局、国土地理院、建設大学校、北海道開発局、沖縄総合事務局等から多数の参加を得て盛会となった。

会議では、以下の5項目について発表があり、活発な討議がなされた。

「岩盤の原位置せん断試験に関わる諸問題」では、設計に係わる問題と試験条件に係わる問題がとりあげられ、試験時の留意点および試験結果の評価上の問題について包括的な報告がなされた。

「石灰岩地帯におけるダムの建設」においては、石灰岩地帯でのダム建設にあたって調査上・施工上注意すべき問題を、これまでに施工された事例をもとに、総括的な紹介がなされた。

「注入工法による砂礫地盤の遮水」では、注入工法の概要とともに、砂レキ地盤を対象とした現地注入実験結果について報告がなされた。

「地すべり地形の形成作用と地盤変形」は、地形学的な立場から地域的な応力場に基づいて地すべり地形を分類することによって、地形判定や岩盤評価に貢献できることを示したものである。

「反射弾性波探査法の利用」では、反射弾性波探査法の技術が、土木地質調査に適用できることが示され、浅層地盤を対象とした現地実験結果について報告された。

ここに当日提出された資料と討議内容をとりまとめて、今後の参考に供しようとするものである。

昭和57年3月

建設省土木研究所地質研究室長 菅 原 捷

目 次

まえがき

議 事 次 第	1
出 席 者	2
開会の挨拶	5
技術参事官挨拶	6
土木研究所所長挨拶	8
閉会の挨拶	9

議事および資料

1 岩盤の原位置せん断試験に関わる諸問題	12
2 石灰岩地帯におけるダムの建設	53
3 注入工法による砂礫地盤の遮水	81
4 地すべり地形の形成作用と地盤変形	103
5 反射弾性波探査法の利用	135
地質担当者会議発表議題一覧	165

第 1 5 回 地質担当者会議議事次第

1. 日 時 昭和56年12月11日(金) 10:00~16:50

2. 場 所 東京都千代田区神田1-1-12 コープビル

3. 議事次第

1) 10:00~10:05

開会の挨拶

土木研究所 地質化学部長

蒔 田 実

2) 10:05~10:20

挨 拶

大臣官房 技術参事官

田 中 淳七郎

3) 10:20~10:35

挨 拶

土木研究所 所長

大久保 忠 良

4) 10:35~12:00

岩盤の原位置せん断試験に関わる諸問題

土研 ダム構造研究室長

水 野 光 章

5) 13:00~13:50

石灰岩地帯におけるダムの建設

土研 地質研究室長

菅 原 捷

6) 13:50~14:40

注入工法による砂礫地盤の遮水

土研 地質研究室研究員

中 村 康 夫

7) 15:00~15:50

地すべり地形の形成作用と地盤変形

東北地建 河川部専門官

星 埜 由 尚

8) 15:50~16:40

反射弾性波探査法の利用

土研 地質研究室研究員

稲 崎 富 士

9) 16:40~16:50

閉会の挨拶

土木研究所 地質官

岡 本 隆 一

第 15 回 地質担当者会議出席者名簿

機 関 名	氏 名	所 属 職 名
本 省	田 中 淳七郎	大臣官房技術参事官
	田 崎 忠 行	〃 技術調査室技術調査官
	石 原 正 男	〃 〃
	岡 崎 健 二	河川局治水課
	広 瀬 利 雄	〃 開発課長
	竹 林 征 三	〃 開発課長補佐
	坂之井 和 之	〃 開発課企画調整係長
	藤 田 乾 一	〃 開発課
国 土 地 理 院	金 子 純 一	企画部企画調整課企画係長
	庄 司 浩	地理調査部地理第一課地理第一係長
	丹 羽 俊 二	〃 地理第二課地理第一係長
建 設 大 学 校	石 川 光 男	建設部建設科主任教官
東 北 地 建	星 埜 由 尚	河川部河川計画課建設専門官
関 東 地 建	青 池 茂 男	河川部河川調整課調整係長
	小 椋 公 之	道路部道路工事課構造第二係
	吉 永 格 文	川治ダム工事事務所調査設計課長
	永 井 春 夫	ハツ場ダム工事事務所調査設計課長
	高 橋 徹	〃 調査設計課設計係長
	宮 崎 今朝男	千葉国道工事事務所調査課調査第一係長
	金 岡 俊 夫	京浜工事事務所調査課開発調査係長
	中 村 靖 治	宮ヶ瀬ダム工事事務所長
	丸 岡 昇	〃 調査設計課長
	園 村 孝	〃 調査設計課調査係長
	稲 垣 武 弘	川崎国道工事事務所調査課専門職
	本 間 克 三	横浜国道工事事務所調査課調査第一係長
	島 田 晴 伸	甲府工事事務所調査課道路調査係長
	戸矢崎 久 吾	長野国道工事事務所調査課計画係主任

機 関 名	氏 名	所 属 職 名
関 東 地 建	竹 下 清	利根川ダム統合管理事務所調査課調査係長
北 陸 地 建	伴 登 義 懿 大 木 達 夫 榎 本 真	阿賀川工事事務所長 大町ダム工事事務所長 北陸技術事務所副所長
中 部 地 建	梅谷内 信 夫 中 西 要 人 吉 田 啓 一 畑 中 博 文	河川部建設専門官 木曾川上流工事事務所開発調査課長 高山国道工事事務所建設監督官 天竜川ダム統合管理事務所長
近 畿 地 建	山 根 昭 保 科 俊 治	猪名川工事事務所調査第二課長 大滝ダム工事事務所調査設計第一課調査係長
中 国 地 建	本 永 輝 治 横 川 義 昭	弥栄ダム工事事務所建設専門官 中国技術事務所副所長
四 国 地 建	西 岡 正	徳島工事事務所長
九 州 地 建	仲 道 憲 一 増 元 四 郎	企画部技術管理課基準係長 河川部河川計画課計画第二係長
北海道開発局	小 林 雄 一	土木試験所地質研究室長
沖縄総合事務局	渡久地 政 金	北部ダム事務所副所長
土 木 研 究 所	大久保 忠 良 飯 田 隆 一 岡 本 隆 一 蒔 田 実 柴 田 功 水 越 三 郎	所 長 研究調整官 地 質 官 地質化学部長 ダム 部 長 砂 防 部 長

機 関 名	氏 名	所 属 職 名
土 木 研 究 所	松 尾 茂 生	機械施工部長
	栗 林 栄 一	地震防災部長
	藤 沢 侃 彦	企画部ダム計画官
	河 野 広 隆	“ 企画課企画係長
	水 野 光 章	ダム部ダム構造研究室長
	斉 藤 孝 三	“ “ 主任研究員
	松 本 徳 久	“ フィルダム研究室長
	網 木 亮 介	砂防部地すべり研究室
	安 江 朝 光	“ 急傾斜地崩壊研究室長
	仲 野 公 章	“ “ 研究員
	水 谷 敏 則	道路部トンネル研究室長
	塚 田 幸 広	機械施工部施工研究室研究員
	三 木 博 史	“ 土質研究室研究員
	古 賀 泰 之	“ 動土質研究室主任研究員
	杉 崎 光 義	構造橋梁部基礎研究室
	荒 川 直 士	地震防災部振動研究室長
	丸 山 清 輝	新潟試験所
	菅 原 捷	地質化学部地質研究室長
	中 村 康 夫	“ “ 研究員
	平 野 勇	“ “ “
	稲 崎 富 士	“ “ “
	石 塚 克 己	“ “
	神 保 悟	“ “
	阿 部 昌 彦	“ “

開 会 の 挨 拶

地質化学部長 蒔 田 実

皆さんお早ようございます。今年もあと20日を残すばかりとなり、皆様には大変お忙しい中を当地質担当者会議のためにお集まり頂きまして誠にありがとうございます。

本日は本省から技術参事官をはじめ技術調査室・治水課・開発課の方々に御参加頂くことになっております。また北海道から沖縄に至るまで全国の現場の方々、ならびに国土地理院・建設大学校からも御参加して頂いております。土木研究所からの参加者も含め総計73名が当会議に参加する予定でございます。

建設事業にかかわる地質の問題は技術的にますます難しく、かつ重要な局面を迎えていると思われまふ。本日は限られた時間ではございますが、皆様方の御熱心な御意見の交換をお願いしたいと存じます。

それでは、只今より、第15回地質担当者会議を開催いたします。

挨拶

技術参事官 田 中 淳 七 郎

みなさんお早ようございます。技術参事官の田中でございます。

開会にあたりまして一言御挨拶申し上げます。

本日御出席の方々の多くは、建設行政の最先端で調査設計に携わりいろいろ苦勞されている方々が大部分だと思います。その日頃の勞務に対しまして、最初に感謝申し上げたいと思います。

本日は議題からいたしまして、地質調査を中心とした技術的問題の検討及び新しい技術開発についての情報交換をするのが主たる目的でございます。それらの技術的な難しい話は、後程大久保所長が御挨拶で述べられると思いますので、私は新聞等でご案内の方もあろうかと思いますが、現下の建設行政一般のことについて少しお時間を拝借したいと思います。それでまず最初に申し上げたいことはもう御存じだと思いますけど、行政的な問題と致しまして、新聞をにぎわしております第二臨調の問題、財政再建にかかわる公共事業の抑制の問題、それから財政の合理的執行の問題であります。ただ御案内の様に第四次公定歩合の引下げがおこなわれまして、今日から5.5%景気浮揚へ一部政策が転換されております。それから高めの成長率5.2%ということでございまして、内需の喚起、外国に対する輸出過剰等々で、つい一週間前にくらべましても考えられない程政策は変っているわけでございまして、それ程日本経済がむずかしいわけです。一方住宅投資等に関しましては宅地供給が非常に遅れておりましてまた高いとされております。このところ政治の腐敗とか建設業界の談合の問題とか、あるいはいろいろございすけど、一番致命的な遅れは土地問題であろうと思いますが、土地問題が解決すれば日本は非常にいい国であろうと思います。住宅問題というのは土地さえ開拓すれば上のうわものはたいして金のかかりません。その点、アメリカ等に比べれば日本はまあうまくやっていますというのは事実であろうかと思ひます。御案内の様に1970年代に2回の石油ショックを受けその後に資源のない日本はスマートにたちまわって一応安定し立ち直って、今だに先進諸国に比べますと、少なくとも高い成長率を誇っているというのは日本だけです。いろいろ言われていますけど、うまくやってきたんじゃないかと思ひます。

第2点といたしましては今後の問題としての急速な高齢化の問題、これもフランス、イギリスあたりが過去50年かかっておる問題を日本では20～25年の間のものすごいスピードで老齡化する。そういう老齡化対策が日本ではございます。それから老齡化になりますと社会資本のFLOW（フロー）がなかなか難かしくなります。要するに公共投資が難しくなるということで現在過去3年間程ゼロシーリングに近い状態でございますが老齡化社会になるとますます難しくなります。

新大臣がよく言われる話ですが、イギリスとかオランダ等々ヨーロッパの先進国は過去に、例えばイギリスの場合は5つの海を征して植民地から、金銀その他の財産を英国本土へ持って帰りまして、それで社会資本の整備をどんどん行ったわけです。そういう社会資本のストックという意味では日本は非常に遅れているわけでございます。よく言われるように道路にしましても、あるいは下水道にしましても公園にしましても、

だいたい先進国の半分以下であるというのが現状でございます、ただストックはそういう状態ですけど、フローだけはわりかしうまくいっております。例えば道路整備に致しましても、昭和35年以降でございますので、わずかこの25～26年以降の投資が比較的うまくいったというだけでございます。

先程いいました先進欧米諸国特にヨーロッパに比べますと歴史的な年月の相違が、もう決定的であるわけでございますが、そういう時にあと20年後の予想される高齢化社会、それから現在の様な財政困難等を考えますと、ここ数年の間が非常な転換期だろうと思います。そのほかエネルギーの問題、従来の石油依存の経済社会傾向、社会構造から脱皮して、何か他のエネルギーに依存する経済構造を考えなければならない。

それからさらに3つめとしまして、都市化の問題がございします。非常な都市化が進んでいる現在、そういうことに対する国土建設のありかたを、在来の様なマンネリ化した考え方だけでなく、住みよい都市を形成するそういう点で、相当な都市計画、道路計画を含めまして、いろんなことを早いうちに手をつけておかないとまた東京あるいは大阪の二の舞になるということでございします。高齢化に関しましては、先程ちょっと申しましたが国民の価値感の多様化と高度化、まあ現場の在出の方々は絶えずこの問題で悩んでいると思われまますが、それに対して地方公務員なり国家公務員として行政 Needs に対して的確に対応しなければならない。これは私が大学を卒業した当時と現在ではぜんぜん違います。環境問題にしてもそうです。それから国際協調の問題もそうです。発展途上国への技術援助、それと先進国への研究交流等々いろいろあります。

最終的には技術の革新が、非常にだいじなことになるかと思ひますので本日はこの一日だけですが、いろいろ活発に日頃の問題点を講師の方々にお聞き下されれば幸いと思ひます。私、土研にいたから言うわけではございませんが、日本の弱い点は行政もそうですが、研究が弱いのは、縦わりで横との交流がないということでございまして、そういう点でもう少し総合的に他の機関との交流が望ましいわけですが、なかなか難しい。まあ「土」の方は比較的研究所と現場とうまくいっておる所の一つであろうかと思ひますが、土木研究所、地建の技術事務所を有効に活用していただきたいと思ひます。

短い間でございましたが、私の名四事務所の所長時代感じたことですが技術事務所が無駄とは言わないけれども、もうちょっと土研の方々から知識を得、あるいは土研の方からの指導があれば非効率的な試験をやなくてよかつただろうにと思ひました。

今後は非常に予算もきびしくなりますし、そういう点で日本人が一番へたくそな、研究所の利用、あるいは他機関との知識交流等で、マイナスの仕事、無駄な仕事をなくして、さらに技術革新に進んでいただいてもらいたいと思ひます。

今日一日活発な意見の交換をしていただきたいと思ひます。非常に簡単ではございますが、御挨拶に変えさせていただきます。

挨拶

土木研究所所長 大久保忠良

お早ようございます。土木研究所の大久保でございます。

実は私は昨年のこの会議でも御挨拶申し上げました。その時に拝見したお顔が今年も参加していらっしゃるようで、皆様と再びお会いできる機会を得たことを非常にうれしく思っております。

皆さん既に御案内と思いますが、昨今の情勢には非常に厳しいものがございます。このような情勢下において、公共事業を効率的に執行していく為には、調査・研究が非常に大切であると思われます。建設省の行う公共事業と言うのは、国民の生活の基盤を造ることであり、その仕事全体が社会の縁の下の力持ち的性格を持っているわけでございます。その中でも特に地質・土質調査や、我々の土木研究所で行っている試験研究は、公共事業そのまた縁の下の力持ちであろうと思われます。従ってこのような情勢下では縁の下の力持ちが力を出さなくては公共事業の執行も円滑に進まないということで、厳しい情勢だけに、皆様に対する期待も強く、いっそうの努力が要請されるわけでございます。

私は、今日ここで各地の皆様が地質調査に関した問題について会合を持たれるのも、縁の下の力持ちが力を発揮するための大きな栄養素になるのではないかと思います期待しております。

この会議が成功裏に終ることを祈りつつ、私の御挨拶と致します。

閉 会 の 挨拶

地 質 官 岡 本 隆 一

本日は第15回地質担当者会議にお忙しい中をみなさま多数お集まり下さいまして、また時間を超過するまで熱心にご討議していただき、たいへんありがとうございました。特に本省 田中技術参事官、土木研究所大久保所長には御挨拶いただきまして、また土木研究所飯田研究調整官には最後まで熱心に聞いていただき本当にありがとうございました。

今回も北海道から沖縄まで70数余名の方にお集まりいただいて盛会のうちに終わることができたわけですが、この様にみなさま方の深いご理解とご指導とご協力のもとに回を重ねて15回と言う様な担当者会議を続けて来ることができまして、私ども地質をやっている人間もたいへん感謝しておるしいでございます。

今日の議題も土木研究所水野ダム構造研究室長同じく菅原地質研究室長、中村地質研究室研究員それから東北地建の星埜専門官並びに土研の稲崎研究員に、非常に興味ある話題提供をしていただき、かつそれに対して活発な質疑をしていただいて本当にありがとうございました。

参事官、所長の御挨拶にもありました様に、これから安定成長期になりまして建設事業もきめ細かな対応をしていかななくてはならないことは言をまたない所でございます。その様な中で地質調査の重要性もますます深まっていくことと思います。また地質に関連する関連部門の深いご理解とご協力がないと地質分野の進歩発展もなかなか難しいかと思ひます。今後とも、みなさま方のご協力の程お願い致しまして、この会を益々発展させていきたいと思ひます。本日は本当にどうもありがとうございました。これで第15回地質担当者会議を終わりたいと思ひます。

1. 岩盤の原位置せん断試験にかかわる諸問題

土木研究所ダム構造研究室
室長 水 野 光 章

岩盤の原位置せん断試験にかかわる諸問題

序 論	12
1. 岩盤試験の設計に関連する問題	17
1.1 岩盤分類	18
1.2 不均質な岩盤の評価	21
1.3 非弾性的な岩盤の設計における取扱い	25
2. せん断試験そのものに関連する問題	28
2.1 みかけ強度と真の強度	28
2.2 ブロックせん断とロックせん断	28
2.3 载荷形式	31
2.4 試験サイズ	32
2.5 試験時の応力レベル	35
2.6 载荷速度	36
2.7 断層、節理面のせん断試験	38
3. 試験結果の評価	43
ま と め	47
参考文献	49

1. 岩盤の原位置せん断試験にかかわる諸問題

序 論

周知のようにコンクリート重力ダムは、

- ① 上流端に引張応力を出さない条件
- ② せん断に対して安定な条件
- ③ 作用応力を許容応力内におさめる条件

を満たすように設計される。

このうち②のせん断に安定なる条件は、最近では専ら岩盤に対して問題となることが多く、設計もこれによって支配される。ちなみに、コンクリート重力ダムの安定条件のうち、①及び③は、万国共通広く認められているもので、その必要性についてはあまり疑義をはさむ余地はない。但し、③の許容応力を決める際の安全率については、各国でかなりの差があり、我国のそれは、荷重体系を考慮してもやや安全側のものである。

表-1 せん断安全率の定義¹⁾

式番	安全率の定義	安全率の表示	備考
(1)	作用外力が合力の向きを変えずに n 倍	$n = \frac{r_0 l}{S - f V}$	荷重安全率
(2)	地震力による水平力及び揚圧力による鉛直力が n 倍	$n = \frac{r_0 l + f V_2 - S_2}{S_1 - f V_1}$	
(3)	岩盤の強度が $1/n$ (r_0 及び f)	$n = \frac{r_0 l + f V}{S}$	強度安全率 現行構造令で規定
(4)	岩盤の r_0 のみ $1/n$	$n = \frac{r_0 l}{S - f V}$	
(5)	岩盤の r_0 が $1/n$ 、 f が $1/m$	$S = \frac{1}{n} r_0 l + \frac{1}{m} f V$	スペインの政令
(6)	地震力による水平力、揚圧力による鉛直力が n 倍、岩盤の r_0 が $1/n$	$n = \frac{f V_2 - S_2 + \sqrt{(S_2 - f V_2)^2 + 4 r_0 l (S_1 - f V_1)}}{2 (S_1 - f V_1)}$	
(7)	(6)に加え岩盤の f も $1/n$	$n = \frac{f V_1 - S_2 + \sqrt{(S_2 - f V_1)^2 + 4 S_1 (r_0 l + f V_2)}}{2 S_1}$	

表-1で、

n, m : 安全率

r_0, f : 岩盤の初期せん断強度及び内部摩擦係数

S, V : 外力による水平力（面が傾斜している場合はせん断力）及び鉛直力（垂直力）

S_1, S_2 : 地震力によるせん断力及びその他の荷重によるせん断力 ($S = S_1 + S_2$)

V_1, V_2 : 揚圧力による垂直力及びその他の荷重による垂直力 ($V = V_1 + V_2$)

l : 岩盤のせん断抵抗長さ

一方せん断に対する安定の検討の方法は、安全率の定義、所要の安全率の値の両面で各国においてかなり異なるものであるが、表-1は、せん断摩擦安全率をその定義に応じて表現したものをまとめたものである。このうち(2)、(6)式は荷重の算定に比較的誤差を含む可能性の強い地震力と揚圧力に余裕(安全率)を持たせた表現としたものである。表-1からわかる様にせん断摩擦安全率はその定義に応じて、様々の表現(方法)があり得る。次に米国の開拓局、工兵隊の基準、スペインの政令、日本の河川施設等構造令から、各機関のせん断安全率の規定について整理したものが表-2である。ここでは荷重の算定法は載せなかったが、日本

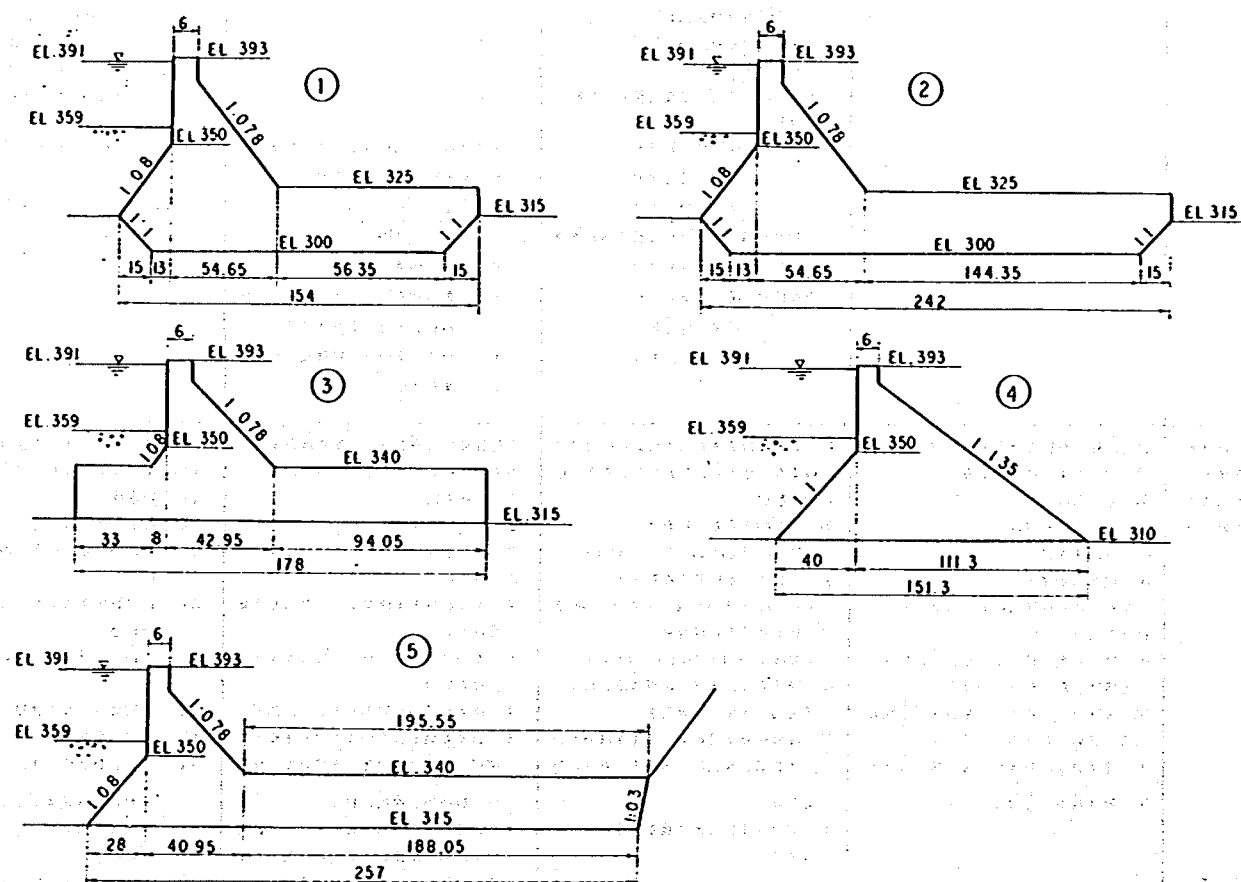
表-2 各国のせん断規定の比較¹⁾

機関名 比較事項	日 本	米 国 開 拓 局	米 国 工 兵 隊	ス ペ イ ン
せん断の検討方法と所要安全率	・せん断摩擦安全率をHennyの公式により検討する。 $n = \frac{r_0 L_0 + fV}{11} \quad n \geq 4$ V: 剪断面に作用する垂直力の総計 11: 剪断力の総計 r_0: 剪断面の剪断強度 f: 剪断面の内部摩擦係数 L_0: 剪断抵抗力が生ずる剪断面の長さ	・せん断摩擦安全率をHennyの公式により検討する。 $Q = \frac{C(A + (FN + FU) \tan \phi)}{FV}$ Q: せん断摩擦安全率 C: 純せん断強度 A: 考慮している断面積 FN: 垂直力の合計 FU: 揚圧力の合計 $\tan \phi$: 内部摩擦係数 FV: せん断力の合計 ・所要安全率は ダム内任意断面、基礎岩盤との接触面に対して 荷重状態 ①で $Q \geq 3.0$ ②で $Q \geq 2.0$ ③で $Q \geq 1.0$ 基礎岩盤内部の割層等で仕切られた基礎岩盤ブロックにおいては、 荷重状態 ①で $Q \geq 4.0$ ②で $Q \geq 2.7$ ③で $Q \geq 1.3$	・せん断に対する検討は2段階に分けられる。 ①す水平力と鉛直力の比(FH/FV)である滑動係数を算出する。これが物質の内部摩擦係数より十分小であれば良い。但しこの滑動係数は各荷重状態で次の最大値を超えてはならない。 荷重状態 最大滑動係数 I — II 0.65 III 0.65 IV 0.65 V — VI 0.85 ・滑動係数が上記の規準を満足しない場合はせん断摩擦安全率を検討する。 $S_{II} = \frac{f \cdot FV + r_0 A}{EH}$ S_{II}: せん断摩擦安全率 r: 最大せん断応力に対する平均値の割合(通常0.5とする) s: 物質の単位せん断強度 f: 摩擦係数	・荷重状態に応じて次式で算出する。 荷重状態 A, A₁ に対して $\frac{r_0 L_0}{5} + \frac{fV}{1.5} \geq 11$ 荷重状態 B₁₁, B₁₁, B₁₁, B₁₁ に対して $\frac{r_0 L_0}{4} + \frac{fV}{1.2} \geq 11$ V: 剪断面に作用する垂直力の総計 11: 剪断力の総計 r_0: 剪断面の初期せん断強度 f: せん断面の内部摩擦係数 L_0: 剪断抵抗力が生ずる剪断面の長さ
安定計算を必要とする貯水池の状態と荷重の組合せ	安定計算に必要な荷重の組合せとの関係で次の4つに分類する。 ① 常時満水位 ② 警戒満水位 ③ 設計洪水水位 ④ 貯水池空位 上記貯水池の状態に応じて考慮する荷重は次の通り ① 堤体自重、静水圧、堆泥圧、地震力(堤体、貯水池)、揚圧力 ② 堤体自重、静水圧、堆泥圧、$\frac{1}{2}$地震力(堤体、貯水池)、揚圧力 ③ 堤体自重、静水圧、堆泥圧、揚圧力 ④ 堤体自重、$\frac{1}{2}$地震力(堤体)	貯水池の状態よりむしろ荷重の組合せで次のように分類し、所要の安全率との組合せで整理 ① 一般的荷重の組合せ (Usual Loading Combination) ② 一般的でない荷重の組合せ (Unusual Loading Combination) ③ 極端な荷重の組合せ (Extreme Loading Combination) ① 堤体自重、上下流面静水圧、堆泥圧、揚圧力、水圧、温度荷重 ② 設計最高水位における上下流面静水圧、堤体自重、堆泥圧、揚圧力、水圧、温度荷重 ③ ①の荷重に加えて地震力(堤体、貯水池)	安定計算に必要な荷重の組合せとの関係で次の6つに分類している。 I 完成直後 II 通常操作時 III 余水放流時 IV 洪水放流時 V Iの状態より下流側より地震加速度を受けた場合 VI IIの状態より上流側より地震加速度を受けた場合 I 堤体自重、地震力(堤体)、風圧 II 通常の満水位(閉じたゲートの堰上端の水位)での水圧、堤体自重、堆泥圧、揚圧力、水圧、波圧 III 部分開ゲートの上端における水位時の上流面静水圧、この時の下流面静水圧、堤体自重、堆泥圧、揚圧力、水圧、波圧、付加空気圧 IV 警戒満水位の状態における上下流水位による静水圧、堤体自重、堆泥圧、揚圧力、波圧、付加空気圧 V Iの荷重で風圧を除き地震力を追加 VI IIの荷重で水圧を除き、地震力(堤体、貯水池)を追加	2つの通常状態、4つの特殊状態において安定性を検討。 A₁ 貯水池空位 A₂ 貯水池常時満水時 B₁₁ A₁の状態より地震力が作用 B₁₂ 放流設備が故障したA₂の状態 B₁₃ A₂の状態より地震力が作用 B₁₄ 設計最高水位の状態 A₃ 自重、温度荷重 A₄ 自重、静水圧、揚圧力、堆泥圧、水圧もしくは波圧のうち大きいもの、温度荷重 B₂₁ A₁の荷重に地震力を追加 B₂₂ A₂の荷重で水位の上昇を考慮 B₂₃ A₂の荷重に地震力を追加 B₂₄ 水圧または波圧は除外 B₂₅ 自重、静水圧、揚圧力、堆泥圧、波圧(水圧は除外)、温度荷重

の政令が、あらゆる荷重状態に対しても安全率4を確保している点はその是非はさておき各国に比して大きいと言わざるを得ない。またスペインの政令が我国とは異なる安全率の定義をしていることも興味深い。表-2に示される事実は、重力ダムの設計を大きく支配するせん断規定について我国の内容を見直す必要を示唆しているように筆者には思える。

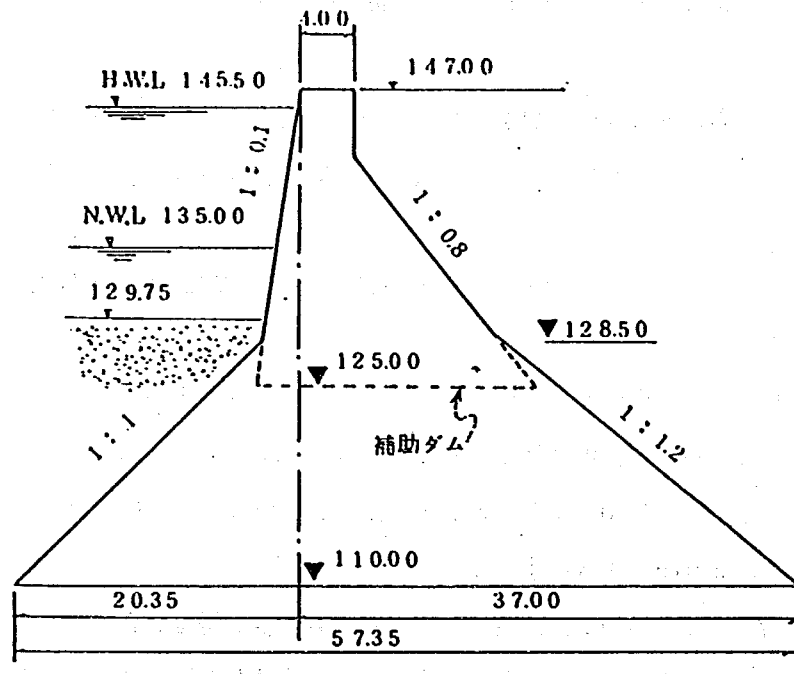
岩盤のせん断強度が低い場合、いかに堤体設計に影響を与えるかという事例として大川ダムと鯖石川ダムを図1、図2に示した。

以上述べたように、岩盤のせん断強度は、ダムの設計を支配し安全性、経済性に大きな影響を与えるが、多種多様な力学的性質を有する小岩盤の組合せから構成されているダムの基礎岩盤を有機的に整理して設計に結びつける体系は、必ずしも完成されたもののようには見えない。例えば、100m級の重力ダムにあっては、岩盤と堤体の接触面積は数万 m^2 となり、ダムの安定性に関与するという意味でこれを立体的に展げれば数十万 m^2 の岩盤が、本質的な意味でその力学的性質を確認する必要がある岩盤の量であるということが出来る。一方これに対して、実際に設計に供するために実施されるせん断試験の面積の総量は通常5 m^2 に満たないものであり、その間に整理体系化するシステムを導入するとしても、相当な検討がなされなければ完



河床の断層破碎帯により岩盤のせん断強度は平均 70 t/m^2 と評価された。

図1 大川ダムの検討断面²⁾



第4紀 泥岩及び砂岩、岩盤強度は
30 t/m²と評価された。

図2 鑛石川ダム的设计断面³⁾

成したものとならないのは明白である。更に実物ダムに即応した岩盤の真の強度を捉えているかという意味の試験そのものの問題が、試験方法、試験実施の技術上の問題としてあるのが現状である。

今から、12年程前（建設省では矢作ダム、石手川ダム、東京電力では奈川渡ダムが施工されていた時期）に土木学会の岩盤力学委員会で「岩盤力学を語る」と題して、当時としての岩盤力学関係のトピックスが研究所、現場の技術者が参集して語られている。⁴⁾ この中の話題を整理すると以下ようになる。

- ① 設計するダムに作用する垂直応力の範囲内で岩盤せん断試験は実施すべきこと。
- ② 試験サイズで強度が影響される。
- ③ 原位置せん断試験は湿潤状態で行なわれるべきである。
- ④ 岩盤試験は、緩速载荷で実施するのが必要でクリープ変形を考慮すべきである。急速载荷では強度がかなり大きく出るとの感触を持つ。
- ⑤ 層状岩盤ではせん断载荷の方向が大きく強度に影響する。層理面に平行な場合は、クーロン式がよく成立する。緩速载荷が必要と思ったのは、増荷後1時間後ぐらいで止っていた変形がその後また不連続的に変形が大きくなって、ついに破壊するという実験結果を得たからだ。
- ⑥ 4 m²の断層せん断試験の結果は、かみ合せ作用が期待できなかったため、殆ど室内試験と同じ $c=0.5$ kg/cm², $\varphi=20^\circ$ であった。
- ⑦ ロックせん断とブロックせん断（花崗岩）の比較をやったが両者には殆ど差がなかった。
- ⑧ 岩盤せん断試験時の破壊音を聞くべく、せん断面下1.5 mの位置にピックアップを入れたその結果、載

荷初期の0.1～0.2mmの変位ですでに2000～3000回のロックノイズがあり、すべりが顕著になると、8,000～20,000回のロックノイズを観測した。

- ⑨ 黒四ダムで実測挙動から岩盤の変形係数を逆算した結果、原位置変形試験から得られる変形係数は過小に得られていることが解った。これは、岩盤変形試験が横坑掘削のゆるみ等2次的なものに影響されていると思われる。

(この原因としては、岩盤が水を含んでいること及び解析は2次元的に行なっており、実際には3次元的に力の分散が生じることが考えられる。)

- ⑩ 上記の例を見ても解る通り、局地的な原位置試験のみでは、バラツキや局所的影響を強く受けるので設計では、もっとマクロなデータ(弾性波速度、数多くのコアテスト)をもとに決めるべきだ。

- ⑪ ブロックシャ試験では、応力集中が生じ真の強度を測定しているかについては疑問がある。

- ⑫ 節理の入った岩盤では60cmサイズは小さすぎる。

- ⑬ 例えば断層のせん断試験でも良いが、室内試験で必ずしも表現し得ないと思われるのが起伏等に伴うインターロッキング効果を期待できないからと思うが、この効果を実際的に判定するには大きな困難を伴う。

- ⑭ 岩盤強度試験値は真の強度値ではなくても実用的な特性値とはなり得る。その時に実用的という意味から他所の結果と比較するということから、自信も生れてくる。そこで比較するとなると、試験法の統一が是非とも必要になる。

- ⑮ 施工段階の時点で設計の前提が良いかということが問題となり、なかなか自信が持てない。そこでシュミットハンマー、リッパームーターを使用することによって、せん断強度に関して定量的な判断が出来た。

- ⑯ 原位置試験では、三軸状態の変形の拘束がしにくいから、ボーリング孔内を利用してその試験をもっと活用していったらどうか。

- ⑰ 弾性波速度のS波は、間隙水分の影響を受けない。したがって、静的弾性係数は、S波の速度から推定するのがよい。

- ⑱ 破壊点の前に出るいわゆる浮上りの特異点を設計に反映させるべきである。また岩盤せん断試験の値は、局地的な値であるから局所安全率の検討にのみ用いるべきである。

- ⑲ 基礎的な物性に関する研究が必要である。繰り返し载荷や長期間载荷の強度特性が最も重要である。

- ⑳ ルジオン値に関して1ルジオンの目安は厳しすぎると思うがしばらくは良いかは良く解らない問題だ。

- ㉑ 1ルジオンの問題はむしろ、岩盤の種類と使用の適否の問題が多いように思われる。むしろルジオン試験の圧力と岩盤の構成との関係をつめるべきである。

さて、これらは、各人の意見を出しあっただけであるから、必ずしも納得できるものだけではないが、いずれも岩盤力学に関してホットな話題である。このうちの2～3割程度は現在すでに解決済みの事項であるが、その他の大部分が残念ながら未解決の問題と言わざるを得ない。多くの研究者、技術者の努力にもかかわらず、岩盤力学の進歩は遅々としたものであり、その原因の大半は、ランダムな不連続面の存在に

起因する物性の複雑さに由来するものと考えられる。これらをふまえて筆者には、コンクリートダム分野では現在岩盤のせん断強度に関して試験あるいは設計に関する問題としては、次の3点に集約されるように思われる。

- ① せん断規定そのものの見直し
- ② 地質図→岩級区分図→原位置岩盤試験→設計に至る流れの中の問題。
- ③ 原位置岩盤せん断試験そのものの問題。

本稿では、このうち主として②と③の問題について述べたいと思うが、問題の性質上、問題点の抽出だけで終る部分もあるがどうか御容赦願いたい。

尚、せん断試験の標準的な方法については、1978年11月号土木学会誌「原位置岩盤せん断試験—指針と解説—」に詳しいので是非参照されたい。

1. 岩盤試験の設計に関連する問題

岩盤のせん断試験を単に試験技術に対する論議に終始してしまうのでは、既に序論で述べたように不適當である。そこで本章では、岩盤試験を地質調査から始まり、設計施工に至る一連の流れの中で捉え、そこで生じる問題について述べることにする。

地質調査から設計に至る流れを図3のように整理して見た。この中で比較的問題があると筆者が考えている事項を整理すると次のようになる。

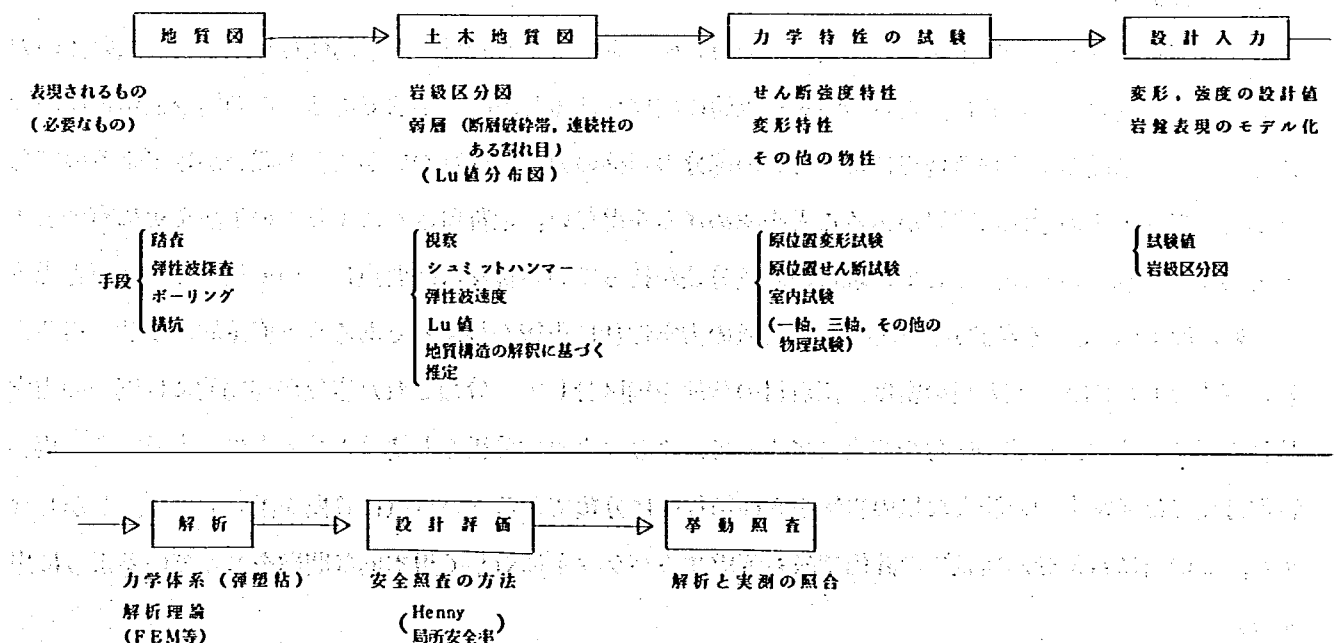
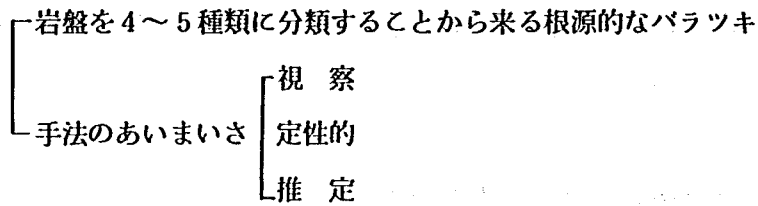
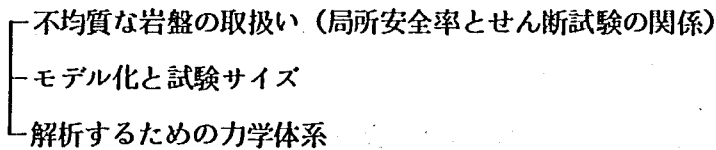


図3 設計の流れの中でのせん断試験の位置付け

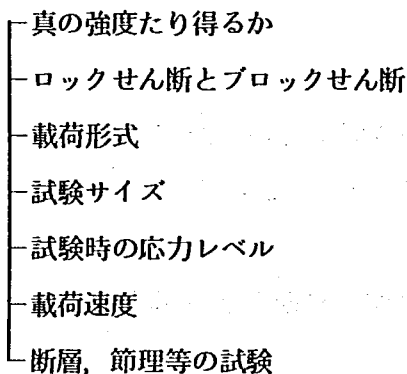
① 岩盤分類



② 設計とせん断試験の結びつき



③ せん断試験そのものの問題



1.1 岩盤分類

既に述べたように、岩盤分類は、膨大な量の設計側から要求する岩盤の力学的性質を限られた試験体の力学試験結果で表現するために、両者の間を有機的に結びつけるための一手法である。この場合厳密には設計側は、「ダム基礎のあらゆる地点においてこの部分の岩盤の力学的性質やいかん」と問いかけて来るのであるから、自ずとその手法に限界があることを認めざるを得ない。地質屋さんによりこの手法を更に有効とする努力がなされているが、ここでは現行の岩盤分類が持っている様々な問題点について述べてみようと思う。

一般に行なわれている岩盤分類の定義は、岩盤の力学性状に影響を与えるであろうと直感的に予想し得る、岩塊（岩片）の固さ、割れ目の密度、割れ目の状態を細区分して、分類された岩盤が終局的には同一の力学特性を示すように、前記細区分の組合せによって、よりマクロな分級をしようとするものである。この場合岩盤分類では通常上記の膨大な量の岩盤を5種類程度に分類できるという点に論拠を置いている。しかしながら、この所に岩盤せん断試験の評価で最も苦慮するバラツキに対して根本的な問題を含んでいるように思える。

すなわち岩盤の強度は風化や割れ目の密度に応じて図4のごとく連続的に分布するものと思われる。岩盤分類ではこれを図に示すように帯状に区分けしているから、各分級は本質的にある幅を持っていることになる。次にある岩種の力学的性質の変化の度合は図4の勾配で象徴的に表現される。この傾きは硬岩の塊状きれつ性岩盤ほど急で軟岩ほど緩いと考えられる。現実には硬岩においては、岩級区分毎の強度の差は相当に大

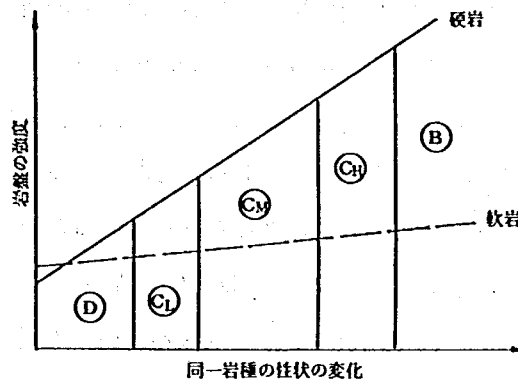


図-4 岩盤の性質と岩級区分⁵⁾

きいし、また、試験値のバラツキも大きい。

次に岩盤分類の定義からもわかるように、この岩盤分類は、横坑もしくはボーリングコア等による岩盤への直接的な視察から行なうのが本来の趣旨である。横坑やボーリングはある線上のデータを提供するのみであるから、それ以外の部分は推定を行なわざるを得ず、地質学的な根拠に基づく推定、あるいは弾性波速度、 Lu 値といったものが推定の材料に用いられるとしても、誤差を本来的に避け得ない。

また、視察による岩盤分類は本来定性的なものであり、個人差が入り込む余地を残している。また、先の分類要素の組合せからマクロな区分を得るアプローチの方法にしても、岩盤や地質の特性に応じてより影響を及ぼす要素が異なるはずであるが、その辺の所はあまり考慮されていないのが現実である。これらの弱点は結果として、同一岩級に対する試験結果のバラツキというかたちで現われて、後に「評価」のところで述べるように、測定値の小さいデータに引きずられて、過小に評価された設計値を選択せざるを得なくなり、経済的に大きな損失を招く場合がある。

これらを解決するため、より定量的な値に基づく分類より適確な分類要素を採るための努力が行なわれているが、それらには、

- ① シュミットハンマーによる、変形係数の測定や弾性波速度値等の量で表現される値を Index として用いる。
- ② 過去の岩盤試験結果を地質の特性に応じて区分要素のどれが力学的性質に支配的であるかを解析的に得、今後の分類に役立たせようとする方法。

が検討されている。

次に問題となるのは、岩級区分を行なう場が、Intactな岩盤の状態を表わしているかという問題がある。通常行なわれている横坑及びボーリングコアの観察に際しては、次の点に留意する必要がある。

- ① 横坑は掘削時の発破によるゆるみもしくは、掘削後の風化の影響が表われる。
- ② ボーリングコアでは、割れ目の密着度（あるいは開口度）あるいは割れ目内の突雑物に対する判定ができない。

前者の問題に対しては発破は、主として割れ目の密着度に大きな影響を与える。岩質は固くてシアーを受

けた、粘板岩等の堆積岩、片岩等が特に影響を受け易く、横坑そのものの観察では岩級区分で半ランクから1ランク程誤認する可能性がある。このことは、定量的にも既に確認されている。図5は横坑内のゆるみの深さについて、変形試験時のひずみの分布から測定したもので、深部ではほぼ理論値に近い値を示しているのに対して、表面30～50cmは相当にゆるんだ状態にあることがわかる。

日吉ダム（水資源公団）の基礎岩盤は、しゅう曲によりもまれているため、固いがもろい輝緑凝灰岩からなる。横坑での観察ではハンマーの打撃により、細かい割れ目から容易にはく離し細片状になる性質を示していた。相当に発破の影響があると思われたので、ジェット水を用いて表面20～30cm程度をはつた結果、密着度は相当に良いことが判明した。これを定量的に見るために、シュミットハンマーによる反発度をはつりの前後で比較した結果を図6に示した。相当の差を生じていることがわかる。以上の結果は、ダムタイプをコンクリートダムに決定する際の重要な判断材料となった。

軟岩や割れ目の頻度の多い岩盤では、発破時のゆるみに加えて、風化の影響が2～3年で顕著に出る。特に、軟岩においては、外気にふれて、乾湿の影響を受けると多かれ少なかれ軟泥化する傾向を有しているので、年を経るに従って、横坑表面の状態は悪くなる。これらの原因に起因する岩盤分級の誤認を防ぐには、既に述べた日吉ダムの事例のように、横坑壁面を横坑内に現れる岩盤の典型毎に20～30cmはつて、Intactな状態にある岩盤をめぐり出し、あらかじめ横坑表面の状態との相関を確認しておいてから、岩盤分類を行なうことを提案したい。風化の進行速度が速い岩盤にあっては、3年程度のサイクルで表面の軟泥化等

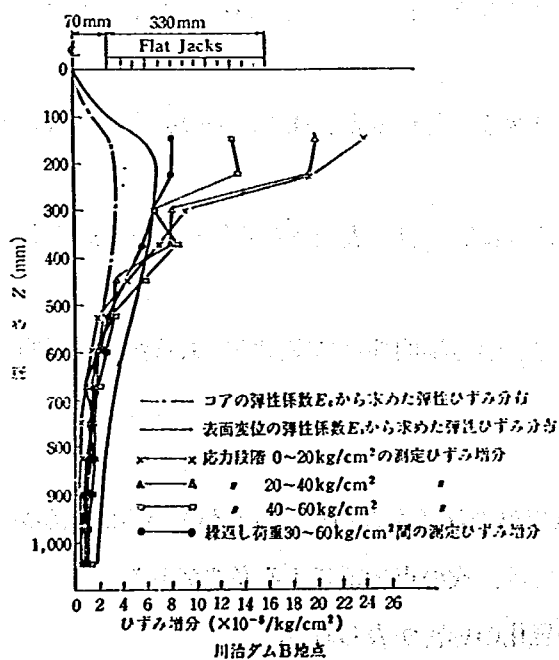


図5 変形試験時のひずみ分布測定例⁶⁾

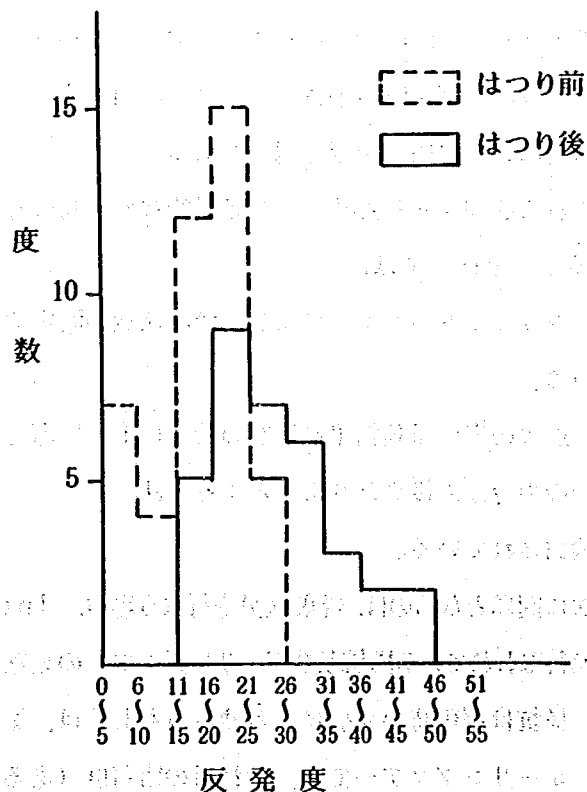


図6 はつり前後のシュミットハンマー反発度の変化(日吉ダム)

の風化の影響を取り除いていつも新鮮な状態でみることが必要で、これは横坑表面を総てはつる必要はなく、 $1\text{ m} \times 1\text{ m}$ 程度の窓をとるところどおける程度で充分であろう。

1.2 不均質な岩盤の評価

序論で述べたごとく、せん断の安全性に対する検討は、Henny の式によるせん断摩擦安全率で検討している。この手法は総せん断抵抗力と総せん断力の比によって判断するものであるが、これ自体は塑性力学的根拠に基いたものであるが、ぜい性を示す岩盤にあつては土質材料と同様の塑性材料とは見なせないで、我国ではその安全率を4としているものである。さて従来のように良好な岩盤からなるサイトを相手にしていた時には、岩盤は殆ど均質であつたから、岩盤の各部は同時に同程度の抵抗力を発揮すると考えても差し支えなかつた。しかし現在のように相当に岩質に変化のある基礎岩盤のピーク強度を単純にたし合せて総抵抗力を得る手法は、相当な力学的矛盾を持っている。すなわち、この場合、不均質な岩盤の組合せからなる基礎岩盤のせん断抵抗力の求め方は、

$$\Sigma R = \sum_i^n \tau_i A_i + \sum_i^n f_i V_i \dots\dots\dots (1)$$

と便宜上しているが、重力ダム堤体の変形は岩盤に比べて剛体的であるから、変形性の大きい岩盤が終局強度に達する以前に変形性の小さい堅岩は破壊することになり終局強度を総て和することには問題があることを示している。このため、現行設計法では局所安全率の検討を補助的に用いることとしている。

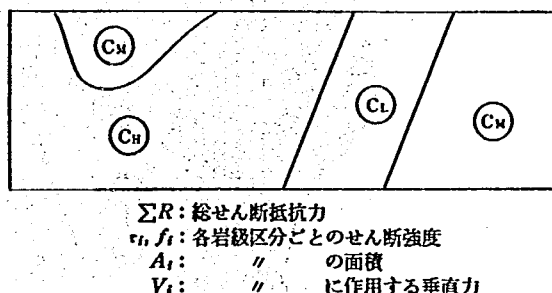


図7 不均質な岩盤のせん断抵抗の算定⁵⁾

局所せん断摩擦安全率は、

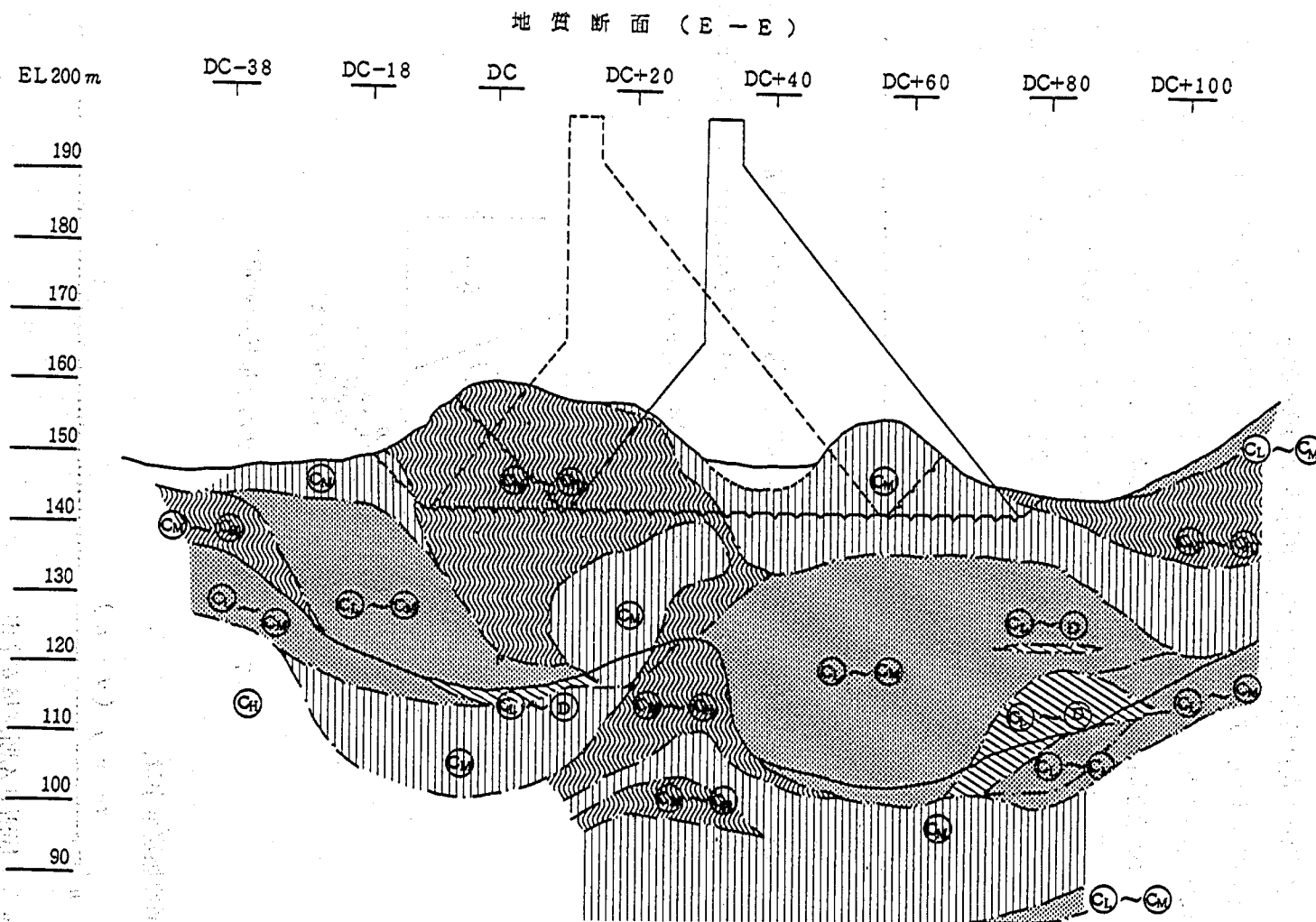
$$n' = \frac{\tau_o + f(\sigma - u)}{\tau} \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 n' : 局所せん断摩擦安全率

σ, τ, u : 想定せん断面に作用する垂直応力、せん断応力および間隙水圧

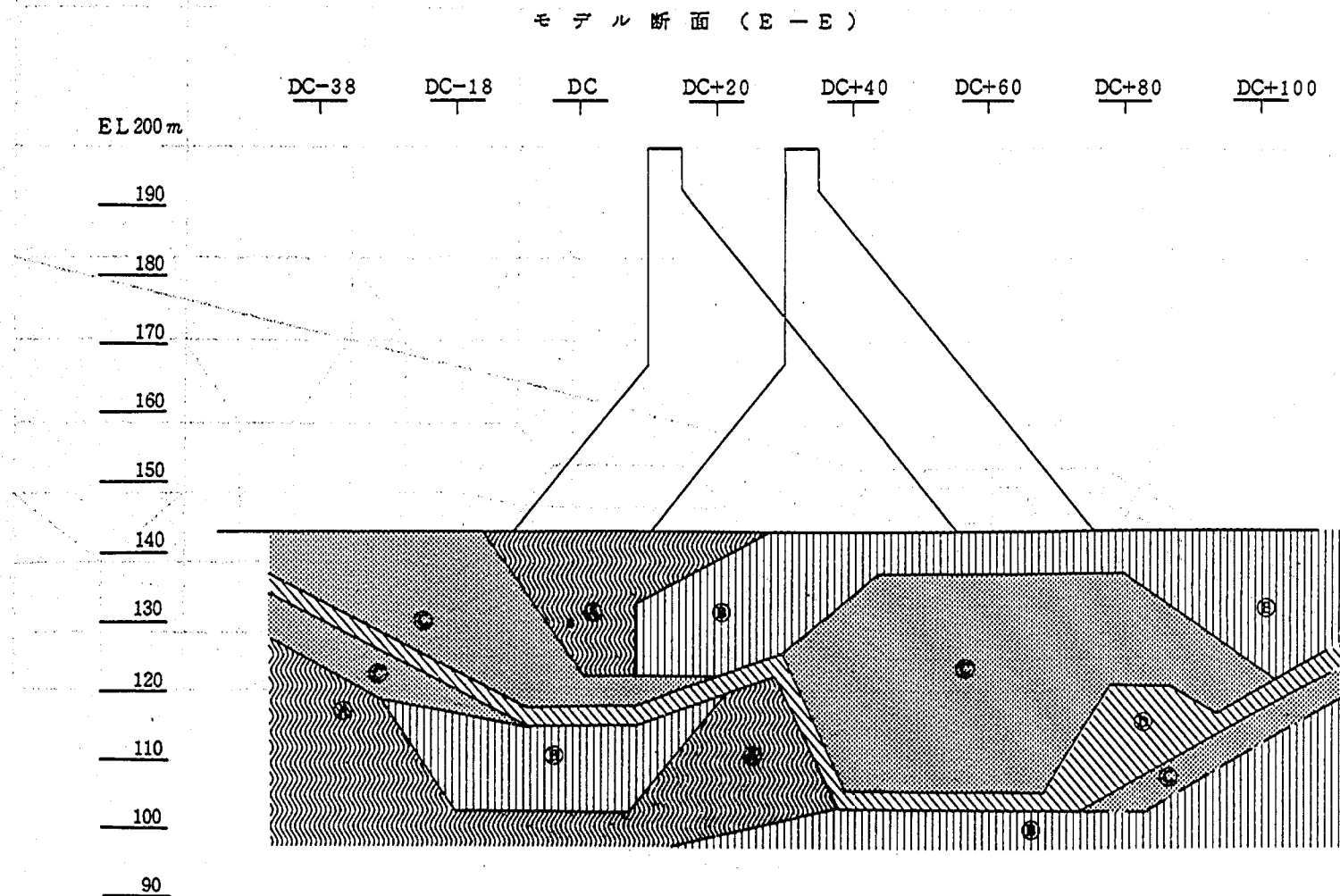
と表現される。岩盤内部各部の応力が算出されれば(2)式によって局所的岩盤の破壊の安全率が算出される。

局所安全率とせん断強度との関係における問題点として、局所がどの程度の大きさを指すかということが

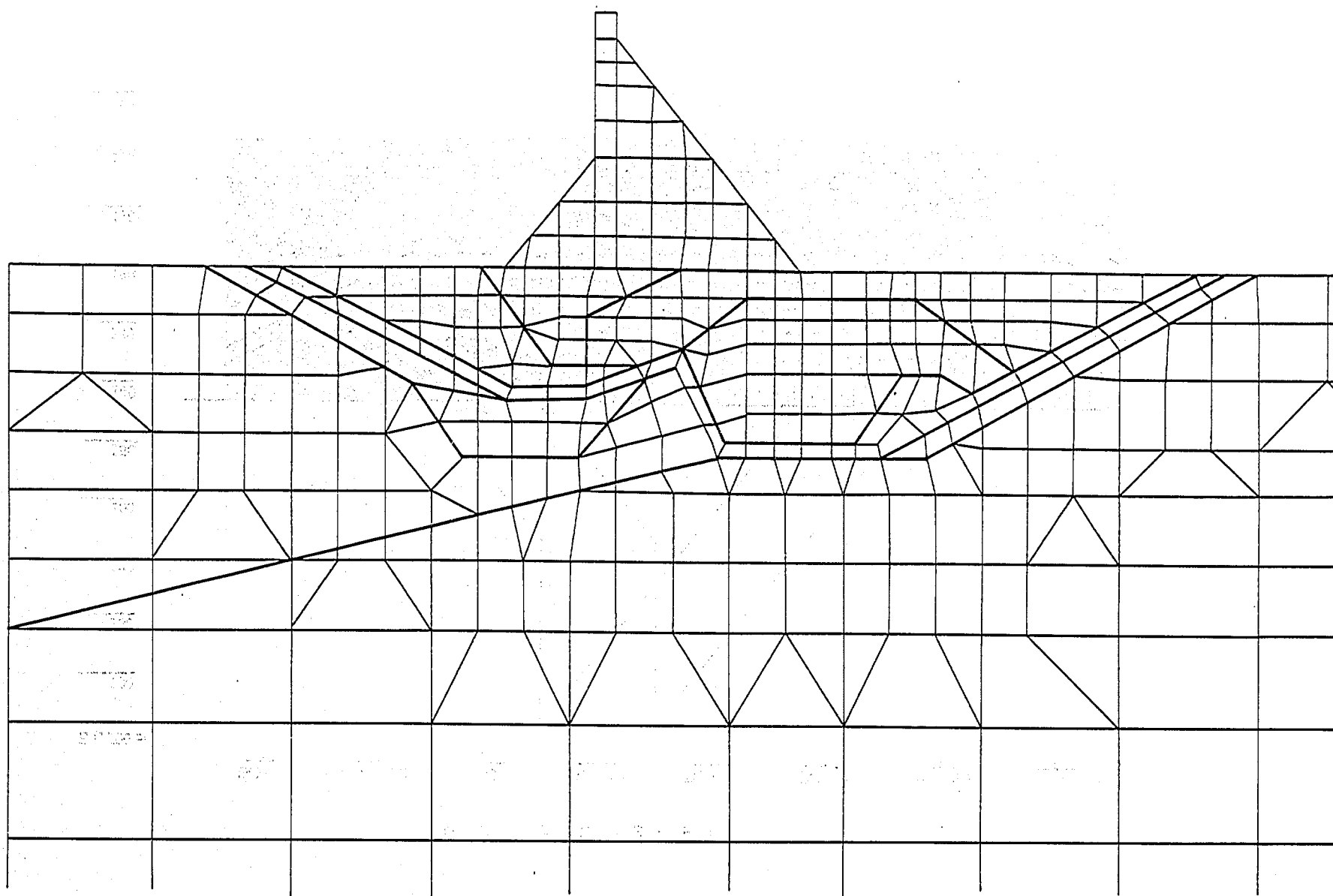


(8-1) 土木地質図

図8 基礎岩盤のモデル化



(8-2) 地質のモデル化



(8-3) 有限要素分割

ある。これはどの程度の細かさで応力を算出し得るかという応力解析上の問題と、解析にのせるための地質条件のモデル化に密接な関係がある。この種の物性の異なる材料の組合せからなる系の応力解析は、有限要素法が最も得意とするところであるが、実際に細密な地質条件をモデル化して解を得ることは実務上不可能でせいぜい1有限要素の面積で5m程度が限度である。局所破壊は厳密な意味では、どのような微細な部分も指し得るが設計上においては、有限要素で表現される大きさとせざるを得ず、厳密に局所安全率の評価を行なうには、理想的には、有限要素の大きさと表現される大きさの岩盤に対して直接試験値が求められている必要が生ずる。これは後に述べるように、岩盤強度と試験サイズの問題におおに関係する。岩盤強度と試験サイズの関係は岩盤力学的興味から論じられる場合が多いが、実際には設計に対する強度値の用いられ方と密接に関係があり、局所安全率が力学的にも最もきれいなものであるが、原位置試験との対応ははっきりしない。岩級区分図として整理されたものが、設計の段階でモデル化のためにどの程度の省略化が行なわれるかを示したものが図8である。岩級区分図を作成する時の大雑把なくくり、更にモデル化、有限要素の分割という流れを経て最終的には有限要素1つで表される岩盤の（いわば平均的な）力学的性質が必要になる。その岩塊は、もはや均質ではなくて相当のバラツキがあるはずであるから、単に岩盤分類に基づいて60cm四方程度の岩盤から得た力学的特性を入力するのでは、厳密な意味においては不適当であることは明らかであろう。

コンクリートのようにどんな大きさを取り出してでも均質とみなせるような材料とは異なり岩盤の取扱いが設計においても、相当な誤差の上に成り立っていることを示す例である。

1.3 非弾性的な岩盤の設計における取扱い

次に、岩盤を解析する力学体系の問題がある。ゆるみのない岩盤にあっては、図9の(a)に示すようにほぼ弾性的な挙動を示すから、弾性理論で取り扱って良いであろう。しかし、(b)や(c)に示すような、ゆるみのある岩盤や軟岩においては、残留変形も多いし図にみるとく応力-変位曲線はもはや直線とはならない。この

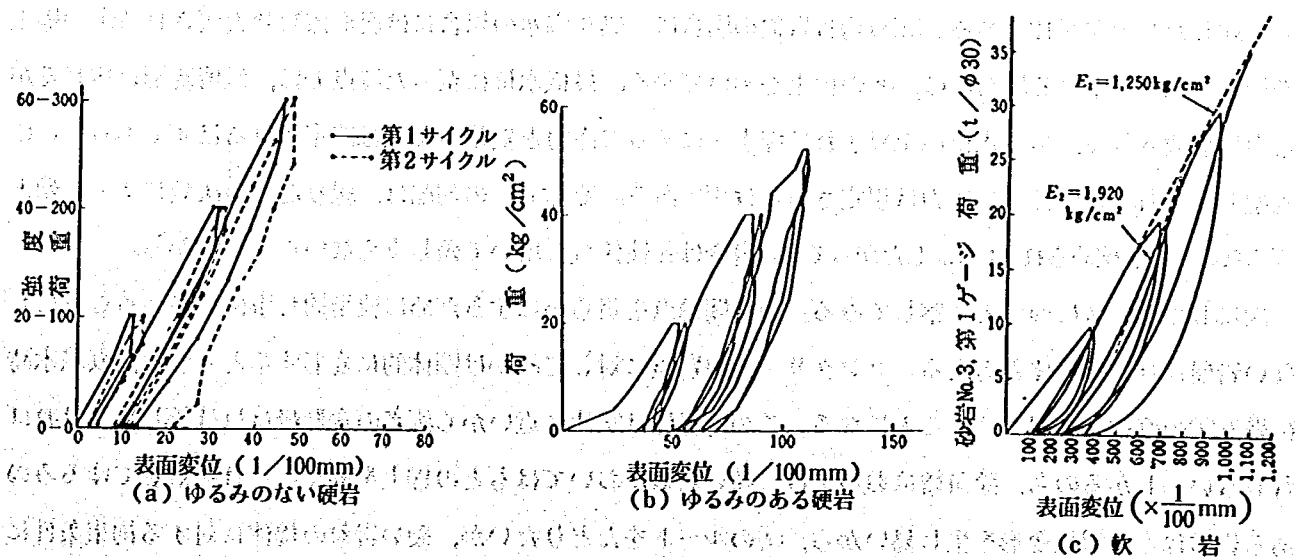


図9 荷重-変位曲線

ことはもはや弾性体としては取り扱えないことを示しており、弾塑性体あるいは粘弾性体として取り扱う必要性のあることを示している。しかしダムの分野では、未だ設計に実用的にこれらの力学理論が使用された例はない。これは計算が煩雑になって設計というどちらかと言えば簡便さが要求される作業になじみにくいことその他に、岩盤の力学特性を把握することの困難さの2つの理由による。そこで、設計においては、繰り返し載荷の応力—ひずみ曲線は、直線と近似してもさ程おかしくない場合が多いので図10に示すように、接線あるいは割線弾性係数で表現される弾性体として取り扱うのが一般的である。これらの設計法が実的に妥当であるかは、解析と実測による比較によって確かめられる必要がある。

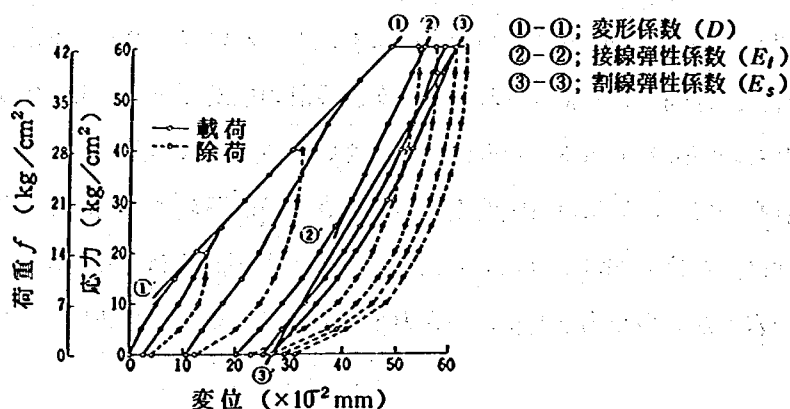


図10 荷重—変位曲線の例

次に、応力解析において、弾性体として取り扱うにしても、いわゆる図10に言う変形係数を用いるべきか、弾性係数を用いるべきかという問題がある。この問題について若干の考察を加えてみよう。図11は載荷除荷の岩盤の変形特性を模式的に描いたものである。ダムの荷重は貯水池の使用目的にもよるが、1年を周期として繰り返し荷重が作用すると考えられる場合が多い。この場合の荷重は水位の変動で与えられるが、この間の荷重と変位の関係の履歴を図11に示す。(a)均質な岩盤、および(b)硬軟の組合せからなる岩盤の両者について整理したものが図12である。(a)の均質岩盤の場合に、処女湛水の場合には変形係数で表現される①の線を通り、水位を下げる場合には、②の線上を動いて来る。最低水位に至った時点では、残留変形は生じるが応力は解放される。再び水位が上昇すれば線上③にそって応力と変位の関係は確定されるはずであり、この勾配で示される弾性係数で応力は規定されるはずである。そしてこの勾配は、繰り返しの回数によって殆ど変わらないことが確かめられている。したがってこの場合は弾性係数を用いて差し支えないことがわかる。

次に(b)のケースについて考察してみる。いま問題点を明らかにするために典型的な事例を考えることにし、硬い岩盤はほぼ弾性体と考える。コンクリートが岩盤に対してみかけ剛体的に変形するとすれば処女湛水時に各々①の直線上を履歴することになる。この時堤体は剛体に近いから両者の変形量はほぼ等しくなければならない。しかるのち、除荷時には、硬い岩盤においてはもとの線上を動く。これに対してゆるみのある岩盤は本来塑性変形を生じ易いから、②のルートをとりたいが、硬い岩盤の堤体に対する拘束条件によって②の履歴をすることができない。この時次の二つの履歴が考えられる。一つは、変形係数で示される

線上を履歴する。二つとして、②の線上を履歴しながら終局的に負の応力状態になっておちつくかのどちらかである。このことは、現在一律に弾性係数を入力することが、ゆるみがあって変形係数と弾性係数との差が大きい岩盤と密実な岩盤とが混在しているような、いわゆる「不均質な岩盤」の解析にあっては不適当である可能性を示すものである。この問題については、筆者の加えた信ぴょう性については更に実験的に確かめられる必要があろう。

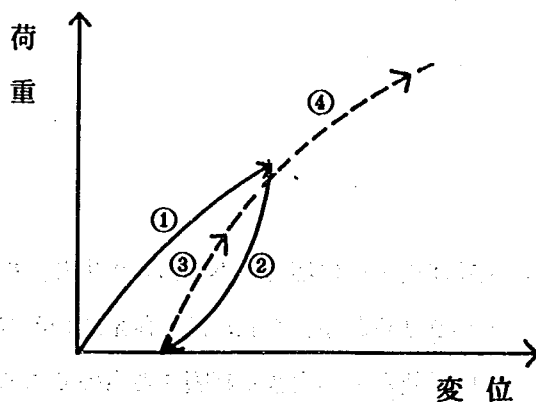
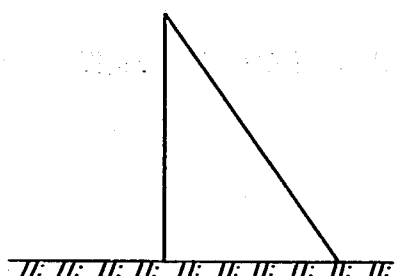
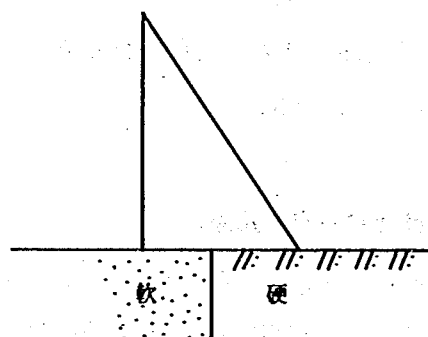


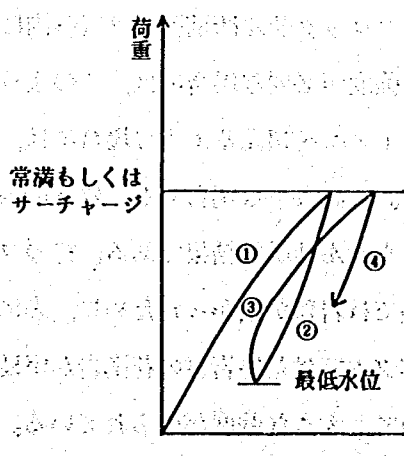
図 11 載荷、除荷の模式図



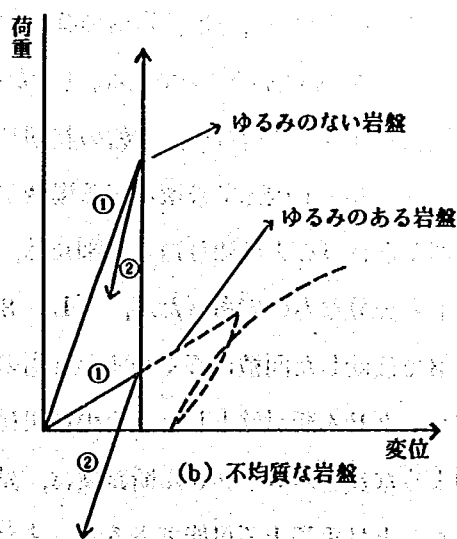
(a) 均質岩盤



(b) 不均質な岩盤



(a) 均質岩盤



(b) 不均質な岩盤

図 12 載荷除荷時の応力—変位履歴

2. せん断試験そのものに関連する問題

2.1 みかけ強度と真の強度

本章では、せん断試験そのものに関連する様々な問題について解説する。最初にブロックせん断試験やロックせん断試験が真の強度を表わしているかという問題がある。真の強度と言っても何をもって真の強度と呼ぶかという問題があるが、一応ダムが築造された後の拘束条件下における岩盤の強度と解しておかなければなるまい。この場合、一般にこれらの試験が真の強度を得られるとは考えられていない。その理由は大別して次の様なものである。

イ. 試験時の載荷型式の妥当性

ロ. 試験サイズの問題

ハ. 2次的原因に起因するもの

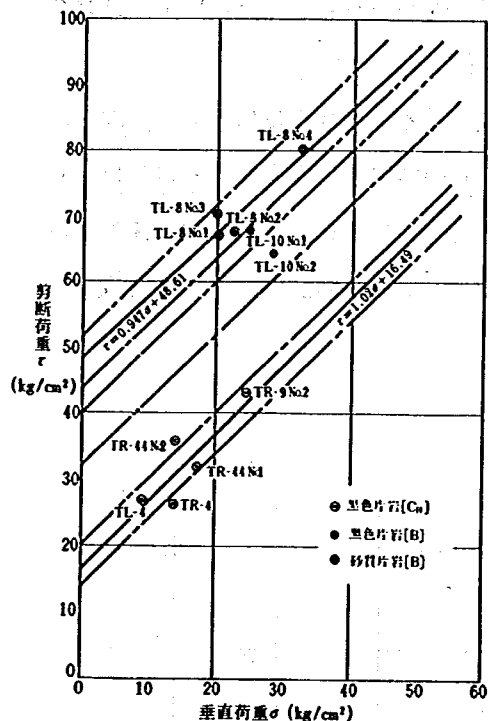
イに関して、例えばせん断試験時の試験体内部には応力の不均衡等が生じ、理想的状態におけるせん断破壊を生じさせる試験にはなっていないことが挙げられる。これには載荷型式のみならず、後述するように本来的にHomogeneousな材料でない岩盤側の要素にも大きく起因するものであるから、本来真の強度とは何をもって言っているのか問題である面もあるが、例えば原位置三軸試験等に較べれば、載荷方法に起因する誤差が大きいと考えられている。しかし現行のせん断試験は載荷型式が実物ダムに相似しているために、実用的には意味があると考えられる。

したがって本章では、基本的にはダムにおいては原位置のブロック型せん断試験を用いる前提で、その時の問題点について解説することにする。

2.2 ブロックせん断とロックせん断

まず原位置せん断試験のうちで、ブロックせん断とロックせん断で差が生じるか否かという点が問題になろう。これらの比較が過去に厳密に行われた事例はないが、ダム構造研究室が過去に関係した事例でこの点について若干考察してみよう。

まず注意しなくてはならないことは、岩盤の強度が大きくなると、ブロックせん断試験では岩盤内に破壊を生じさせることができないということである。したがって、真に岩盤の強度が必要な場合には、このような場合ロックせん断試験とせざるを得ない。岩盤の初期せん断強度が 300 t/m^2 を超えるような場合には、打継面、あるいは、コンクリート内部で破壊が起る場合が多いようである。このような場合でも、岩盤の強度が破壊強度以上はあると言うことは知り得る。図13は、堅硬岩のブロックせん断試験結果である。打設ブロックのコンクリートも充分なものであったが、TL-8グループの試験では岩盤が強かったために、表に示すように実際に岩盤で破断した面積はごくわずかなものであった。矢作ダムでは基礎岩盤の花崗岩が堅硬であったためすべてロックせん断試験とした。その結果は図14に示すもので、大きな強度が得られている。しかしながら、このような良岩のロックせん断試験は、試験サイズを大きく取らない限り、破断面近辺に節理やクラック等を置くことは実際上不可能であるし、またそのような弱面を特に意識した試験ではないので、い



試験面の性質

試 名	プロ ッ ク	剪断 面 積	剪断剪断面	剪断面	付 着 面	ブロック剪断面				
		(cm^2)	(cm^2)	(%)	(cm^2)	(%)				
TL-8	1	4037	129	3.2	0	0	1230	30.5	2678	66.3
	2	4012	132	3.3	0	0	1191	29.7	2639	67.0
	3	3717	329	10.5	0	0	2143	57.7	1185	31.8
	4	4060	235	5.8	0	0	1495	36.8	2330	57.4
TL-8 平 均		3957	221	5.6	0	0	1515	38.3	2221	56.1
TL-10	1	3702	1382	37.4	20	0.5	1073	29.0	1225	33.1
	2	3617	1068	51.7	33	0.9	691	18.8	1095	28.6
TL-10 平 均		3660	1026	44.4	27	0.7	877	24.0	1130	28.9

強度が強く出ている TL-8 グループは、剪断面の 95% が付着面もしくはコンクリート面となっており、岩盤を剪断している部分はごく一部である。

剪断抵抗 (完全剪断点) (TR-9 No. 1 を除く)

(全部ブロックせん断試験 60 cm × 60 cm)

図 13 蓮ダム岩盤せん断試験⁷⁾

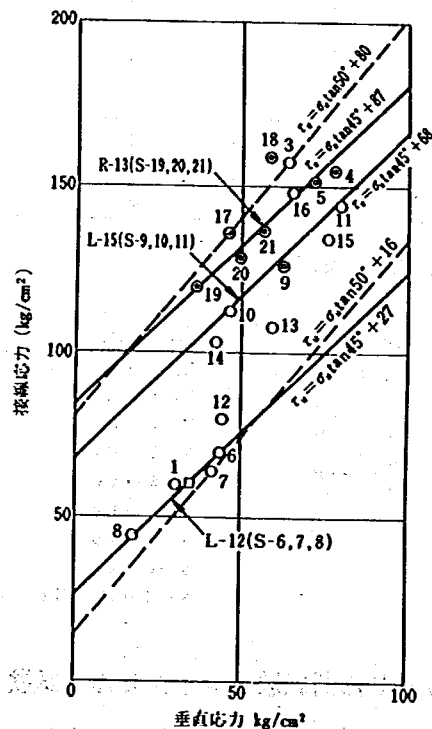
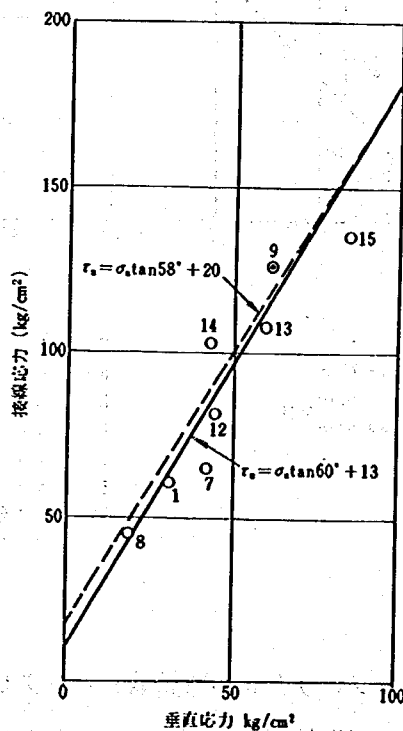
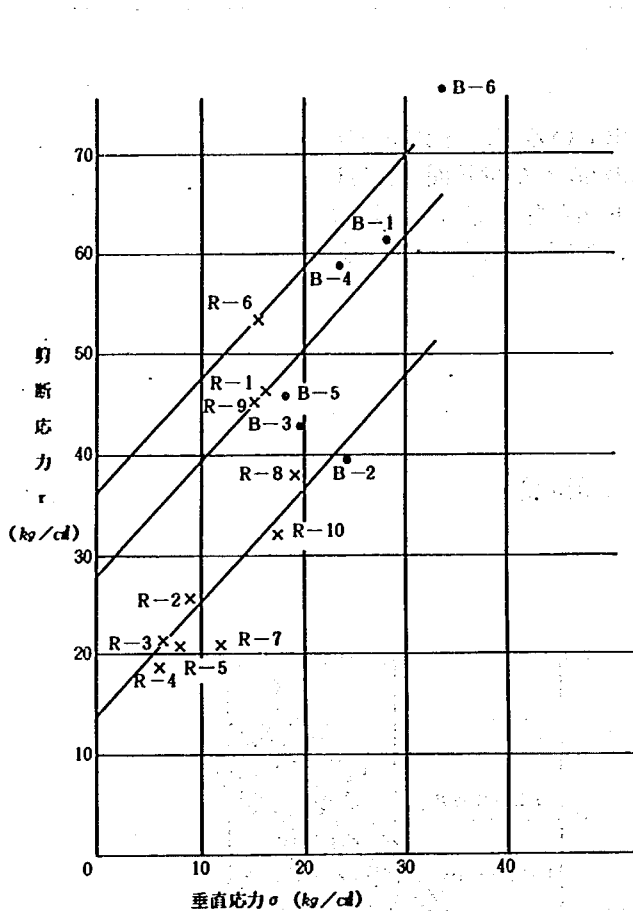


図 14 矢作ダムの岩盤試験⁷⁾ (花崗岩, 全部ロックせん断試験)

わば室内試験と同等に近い試験となり、実際的に意味があるかどうかは、尚検討を要しよう。以上、コンクリートより強い岩盤の強度を知るためにはロックせん断試験をせざるを得ない。

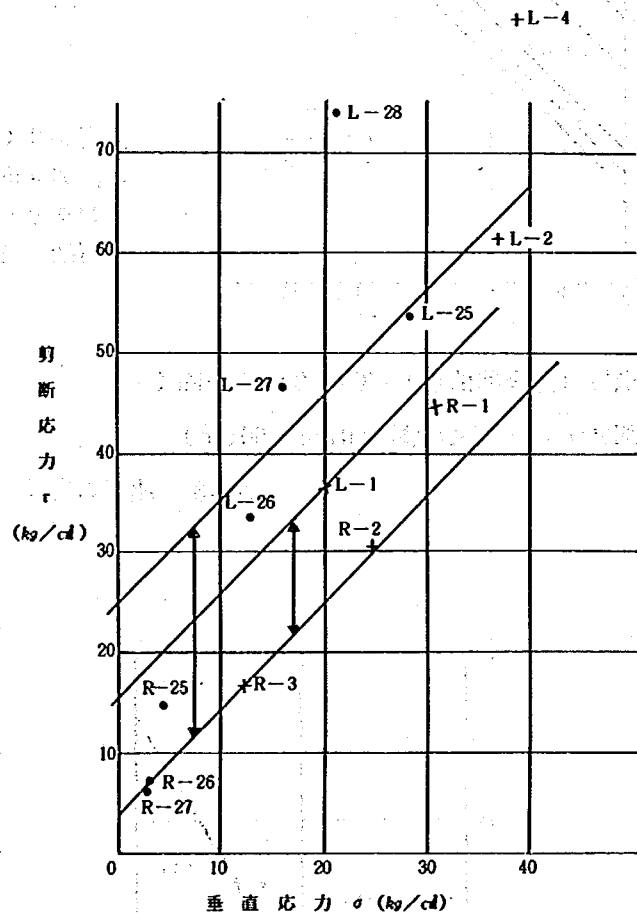
次にブロックせん断試験、ロックせん断試験のどちらでも目的を達成できるような岩盤に対して、両者に有意の差が出るかを見るために整理したものが図15~17である。⁸⁾ これらの結果をみると、両者はほぼ等しい結果を示して、他の要因による試験値のバラツキを考えると有意な差とは言い難い。これらの結果は、最もダムサイトでポピュラーな岩盤であるC_M級岩盤については、先ずブロックせん断試験で目的を達成できることを示している。



B: ブロックせん断
R: ロックせん断

岩級区分	
B-1 → C _M	R-1 → C _M
B-2 → C _M ~ C _M	R-2 → C _M ~ C _M
B-3 → C _M	R-3 → C _M
B-4 → C _M	R-4 → C _M
B-5 → C _M	R-5 → C _M
B-6 → B	R-6 → C _M
	R-7 → C _M
	R-8 → C _M
	R-9 → C _M
	R-10 → C _M ~ C _M

図 15 ブロックせん断試験とロックせん断試験の比較 (1) (滝沢ダム, 秩父古生層, 粘板岩)



供試体寸法

ロック 70 cm × 70 cm
ブロック 50 cm × 50 cm 及び
60 cm × 60 cm

R-1 C _M	R-25 C _M
R-2 C _M	R-26 C _M
R-3 C _M	R-27 C _M
L-1 C _M	L-26 C _M
L-2 C _M	L-27 C _M
L-3 C _M	L-28 C _M

(ロックせん断試験のすべて) (ブロックはC_M級のみのデータを描出)

図 16 ブロックせん断試験とロックせん断試験の比較 (2) (大滝ダム, 古生層, 長瀬変成帯, 粘板岩)

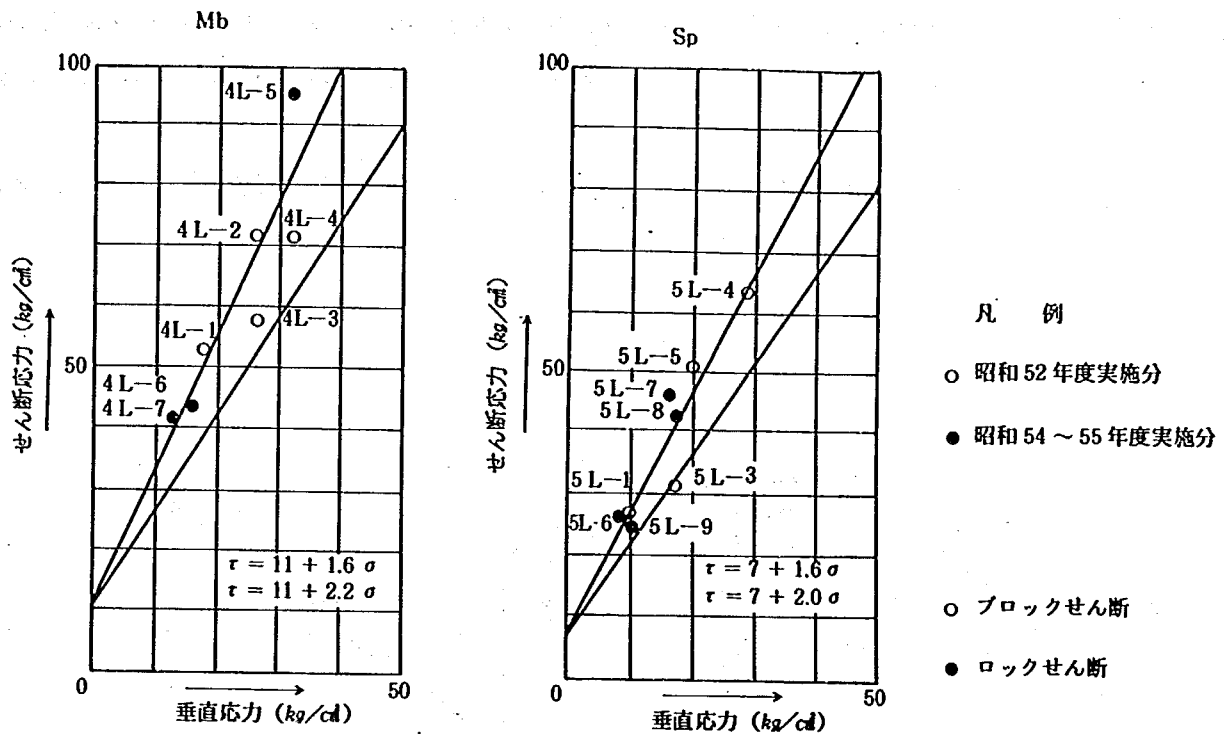


図 17 ブロックせん断試験とロックせん断試験の比較 (3) (富郷ダム Mb : かんらん岩 Sp : 蛇紋岩)

2.3 载荷形式

次に载荷形式の違いによる試験結果の差について若干の考察を加えてみる。図18はロック供試体を用いて、姿勢制御式と称する図19に示すような载荷方式で通常の一面せん断試験で生ずる曲げモーメントを打消すような試験を実施した大川ダムの事例である。CL 級の流紋岩に対して実施し、その結果を通常のロックせん

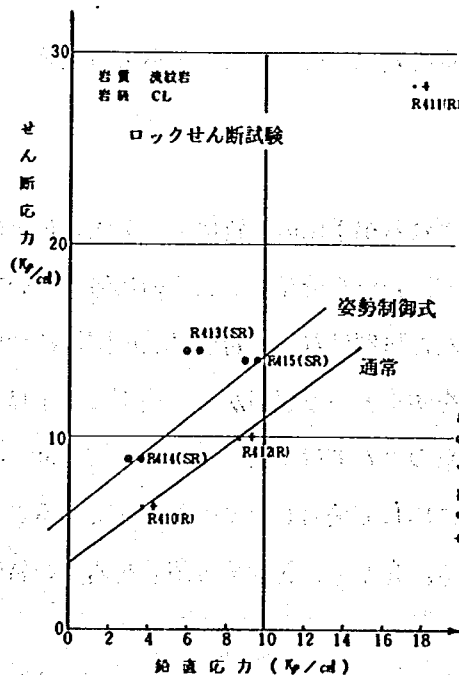


図 18 試験方式による強度の違い (大川ダム)⁷⁾

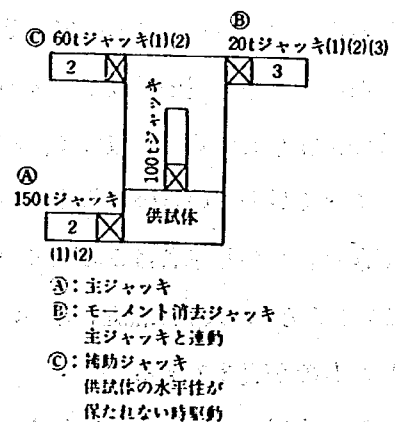


図 19 姿勢制御式岩盤せん断試験概念図⁷⁾

断試験と比較したものが図18である。姿勢制御式の方が強度が大きく出ていることがわかる。次に同じ流紋岩について、原位置三軸試験と比較したものが図20であり、原位置三軸試験の方が若干ではあるが高い値を示している。

以上の事実は载荷形式が厳密である程強度が大きく出ること示しており、岩盤の真の強度に近付くと考えられる。

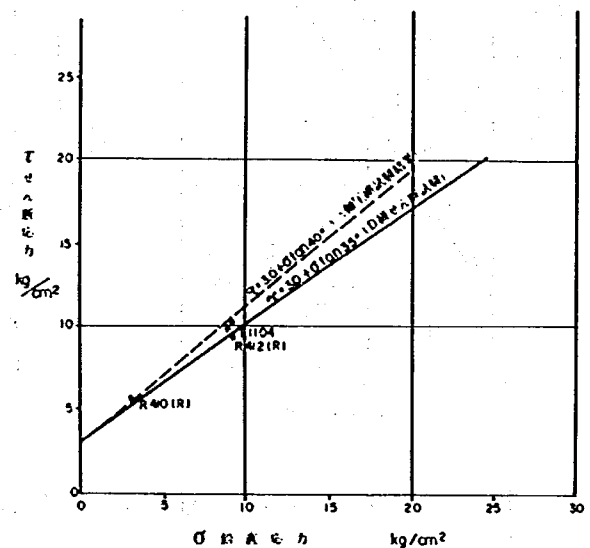
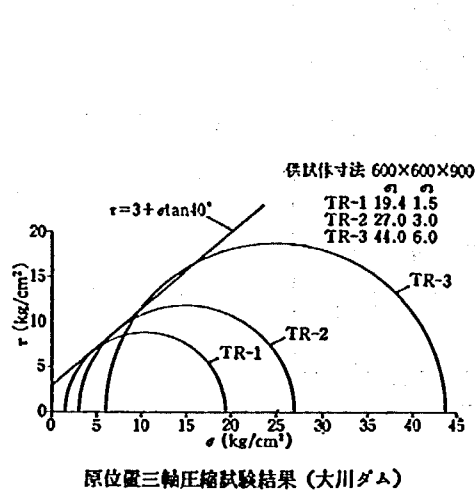


図 20 ロックせん断試験と原位置三軸試験の比較⁷⁾

2.4 試験サイズ

次に、原位置せん断試験の試験サイズの問題について考察してみる。試験サイズの問題は、大別して、次の2点に起因すると思われる。

- ① 限定された試験サイズでは岩盤の典型的な（平均的な）性質を表現し得ないことから来る誤差
 - ② 実物の応力状態（拘束状態）と異なることから来る誤差
- である。

これらの原因に起因する試験サイズによる強度の誤差が試験される相手側の性質によって大いにその影響度合いが異なることは明らかであるので、その岩盤の特性に応じて、岩盤を分類しこれらの影響について考察してみる。系統的に原位置の試験サイズの問題について検討された事例はない。岩盤試験の問題については、個々の試験の精度をあげることに以外に、バラツキから来る誤認を防ぐという観点から、決まった予算の範囲内では、なるべく数多くの試験が望ましいことにより、建設省系のダムでは試験サイズとしては60cm×60cmを奨励してきた。しかし筆者はこの点について現在岩盤の特性に応じて検討し直すべき課題であると考えている。そこでここでは、大胆な推定に基づいて考察することにする。先ず①に起因する誤差を岩盤の特性に応じて考察したものが表3である。

例えば図21は軟岩について、原位置せん断試験と室内三軸試験とを比較した一例であるが、载荷型式の違いというより大きな誤差要因があるにもかかわらず両者は比較的よく一致している。

表3 岩盤の特性に基づく試験サイズの影響

岩 盤 の 種 類		試験サイズと実強度との関係 (60cm×60cmを標準と考える)
①	軟岩 (クラックが殆ど発達しない)	殆ど試験サイズの影響を受けない (室内試験でも可)。
②	目の細かい層状岩盤 (目に規則性)	それ程試験サイズの影響を受けない。
③	目に規則性のない硬岩	試験サイズの影響を受ける。
④	目の間隔が広く、しかも目の連続性にとばしい硬岩	それ程試験サイズの影響を受けない。
⑤	密着した節理	試験サイズの影響大
⑥	連続したオープンクラック	(強度の評価困難)
⑦	断 層	殆ど試験サイズの影響を受けない。

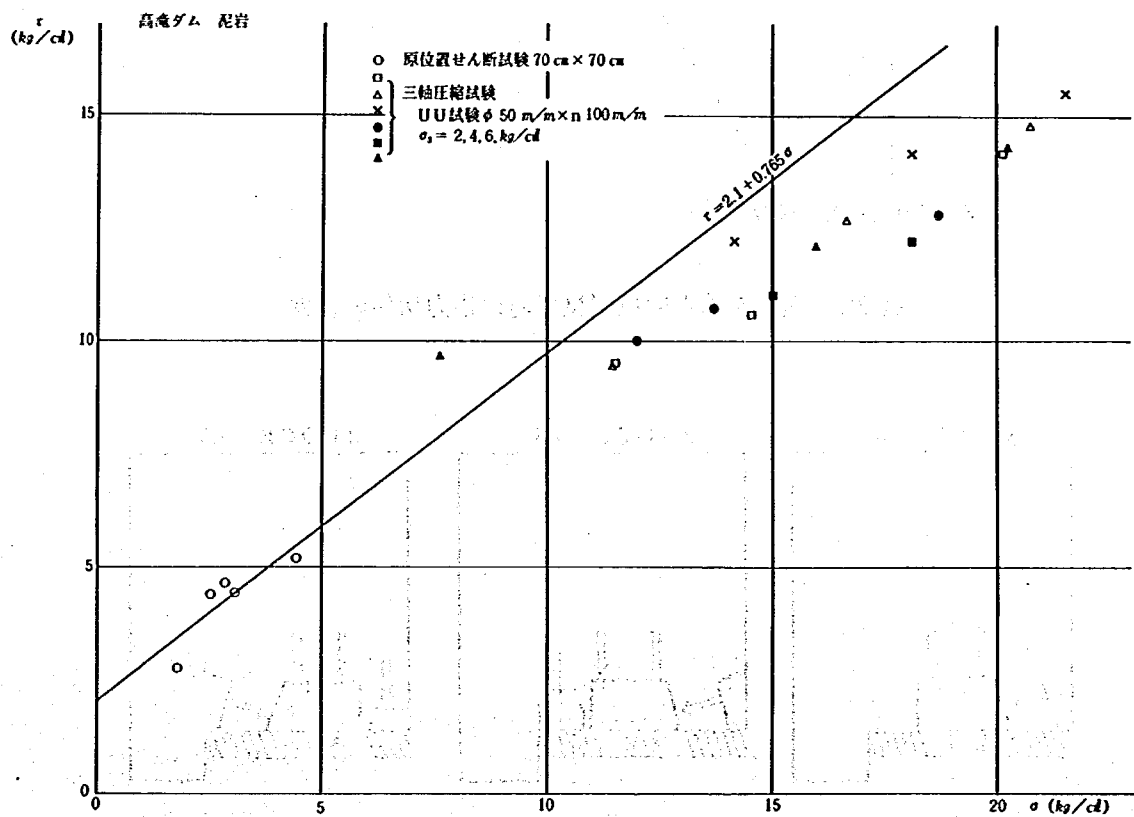
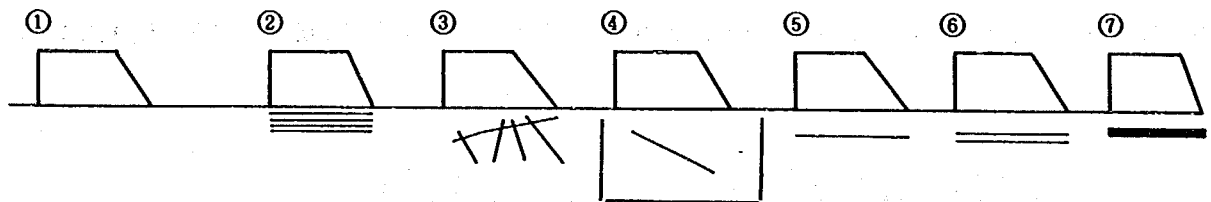


図21 原位置せん断試験と室内試験の比較⁹⁾

次に、もう一つの試験サイズに関する試験時の応力状態が実物ダムとは異なる点について考察してみる。これは、具体的には、試験体のゆるみと、実物とは異なる試験体への拘束状態によって生ずると考えられる。実際は後者による影響がゆるみのある岩盤では顕著に出るという方がより適切である。拘束状態の違いを模式的に示したものが、図22である。実物にあっては、その周辺を拘束された状態にあるが、試験時のそれは明らかに異なり、周辺は無拘束の状態にあり、破壊面の形状や抵抗強度に差を生じさせる。これには試験サイズを大きくすればする程解消できると考えられる。またこの影響は、岩盤が応力解放の影響を受け易いもの程顕著に出る。図23、図24は川辺川ダムの断層せん断試験（ロックシャテスト）において、試験体への拘束条件を変えた場合の強度の変化について示したものである。図23に見るようにBlock 1, 3, Block 2, 5のグループはいずれも供試体前方の岩盤に垂直応力を载荷して拘束したもので、一方、Block 0, 4のグループは通常の試験である。試験体前方の凹部分は断層面を確認するために掘り下げたものである。これらの試験結果を、 $\tau - \sigma$ 座標軸上にプロットしたものが図24であり、拘束を施したものとBlock 0, 4のグループとは強度は明らかに異なる。ここでBlock 5だけは低い値を示しているが、この原因として押えコンクリートが周辺三面を岩盤に固定されて打込まれたため拘束応力が充分断層面迄伝達されず拘束応力として作用しなかったためと推定されており、Block 0, 4のグループに入れるのが適当と解釈されている。¹⁰⁾

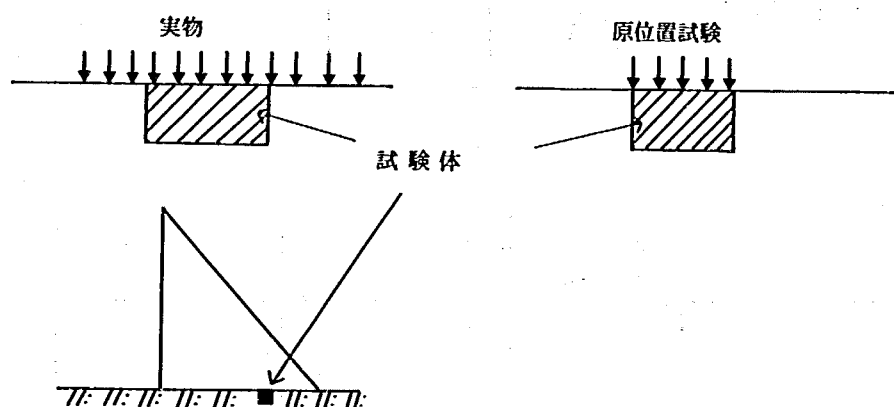


図22 実物ダムと原位置試験時の応力状態の差異

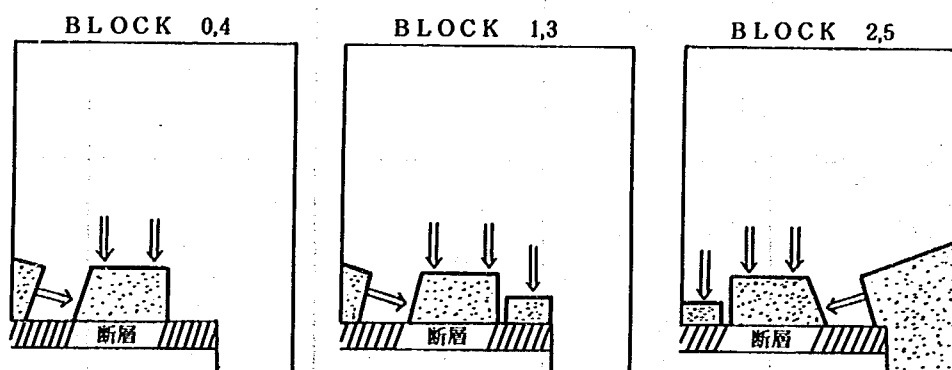


図23 载荷型式 (川辺川ダム)¹⁰⁾

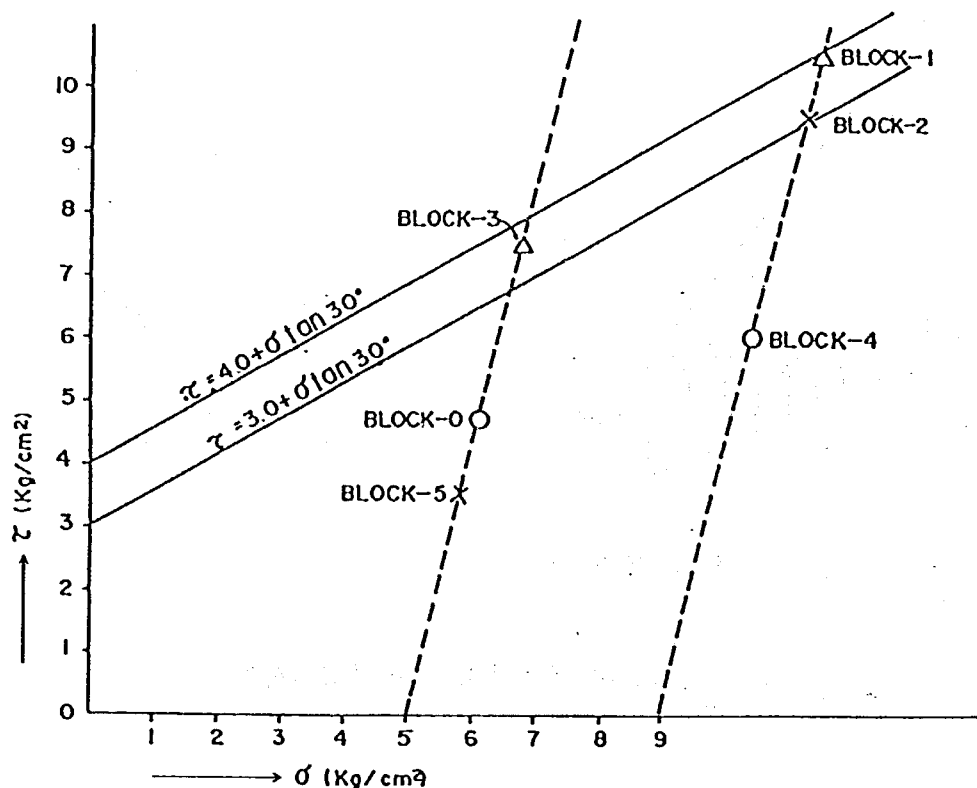
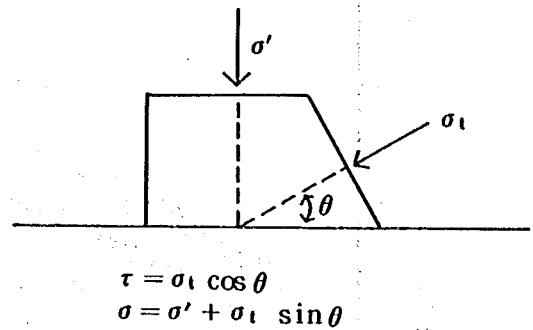
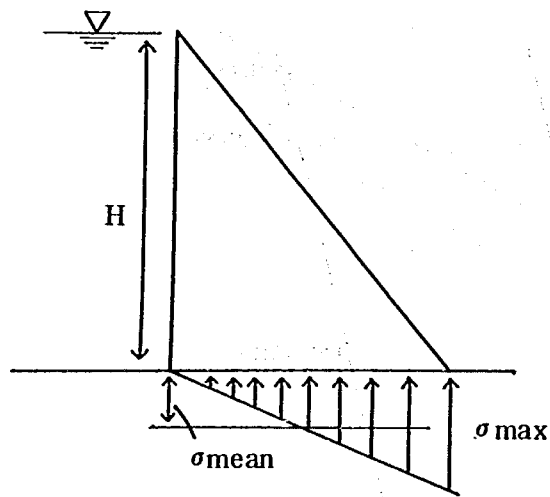


図 24 断層のせん断試験結果¹⁰⁾

2.5 試験時の応力レベル

岩盤の強度は、Mohr-Coulomb の破壊基準によれば、その強度は、 $\tau = \tau_0 + f\sigma$ と表現されるが、必ずしもそれが正しいとは考えられていない。例えば、 $\tau = F(\sigma)$ と表現される場合もある。また既に述べたように様々な要因により試験値にはバラツキが生ずるので、試験は、 $\tau = \tau_0 + f\sigma$ のかたちで求めるのではなくて、実物ダムに作用する応力レベルの範囲内で直接的に求めようとする考え方もある。いずれにしても実物ダムに作用する σ の応力レベルを考慮して、試験を実施すべきで、そうでないと強度の推定に誤差を伴う。図25は実物ダムの応力レベル、図26は試験時の応力履歴を示してある。このための調整として、先行鉛直荷重とせん断荷重の載荷角がある。図26に示すように、両者の取り方いかんでは、実物ダムの応力レベル内の試験は不可能になる。図27は、応力レベルが高過ぎると推定に誤差が伴うことを模式的に示したものであり、試験レベルが実物ダムの応力レベル内にあれば強度 τ を㊤と引こうが㊤と引こうが、強度の推定に誤差が伴わないわけである。応力レベルが高い㊤の場合は明らかに過大評価することになる。実際においても㊤の例は、硬岩ではしばしば見受ける現象である。図28は、塊状岩盤では高応力レベルで強度が大きく出る一例である。これを調節するための載荷角は10°程度迄小さく取られた例がある。また、後に評価のところ述べるが、載荷角を小さく取った場合には微妙な載荷角の狂いが試験Blockに曲げを生じさせ、試験強度を小さくするので特に入念な作業が必要である。



$\sigma_{\max} \doteq 0.2 H \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{\text{mean}} \doteq 0.1 H \text{ kg/cm}^2$ (但し Hはmで算定)

図 25 先行鉛直荷重とせん断荷重の載荷角

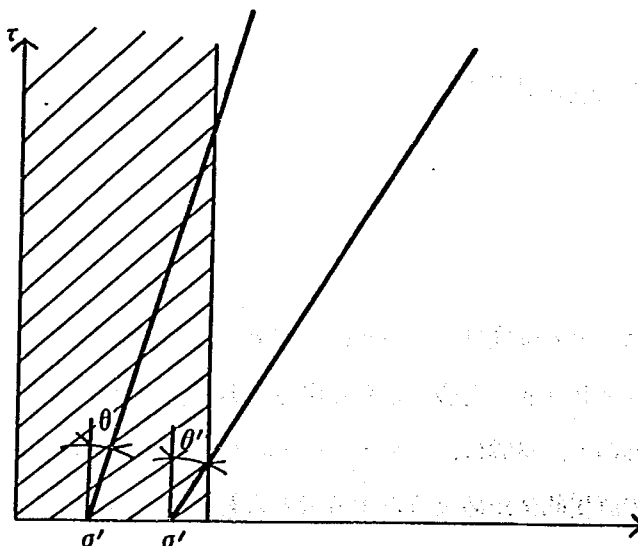


図 26 せん断試験時の応力履歴

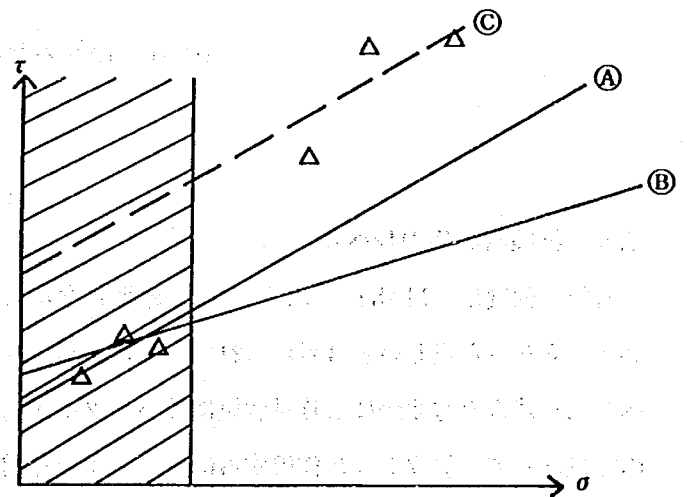


図 27 応力レベルで誤差が生じる例

2.6 載荷速度

載荷速度が強度に影響するかということも、興味深い問題である。実物ダムに対する載荷速度は非常にゆっくりしたものであるから、通常行われているようなせん断試験時の急速載荷試験で充分この実物ダムの載荷状態を再現しているかという点が設計上からの興味となる。これら載荷速度の影響について、原位置試験において系統的に調べられた事例はない。しかしゆるみの少ない硬岩は問題ないように思える。亀裂の多いゆるみのある岩盤やCreepが顕著に出る軟岩が検討に値すると思われる。厳密な比較を行ったわけではないが図29は、一軸圧縮強度 50 kg/cm^2 程度の泥岩及び砂岩に対して行われた緩速せん断試験の応力-変位履歴である。各 2 kg/cm^2 のせん断荷重のステップ間に2時間の持続載荷を行っている。破壊荷重の6割程度をこ

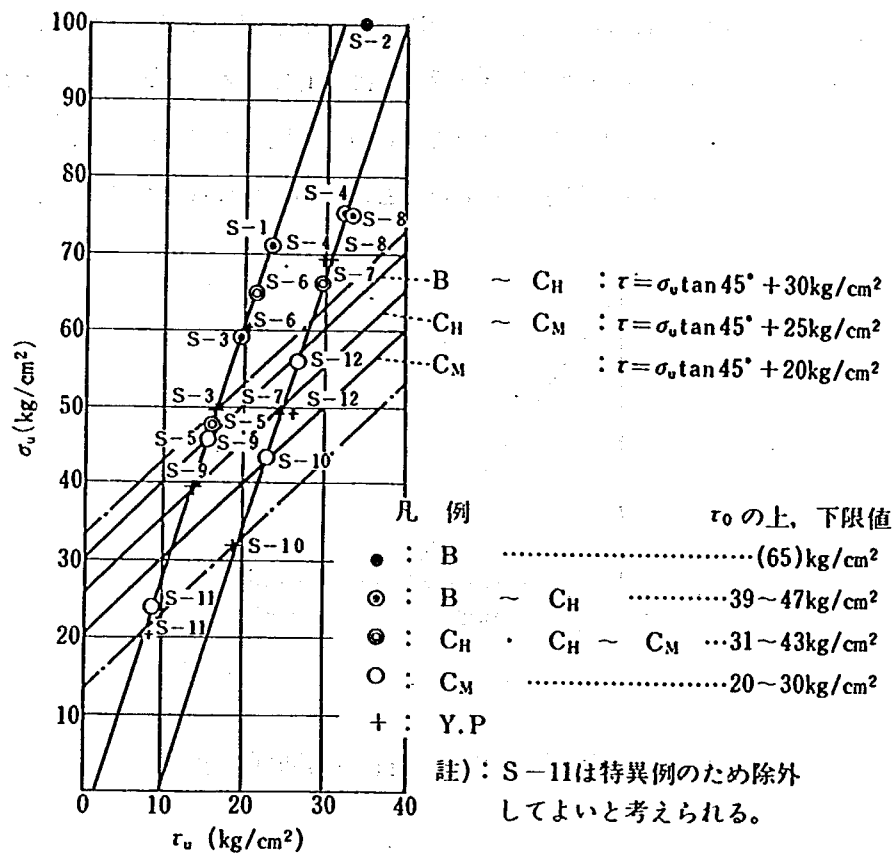


図 28 塊状岩盤の試験結果 (草木ダム)⁷⁾

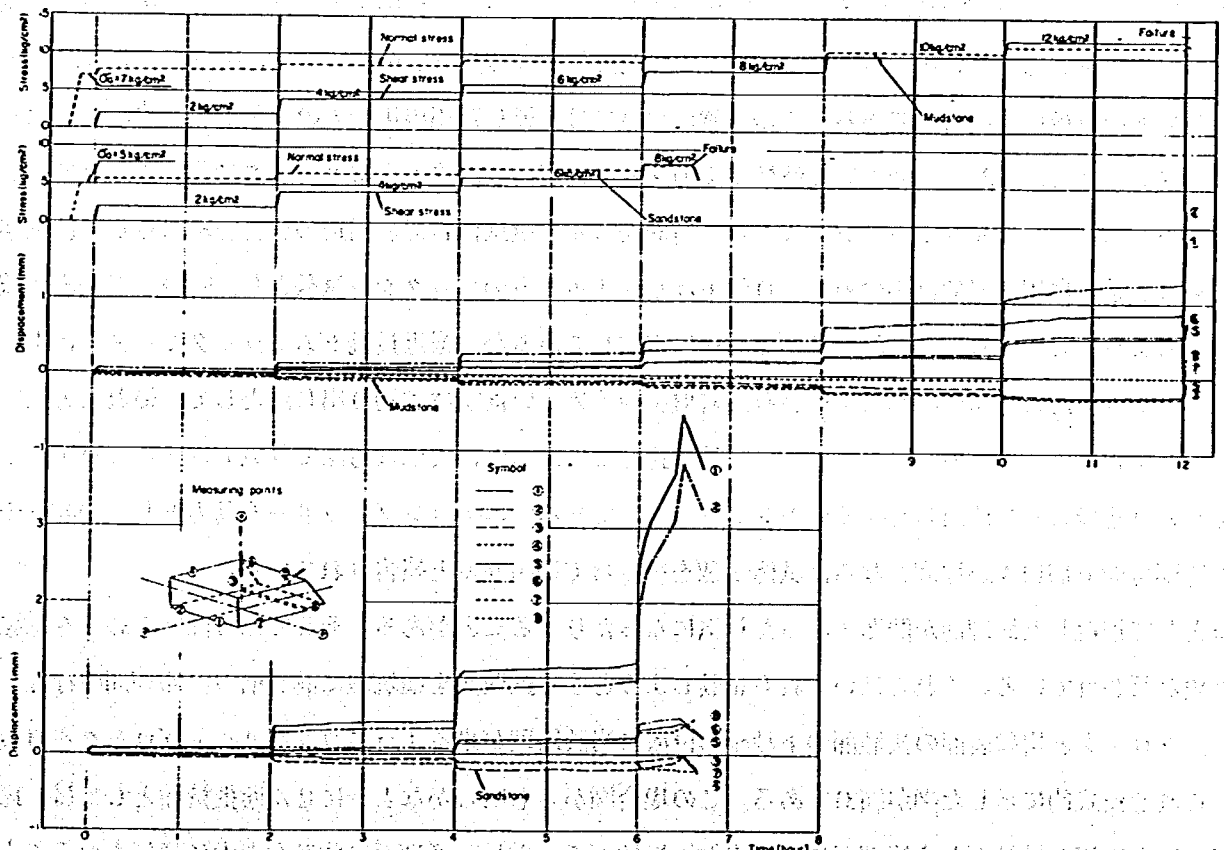


図 29 Time history of displacement¹¹⁾

えると、クリープ変形が目につき、特にコアによる一軸圧縮試験が不可能な程ルーズであった砂岩程顕著であり、比較的粘着力のある泥岩では「ぶつり」という感じで破壊している。このケースでは、持続载荷をしない急速载荷試験（通常の試験）を実施していないので両者の差は明らかではないが、このような軟岩にあつては、緩速载荷試験が必要なことを図29は示唆していると言える。今後検討が必要な事項である。

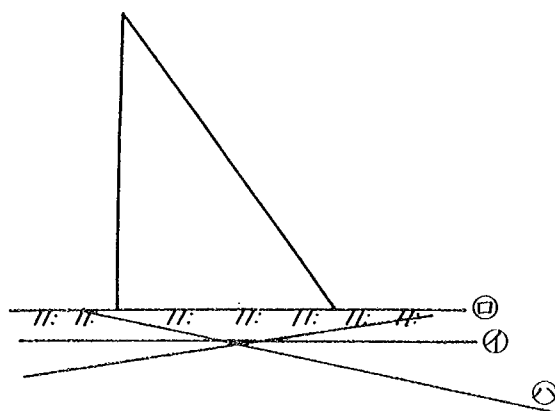


図 30 重力ダムの基礎に現われる断層の模式

2.7 断層，節理面のせん断試験

最後に基礎岩盤が悪くなると、断層等の弱層や連続した節理が設計を支配する場合が出て来る。このような場合については、当該弱層の直接的な強度が必要となる。そのような場合でも試験手法が難しいため試験が実施された事例は少ないが、若干の事例について紹介してみる。試験の難易だけに限って言えば、水平の弱層が最も取り扱い易いものである。この試験については前述した川辺川ダムの試験が代表的なものであり、この時得られた $\tau_0 = 30 \text{ t/m}^2$ という値は多くのダムで弱層の設計強度を推定する際に参考にされている。

川辺川ダムでは、ラインボーリングにより、断層を含んだ供試体岩盤と周辺の岩盤を縁切りし、供試体をゆるめないように周辺岩盤は手のみにより盤下げし、1 m 4 方のロックシャ試験とし、断層面でせん断破壊が生ずるようにしている。この試験は昭和47年に実施しているが、最近長島ダムでロックカッターによるロックシャテスト用の供試体の作成が行われ、岩盤をゆるめない供試体の切り出し法として、優れた方法であることが確認され、従来のラインボーリング法に比して、はるかに安価な方法で作成できる。写真1，2は長島ダム（建設省）で使用したダイヤモンドカッターである。エアコンプレッサーを動力とし、約40cmの深さを切削可能で切口4 mm程度となる供試体1個を約1日で切出せると報告されている。

時として連続した節理面が問題になったり気になったりすることがある。そこで節理面での強度を意識した試験が行われている。これらはいずれも試験しようとする節理面を横坑内に溝を掘り、節理面の存在を確認し、ブロックと岩盤表面の接触面の下数cmの位置に当該節理が来るようにコンクリートブロックを打設する。これを模式的に示した図が図31である。この場合図からも明らかなようにせん断抵抗面としては、節理面以外に3周辺の接触面から節理面に至る岩盤の抵抗が考えられ、節理面の強度が過大に評価されることになる。節理面をできるだけブロックの直下に置くことが必要になるが、節理面の分布形状が良く解らない以

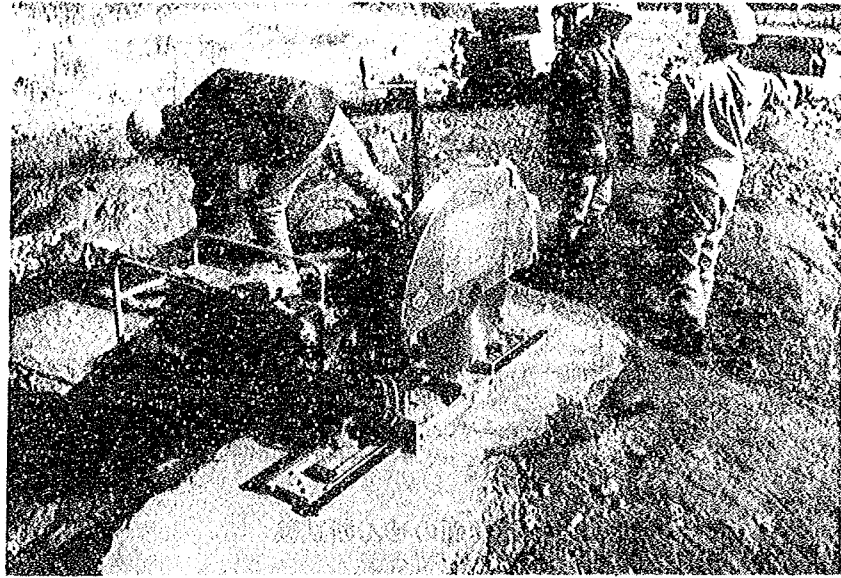


写真1 ロックカッター

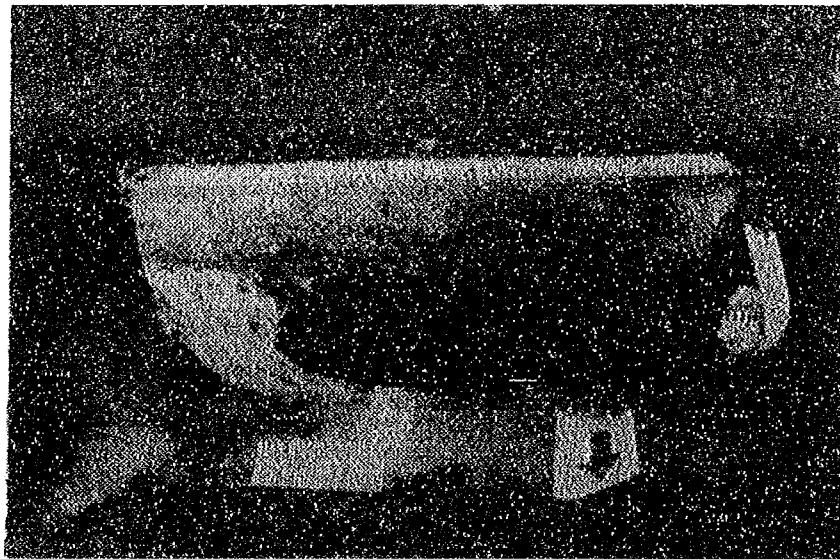


写真2 カッターによるブロックの切出し

上（1面でしか確認していないから）技術的に困難を極めこの限界はせいぜい5 cm程度である。もう一つの解決策として、周面を（カッター等で）切るという方法が考えられるが、節理面をゆるませてしまっては意味をなさないのではなかなか問題である。前に説明した方法では、試験体のサイズ効果を受けることは明白である。すなわち試験体が大きくなる程周囲の影響のウェイトは小さくなるから節理面の強度に近くなり、実物ダムにおいてはもはや節理面のみしか抵抗し得ないであろうと推測できる。

このような試験の例として、温井ダムにおける実施例がある。温井ダムでは図32に示すように供試体周辺の縁切りを行っている。試験結果は、図33に示すものであり殆ど全面積が節理面で破壊したAL-3-②ブロックについても、内部摩擦角を 45° とすると $\tau_0 = 150 \text{ t/m}^2$ が得られ相当大きな値を示している。

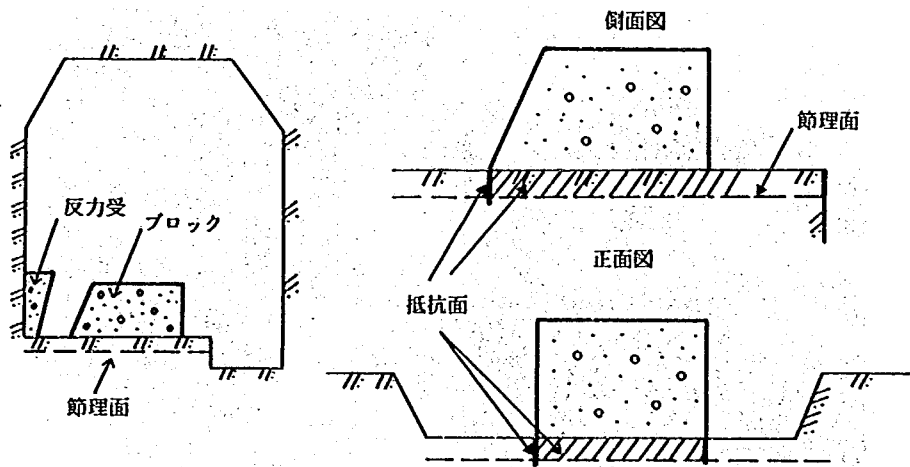
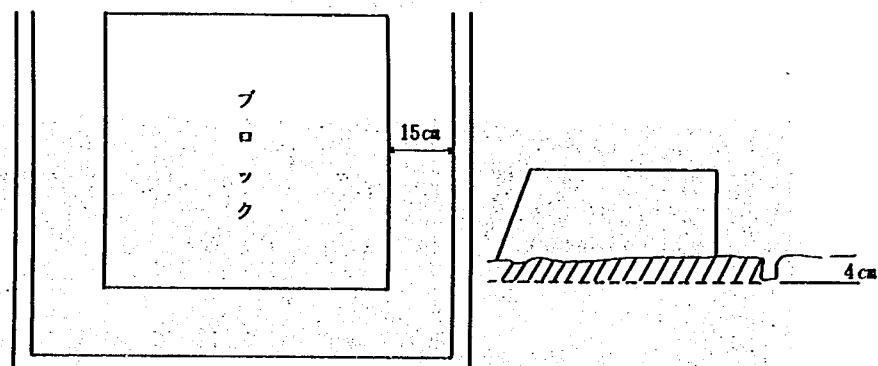


図31 節理面のせん断試験



	せん断面に確認される割れ目								せん断面 中の低角 度割れ目 の面積 (cm ²)
	状 態				方 向			60°-90° のうち 傾 斜 45°以下	
	×	△	□	○	0 30	30 60	60 90		
AL-1-①	3	2	2	0	2	0	5	3	1870
1-②	3	1	0	1	3	2	0	0	
1-③	2	1	1	2	3	2	1	1	
1-④	3	0	1	3	4	0	3	1	
AL-3-①	1	0	4	0	1	3	1	0	1334
3-②	2	1	3	3	4	1	4	1	4439
3-③	3	0	2	2	5	0	2	1	2285
3-④	5	1	1	0	0	2	5	3	

図32 温井ダムの節理面の試験による割れ目発生状況

アーチダムでは、重力ダムと異なり鉛直に近いゆる立った断層が設計上の問題となる場合がある。このため方法的には非常に困難であり費用も莫大なものとなるが、横坑の壁面に断層を残してこの上にコンクリートブロックないしは、ロックブロックを作成し、そのブロックをせん断させて断層の強度を得る試験が行われた。古くは奈川渡ダム、最近では温井ダムで行われている。これら両ダムの結果で興味深いことは、かく乱資料による室内三軸試験（原位置密度と室内供試体密度をあわせる）と非常に近い値を示すということである。温井ダムでは粘着力 $0.5 \sim 1.0 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 25^\circ \sim 30^\circ$ 程度である。断層の厚さ、視覚による断層の性状は、先の川辺川ダムよりはるかに幅も狭くまた粒度も粗く、締固まったものであった。川辺川ダムでは $\tau = 3 \text{ kg/cm}^2$ の答を得ており、このような試験においては、無理な試験姿勢から来る試験面のゆるみが相当結果に影響すると考えられる。

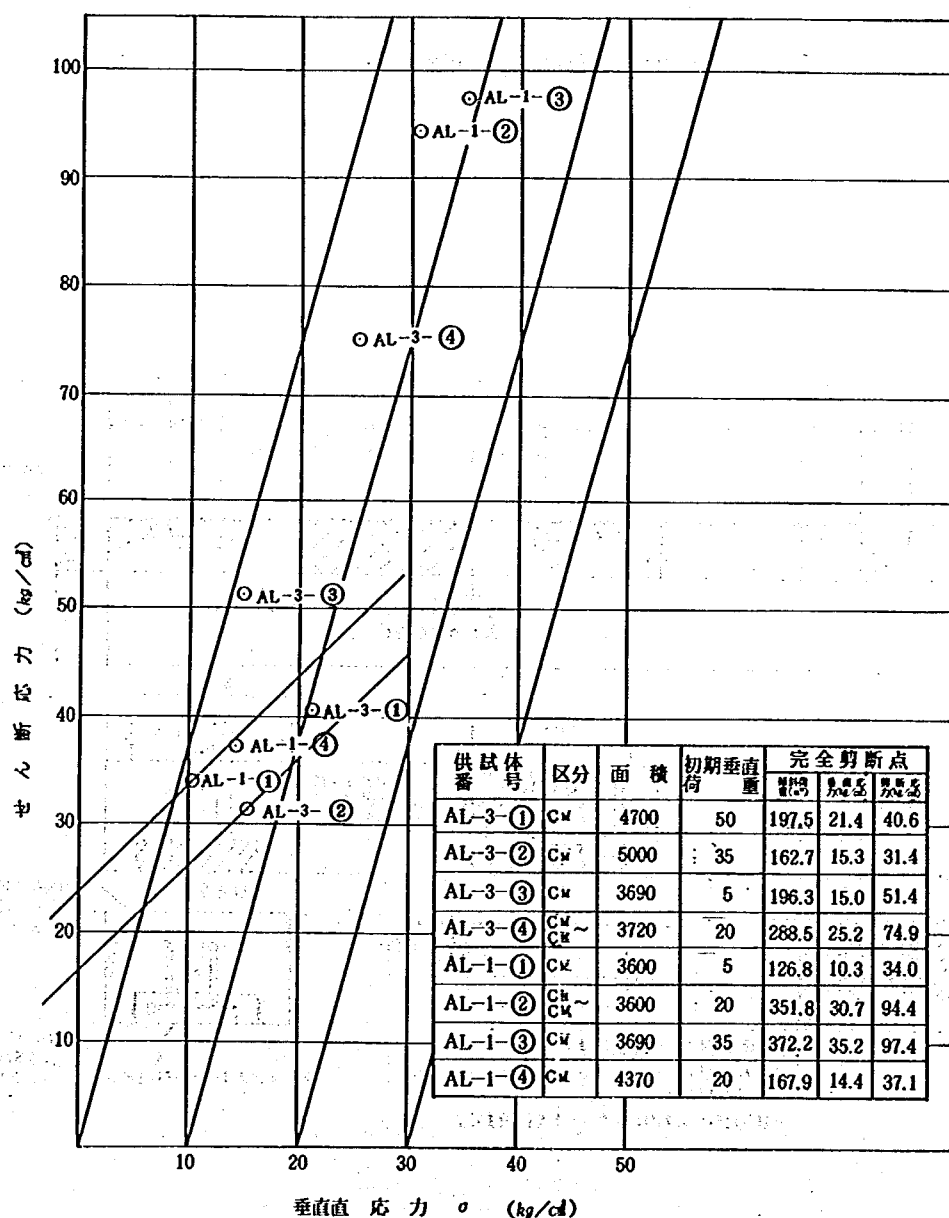


図 33 節理面のせん断試験結果（温井ダム）

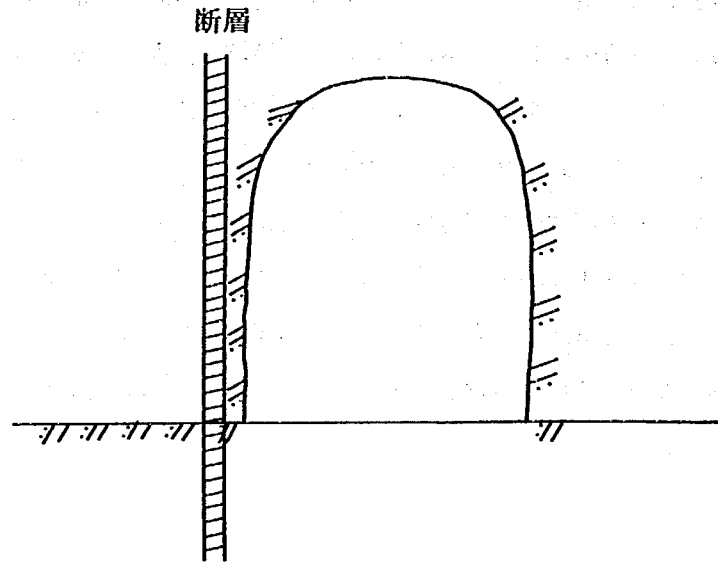


図 34 鉛直に近い断層

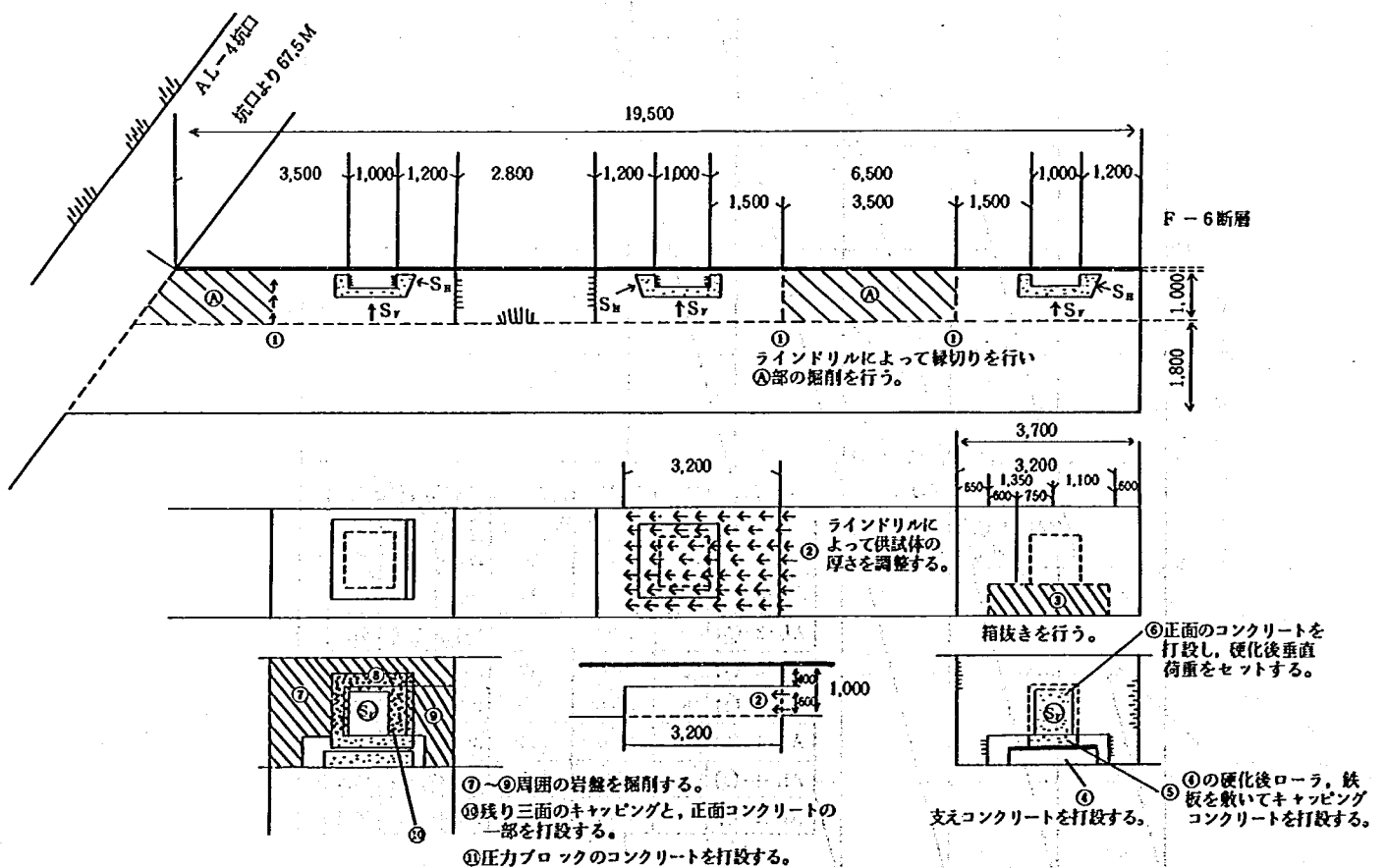


図 35 供試体ブロック切出位置計画及び切出順序説明図

3. 試験結果の評価

様々な問題を含むにしてもともかくも試験結果を評価し、設計値を選び出さなければならない。通常、岩盤せん断試験の結果を岩盤分類に応じて τ - σ 軸上にプロットしても、クーロンの破壊規準による直線が容易に引けるほどのバラツキの少ない測定値が得られることはまれである。試験値にバラツキが生じる原因としてはすでに述べた岩級が本質的に持っているバラツキ以外に次のものが考えられる。

- ① 試験の良否
- ② 岩盤分級の誤認
- ③ 岩盤せん断試験特有の誤差

試験の良否に関してブロックせん断試験、ロックせん断試験では特にブロックの隅に応力集中が生じやすく、また抵抗する側の岩盤の不均一性、ジャッキの据付、操作の不備によっては、ブロックは回転したり、曲げにより引張破壊が生じやすいことが指摘されている。この傾向は硬岩になるほど顕著である。たとえば図36はブロックせん断試験時の岩盤表面の応力を計算で求めたものである。弾性係数の小さな岩盤では、比較的応力が均等に作用しているのに対して、硬岩では载荷側に大きな応力の集中が見られる。

実際の岩盤にあつては、さらに割れ目や岩質の差の影響が加わるので応力の不均衡は大きくなる。

例えば図37は、岩盤せん断試験時の岩盤内の応力状態をひずみ計を埋設して求めたものと均質岩盤として計算で求めたものとを比較したものである。

赤川ダムは凝灰角礫岩で、キレツの少ないやや軟質な均質性岩盤である。温井ダムの岩盤は花崗岩で堅硬な岩盤である。赤川ダムでは計算値と実測値が比較的良く合致しているのに対して、温井ダムの花崗岩では、両者の差は大きく、割れ目の影響が顕著に出ていると考えられ、载荷側に大きな応力集中が起っていることがわかる。曲げ引張や応力集中に伴う破壊が生じると、破壊強度はみかけが小さく出るからこれを棄却しないと、このデータによって試験値は過小に評価されることになる。試験の良否は一般に試験時のブロックの挙動から判断する。図38は各部の変位履歴をプロットしたものである。ブロックの鉛直変位を示す①、②

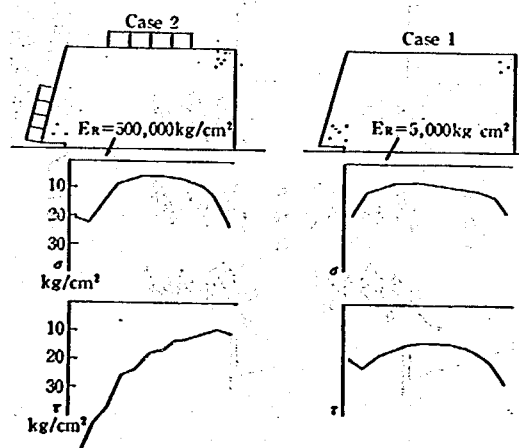
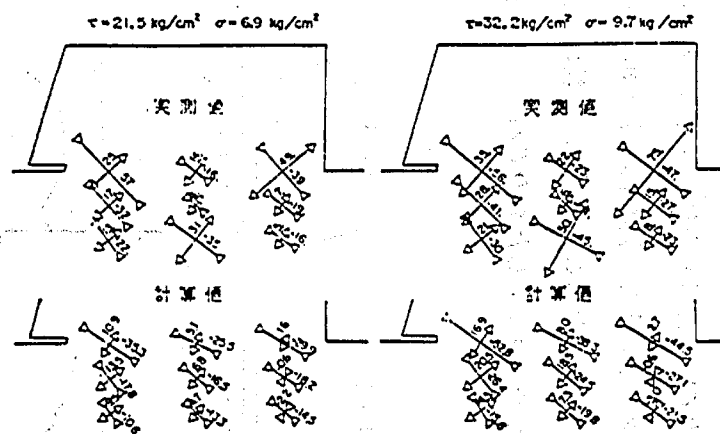
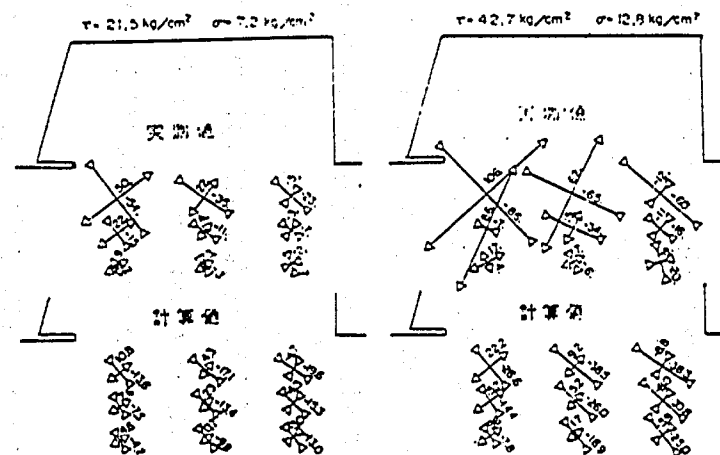


図36 岩盤せん断試験時の応力分布¹²⁾



(a) 赤川ダム実測主応力と計算値
(垂直変位浮上り点前後)



(b) 温井ダム実測主応力と計算値
(垂直変位浮上り点前後)

図 37 岩盤せん断試験時の実測応力分布¹³⁾

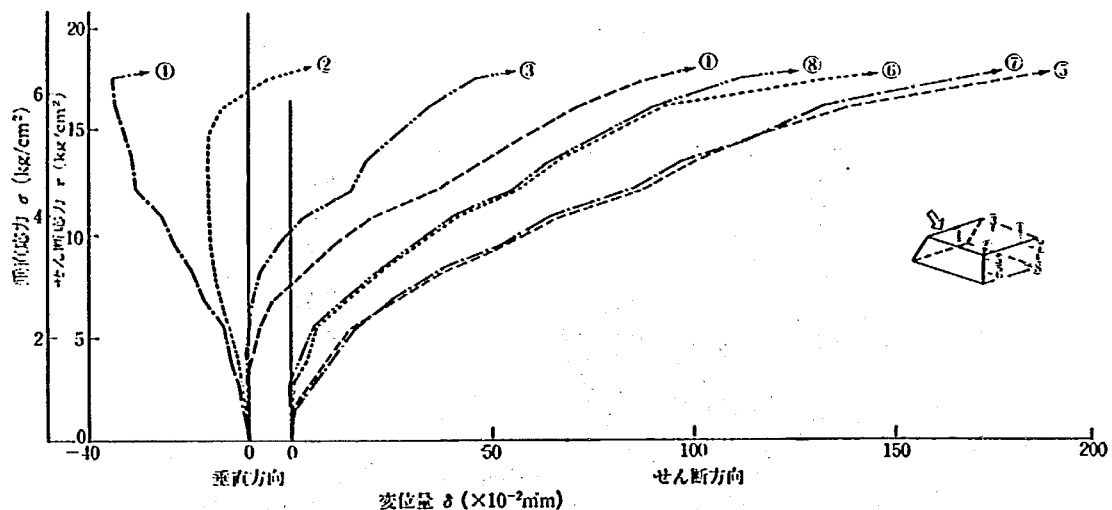


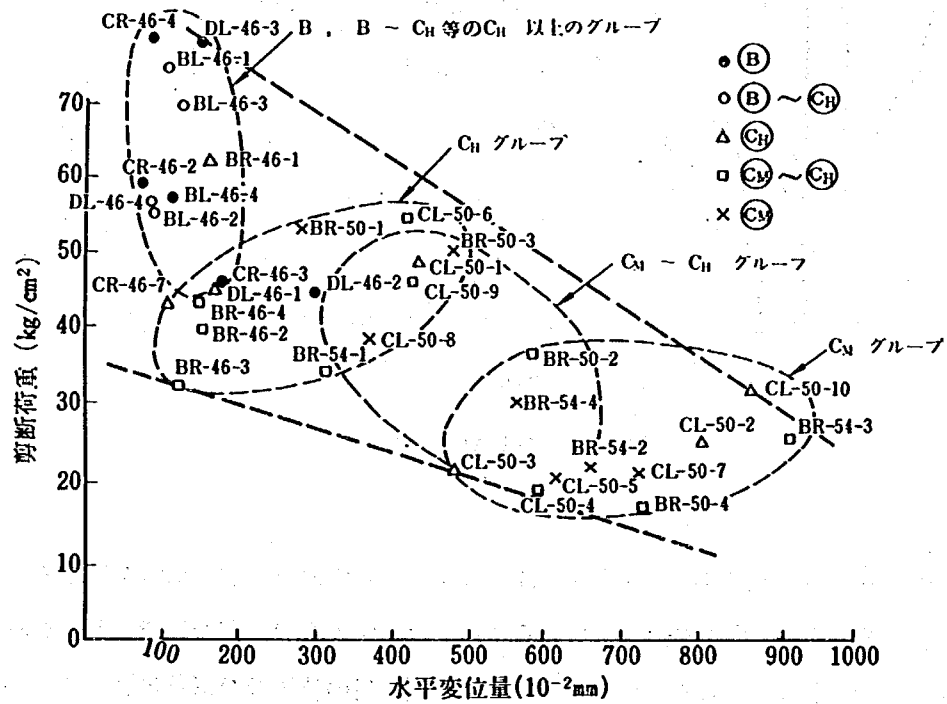
図 38 供試体の挙動

③, ④のうち, 載荷側の①, ③点は載荷直後から浮上りを示しこの部分が曲げ引張を受けていることがわかる。悪いデータを棄却しても, 塊状岩盤では相変らずバラツキが大きいのが普通である。これは塊状岩盤では特に割れ目の影響が強く出るためで, 試験する岩体内の割れ目の位置及び形状によって, 強度が大きく左右される。これは必ずしも岩級区分の誤認とは言えずむしろ岩盤分類からはじまる現在の手法の限界を示すものと考えられる。たとえば図39(a)は滝沢ダム(水資源公団)の全せん断試験結果を岩級区分を付して縦軸に破壊時のせん断荷重を横軸に破壊時の水平変位量を取ったものである。この図は岩級区分が正確になされているならば, 図39(b)のような傾向を示さなければならないが, 実際には相当なバラツキがみられる。これは視察による岩級区分を試験結果によってある程度修正せざるを得ないことを示しており, 当初の視察による岩級区分がそれほどあてにならないと言える。滝沢ダムでは図39(a)の点線によるグルーピングを行い, それらを整理して岩級区分ごとの強度を求めている。以上試験結果のバラツキの修正には試験の良否の判定と岩級区分の見直しが必要なことを示した。

他の試験値のくせに岩盤試験特有の載荷に原因するとみられる強度の変化がある。例えば, 図28は塊状岩盤での試験結果の例である。 σ の大きい領域でのせん断強度が飛び抜けて大きい。このことに関して高樋¹²⁾は一般に鉛直応力が大きいほど, 初期せん断強度は大きく出ることを指摘している。この傾向は硬岩になるほど強く出て σ が大きい領域の測定値を用いると見かけ内部摩擦角は異常に大きくなり, その時の初期せん断強度は岩級の下のもより小さくなったりする場合が多々ある。この原因は未だはっきりしないが, 高樋はこの原因についてせん断試験時に図40に示すように, 先行鉛直荷重が小さい場合や載荷角度が小さい場合には, 載荷点のずれが生じやすいため, σ の小さい領域での強度が真の強度より小さく出るためではないかと推定している。多くの問題を含むが現状ではこれらの試験値は棄却せざるを得ない。

試験の異常値を棄却した後, クーロンの破壊条件式に基づいて, τ_0 および f を求めることになるが, これには,

- ① 最小2乗法を用いて最適解を得る。



(a) 剪断荷重—変位量による剪断試験ブロックのグループ分け

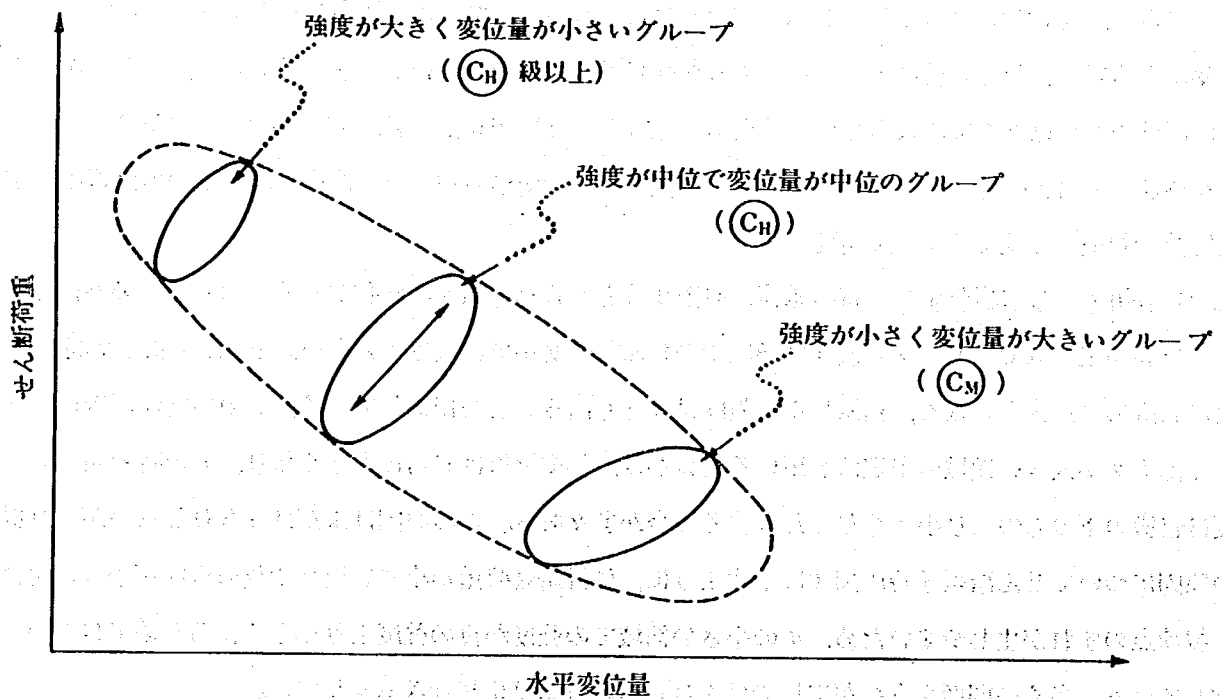


図 39 (b) せん断試験におけるせん断荷重と水平変位量の関係⁷⁾
(滝沢ダム)

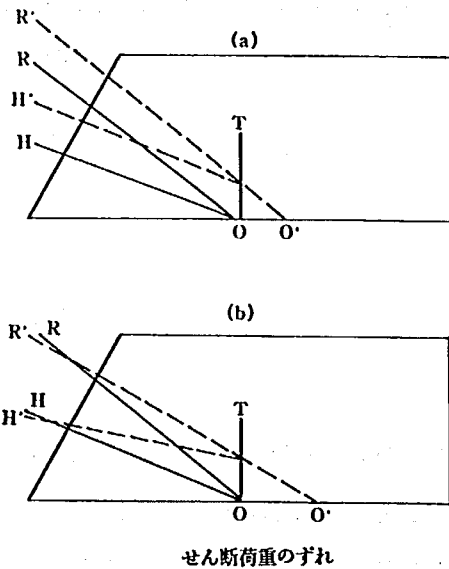


図40 せん断荷重のずれ¹²⁾

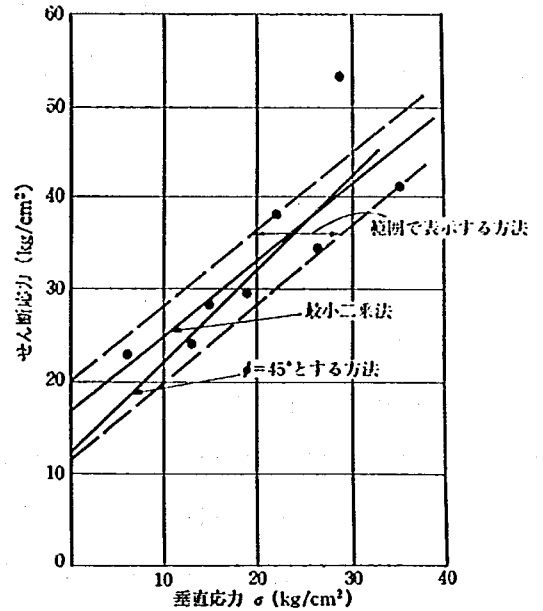


図41 試験結果の整理法

② 強度の範囲を帯で表示する。

③ 実設計の応力レベルを考慮して内部摩擦角は45° とする。

等の方法が取られている。③の方法は実質的に強度で差を生じないので、無理にクーロンの直線式を引くより良いとの判断で過去に用いられたことがある。②の方法が岩級区分の本来の意味から言ってもっとも妥当な表現方法であろう。

試験値が得られれば後は設計値の決定が残るが、これには決った手法はないが、この決め方が実質的な安全率に大きな差を生じるので重要である。これには従来より最下限値をとる、平均値を取るの2通りの考え方があ。どちらを採るか試験体の個数、バラツキの程度によるものと思われる。また、スレーキング（あるいは泥化）し易い岩盤にあっては若干の余裕をとって設計値とする必要があろう。

ま と め

以上考察した結果をまとめると、次の様に要約できる。原位置せん断試験にかかわる問題は、

- ① 設計に係わる問題
- ② 原位置せん断試験に係わる問題

に大別され、前者の問題には、

- ④ せん断に対する安全率規定の是非
- ⑤ 岩盤分類の手法に関する問題
- ⑥ 局所安全率の概念を満たす岩盤試験
- ⑦ 岩盤の物性に基づいた力学体系

があるが、いずれの問題も解決には大きな困難を伴う問題であり、問題点を指摘したのみにとどまった部

分が大半であり、今後鋭意検討されるべき課題である。後者の問題は、いずれも原位置のせん断試験を諸々の条件を含めて、真の実物ダムの岩盤強度を得るための試験をするかという観点から考察を加えたものでそれらには、

- ④ 荷形式
- ⑤ 試験サイズ
- ⑥ ブロックせん断試験とロックせん断試験
- ⑦ 荷速度
- ⑧ 試験時の応力レベル

があり、本文中に詳しく述べた。これらの影響度は当然のことながら、岩盤の特性に応じて異なり試験時の留意点も変わってくる。そこで最後にこれ迄の考察に基づき、各岩盤の特性に応じて留意すべき点を一覧表にしてみたのが表4である。これは筆者の私見であり、間違いもあるかも知れないので御指摘戴ければ幸いである。

表4 岩盤特性に応じたせん断試験実施上の留意点

特性に応じた 岩盤の分類		試験の形式	試験サイズ	荷速度	その他の留意事項
A	軟岩・マサ	ブロックせん断 及び室内3軸	標準	標準及び 持続荷	湿潤状態の維持
B	割れ目の発達 したC _L ~D級 岩盤	ロックせん断または 原位置3軸	標準 もしくは大型	標準及び 持続荷	カッターによる供試体の切出し
C	層状岩盤 (堅硬)	ブロックせん断	標準	標準	ブロックコンクリートの強度を大 荷角度の調整 異方性を表現する荷方向
D	塊状岩盤 (堅硬)	ロックせん断または ブロックせん断	標準 もしくは大型	標準	ブロックコンクリートの強度を大 荷角度の調整
E	断層等連続 した弱層	ロックせん断	大型	標準及び 持続荷	周辺岩盤の拘束 カッターによる供試体の切出し
F	節理面等連続 した割れ目	ブロックせん断 またはロックせん断	大型 (周辺縁切り)	標準及び 持続荷	周辺の縁切り

標準 60cm×60cm

大型 1m×1m以上

標準 { 0.5kg/cm²/min
5分間荷
静止5分間

参 考 文 献

- 1) 「ダム構造研究室室内研究会」資料, 土研資料1631号, 昭和56年2月
- 2) 斉藤, 矢沢, 片平「大川ダムの堤体及び基礎岩盤の安定解析報告書」, 土研資料1615号, 昭和55年10月
- 3) 「鯖石川ダム工事誌」 昭和49年12月
- 4) 土木学会誌55-6, P.64~70 昭和45年6月
- 5) 水野「岩盤せん断試験」地質と調査 '81第2号, 昭和56年6月
- 6) 飯田, 西岡, 斉藤「ダム基礎岩盤の変形特性に関する2, 3の考察」 土研資料1313号, 昭和53年1月
- 7) 斉藤, 依光「ダム基礎岩盤の原位置試験に関する調査とその検討(1)」 土研資料1571号, 昭和55年2月
- 8) 参考文献7) より筆者が整理。
- 9) 池田の整理による。
- 10) 西原, 中津, 中山, 増元「川辺川ダムサイトにおける断層の剪断試験について」 第27回建設省研究発表会 昭和48年11月
- 11) Mizuno, Itobayashi, Ando 「Constructing A Concrete Gravity Dam on Soft Rock」 Symposium on Weak Rock, 1981年9月
- 12) 高橋, 永山, 依光「原位置せん断試験における試験体の挙動と試験値の判断に関する考察」土研資料1320号, 昭和53年3月
- 13) 斉藤, 白江「原位置岩盤せん断試験時における岩盤内ひずみ測定」 土木技術資料23-1, 昭和56年1月

質 疑 応 答

松本（土研）：この1ヶ月ぐらいの間に、現場からせん断試験値として初期せん断強度の τ_0 が10数トンとか20数トンと非常に小さい値で、 ϕ の値も20°とか25°と非常に小さい値のデータを2度程見ました。結果だけしか見ていなく、どういう試験をやったのか正確なところは解らないのですが、いずれにしても今日お話しのお位置せん断試験をやっているらしいんですね。

それで最後の表4についてですが、断層とか軟岩やマサなど相当悪い岩盤でも、ロックかブロックかの差はあるにしてもせん断試験でいけるというふうにもみえる表なのですが、岩盤が相当悪くなった場合、この様な試験には適用限界がどこかにあって、あまりに低い値がでてきたとするとそれは今お話にあった様にいろいろなまずい点がでてきて、例えばせん断面の応力が著しくおかしいとかでもととの試験の主旨に合わないものがあるのではないかと思います。どこかに線を引いて悪い岩盤には多少無理があるとするのか、あるいは悪い岩盤で試験するときは、もうちょっと応力状態をうまく制御できるようにして、結局はもっと金をかけておこなえばよいのか、その辺についてコメントがあったら教えていただきたいのですが。

水野（土研）：今の話は、いわゆる軟岩ですか、それとも破碎された岩盤でしょうか。

松本： たぶんそれは破碎された岩盤です。

水野： 私が今考えているのは非常にマッシブな、そこから基礎を取り出して来てもほとんど変わらない様な軟岩とかマサなどで、それに対して非常にクラックが多く入った岩とは当然違うというふうに考えているわけでございます。例えば軟岩などは室内試験でも目的は達せられるだろうと思っております。そこでブロックせん断試験と室内試験を比較したデータをみてみたのですが、これが当然あうはずと思ったのが合うのもありまた合わないものもあるのですから、今日はその話をしなかったのですが、基本的には均質なものであればブロックせん断も室内試験も充分適用できるだろうと思います。しかしクラックが多く入っていてグサグサのものでは、ゆるみの問題等がありますのでブロックせん断試験は適用できないという様な気がします。

菅原（司会）： どうもありがとうございました。他にございませんか。

今の話に関連してお尋ねしたいのですが、図-15～図-17にブロックシェアとロックシェアを比較されたものがございましたけれども、だんだん破碎が進んできて、 C_L とかDとか岩級が悪くなった場合でもあまり差はないのですが、常識的に考えますと、ブロックせん断の方がロックせん断よりだんだん小さくなるのではないかと思います。……。

水野： 試験サイズをどの程度にするかということに大いに影響されるのですが、小さいサイズで行っている限り、差はそれ程生じないと思うのですが、ただゆるみの問題を考えてきたらちょっとわからないのですが。

飯田（土研）： 今の話についてですが、一般的に弱い岩のときにブロックせん断の方がやや低い値を示すというのは、ロックせん断の場合はロックを残すので盤下げが丁寧に施工されていると考えられ、ブロックせん断では、その辺の施工が乱暴になり易いので比較的低い値がでてくる事が多いのではないで

しょうか。試験条件を合わせればある程度類似した値がでてきそうな気がするのですが、ただそういう施工関係というのは非常に監督がむずかしいので、試験条件を合わせることができていないケースが多いのではないのでしょうか。

菅原： どうもありがとうございました。

ダムの現場でせん断試験がかなり行なわれていると思うのですが、その試験結果を設計にどうつかうか、割引きをどの程度とするか等様々な問題があるわけですが、ダムの調査課長が何人か来ておられるようですが、何か御意見ございませんか。

丸岡（関東地建）： 宮ヶ瀬ダムの調査設計課長の丸岡でございますが、岩級区分とかせん断試験の結果が一致しない様な滝沢ダムの例などを見ていますと、今後せん断試験を数多くやっていく方向にあるのか、それとも何か他の基準をもうけて割引などを基準化して、せん断試験は数個程度で、あとは割引いて基準できめていくという様な方向にあるのか、その辺伺いたいのですが。

水野： 今まで申し上げましたように、色々なバラツキの要因がありますが、その中でも岩級区分に起因するのが一番大きいです。従って基本方針は数をこなすということだと思います。ただある種の岩盤については数多くやらなくてもすむことがある。むしろ丁寧な試験をやった方が良い場合もあるということと言いたかったわけです。

丸岡： どうもありがとうございました。

安江（土研）： 岩が悪くなってきましたとマサなどの様にどちらかと言うと土に近くなってくるわけですね。それでどこかの時点で岩的な扱いと土的な扱いをうまくジョイントする形でやっていくことが必要だとつねづね思っております。そういう意味で、図 20 に関連してですが、大川ダムで三軸試験がやられていますが、土の場合にはこの三軸試験がメインの手法であるわけです。また土の場合はほとんど室内三軸試験でテストピースも小さいわけです。そこで、土に近い岩に対する適用性についてですが、供試体の大きさとか様々な問題があると思うのですが、大川ダムでやられた三軸試験はダムにおいてどういう位置付けになるのか、こういった手法が増えるのか、その辺を教えてください。

水野： 大川ダムで行なわれたのは原位置の三軸試験でしてロックを切り出してやったのです。室内の三軸試験とは異なります。それでこの原位置の意味というのは供試体の何が影響するかの問題で、例えばサイズの問題があらうかと思います。それからアンデューレーションや拘束状態がどうかというようなことはどうしても厳密には室内試験では表現できないと考えておりますので、先程から言っているマッシブな軟岩という様な岩盤ではよろしいかと思いますが、この様なことが影響する場合は室内ではなかなかやれないと思います。それから大川の現位置三軸試験というのは現場で岩を切り出すので金がかかるわけです。こういう試験は滅多にできないと思っています。

柴田（土研）： 大川の試験というのは私が一生懸命考えて昔やったのですが、あの場合、洪水流量が非常に大きいという理由でコンクリートを悪いところに載せなくてはならないということになり、その場合にはどうするかということで今、水野室長がお話された様な難しいお金もかかる試験をしたということであって、本来は、やはりどこかで線を引く必要が———どこで線を引くかは議論が分かれることがあるかも知れませんが———とにかく線を引いて、非常に破碎された岩のときにはダムの型式そのもの

を変えていくことになると思うのです。それともう一点、非常に破碎されたC_L級の岩盤での試験は非常に難しく、ダムの型式そのものに影響してくるので、感覚的に50～60 t/m²程度かそれ以下の場合、岩盤試験そのものが非常に難しくなるのではないかと思います。供試体のきり出し、ゆるみや接着をどうするかとか、色々とわかりにくい問題があるように思います。

菅原： ほかにどなたか。

竹林（開発課）： 行政サイドからのブロックせん断試験、ロックせん断試験等について、2つほど最近の話題を取り上げて説明したいと思いますが、岩盤試験の取り組み方について土木研究所等にもいろいろ研究していただきたいと考えているわけでございます。

一つは、ダムサイトが沢山でてきて、ダムも相当な数をやらなくてはならないわけですが、一番直接的に効くのは τ でございます。まず現場の担当者に自分のダムの岩盤の程度がどれ程のものかわかってもらうために基本的にはどのダムも岩盤試験をやった方がいいのではないかという意見が最近開発課内部にあります。一番大事な設計数値的なものを身をもってわかる様にすべきだという趣旨でございます。これについては各ダムではほとんどやっておられると思うのですが、やった場合でも、コンサルまかせになったら何もならないと言う様な事で、現地の担当者の方がいろいろな形でタッチしていただきたいということです。

もう一点は、最近既設ダムの嵩上計画と再開発計画が沢山あるわけです。特にエネルギー問題等で各ダムを見直したいということで、嵩上をしなくても常満をあげ、それによって新しく発電に参加する場合とか、また嵩上の際にも前のダムは設計時に τ をいくらにとったのかをチェックする必要があるわけです。その時に応力データの安定計算の資料があれば τ をいくらにとったかということがわかるのですが、相当古いデータだと、その値をどれだけ信頼できるのかという議論になってくるわけで、そうすると、この議論はダイレクトに金に影響してくるわけで、嵩上げする原因者にその分の増加費用をもってもらわなければならないのです。だからダムのせん断試験のデータは、客観的に評価できるものとしてきちっと各ダムで保管しておくべきではないだろうかということです。

以上2点の要請から岩盤せん断試験については特に重点をおいて実施していただきたいと感じている次第でございます。

菅原： どうもありがとうございました。

2. 石灰岩地帯におけるダム建設

土木研究所地質研究室

室長 菅 原 捷

2. 石灰岩地帯におけるダム建設の問題

ま え が き

石灰岩地帯にダムを建設する場合、漏水等の問題があり止水に困難なことが多いとされているが、これまで多くのダムでこの問題が調査研究され、成功裏に完成している。さらに今後石灰岩地帯にダムが計画されることが多くなることが予想されるので、これまで個々に施工された事例を研究しまとめたものである。

なお、建設省では昭和53年度から国土開発技術研究センターに委託して「石灰岩地帯におけるダムの施工例のとりまとめと調査法の検討」を行なっている。小文は中間結果を中心に新たに若干のデータを加えてアレンジしたものである。

これまでわが国ではできるだけ石灰岩地帯をさけてダム計画されており、また石灰岩の分布も地域が比較的限られているので、大きな問題となることが少なかった。しかし、全世界的にみれば石灰岩（新旧いろいろな地質時代のものを含めて）が広く分布しており、石灰岩の調査や止水工の検討を無視するわけにはゆかない。

なお、小文では石灰岩を中心に述べるが、世界的にみれば石灰岩と同じような性質をもつ泥灰岩や石こうが広く分布している。

1. 石灰岩地帯におけるダム建設の問題

石灰岩地帯にダムを建設する場合に生ずる問題点としては石灰岩の溶解と石灰岩中に存在する空洞（石灰洞、鐘乳洞、洞穴）とがある。

石灰岩の溶解は、石灰岩そのものの化学組成、地表水又は地下水の水質、地温等に関係するが、その速度は通常のところでは1000年に40mm程度といわれ、ダム築造後すぐ問題となることは考えられない。ダム管理上の長期的な問題として考えておく必要があるかも知れない。

岩盤中に空洞がある場合には、支持力と漏水が問題となる。

① 支 持 力

石灰岩そのものは第四紀の未固結のものをのぞくと、一般に堅硬で充分支持力がある。しかし、空洞が存在する場合には岩盤全体としての支持力が不十分で問題となることがある。特に堅硬な岩の下に空洞を検出することができず、施工中に陥没事故を起している事例が多い。

② 漏 水

一方、漏水は石灰岩地帯に特徴的な問題であり、かつ致命的になりかねない大きな問題である。その発生箇所により次の2つにわけられる。

イ) ダム基礎からの漏水

ロ) 貯水池からの漏水

イ) ダム基礎からの漏水は貯水効率を低下させるだけでなく、基礎岩盤を破壊したり、堤体やアバット

メントに揚圧力を増大させてその安定性をそこない、最悪の場合にはダムの決壊に結びつく恐れがある。

ロ) 貯水池からの漏水は同様に貯水効率の低下をもたらす、大規模な空洞が存在する場合には貯水そのものができなくなることがある。また漏水の湧出箇所によっては単に貯留水の損失のみならず、社会的な問題になりかねない。しかも影響範囲がかなり広いものとなり、かつ現在のところ湧出場所やその量を適確に予測することができない。

以上を図式的にまとめると次のようになる。

石灰岩地帯の問題

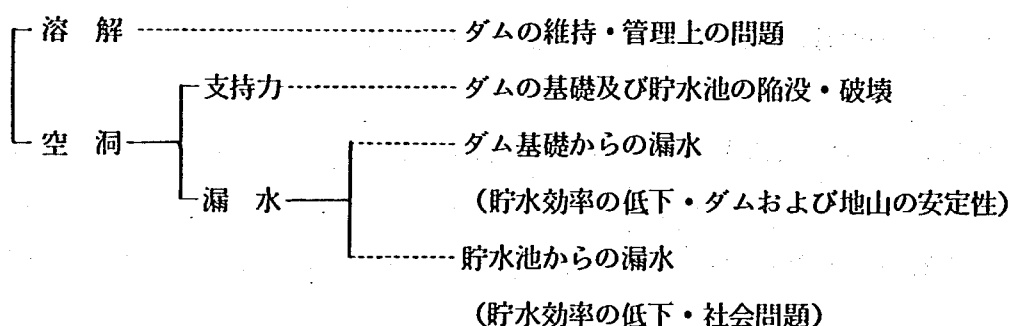


表-1は我が国の石灰岩に関連するダムの一覧表である。

2. 石灰岩の分布

石灰岩は全世界的にかなり広く分布している。陸地面積の75%は堆積岩類に覆われており、その中16~35% (造山帯では2%) 程度が石灰岩を主とする炭酸塩岩といわれている。特に生成時代が古く、堅硬な石灰岩が大規模に分布している地域は、フランス、スペイン、イタリア、ユーゴ、ギリシャ、トルコ、イラク、イラン、パキスタン、インドシナ、ボルネオ、オーストラリア、アメリカ等であり、小規模なところを入ると中生代の分布地域にはいたるところに分布している。

図-1は種子島以北の日本の石灰岩と石灰洞の分布を示したものである。沖縄諸島には中生代の石灰岩は勿論のこと第三紀以降のものまでかなり広く分布しているが、石灰洞に関する詳しい調査資料がないので省略した。

石灰岩の分布を大きくみると、日本の地質構造を反映して島弧にはほぼ平行して発達している。しかし詳細にみると地質構造を反映して石灰岩の発達状況も内帯型と外帯型に大別することができる。

内帯型は、中国地方に発達している石灰岩台地がその典型である。すなわち西から秋吉台、帝釈台、阿哲台とよばれている石灰岩台地があって、それぞれ10~20kmぐらいの広がりをもっている。ここでは石灰岩層は比較的緩傾斜で、かつ、それぞれの堆積時の構造をある程度とどめている。また台地の上面はいわゆる中国準平原であるという共通点をもっている。そして台地を刻む河川によって、段丘面に対応した横穴がいくつかのレベルにできている点も似かよっている。

これに対して、外帯型の石灰岩は、一般に急傾斜をしたり、はげしく褶曲しながら他の堆積岩中に介在しており、石灰岩体は伸長方向には長い、幅はせまいという性質をもっている。北は岩手県から南は九州に

表-1 我が国の石灰岩に関連するダム（局部的なものを含む）

整理 番号	ダ ム 名	ダム 型式	ダ ム 高	完 成 年	河 川 名	所 有 者	位 置
1	湯 田	AG	84.0	1966	和 賀 川	建 設 省	岩 手 県 湯 田 町
2	高 の 倉	G	54.2	1975	水 無 川	福 島 県	福 島 県 原 町 市
3	下 久 保	G	129.0	1969	神 流 川	水資源公団	埼 玉 県 神 泉 村
4	水 窪	R	105.0	1969	水 気 窪 田 川	電 源 開 発	静 岡 県 水 窪 町
5	坂 上	G	23.5	1954	宮 川	関 西 電 力	岐 阜 県 坂 上 村
6	打 保	G	29.1	1954	〃	〃	〃
7	角 川	G	17.5	1955	神 通 川	〃	岐 阜 県 古 川 町
8	新 猪 谷	G	56.0	1964	高 原 川	北 陸 電 力	岐 阜 県 神 岡 町
9	横 山	HG	82.5	1964	坂 内 川	建 設 省	岐 阜 県 藤 岡 村
10	千 束	G	23.5	1973	利 賀 川	関 西 電 力	富 山 県 利 賀 村
11	利 賀 川	G	39.0	1974	〃	〃	〃
12	新 中 地 山	G	35.0	1960	和 田 川	北 陸 電 力	富 山 県 大 山 町
13	真 名 川	A	127.5	1976	真 名 川	建 設 省	福 井 県 大 野 市
14	笹 生 川	G	76.0	1958	笹 生 川	福 井 県	福 井 県 西 谷 村
15	天 ケ 瀬	A	73.0	1964	淀 川	建 設 省	京 都 府 宇 治 市
16	大 迫	A	70.5	1974	紀 の 川	農 林 省	奈 良 県 川 上 村
17	田 原	G	41.0	1968	成 羽 川	中 国 電 力	岡 山 県 備 中 町
18	黒 鳥	G	15.5	1968	〃	〃	〃
19	河 本	HG	60.0	1964	西 川	岡 山 県	岡 山 県 哲 多 町
20	帝 釈 川	G	62.1	1923	帝 釈 川	中 国 電 力	広 島 県 神 石 町
21	厚 東 川	G	36.5	1949	厚 東 川	山 口 県	山 口 県 宇 部 市
22	阿 武 川	AG	95.0	1975	阿 武 川	〃	山 口 県 川 上 村
23	鹿 野 川	G	61.0	1960	本 川	建 設 省	愛 媛 県 川 村
24	追 立	G	29.5	1952	坂 洲 木 頭 川	徳 島 県	徳 島 県 木 沢 村
25	長 安 口	G	85.5	1955	那 賀 川	〃	徳 島 県 那 賀 町
26	休 場	G	18.0	1963	国 分 川	四 国 電 力	高 知 県 土 佐 山 田 町
27	ま す 湊	G	62.0	1973	紫 川	福 岡 県	福 岡 県 北 九 州 市
28	氷 川		56.5	1973	氷 川		熊 本 県 泉 村
29	荒 瀬	G	24.5	1955	球 磨 川	熊 本 県	熊 本 県 上 松 球 磨 村

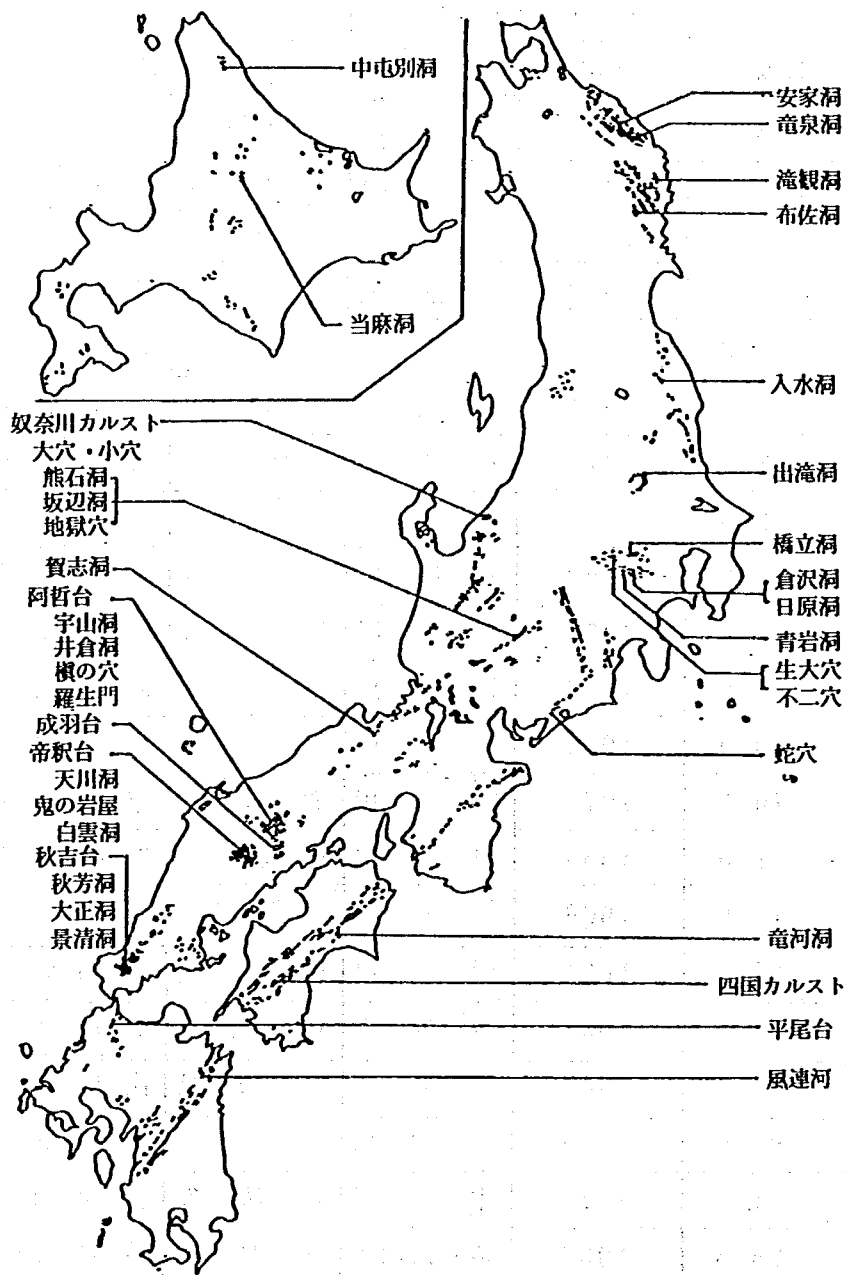


図-1 日本の石灰岩の分布とおもな鐘乳洞

石 灰 岩 形 成 時 代														
地 質 時 代			内 帯		外 帯			北 上		琉 球				
			飛騨帯 飛騨外縁帯 三郎帯	美濃帯 足尾帯	秩 父 帯	鳥の果	四十万帯	北海道	列 島					
										北 部	中 部	三宝山		
新 生 代	第四紀	完新												
		更新												
	第三紀	新 古												
		上 下												
中 生 代	白亜紀	上 下												
		上 中 下												
	ジュラ紀	上 中 下												
		上 中 下												
古 生 代	三疊紀	上 中 下												
		上 中 下												
	二疊紀	上 中 下												
		上 中 下												
古 生 代	石炭紀	上 中 下												
		上 中 下												
	デボン紀	上 中 下												
		上 中 下												
古 生 代	シルル紀	上 中 下												
		上 中 下												
	分布地域名			角川 手取、敦賀、天生	秋吉、足尾合、船尾山	藤原岳、伊吹山、船伏山 丹生川、葛生、雲仙	矢山岳、雷山、日原	武甲山、津久井、山吹、大野ヶ原、山、佐敷、山、双野ヶ原	三宝山、川辺	鳥ノ果、御前山	相良	桶口沢、立石、松川 岩泉、安家	空知、日高、朗	北大島、沖の大島 沖縄本島北部

(線の太さは分布規模による)

図一 2 石灰岩の形成した地質時代

いたる、太平洋側に点々としている石灰岩がそれであって、日本の石灰岩には、この様式のもの非常多い。これらは一般に地表の露出面積がせまい上に、多くの場合、山深いところにあるから、そこにある鐘乳洞と段丘面との比較はかなり困難である。

日本では石灰岩の生成した地質時代は大部分古生代であり、そのまた大部分が二疊紀である。したがって石灰洞または鐘乳洞の多くは、古生代末期の二疊紀の石灰岩に胚胎しているといえることができる。しかし、後期石炭紀の石灰岩や中生代のジュラ紀ないし白亜紀の石灰岩に鐘乳洞ができていることもある。また薩南諸島や沖縄諸島には、第四紀にできた隆起サンゴ礁の石灰岩（琉球石灰岩という）があって、これに鐘乳洞ができている。この石灰岩は内地で一般にみる石灰岩とは岩質が異なり、多孔質、かつ軟質である。また、石灰岩は、各段丘上の堆積物の中に何層も挟まれているので、賦存様式の上でも、内地の石灰岩とは趣きを異にしている。

3. 石灰岩の溶蝕

石灰岩は断層や節理、層理等にそって溶蝕し、石灰洞（鐘乳洞）ができる。もし石灰洞の生成や発達に規則性があればその調査に資するところが大きい。

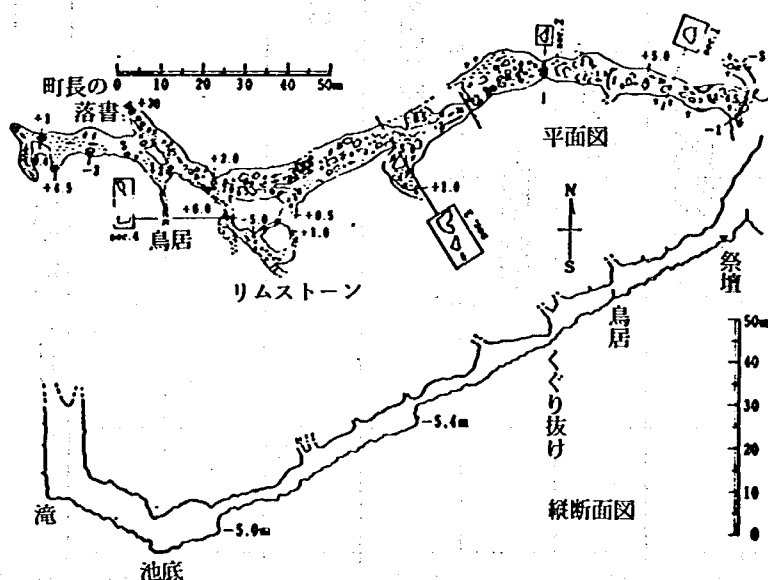


図-3 太子ヶ岩屋（日本ケイビング協会原図）

石灰洞は、炭酸ガスを含んだ水が石灰岩を溶かしてできたものであるが、大きな空洞ができあがるには、相当の長年月、すなわち、1,000年ないし10,000年を単位とする長い年月を必要とするものであり、石灰洞の成因についても、その間の地質学的な運動や侵食作用などを考えなくてはならない。

石灰洞の成因には、大きく分けて次の2説がある。

- ① 地下水面付近のレベルで石灰洞が形成されると考えるもの
- ② 地下水面下でまず空洞ができ、その後、この空洞が地下水面より上になったところで、洞内の飾り（鐘

乳石、石筍等)ができるというもの

①を1段階説、②を2段階説という。このような考え方の違いは石灰洞の形成期、および鐘乳石筍などの成長に要する時間的長さの判断などにも影響を与えるものである。

一段階説によると「もっとも単純な場合を考えると、雨水は直接岩石のすき間を通して地下水面に達し、そこで地下水面の上面を横に流動して地表の水系に出る。地表の水系に対応する地下水系のいくつかのレベルに依拠して、小さな洞くつが地下水面の上や下にできることもあるだろう。しかし、一連の石灰洞がさかんに循環する地下水帯、つまり地下水面よりも下にできるとは思えない。この地下水面は地表の水系のレベルに依存しており、したがって、その地域の侵食基準面によって変化するものである。このような観点にたつと、一連の石灰洞は地域的な基準面以下には発達し得ない。つまり、石灰洞のうち最低位のレベルは、石灰洞ができたときの基準面にほぼ一致するという仮説をたてることは妥当であろう」(地下水面説または循環水説)。さらに緩傾斜の石灰岩層中に胚胎する石灰洞の成因について、「厚い石灰岩層の中には、何枚かの帯水層があり、静水の状態におかれている。いま、この地域において、地表の下刻作用が進行すると、やがて、帯水層を切ることになる。すると、そこに水のはけ口ができるために、地下水は台地の上から谷に向かって流通する状態になる。初めは地下水の動きも緩慢であって、浸透する程度であるが、溶食が進むとともに地下水流の通路が拡大され洞くつができあがる。谷の下刻がもっと促進されると、さらに下位の帯水層をも切ることになるので、洞くつが2層以上形成され、また、相互をつなぐ網目状構造もできる」(静水帯説)。

2段階説によると「天井や洞床に生じているつらら石は、大なり小なりの空洞の一部を占めている。そして、天井の落盤を除くと、つらら石生成後に空洞が拡大することはめったにみられない。したがって、空洞形成が完了してから、つらら石ができたとみることができる。このように洞くつ形成史の上で2つの時期が記録される。最初は溶解による空洞化の時期、次は装飾物沈着の時期である」。すなわちまず地下水面以下の深所において地下水の溶解作用による空洞ができ、次に地域的な隆起がおきると浸水状態を脱するので、この時につらら石の沈着がおこる。

2段階説は、地下とくに地下水面以下にある空洞を説明するのには都合がよい。しかし、第1段階から第2段階への転化が、言葉の上でははっきりしているが、実例について考えると漠然としてくる。第1段階は地下水面以下であれば任意のどの深さでもよいはずであるから、地下水面が低下したとき、循環水帯に位置するものであれば、なおも飽和帯中にあるものもあるといった状態になる。したがって洞くつ形成期を考察する上では、はなはだ歯切れの悪い議論しかできない。ましてや、段丘形成と対比させて形成期を論ずることは、2段階説では無縁のことである。

次に石灰洞発達の法則性の調査例をのべる。帝釈峽の石灰洞は5段のレベルに分布している。5段のレベルと石灰洞の洞口を模式的に図示すると図-4のとおりである。全体で約30の洞くつが、ある特定の高さに分かれて集中的に発達していて、上から下へ、比高がそれぞれ70m、30m、13m、6mおよび1mの位置に石灰洞とくに横穴の集中がみられた。この5つのどれにも属さないような例外は若干はあるが、石灰洞の発達が全く無法則的なものではない。

そこで、おのおのの高さが何を意味するかを調べるために、河岸段丘とその火山灰層を追跡して断面図を

描いた。その結果、河岸段丘の高さは、さきにのべた横穴の各レベルとよく一致した。横穴石灰洞の発達するレベルが、河岸段丘と同じ面であることは、成因的に相互に関連があることを物語っている。

河岸段丘の面が拡大した時期は、河床面の安定期でもあり、ひいては地下水面の安定期でもあるので、この間に、横穴として空洞が拡大するような溶食作用が進行したのである。次に竖穴の発達についてであるが、竖穴の部分は段丘面と段丘面との間、すなわち段丘崖に相当する部分である。このことから、河川の下刻作用が盛んで、地下水面もまた時代の進行とともに下へ下へと移動する時期に、石灰岩の中では竖穴をつくるような溶食がおきたと推論できるのである。

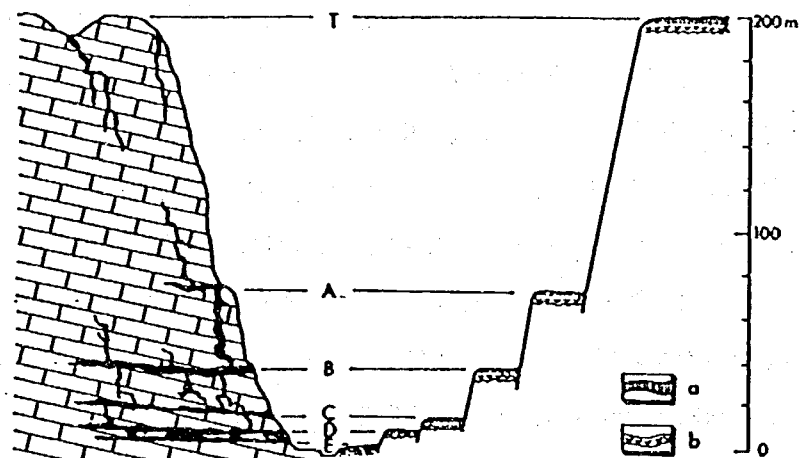


図-4 帝積地域における鐘乳洞レベルと河岸段丘との比較模式図

a : 新三瓶火山灰層, b : 古三瓶火山灰層 (北備後台地団研グループ, 1963より改変)

出典：地学団体研究会“洞くつの地学”

石灰洞の形成が、河岸段丘と同質異種の現象であることが判明してくると、てんどは石灰洞がいつごろできたものか、という推論も可能になってくる。日本では、最古期の河岸段丘は多摩面（約40万年前）であって、地質時代でいえば、第四紀洪積世の前期ないし中期にあたる。それ以降は、下末吉面（約20万年前）、武蔵野面（5万年前）、立川面（約1万年前）および沖積面と区分されている。

帝積台地の場合でいえば、比高70mの段丘は多摩面に、それ以下はそれぞれの標準区分の面に対応しているとみて差支えない。これは、河床面からの比高の値からみても妥当と思えるところである。また、台地となっている高原面は、第三紀末期の鮮新世から第四紀早期にかけて削はくされた侵食面であるといわれているから、全体をつうじての地史学的にも合う。したがって帝積台地の石灰洞群は、第四紀になってから段丘面とともにできあがったと結論された。

同じような法則性は阿哲台地の調査でも認められ、この法則性がもっと広い範囲、すなわち全国レベルで適用できるかどうか検討されている。いずれにしても、これまでの資料からは、石灰洞が第四期に入ってから、段丘形成と同質異種の現象をして形成されたことを示すものが多い。もっとも、どこにおいても石灰洞

と、段丘面の対応関係が認められるわけではない。

石灰洞は山深いところに存在しがちであるので、河岸段丘との比較をしにくいことの方が多いようである。しかし、逆にいって、第四紀以前に形成されたことを証明する資料は、いままでのところ見つかっていないのである。

4. 止水処理

後述する施工例が示しているように、石灰岩地帯におけるダム築造の問題点はいかに経済的に止水処理するかである。国土開発技術研究センターは国内4ダム、国外18ダム計22ダムの主として止水処理（カーテングラウト）の施工例を次のように要約している。

(i) グラウト孔

① 位 置

ダムサイトおよび貯水池内の石灰岩層については、すべてカーテングラウトによって止水することを原則としている。また、大きな空洞が発見された場合には、この空洞にグラウチングすることは困難なので、空洞の上流側を迂回する止水線に沿ってグラウチングを実施した例も見られる。（kruscica ダム）

② 間 隔

間隔別に実施例の数を挙げると次のとおりである。

0.76 m…… 1 例

1.5 …… 4 例(2)

2.0 …… 1 例

2.5 …… 1 例

3.0 …… 3 例(1)

3.6 …… 1 例(1)

4.0 …… 1 例(1)

6.0 …… 1 例

7.5 …… 1 例

() は日本の例である。

③ 列 数

石灰岩のような透水性基盤の場合のグラウトカーテンの孔の配置は、孔の間隔をせまく、列数を多くすることが望ましいと想像されるが、列数と実施例の数は次の通りである。石灰岩基礎であるために特別列数を多くしているとは考えられない。

1 列…… 3 例

2 列…… 4 例(2)

3 列…… 2 例

④ 深 さ

実施されたカーテングラウトの深さは、最も浅い帝釈ダム（4.5 m）や坂上ダム（5～10m）から最も深いSfundau湖（60～170 m）まで種々ある。

カーテングラウトの深さの変動幅は、高さとは無関係で溶蝕深さに関係する。

(ii) 改良前のルジオン値

ルジオン試験が一般化していないのでデータは3例しかないが、平均2.8～12.6ルジオンとなる。予想される程大きくないが、石灰岩岩盤の透水試験では、透水量がほとんどないか、あるいは全漏水のどちらかで、中間的なものはほとんどない。ただし問題となる石灰洞はルジオン試験を行なうことができない。

(iii) 注 入

① 注入材料

注入材料の使用例は次の通りである。

セメント	7例(4)
ケミカル	1
モルタル	2
セメント+ベントナイト	2
セメント+粘土	3
セメント+粘土+ベントナイト	2

注入材料はセメントを主体とし、空洞はほとんどの場合モルタルを注入しているが、セメントが高いところではセメント+粘土を使用している。セメントの凝固時間を長くするために、セメントにベントナイトを混合し注入材料の浸透距離を長くしているものもある。

② 配 合

国内の例の場合には、通常の岩盤と同様に $W/C=10\sim 1$ の配合を主体としているが、セメントが高価な $W/C=0.3\sim 1.5$ となりかなり濃いミルクを注入しているようである。また空洞の閉塞を効果的に行なうために硬化促進剤として塩化カルシウムを混入している例もみられる。

③ 注入方法

ほとんどの場合ステージ方式が採用されている。ステージ長は4.0～15mであるが、国内の例では4～5mである。

Saint-Guilhemダム（フランス）では18mと長いステージのグラウトを試みたがあまりよくなく、通常のステージ長に比べてはるかに大量のグラウトを3回に分けて、硬化を待って実施せざるを得なかった。

Bowatersダム（アメリカ）ではパイプを空洞底まで挿入し、1孔について8時間交代で注入を行ない、硬化した後、孔の深さを測り、グラウトパイプを硬化したグラウトの上に再び挿入し注入するといった作業を空洞が完全に充填するまで繰り返して注入している。

④ 注入圧力

深さが増すに従って注入圧力を増大させるという一般的な方式が石灰岩の場合にもとられており、最小圧力は3～5 kg/cm²、最大圧力は深さによって40～60 kg/cm²である。（わが国では25～35 kg/cm²）ただし、空洞の充填は低圧と思われる。

⑤ 注入順序

注入孔の次数は1～3次までの3段階に分けたものが6例、1～4次の4段階に分けたものが4例ある。

(iv) 注入実績

① 平均注入量（単位注入セメント量）

注入実績をm当り注入量別の例数で示すと次のようになる（通常50 kg/m以下）。

100 kg/m以下	1例 (1)
101～ 200	5例 (1)
201～ 300	1例
301～ 500	1例
501～ 1,000	2例
1,001～ 2,000	1例 (1)
2,001以上	1例 (1)

平均注入量が1,000 kg/mを越える例は日本の帝釈川ダムと坂上ダムであるが、これは両ダムともグラウト孔の深度が10m以下と小さく、溶蝕の進んだ表層部のみに注入したためで、もっと深くまで平均をとればかなり小さなものになると思われる。なお、平均注入量が200 kg/m以下が6例みられるが、この程度のものは、最近他の岩石でもよくみられるようになった。

② 改良後のルジオン値

改良後のルジオン値の判定は、検査孔で行ない、すべて仕様書に規定された値まで改良されたことになっている。したがってほとんどの場合1ルジオン以下である。

しかし、La Amistadダムの40ルジオン以下というのがあり、これはグラウチングを40ルジオン以上のところのみで行ない、他は行なわなかったことによるものである。

5. 石灰岩中にダムを施工した例

前述のように石灰岩地帯にダムを築造する場合、貯水池からの漏水も大きな問題となるが、ここでは主としてダム基礎（ダムサイト）の空洞を処理した施工例をのべる。

帝釈川ダム（大正9～13）

(1) ダムおよび貯水池の諸元

型 式：曲線重力式
高 さ：62.10 m

堤 頂 長：35.15 m

堤 体 積：31,000 m³

総貯水容量：14,287,000 m³

(2) 地 質

ダムおよび貯水池の一带は帝釈峽に位置し、主として古生代二畳紀の石灰岩よりなり外周を砂岩、粘板岩が取りかこんでかなり複雑な地質構造をしている。

(3) 基礎処理

上流のカットオフ部にカーテングラウチングを施工した。実績は次のとおりである。

孔 径：76 mm

孔の深さ：4.5 m

間 隔：3.63 m

孔 数：18 孔

総 延 長：約80 m

注入圧力：10～20 kg/cm²

総セメント注入量：3,410 袋（170,500 kg）

単位セメント注入量：2,100 kg/m

(4) 効 果

ダムの基盤岩は堅硬な石灰岩であるが、たん水後漏水が認められたので数次におよぶセメント注入を行ない、現在では安心の出来る状態まで基盤改良がなされている。昭和52年現在での漏水量は貯水深約31mで1.3 ℓ/min程度である。

坂上ダム（昭和27～29）

(1) ダムおよび貯水池の諸元

型 式：重力式

高 さ：23.5 m

堤 頂 長：100.0 m

堤 体 積：26,500 m³

総貯水量：1,685,300 m³

(2) 地 質

基盤岩は飛騨片麻岩であるが、この中には川道に平行する石灰岩層が数条はさまっている。この石灰岩には石灰洞があり、さらに石灰岩と平行する粘土を含む断層が発達していたため、基盤岩は全体に亀裂が多く、掘削のときにこれらの石灰洞および亀裂から多量の湧水があった。この湧水のため掘削およびコンクリート打設工事が相当難航した。

(3) 基礎処理

坂上ダムは基礎盤岩の亀裂および石灰洞、その他からの湧水および漏水が約 $30\text{m}^3/\text{min}$ におよび、この処理がダムの安定性および工事工程の死命を制する状況であった。この止水工法についていろいろの方法を研究、検討した結果、工程および過去の経験を勘案してグラウト工法にたよることが地山を固めるとともに不透水層を造ることに対しても最も確実性のある工法であるという結論に達した。事実、結果的にみてわずか堤頂長 100.0m と短いダムで使用したセメント量は $27,208$ 袋（ $1,360\text{t}$ ）を数え、上流のカットオフ箇所に入注したセメント量は最大1孔当り $1,725$ 袋（ 86t ）、平均 184 袋（ 9.2t ）と驚異的に多量の注入を記録したけれども、完全止水に成功した。

(イ) グラウト孔

上流カットオフ箇所は間隔 1.50m の千鳥型配列とし、深度 5.00 と 10.00m を1本おきに、また注入の結果多量に入った箇所あるいは不安に思われるところは深さ 20.00m の孔を追加穿孔し、入念な注入を繰返した。

ダムサイトの基礎岩盤は亀裂、石灰洞がいたるところにあり、そこから多量の地下水が湧出していたため、上流カットオフの他に堤体各部に無数のコンソリグラウトを施工した。亀裂、乳洞および集水ます箇所は直接グラウトパイプを予め建てておいてコンクリート打設後注入した。

(ロ) 注 入

注入方法はステージグラウチング方式による。初め $4.00\sim 5.00\text{m}$ 程度の上層岩盤より注入して一旦固めた後、同孔を再び穿孔し、高圧注入を反復して次第に下り、ミルクが充分深部まで浸透するよう施工した。

注入ミルクは最初、水セメント比 $1:10\sim 1:8$ の濃度から始め岩質の状況により $1:2$ 迄濃くし、長時間注入を継続しても圧力が上昇しないときは、砂、鋸屑等の混合材を使用した。

表-2 グラウト注入実績

名 称	グ ラ ウ ト 孔			注 入 セ メ ン ト (袋)		
	カットオフ	堤 体	エブロン	カットオフ	堤 体	エブロン
№ 1 BLOCK	19	3	0	1,662	297	0
№ 2	11	1	2	287	585	144
№ 3	11	5	9	712	789	816
№ 4	11	18	16	1,880	747	595
№ 5	15	26	2	1,833	2,521	38
№ 6	9	3	6	1,620	854	2,114
№ 7	20	1	0	9,707	7	0
計	96	57	35	17,701	5,800	3,707
合 計	188本			27,208袋		

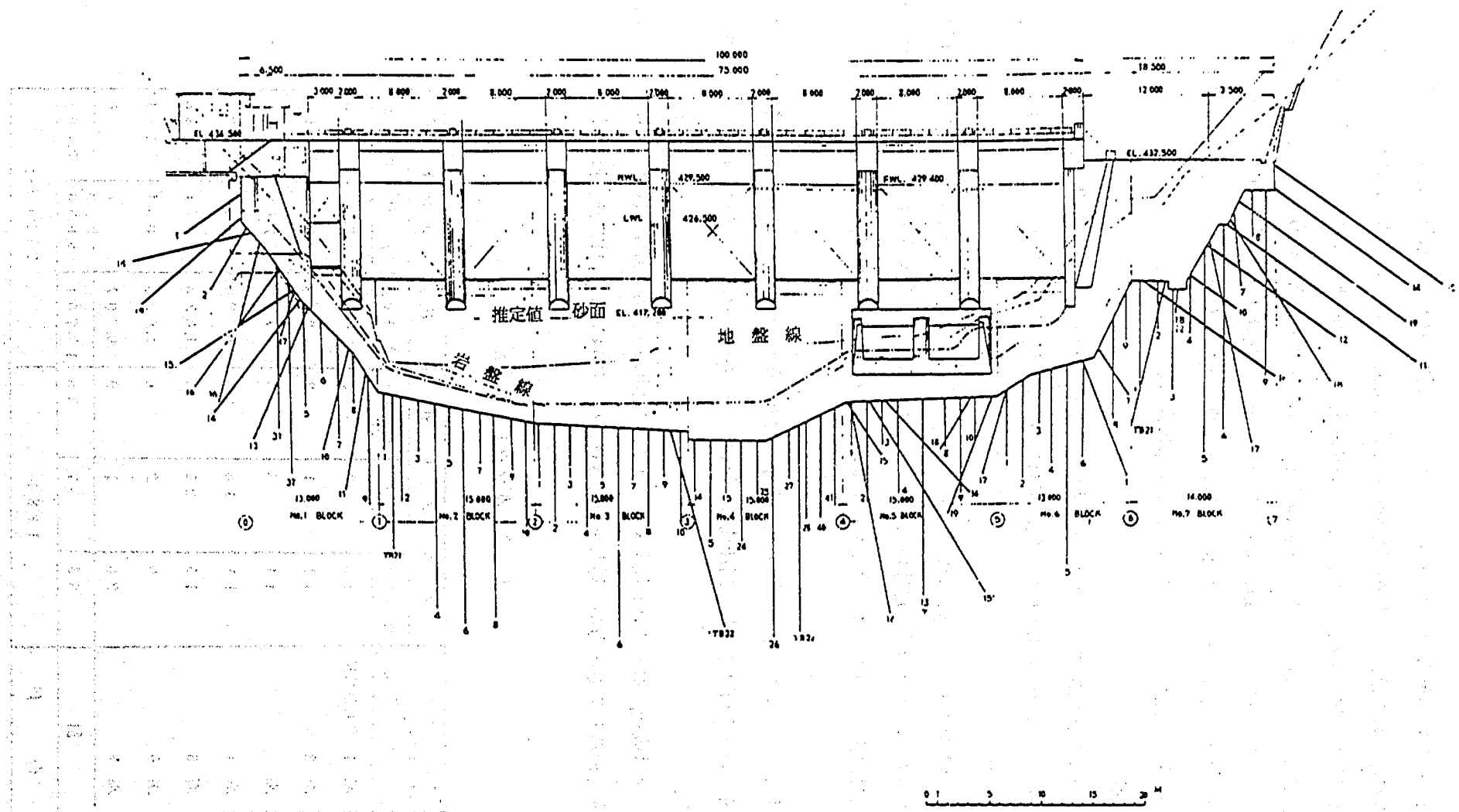


図-5 坂上ダムカーテングラウト実績図

イ) 実 績

グラウト工事の実績は次のとおりである。

全削孔長..... 1,194.58m

孔 数..... 188本

全注入セメント量..... 1,360.4 t (27,208袋)

1孔当り平均注入セメント量..... 7,236.2 kg/孔

1m当り平均注入セメント量..... 1,138.8 kg/m

(4) 効 果

各橋脚および右岸非越流部の上下流各2箇所に揚圧力測定孔を設け、たん水後3ヶ月にわたって継続測定を行なった結果、たん水直後は計算値の最大85%位の箇所もあったが、日時の経過につれて、最大65%位に落ちて変動がほとんどなくなった。また、堤体基本三角形の終端のエプロン接続箇所に漏水検査孔を堤軸に平行して5箇所設け、たん水後長期間観測したが異常は認められず、かつ漏水も認められなかった。これらの結果から判断して基礎処理工は十分効果を発揮しているものと判断される。

利賀川ダム (昭和46~49)

(1) ダムおよび貯水池の諸元

型 式: 重力式

高 さ: 39.0 m

堤 頂 長: 129.0 m

堤 体 積: 40,880 m³

総貯水量: 2,700,000 m³

(2) 地 質

ダム基礎を構成する岩石は大部分が結晶質石灰岩である。この石灰岩を貫いてヒン岩の岩脈がダム基礎を縦断する方向に進入しているが、それらの主なものは5本である。結晶質石灰岩には溶蝕孔が多数分布している。溶蝕孔の内径が50cm程度のものは2箇所で他の大部分は径10cm程度の小規模なものである。また地表下でのこれらの溶蝕孔の相互の連絡は不規則で、大規模な湧水経路を形成するほど地下連絡を形成していないと思われる。

(3) 基礎処理

地質状況を考慮して、岩盤改良処理が通常のダム基礎の場合に比べ一層入念に施工されている。すなわち堤体下部より上部にわたる、また左右両岸取付部の地山内にグラウト施工を考慮した監査廊が設けられ、綿密なカーテングラウチング、溶蝕孔や断層破碎帯の処理を狙った特別のグラウチングが施されている。

(イ) コンソリデーショングラウチング

コンソリデーショングラウチングの実績を表-3 および図-6 に示す。

表-3 コンソリデーショングラウチング実績表

場 所	孔 数		岩盤掘削総延長m	セメント注入量		最終仕上圧力 kg/cm ²
	孔長m	計 本		計 kg	岩盤kg/m	
ダム 前面	7	64	442.80	75,427	170	5-8
ダム 堤内	5	164	820.00	119,945	146	5-8
計		228	1,262.80	195,372	155	

(ロ) カーテングラウチング

カーテングラウチングは、パイロット孔、一般孔、チェック孔および追加孔に分けて実施された。すなわち孔間隔12mのパイロット孔によって岩盤の透水性を事前に調査し、次いで一次孔（6m間隔）二次孔（3m間隔）、三次孔（1.5m間隔）の順序で一応予定のカーテングラウチングを終り、三次孔までの注入によって透水性の改善が充分でないと判定される箇所については、四次孔を追加した。さらに、四次孔までのグラウチングが終了した時点で、ルジオン値が高いと認められた部分に対しては五次孔（追加孔）の追加注入が行なわれた。

それぞれのゾーンの平均ルジオン値および注入実績を表-4に示す。

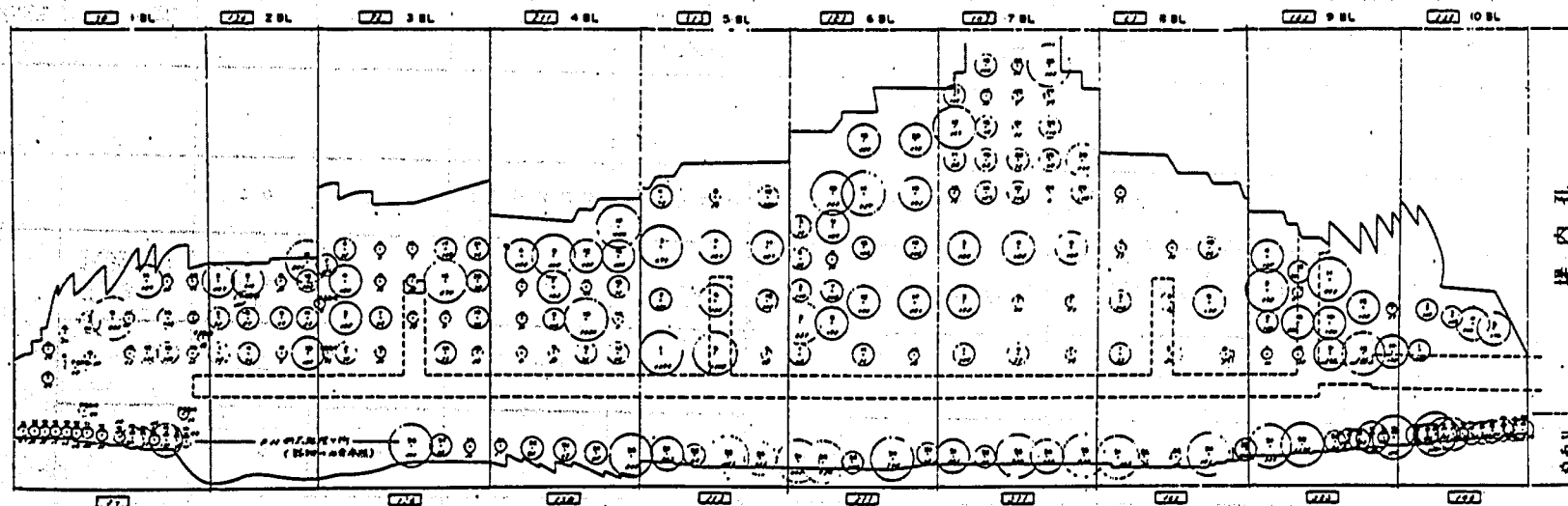
表-4 ゾーン別注入実績表

ゾーン (場 所)	孔 数		岩 盤 掘 削 総 延 長 m	セメント注 入 量		最終仕上げ 圧 力 kg/cm ²
	孔 長 m	計 本		計 Kg	岩盤Kg/m	
A	10 ~ 43.5	54	1,275.80	104,797	82	15~40
B	4 ~ 50.0	70	1,645.60	141,051	86	13~40
C	42 ~ 47.0	24	624.10	59,774	96	20~40
D	18.5 ~ 66.0	40	1,199.40	113,230	94	20~51
E	1.3 ~ 47.0	56	876.90	92,177	105	8~50
E'	30 ~ 40	20	660.00	97,032	147	3~50
F	11 ~ 57.3	92	2,307.50	386,649	168	12~50

(ハ) 溶蝕孔グラウチング

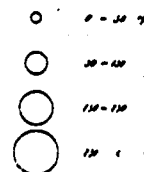
基礎岩盤掘削ならびに事前の地質調査によって判明していた83個の溶蝕孔については、それぞれボーリングにより直接注入が行なわれた。それらの実績は表-5に示す通りである。

溶蝕孔は3~8BLにわたって散在していたので、それらの各々にはパイプを挿入して、低圧によ



ダム標準断面図

セメント注入量



○ 50m³以上 100m³以上

図-6 利賀川ダムコンソリデーショングラウチング

表-5 溶蝕孔試掘坑低圧グラウチング注入実績内訳表

種 別	B L 別	孔 数 本	施工長 試掘坑 m	モルタル注入量		ペースト注入量		セメント使用量		最 終 仕上圧力 Kg/cm ²	注 入 期 間
				注 入 量 m ³	孔 数 m ³ /孔	注 入 量 袋	孔 数 袋/孔	数 量 Kg	孔 数 Kg/孔		
タ ム 堤 内	3 B L	14	—	48.528	3.466	322	33.00	53,327	3,809	3~5	47 11/3~8
	4	13	—	52.861	4.066	1,265	97.31	94,641	7,280	"	10/11~8
	5	2	—	—	—	193	96.50	5,020	2,510	"	9/26~28
	6	2	—	—	—	4	2.00	171	86	"	11/10
	7	9	—	6.768	0.752	375	41.66	20,668	2,296	"	10/1~28
	8	27	—	21.671	0.802	165	6.11	24,651	913	"	6/6~11/11
	T2 試掘坑内	12	—	—	—	311	25.92	12,440	1,037	"	6/7~10
計		79		129.828	1.643	2,635	33.35	210,918	2,670	"	
T2試掘坑	填 充	4	16.80	12.742	m ³ /m 0.758	15	袋/m 0.89	9,020	Kg/m 537		9/7~10
合 計		83	16.80	142.570		2,650		219,938			

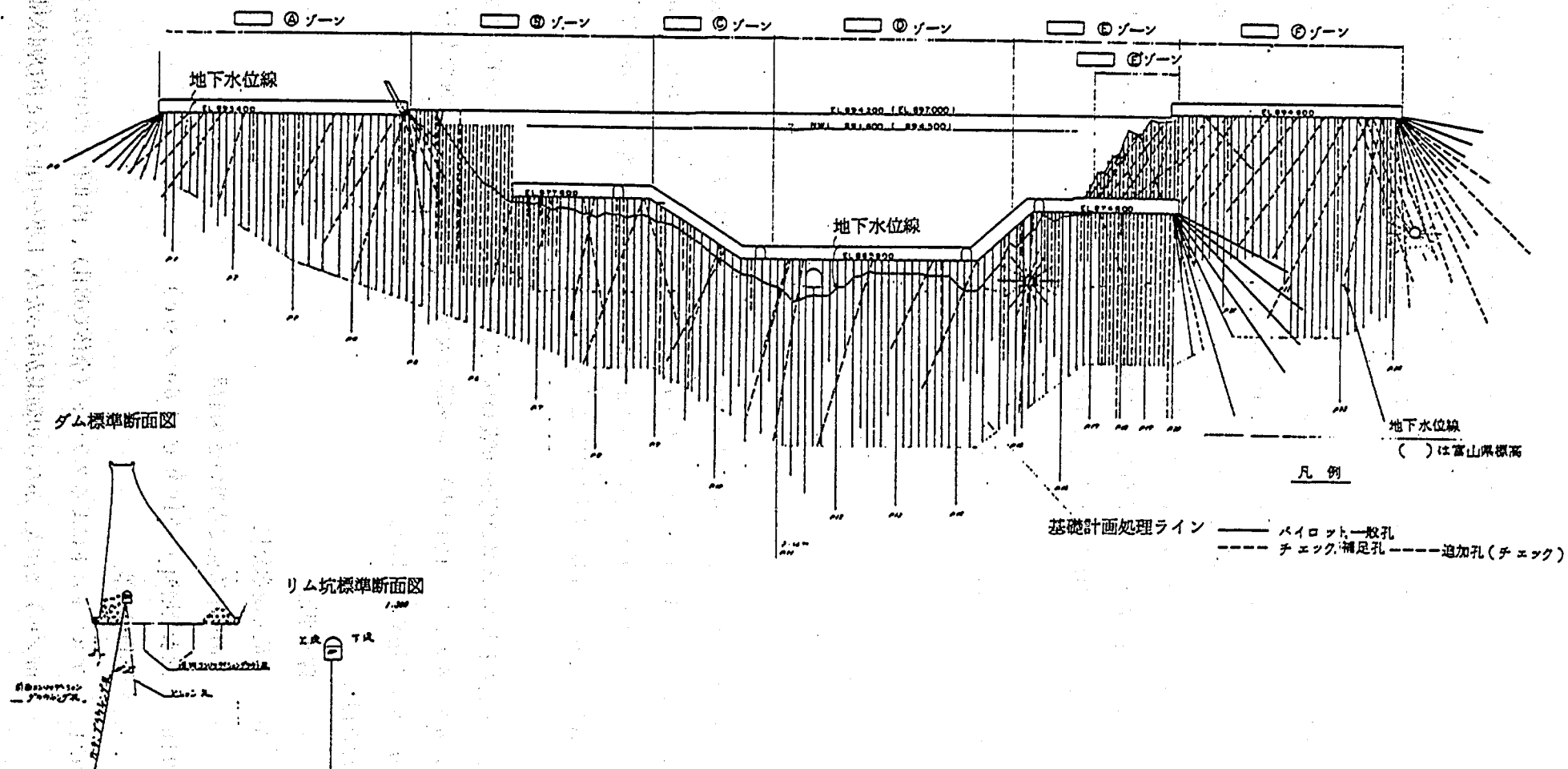


図-7 利賀川ダムカーテングラウト(実績図)

りモルタルまたはセメントペーストを注入し、 $3 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ の注入圧で注入不能となった時点において注入完了としている。溶蝕孔の位置、状態ならびにそれがセメント注入で充満された状態は肉眼で観察し得るものであるから、充填作業の結果には充分の信頼性があると考えられる。

(3) 効 果

当ダムにおける基礎処理においては、ダムサイトの地質がよいことを考慮して、特に入念なグラウト工による岩盤改良がなされた。その結果、貯水池湛水開始時（昭和49年11月18日、貯水位885.30 m）におけるダム下流での湧水量の合計は 400 l/min 程度である。ダム下流におけるこの程度の湧水量は当ダム基礎よりはるかに地質状態の良いダムの下流側においても発生する場合もあるので、当ダム基礎が溶蝕孔を多数にもつ石灰岩上に建設されたものであることを考慮すると、当ダム基礎に対するグラウティング工事による基礎処理はおおむね成功したものと判定される。

Hales Bar ダム（アメリカ 1905～1913）

(1) ダム諸元

型 式：重力式

高 さ：（16.5 m）

目 的：発電、舟運

(2) 地 質

古生代石炭紀に属するミシシッピ石灰岩層の上に築造された。当初電力会社によって計画され、地質調査はほとんど行なわれず、地形上からダムサイトがきめられた。ダムサイトは良好な岩盤が露出し、空洞等は見えなかった。サイトの上・下流には3 m前後の細粒の河床堆積物があり、良好なブランケットを形成して、もし石灰洞が存在しても問題ないと考えられた。

(3) 施 工

着工し基礎掘削が行なわれると多数の石灰洞が表われ、当初計画では工費300万ドル工期2ヶ年のものが1,153万ドル8ヶ年を要した（1913年）、河床部の大きく深い空洞（粘土や砂礫で充填）ではニューマティックケーソン工法を採用した。

(4) 竣工後の経過と補修

1913. 11. 1 貯水開始

11. 5 下流で湧水発見

その後上流側でも吸い込み確認

1913～1915 漏水量増加（1919年で $34.8 \text{ m}^3/\text{sec}$ ）

小規模対策

1919～1921 アスファルトによるグラウト（全体で68孔）、内45孔1,880 mで約 $2,100 \text{ m}^3$ （ $1.1 \text{ m}^3/\text{m}$ ）で注入、かなりの効果があったが、工事を中止すると再び漏水量が増大する。

1930 1919年以前の量に戻る (34.8 m³/sec)

1939 TVAが引継ぐ

漏水量 49.3 m³/sec (TVA 調査)

堤体の安全性に問題がある。

1940. 11 対策として

① グラウト 20 ft 間隔, W/C = 1 : 1 ~ 2, ただし大きな空洞は除く

② カットオフオール 深さ 6.1 ~ 30.5 m, グラウトの効果ない, 大きな空洞

③ カットオフオールから上流側へグラウト

1950年代 一旦減少した漏水が再び増加に転じた。

1963? このダムを放棄し下流にロックフィルダムを新設することを決定。

Limmernboden ダム (スイス 1930 ~ 1963)

(1) ダムおよび貯水池の諸元

型 式: アーチ式

高 さ: 145.50 m

堤 長: 375 m

貯水量: 90,000,000 m³

地形的, 水理的見地から, 貯水池の水密性に問題が予測され実施が遅れていたが, 地質調査やグラウトの技術の進歩により貯水池の建設が可能となった。

(2) 地 質

ダム地域は結晶片岩帯の東端に位置し, 基盤は石灰岩区と結晶岩区とからなっていて, 背斜と向斜による褶曲の著しい地域である。褶曲運動によって節理がよく発達している。

グラウトカーテンの下限はクリープの長さで節理が地山の重量で強く圧縮されて閉ざされているゾーンまでの深さとを考慮して, 貯水池満水位下の 300 m の標高 1,550 m まで下げられることになった。石灰岩の上に築造されるダムのグラウトカーテンについては, 断層による割れ目の存在も考慮した上で, ダムの最上部からさらに 170 m まで下げられた。

ダムのグラウトカーテンと, 湛水池右岸のグラウトカーテンとは結合され, 連続した遮水膜を形成することになった。

(3) 調 査

地質調査のためにダムの右岸下流から上流に向って 2 本のトンネルと, 左岸にダム基盤調査のトンネルがダム水平監査廊の延長上に 1 本掘られた。

右岸トンネル 標高 1,720 m 長さ 1,020 m 内径 2.70 m 型

" 1,770 m 1,376 m 2.70 "

左岸トンネル 1,809 m 200 m 2.70 "

トンネルにはいずれも下部に幅1 mの水平部分が設けられ、すべての方向へのボーリングが可能である。

(4) グラウトカーテンの施工

グラウトは3段階にわかれ、一次孔では $\phi 45\text{mm}$ のグラウト孔12m間隔で行なわれた。二次孔では、一次孔の中間に注入した。最後に $\phi 65\text{mm}$ のボーリングで透水テストを行なった。

二次孔の注入においてセメント注入量が特に多かったゾーンでは、そのゾーンを横切るかたちで透水テストが行なわれ、 $20\text{kg}/\text{cm}^3$ で $1\ell/\text{min}/\text{m}$ 以上の漏水があれば、その近くに1本以上のボーリングを追加することにした。

このようにして実施されたグラウトカーテン工事の実績は次の通りである。

グラウトカーテン

	右岸斜面	ダムの右岸	合 計
カーテン面積	439,140 m^2	105,600 m^2	544,740 m^2
グラウトトンネル			
トンネル" 1720 "	1,020 m		1,020 m
トンネル" 1770 "	1,376 m		1,376 m
トンネル" 1809 "		303 m	303 m
	2,396 m	303 m	2,699 m

ボーリング長 (追加ボーリングを含む)

$\phi 85\text{mm}$	480 m		480 m
$\phi 65\text{mm}$	19,768 m	3,434 m	23,202 m
$\phi 45\text{mm}$	77,908 m	29,690 m	107,598 m
全 長	98,156 m	33,124 m	131,280 m

注入セメント量

ポルトランドセメント総量	29,435 t	5,979 t	35,414 t
カーテン1 m^2 当り	67 kg/m^2	57 kg/m^2	65 kg/m^2
ボーリング孔1 m 当り	304.5 kg/m	183.9 kg/m	270.8 kg/m

(5) 効 果

1963年に建設されたLimmernbodenダムにおいて、長さ1.3 km、高さ300 mのグラウトカーテンがダム上流右岸山腹に実施され、同時にダム基礎にも大規模なグラウトカーテンが実施され、上流右岸部のものと連結された。グラウトカーテンの総面積544,780 m^2 、グラウトボーリングの全延長は131,280 m、使用セメントは35,414 t に及んだ。この結果、貯水池完成後、満水位時における全損失水量は300～350 ℓ/sec となり、推定される工事実施前の損失量の約1/5となっているとの結論を得た。

今後、貯水池の底には次第に泥が堆積してゆき、さらに少しずつ損失水量は減少していくものと考え

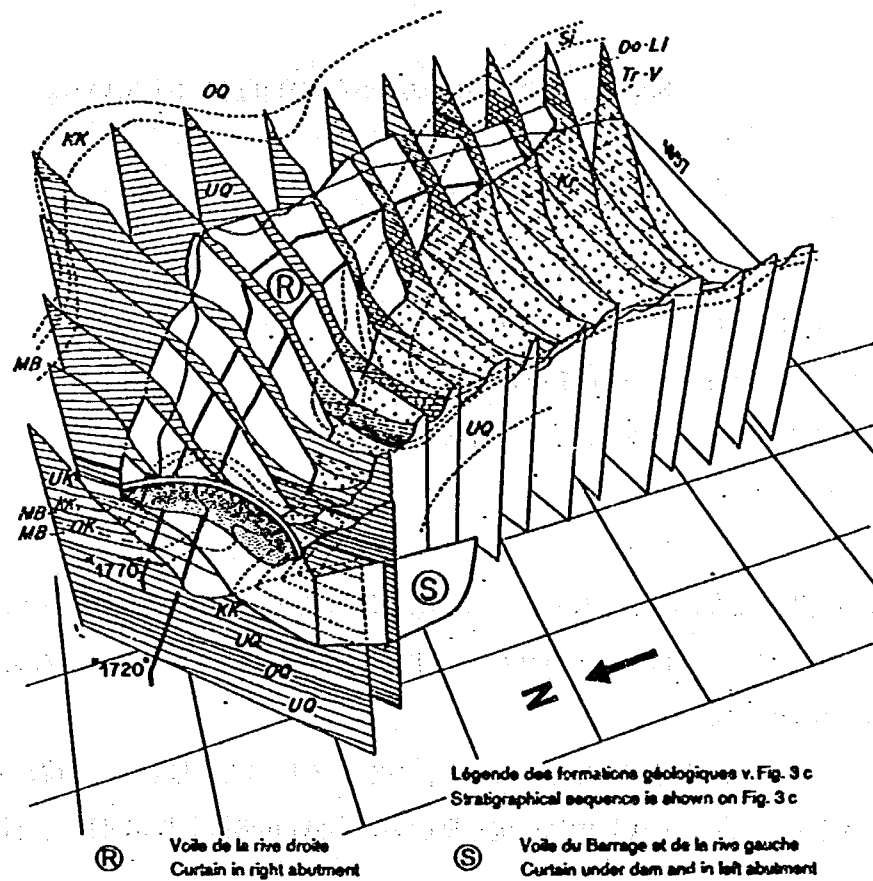


図-8 Limmernboden 貯水池のグラウトカーテン
地質を記入した断面図です。

① 右岸アバットのカーテン

② 左岸アバットと堤体下のカーテン

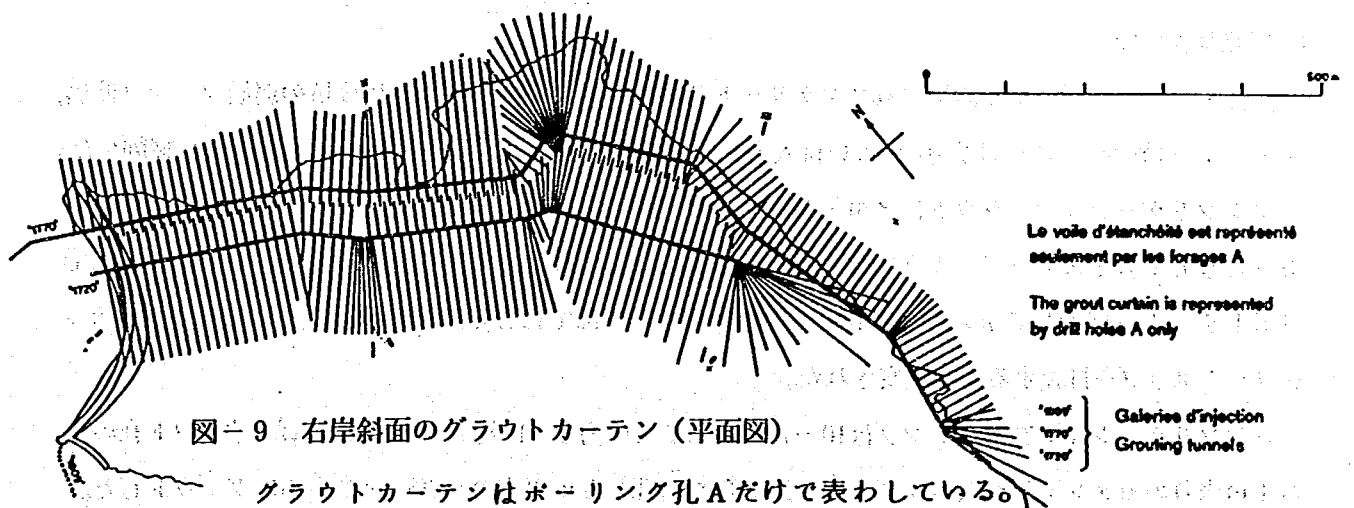


図-9 右岸斜面のグラウトカーテン (平面図)

グラウトカーテンはボーリング孔Aだけで表わしている。

1809
1770
1720

グラウトトンネル

られる。

グラウトカーテン実施による効果は、その経済的観点から充分利益を生じている。

Keban ダム (トルコ)

(1) ダムおよび貯水池諸元

型 式：複合ダム (ロックフィル+重力式)

堤 頂 長：1,155 m (608 m + 547 m)

勾 配：1 : 1.85 (ロックフィル, 上・下流共)

流域面積：64,100 km²

(2) 地 質

古生代の変成石灰岩および片岩からなる。この岩盤全体は数回の造山運動によって断層ができ、もとの層理面も一般に明確でない。ほとんどのカルスト空洞は断層に沿って発達し、また交叉している節理は地下水の通りみちとなっている。

溶解性の石灰岩や大理石が広範囲に分布しており、片岩は石灰岩との接触面や断層の風化帯を除き一般に堅硬で不透水性である。石灰岩中に横坑を掘削時、厚さ数 m の粘土あるいは方解石でセメンテーションされた角礫岩帯に出あった。

主要な断層中にみられる空洞は粘土やシルトで埋っている。このような空洞は断層に平行で、多くの場合相互につながっている。

(3) 基 礎

ロックフィルダムの基礎は深さ40mの沖積層の下にある石灰質片岩につけた。この基礎は良好で不透水性である。兩岸のアバットはE.L. 685 mまで非常に険しく切り立っている。谷が狭いので不等沈下をさけるため粘土のコアの代りにコンクリート壁を設けた。

(4) 岩盤基礎処理

粘土の詰った空洞は全て清掃されコンクリートで埋め戻された。グラウト用横坑の弱層ゾーン (断層、シャー、角礫ゾーン) は発破あるいは人力掘削によりダム軸から上流7 m、下流2 mずつ掘削した。

コンソリデーショングラウトは3 m × 3 mのパターンを標準としたが深くカルスト化したり、断層があったりしてスイスチーズのようになっている基礎では必要に応じて1.5 ~ 2 m間隔とした。重力部では第1リフトを打設してからグラウトした。コアトレンチ部ではE.L. 775 m以上の部分に対してコンクリートスラブを打設するよう提案された。

コンソリデーショングラウチングは10 ~ 15 mの深度で圧力2.11 kg/cm²で行なわれた。グラウト孔の長さ1 m当りのセメント量が51 kgを超えたら追加孔を削孔し3 m平方のパターンの中心にグラウトした。

断層とカルスト化のためいくつかの穴がつかなくなっていることがしばしばあった。このような穴は慎重に洗浄されグラウトされた。空洞の1例ではセメント量260 t、砂120 t が注入された。

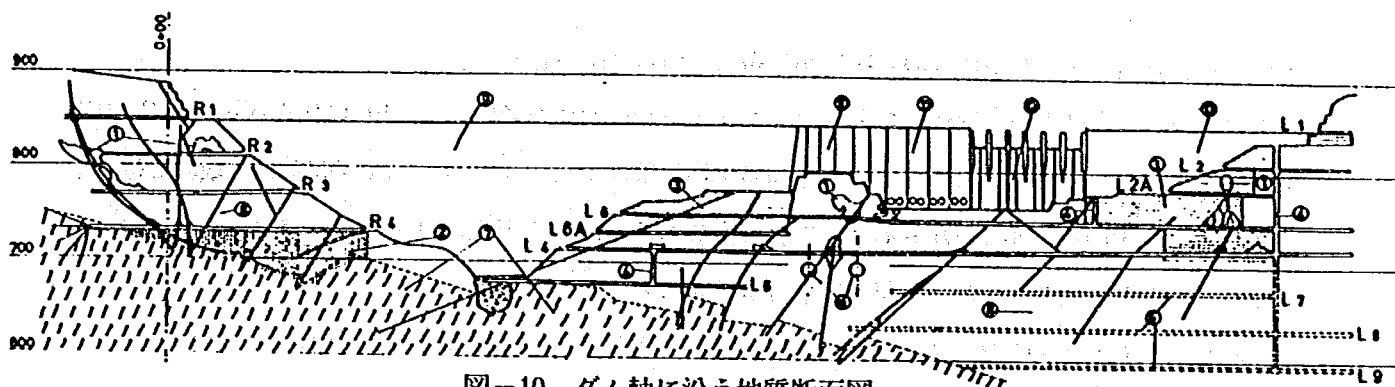


図-10 ダム軸に沿う地質断面図

- | | | | |
|------------------------------------|-----------------------|------|---------------|
| (R ₁ ~ R ₄) | グラウト用横坑 (右岸) | (4) | 通風およびずり出し用の立坑 |
| (L ₁ ~ L ₈) | グラウト用横坑 (左岸) | (5) | 任意のグラウト用横坑 |
| (L2A, L6A) | カットオフウォール施工のための横坑 | (6) | 転流トンネル |
| 主要な断層 | | (7) | 片岩 |
| (1) | 大きな粘土が詰まっているか、または空の空洞 | (8) | 石灰岩-大理石 |
| (2) | カーテングラウトが完成した範囲 | (9) | ロックフィルダム |
| (3) | カットオフウォールが計画されている部分 | (10) | 北側の重力ダム |
| | | (11) | 取水構造物 |
| | | (12) | 余水吐構造物 |
| | | (13) | 南側の重力ダム |

カーテングラウティングの代表断面を図-11に示す。

グラウティングは先ず下流の列から行ない、ついで上流の主カーテン、中央の列の順で行なった。低い方の横坑にリークしないようにするため、5 mの上向き孔2本と上流側に7 mの水平孔1本をカーテンに接合させて、注入圧3.6 kg/cm²で施工した。

空洞と連続している孔ではグラウト量は極めて多く、長さ7 mの水平孔でセメント量74 tに達した。

Oymapinar ダム (トルコ施工中)

(1) ダムおよび貯水池の諸元

型 式: アーチ式 (二重曲率)

高 さ: 185 m

総貯水量: 40 億m³

流域面積: 715 km²

(2) 地質とカーテングラウト計画

ダムサイトの地質は古生代二畳紀の石灰岩 (一部大理石化), 石灰質片岩類であり, 流域には古

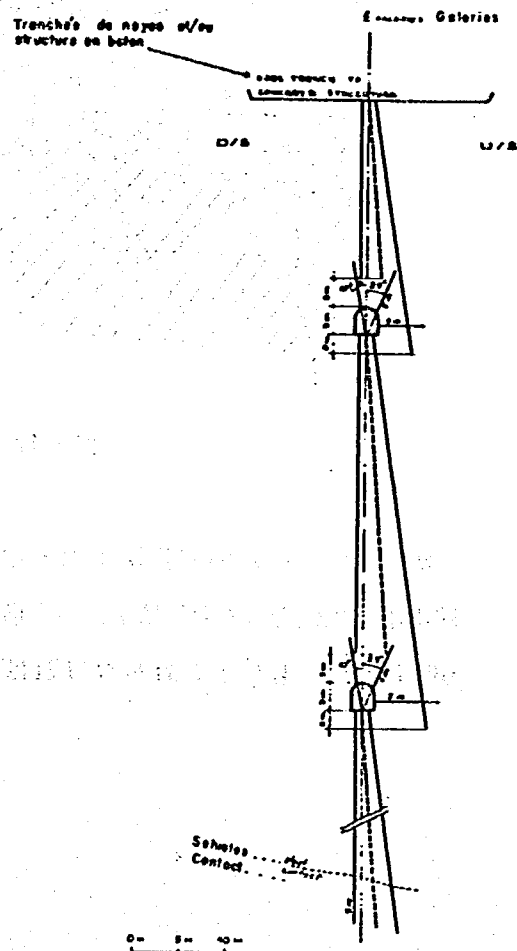


図-11 カーテングラウトの標準断面

生代の石灰質岩と第三紀中新世の石灰岩が分布している（図-12）。

これらの石灰岩はカルスト化しており、シンクホールや湧泉が多い。この川（Manavgat 川）の流量調査は 1939 年からはなされており、25 年間の平均流量は $156.3 \text{ m}^3/\text{sec}$ で、さらに最近の観測では洪水時（冬期）に $300 \text{ m}^3/\text{s}$ の記録もあり、これは流域面積 715 km^2 に比し大きすぎると考えられている。おそらく、この川の地下水を含めた集水区域は数千 km^2 にのぼるものと考えられている。

ダムサイト上・下流のシンクホールの流量観測もなされていて、最大規模のものは洪水期に 1 ケ所で $30 \text{ m}^3/\text{s}$ の湧泉があり、渇水期には逆に流入しているものがある。

岩質的に堅硬で急峻な地形を形づくっている石灰岩にダム軸をもってきて、止水線を上流部の不透水性の石灰質片岩まで延ばすことによって漏水の防止をはかっている（図-12）。

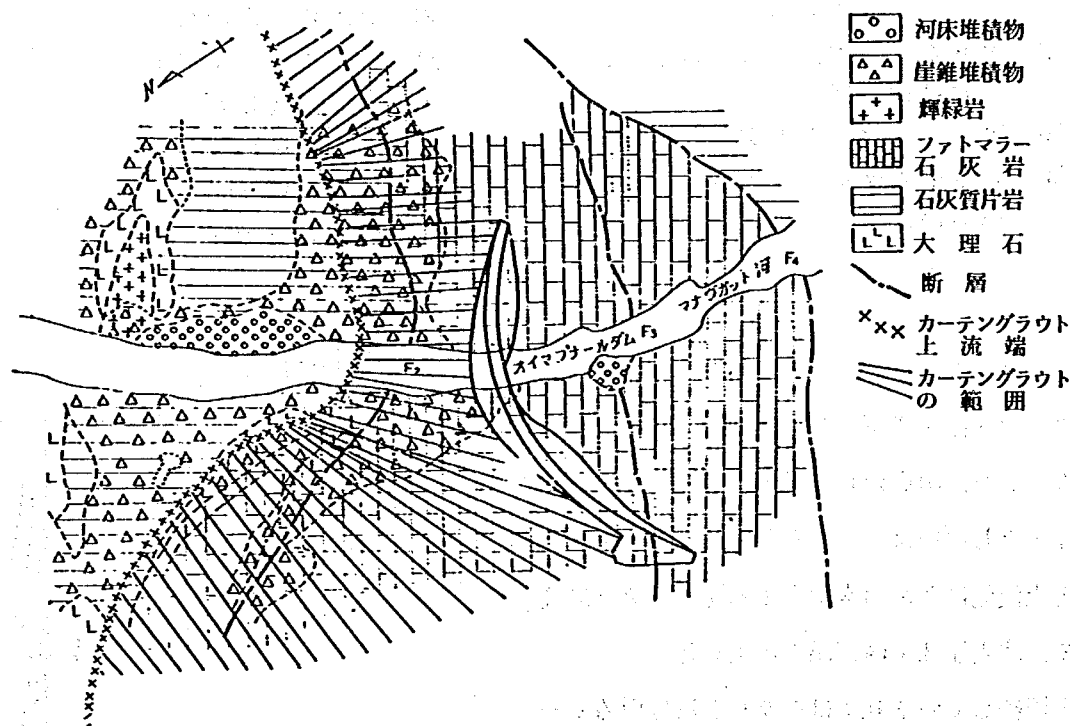


図-12 オイマブナルダム（トルコ）

流域の広範囲かつ長期間にわたる地下水調査によって、流入・流出量を正確に把握することと、止水線を不透水性岩盤まで延ばすという構想は、石灰岩地域にダムを建設する場合の基本的な手法として我が国においても考えておかなければならない（岡本）。

質 疑 応 答

平野（土研）：ただ今石灰岩の地質的な成因や、空洞の成因の様な地形学的なお話がありました。それと止水工法について、事例を沢山あげてお話になったのですが、それに関して、石灰岩地帯に特有の地質調査法があるのかどうか、あるとすればその留意点について、それともただ多量にグラウトをすれば済む問題なのか、この2点についてうかがいたいと思います。

菅原（土研）：まず調査法についてですが、今回は時間の都合上触れることができなかったのですが、石灰岩地帯の地質調査は原則的には通常の地質調査法でよいと思います。ただ空洞調査については、これを精度よく把握する調査法があるか検討しているところですが、現在のところ通常の地質調査法や物理探査法では充分でないようです。

石灰岩地帯を調査するのに有望な方法ではないかと思うのは地下水の水理と水質の問題ですね。フランスにロンデというダムの権威がいるのですが、その人もさかんに水理・水質関係のことを研究しなければならないと強調しています。日本でも2・3の先生方がやっておられまして、今、国土開発技術研究センターでそれをまとめており、かなり有望だと考えております。ただそれはマクロ的な話でして、細かな空洞がどこにあるか把握するのは困難だと思います。

次に止水工法についてですが、いろいろな工法があります。グラウチングも有効な工法ですが、処理する範囲、濃度、注入圧力、注入量（注入完了基準の設定）等々その地点に合う工法や方法、やり方があると思います。この辺の問題について国土開発技術研究センターでまとめております。

参 考 資 料

- 1) E. B. Burwell, Jr, and, B. C. Moneymaker : Geology in dam construction, Application of Geology to Engineering Practice (Berkey Volume), Geological Society of America, pp11~44, 1950
- 2) 岡本隆一: 劣悪な基礎岩盤条件のダム, 土木技術資料, Vol. 22 No. 8, pp49~54, 1980
- 3) 国土開発技術研究センター: 石灰岩および石灰岩地帯におけるダム建設に関する資料, (未公表)

3. 注入工法による砂礫地盤の遮水

土木研究所地質研究室

研究員 中 村 康 夫

3. 注入工法による砂礫地盤の遮水

はじめに

現在、各種土木工事に実施されている遮水工法は大別すると鋼矢板工法、地下連続壁工法および注入工法の3つであり、それぞれの工法の現況、特色、地盤への適用性等については既に報告したとおりである^{1) 2)}。地下貯水池の対象として最も有望な砂礫地盤に対する遮水に関しては、鋼矢板工法は本質的に不適である。また地中連続壁工法は元来ヨーロッパで未固結地盤上のダム基礎処理を目的として開発されたものであり我が国での施工実績もかなりあるので、砂礫地盤に対する遮水工法としては最も進歩したものであるが、施工機械は大型で重量も大きいので大工事でないとい経済的でない。

砂礫地盤は硬質で崩壊しやすいため注入孔の掘削と保持が困難であり、パッカーによる加圧注入が不可能であることや、粒径の相異により注入材の流出や逆に注入不可能を生じやすい等の理由により、従来の注入工法を砂礫地盤に適用することは極めて困難であった。しかしながら、砂礫層は地下ダムの対象地盤としてのみならず、各種土木構造物の基礎地盤として最も普遍的な地盤の1つであり、その遮水処理は大きな問題となっている。特に、ダム基礎に河床砂礫層が分布することはほとんど宿命であるにもかかわらず、遮水の困難さから、砂礫層が浅い場合には掘削除去、深い場合にはダム軸の変更、それが不可能な場合には高価な地中連続壁工法による遮水が行われているのが現状である。

二重管ダブルパッカー注入工法はパッカー注入工法、ロッド注入工法、シングルストレナ注入工法等の従来の注入工法がもつ前述したような欠点をほぼ克服し、都市土木の分野では沖積層を対象とした小規模工事においてかなり普及している。すなわち、二重管ダブルパッカー注入工法は外管を注入孔に建込んで周囲をシール材で充填することにより、孔壁の崩壊を防ぐとともにパッカーによる加圧注入が可能となり、注入孔から直接地上にリークし難いうえ、同一注入孔からの再注入や異種材料の複合注入が容易にできる等の特長によって、砂礫層に対する有効な遮水工法と考えられる。

しかし、ダム基礎のカーテングラウチングのように大規模な工事に用いられた例^{3) 4) 5)}は極めて少なく、砂礫層に対する注入特性等については解明すべき事項が多く残されている。

さらに二重管ダブルパッカー注入工法を含む従来の注入工法は、地盤構成の複雑さや異方性等に起因して注入材が最も抵抗の少ない方向や場所に注入され、目的とする範囲に確実に注入されないとか、改良効果のばらつきが大きくあらかじめ改良の程度を予想することが困難である等の欠点を有している。高圧噴射注入工法は従来の注入工法がもつこのような工学的欠陥を補うために開発されたものであり、高圧噴流体の運動エネルギーを利用して地盤を切削し、その部分に固化材を注入し、遮水体を築造する誘導注入工法の一つである。同工法は従来、噴流による地盤の切削力の制約から、粘土、シルト、砂等から構成される比較的ゆるい地盤における実績が主であり、砂礫層に適用した例はほとんどない。同工法の場合、何らかの手法で噴流による地盤の切削力を増加させれば砂礫層に対する有効な遮水工法の一つとなりうる可能性がある。

以上のことから、砂礫層に対する有効な遮水工法と考えられる二重管ダブルパッカー注入工法と高圧噴射

注入工法を選び、種々の条件下で現地注入実験を行った。本文は上記2工法の概要について解説するとともに、現地注入実験結果について報告するものである。

1. 二重管ダブルパッカー注入工法の概要

1.1 特 色

本工法は地盤中に外管をあらかじめ設置しておき、孔壁と外管の間隙をシール材で充填して（後述するようにその逆の工法もある）グラウトのリークを防止した上、外管内に内管（ダブルパッカー付の注入管）を挿入し、各所定位置（ステップ）でグラウトを注入するものである。現在存在する多くの注入工法のうちでも最も施工管理が容易にでき、注入効果にも信頼がおける工法である⁶⁾が、一般的にスリーブ注入、一次注入、二次注入と3回の注入作業を要し、特にスリーブグラウトの養生期間を必要とすることから、他の工法より施工性が劣ることは避けられない。本工法は従来の注入工法に比較して以下のような大きな特徴がある。

- (1) 異種材料を反復して注入できる。すなわち地盤内の粗い間隙に対して一次注入として経済的なセメント系またはベントナイト系の懸濁液型注入材を用いて粗詰めし、均一な拘束地盤を形成した後、二次注入として浸透性の良い溶液型注入材を注入することができるので、単一注入よりも材料費を節約できるうえ遮水効果も優れている。また全ステップの注入終了後、注入圧力や注入量のデータを検討し、注入効果が不十分と思われるステップのみの再注入が可能である。
- (2) 外管周囲のシールが完全なため、所定の位置で十分圧力をかけることができる。したがって注入材が確実に各注入ステップごとに注入される。また注入圧および注入量の管理が容易であり、特に二次注入はゲルタイムを長くし、低圧力、低流量で注入するので、細粒土に対しても均等な浸透注入ができる。
- (3) 外管設置のための削孔作業と注入作業を分離して行うことができるので作業能率が良く機動性に富む。また綿密な施工管理ができる。

1.2 種 類

二重管ダブルパッカー注入工法は外管の構造の相異によりソレタンシュ注入工法、スリーブ注入工法、ダブルストレーナ注入工法の3種に分類される。

1.2.1 ソレタンシュ注入工法

本工法で使用する外管には図-1(a)⁷⁾に示すように、筒状のゴムスリーブが33cmごとに取りつけてある。外管挿入時のあるいは注入時の圧力でゴムスリーブが外れるのを防止するため、ゴムスリーブを固定する部分の外管表面は凹面に整形してある。注入材はゴムスリーブ両端から水平に地盤中に注入される。

1.2.2 スリーブ注入工法

本工法に用いる外管に取りつけてあるゴムスリーブは図-1(b)に示すように、両端が外管に固定され、中心部が円周に沿って切られている。注入材はこの2つ割りされたゴムスリーブの中心部より水平に地盤中に注入される。ソレタンシュ注入工法がゴムスリーブ両端の2箇所から注入されるのに対し、本工法はゴムスリーブ中心部1箇所より注入される。この構造の特徴は、ゴムスリーブが容易に大きく開口するため、粘性

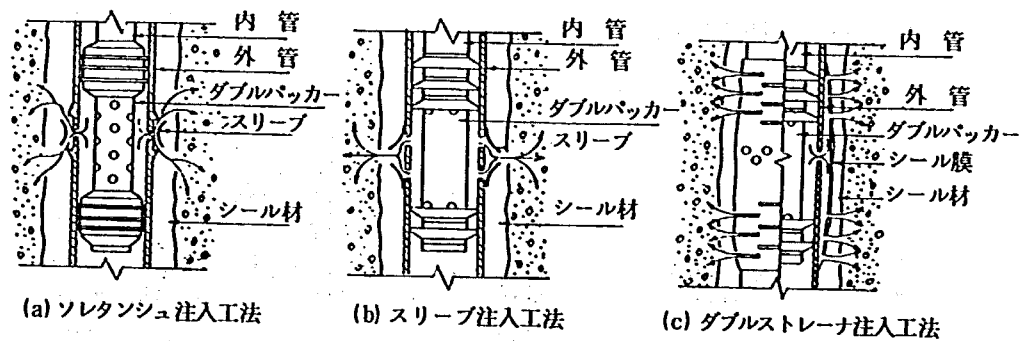


図-1 二重管ダブルパッカー注入工法に用いられる外管の構造

の高い粘土グラウトに特に適しており、粘土系注入材を用いたダムのカーテングラウト工法として発展してきたものである。なおステップの間隔は33cmまたは50cmである。

1.2.3 ダブルストレーナ注入工法

本工法に使用される外管は図-1(c)に示されるようにシール膜で被覆されており、両端が接着されている。このシール膜には複数のスリットが設けられており、このスリットを通して注入材は地盤へ水平に注入される。前2者が1箇所あるいは2箇所からの注入であるのに対し本工法は複数のスリットからの注入である。シール膜が薄いので前2者より外管設置用の削孔径が小さくてすみ、また噴出孔が多数あるため注入材を分散して注入することができる。なお、ステップの間隔は一般に50cmである。

1.3 施 工

二重管ダブルパッカー注入工法は前述の3種の工法とも図-2に示すように、削孔、外管の設置、シール材の充填、注入の順序で施工される。

1.3.1 削 孔

所定の深度まで、ロータリー削孔機あるいはロータリーパーカッション削孔機を用いてケーシング掘りを行う(図-2(a))。前者は小型、軽量であるので中小規模の工事に、後者は大型で重量も大きい大規模工事に用いられる例が多い。使用されるケーシングパイプの口径は90～130mmが一般的であるが、ダブルストレーナ注入工法は前述したように、外管に薄いシール膜を用いるため、やや小口径(73mm程度)のケーシングパイプを使用することができる。

1.3.2 外管の設置およびシール材の充填

ソレタンス注入工法およびダブルストレーナ注入工法においては所定深度まで掘削終了後、外管を設置しケーシングパイプと外管の間隙に対してシール材を充填する。これに対し、スリーブ注入工法は逆に、所定深度まで掘削終了後、孔内をシールグラウトで充填した後直ちに外管を設置する(図-2(b))。3者とも外管の設置およびシール材の充填が終了した後、ケーシングパイプを引抜く(図-2(c))。

シール材としてはセメント、ベントナイトが一般に用いられる。シール材は注入材が注入予定箇所以外に逸出するのを防ぐ他に、外管とともに、注入予定箇所に注入材を均等に注入する役割を果たす。このシール材はある程度の強度をもつことが必要であるので、強度発現およびシール割り作業との関連を考慮して一定期

間養生される（例えば、2～7日間、一軸圧縮強度1～3 kg/cm²）。なお、養生期間中にシール材が大きな間隙等に逸失した場合には必ず補給しておく必要がある。

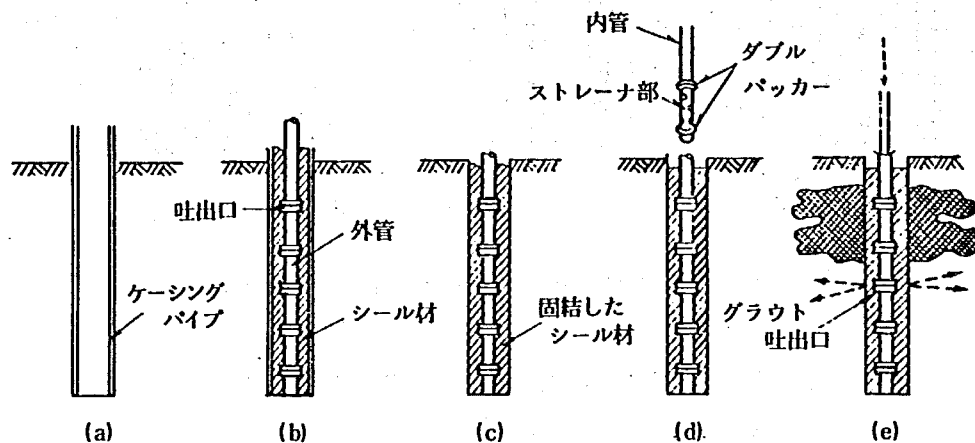


図-2 二重管ダブルパッカー注入工法の施工順序

1.3.3 注 入

外管内に注入管を挿入し、注入箇所ダブルパッカーをセットした後、注入管を通じて清水または注入材を圧送し、シール材を破壊し、その割れ目を通して注入材を注入する（図-2(d) (e)）。この場合、あらかじめ各吐出口周囲のシール材を全部割っておき、グラウト注入は後日一括して行うことも多い。それはシール割りとグラウト注入を別作業とする方が能率が良く、またシール材の強度があまり強くない時期に一括してシール割りを行おうとするためである。

2. 現地注入実験（二重管ダブルパッカー注入工法）

前述したように、二重管ダブルパッカー注入工法のうちでも特に砂礫層に対して適用性が高いと考えられるスリーブ注入工法を選び、注入の形態、グラウトの拡がり方、注入量の補正係数、孔間隔と透水係数の関係等について検討するため、最上川水系寒河江川、東北地方建設局寒河江ダムサイト河床左岸部に分布する段丘堆積層を対象として現地注入実験を実施した⁸⁾。

2.1 実験場所の地盤の性質

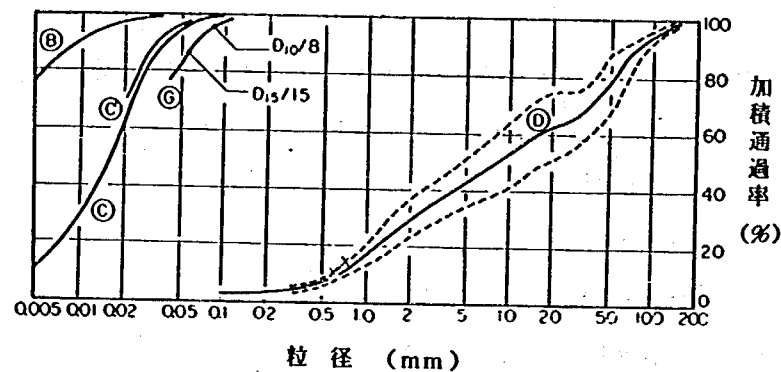
段丘堆積物は最大径1.2 mに達する玉石や礫を主体とし厚さ20～30 cmの細礫層、厚さ20 cm程度の川砂層や粘土層を挟在する砂礫層である。図-3に代表的粒度分布曲線およびグラウタビリティ比の関係を示す。

グラウト粒子が地盤中の間隙に浸透するためには(1)式で示されるグラウタビリティ比を満足することが必要とされている⁹⁾。

$$D_{15}/G_{85} \geq 15 \text{ または } D_{10}/G_{95} \geq 8 \dots\dots\dots(1)$$

ただし、 D_{15} 、 D_{10} はそれぞれ地盤の15%および10%粒径を、 G_{85} 、 G_{95} はそれぞれグラウト粒子の85%および95%粒径を表わしている。

図-3より、セメント粒子は完全に分散されるか、単体粒子の1.5～2倍程度の団粒であれば、本地盤に浸透可能であることがわかる。



- 材 料
- (B) ベンナイト (クニゲルV-1)
 - (C) 普通ポルトランドセメント
 - (D) 普通ポルトランドセメントにベンナイトを15%混入したもの
- 地 盤
- (E) 段丘堆積物の平均的粒度分布、破線はばらつきの範囲
 - (F) Dに対応するグラウタビリティ比 (境界値)
- $$\left. \begin{array}{l} D_{15}/G_{85} \geq 15 \\ D_{10}/G_{95} \geq 8 \end{array} \right\} \text{から } \begin{array}{l} G_{85} \leq D_{15}/15 \\ G_{95} \leq D_{10}/8 \end{array} \quad (D_{15}, D_{10} \text{ は } \times \text{印を採用})$$

図-3 実験地盤および注入材の代表的粒度分布曲線

2.2 実験方法

2.2.1 注入条件

1) 注入圧力

注入深度の上載荷重に対応する圧力に係数を乗じた値に、水押し圧力を加えて規定注入圧力とし、すべて規定注入圧力以下で注入した。

$$\text{規定注入圧力} \begin{cases} \text{一般注入} & P = 0.8 H + P_d \quad \dots\dots\dots(2) \\ \text{追加注入} & \\ \text{および再注入} & P = H + P_d \quad \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

ただし、 P : 規定注入圧力 (kg/cm^2)

H : 注入深度 (mを kg/cm^2 に読みかえた値)

P_d : 水押し圧力 (kg/cm^2)

2) 注入速度

施工例の多い最大 $15 \ell/\text{min}$ を基本とし、他に $10 \ell/\text{min}$ および $5 \ell/\text{min}$ のケースを実施した。

3) 注入量

1スリーブからの注入量は(4)式より求め、規定注入量とした。

$$Q = n \cdot V \cdot a \cdot \beta = n \cdot (\pi r^2 h) a \cdot \beta \quad \dots\dots\dots(4)$$

ただし、 Q : 規定注入量 (m^3)

n : 地盤の間隙率

V : 注入対象土量 (m^3) = $\pi r^2 h$

r : 想定注入半径 (m)

h : 注入区間長 (スリーブバルブ間隔) (m)

α : 間隙に対する充填率

β : 補正係数 (余裕率, 損失係数, あるいは $(1 + \beta)$ を損失乗数, 安全率と呼ぶこともある)

上式に $n = 0.4$, $r = 1$, $h = 0.33$, $\alpha = 1$, $\beta = 1$ (一般注入), $\beta = 1.5$ および 2 (追加注入および再注入) を代入すると以下の値を得る。

一般注入 420 ℓ ($\beta = 1$)

追加注入 210 ℓ (合計 630 ℓ , $\beta = 1.5$)

再注入 420 ℓ (合計 840 ℓ , $\beta = 2.0$)

以上の注入条件をまとめたのが表-1である。

4) 注入完了の基準

1 スリーブにおける注入完了は以下の基準によった。

- ① 規定注入量に達したもの (定量完了)
- ② 規定注入圧力に達し, 注入速度が 1 ℓ/min 以下となって 5 分経過したもの (定圧完了)
- ③ リークによる注入中断 (1 時間以上) 後の再注入により再びリークして止らない場合

2.2.2 注入パターン

1) 単孔注入

注入されたグラウトの注入孔からの到達距離と, 注入速度および注入量の補正係数との関連を調査するため, 一直線上に 3 m 間隔で注入した (表-1)。注入は表-1 に示すように 4 ケース行い, 注入完了後, 注入状況を観察し土質試験を行うため 10×20m の範囲で 50cm ごとに深さ 5 m まで掘削した。

2) 群孔注入

注入孔間隔が注入状況に及ぼす影響を調べるため, 表-1 に示す 3 ケースについて実験を行った。一辺の長さはそれぞれ 1.5, 2.0, 2.5 m の正三角形であり, 各三角形はそれぞれ一点を共有するように配置した。注入終了後直径 3 m の立坑を深さ 5.5 m まで掘削し, 50cm ごとに注入状況の観察, 透水試験および各種土質試験を行った。

3) 単三角形注入

砂礫層のより深い部分の注入状況を知るために一辺の長さ 2.0 m の正三角形配置で注入を行った。注入状況の観察, 透水試験および土質試験は直径 3 m の立坑を深さ 8 m まで掘削し, 50cm ごとに行った。

2.2.3 注入材料

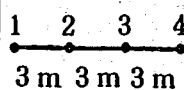
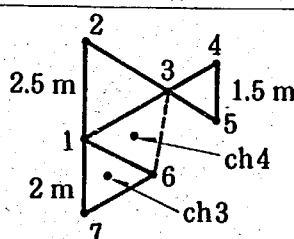
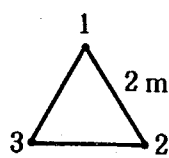
1) 注入材料の種類

一般注入, 追加注入, 再注入とも以下に示す材料を使用した。

セメント : 普通ポルトランドセメント (住友)

ベントナイト : 250 メッシュ (クニゲル V-1, 山形産)

表-1 注入条件

項目	注入パターン 孔番号		単孔注入				群孔注入								単三角形注入				
	1	2	3	4	1	2	3	4	5	6	7	追加 ch 3 ch 4		1	2	3	再	2	
規定注入圧力 P (kg/cm ²)	0.8H + P _d				0.8H + P _d							H + P _d		0.8H + P _d			H + P _d		
最大注入速度 F (ℓ/min)	10		5		15							15							
1バルブ当り注入量 Q (m ³)	0.84	0.42		0.84	0.42						0.63		0.42		0.84				
充填率 α	1				1								1						
補正係数 β	2	1		2	1						1.5		1		2				
注入範囲	3 ~ 5 m				3 ~ 8 m								3 ~ 10 m						
パター ン																			

混和剤 : セメント分散減水剤 (ポゾリスNa 5 L)

なお、上記の他に注入状況を観察するために、赤 (酸化鉄)、黄 (水酸化鉄+緑色成分) の顔料を加えた。

2) 注入材料の配合

注入材料の配合は以下のとおりである。

ベントナイト : セメント = 0.15 : 1

水 : (ベントナイト + セメント) = 2.5 : 1

ポゾリス : セメント量の 0.25%

着色顔料 : セメント量の 5%

また、これらの材料の管理目標は以下のように定めた。

ブリージング率 5%以下 (3時間後)

プレパクトフロー値 11 ± 2 秒

2.3 実験結果および考察

2.3.1 注入状況

図-4は注入状況のスケッチの1例 (単三角形注入の観察用立坑の掘削壁面) を示したものである。この例に限らず全体的傾向として、砂層では割裂注入が卓越し、砂層の中でも粗粒部では浸透注入に漸移している。また浅所においては縦方向に割裂注入されている例が多い。砂礫層ではほぼ浸透注入となっており、良く固結されているが、単三角形注入試験においては未固結な部分が残されている場合もある。グラウトの注入状況について、はざとり調査および観察立坑の観察結果から以下のようにまとめられる。

- 1) 地質構成と地下水条件の差により、グラウトは浸透しやすい部分へ選択的に注入されるので、水みち等が存在すると予想外の遠方まで集中的に逸走する。
- 2) 上記のような場合、無制限に注入を続けるのはむだであるが、ある程度大きな余裕を見込まないと水みちが閉塞されず、したがって注入孔周辺に計画どおりグラウトが存在しない場合もありうる。
- 3) 同量を注入しても単孔注入と群孔注入では注入形態が異なっている。すなわち、注入孔はそれぞれから注入されたグラウトがお互いに干渉しあって、次第に均一な注入領域を形成するような配置にすることが必要である。

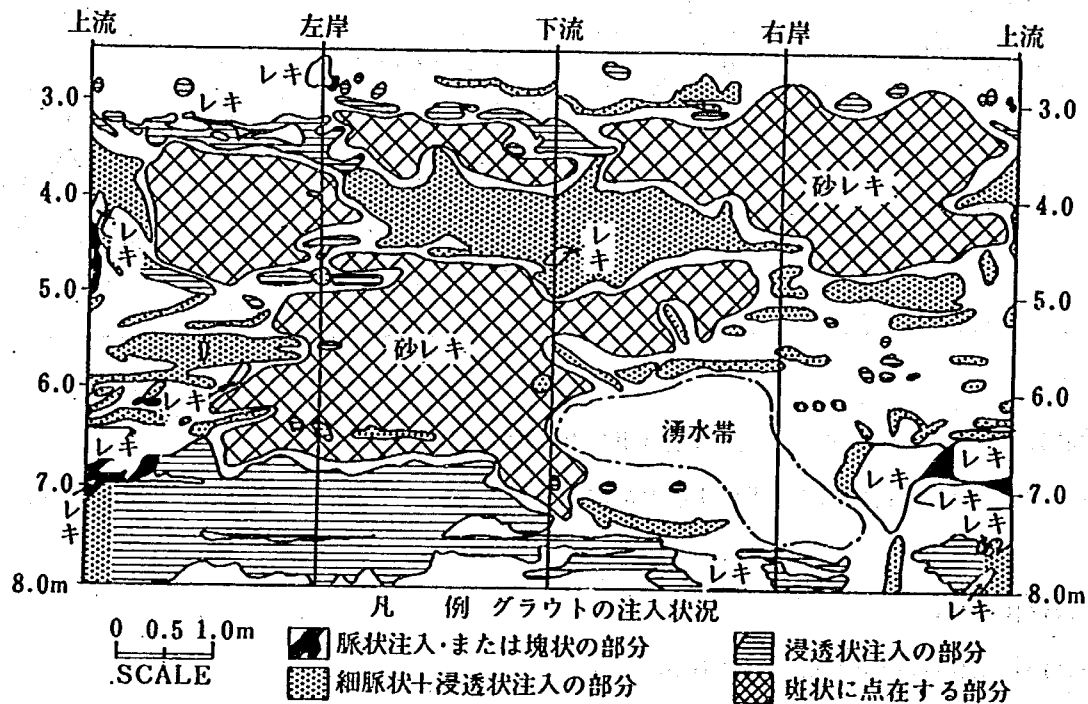


図-4 注入状況の例（単三角形注入試験の観察用立坑掘削壁面）

2.3.2 補正係数

補正係数は想定注入半径 r や地盤の間隙率 n の変動を考慮して決定されるべきである。まず間隙率について検討する。土質試験の結果から間隙率は群孔注入試験地点で $0.4 \sim 0.5$ の範囲にあることが示されている。実際の注入は前述したように、 $n = 0.4$ で設計しているので小さい側の値を採用したことになる。逆に大きい側の値 $n = 0.5$ を採用した場合の注入量 Q' は(4)式に $n = 0.5$ を代入して $Q' = 520 \ell$ が得られる。したがって実際の規定注入量 420ℓ では約 2 割過少であったことになり、当初の計画時点で $\beta = 1.2$ 程度を与える必要があったといえる。

次に想定注入半径 r の影響を検討するため、 $n = 0.5$ と仮定した場合に、実際の注入量 420ℓ と r の変化に対応した必要量 Q' との比、すなわち、実際の補正係数を計算したのが表-2 である。同表より、想定注入半径 1.25 m および 1.0 m では、それぞれ必要量の 5 割、8 割しか注入されないことがわかる。これらの値から必要な補正係数を計算すると、それぞれ 2、1.2 となる。

さらに、単三角形注入地点の地質は礫がちで、 $n = 0.3 \sim 0.4$ の範囲にあり、注入設計では $n = 0.4$ としているので設計値としては妥当である。しかし、実際には図-4に示されるように、右岸よりでグラウトがあまり認められない点、斑状に点在しているグラウトが多い点、深さ6~7.5 mに湧水がある点等を考慮すると、さらに注入量を増やす必要、すなわち補正係数を大きくとる必要があったと考えられる。

補正係数と透水係数の改良度についてみると、実際に補正係数が不足したと思われる群孔注入では図-5に示されるように、改良効果があったとは判定し難く、また比較的妥当な補正係数であったと思われる単三角形注入の場合でも図-6に示されるように、透水係数は $0.5 \sim 1.0 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ の低下を生じているが、改良値は $1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 前後に止まっている。以上のことから、今回の注入量は土質の変化、水理条件、グラウトの挙動等の不確定要素に対処するためには過少であり、実用的にはさらに大きな値、例えば1.5~2以上の補正係数を採用することが必要と考えられる。

2.3.3 注入効果

グラウトの注入効果は透水係数の変化、注入圧力の推移、注入量の多少等によって判定されるが、今回の実験では注入量についてはほとんど規定量注入されているので、考慮の対象から除外した。

表-2 想定注入半径と補正係数の関係

(注入間隔 0.33 m, 間隙率 0.5, 充填率 1 の場合)

想定注入半径 r (m)	必 要 量 $Q' (l)$	実際の補正係数 $\beta' = 420 / Q'$	必要な補正係数 $\beta = 1 / \beta'$
1.25	820	0.51	1.95
1.00	420	0.81	1.24
0.75	290	1.45	0.69

1) 透水係数

図-5, 6にそれぞれ群孔注入および単三角形注入における注入前後の透水係数の変化を示す。図-5に示されるように、群孔注入試験においては注入前後における透水係数に有意な差は認め難い。すなわち、注入孔間隔と透水係数の改良度との関連は明確でない。これは前述したように、注入量の補正係数を1としているので注入量が不足し、空隙の充填が十分行われなかった

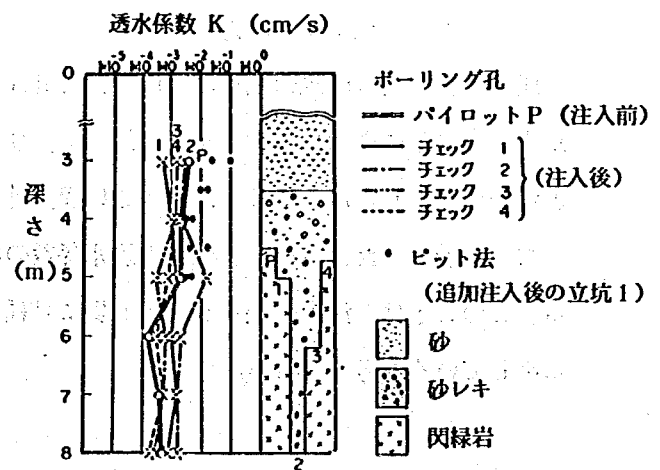


図-5 注入前後の透水係数の変化(群孔注入)

ためであると考えられる。これに対し、図-6に示すように、単三角形注入試験においては岩盤部を除いて、ほぼ $k = 1 \times 10^{-1}$ cm/sec程度の透水係数の低下が認められる。本試験の初期注入では注入量の補正係数を1としているが、対象外への逸走や地下水による流出等を考慮して1以上の補正係数を与えれば、さらに透水係数は低下すると思われる。事実、本試験の再注入では補正係数2としているが、後述する圧力比はすべて0.6以上、そのうち0.8以上のものが80%と、かなり間隙が充填されていることを示している。さらに、試験方法は異なっているが、再注入後のピット法による透水試験では、 $k = 1 \times 10^{-5} \sim 10^{-4}$ cm/secの値が得られており、顕著な効果があらわれていると考えられる。

2) 注入圧力

(5)式で示されるように最終注入圧力と規定注入圧力の比を圧力比と定義し、

$$\text{圧力比} = \frac{P_f}{P} \dots\dots\dots (5)$$

ただし、 P_f = 最終注入圧力

P = 規定注入圧力

圧力比と注入孔間隔の関係について、群孔注入の場合を示したのが図-7である。同図より、孔間隔が小さくなるに従って圧力比が1に近づく、すなわち規定注入圧力に達する割合が大きくなっていることがわかる。したがって孔間隔が小さい程、地盤中の間隙に対する充填効果が高いといえる。

なお、前述したように、孔間隔と透水係数の間には明瞭な関係が存在せず、本節の結果と矛盾している。このことは、注入効果を判定する際には種々の要因を考慮して多面的に検討する必要があることを示唆していると考えられる。

3. まとめ (二重管ダブルパッカー注入工法)

今回の現地実験の結果より、二重管ダブルパッカー注入工法は砂礫地盤に対して適用可能であることが明

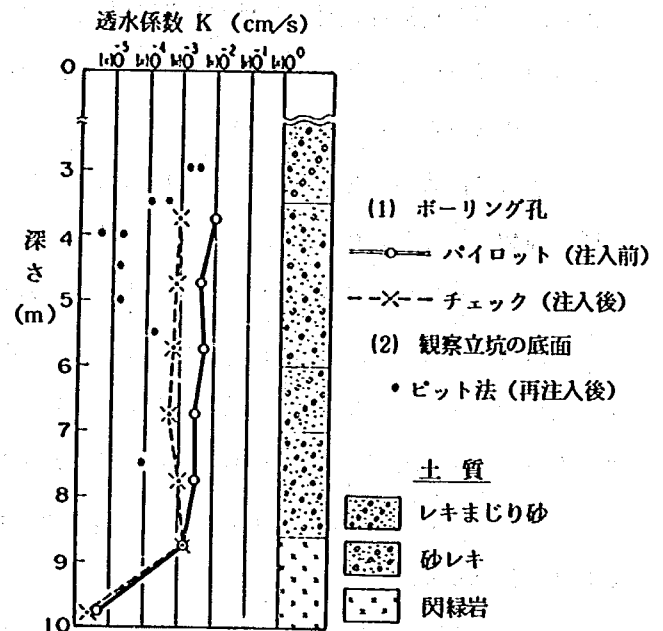


図-6 注入前後の透水係数の変化(単三角形注入)

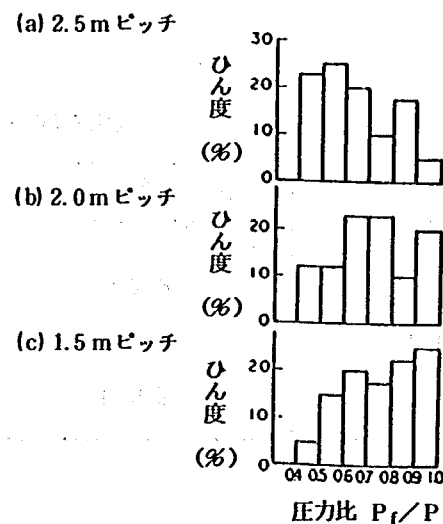


図-7 圧力比のひん度分布

らかになったが、他の施工結果も考慮して同工法に共通して重要な項目を要約すると以下ようになる。

- 1) 本工法は従来の注入工法で対応しきれないような困難な条件の場合に計画される例が多い。したがって必ず現地注入実験を実施し、地盤状況を把握するとともに、注入材料の選定に力を入れることが必要である。
- 2) 本工法の特色は複合注入や再注入が可能である点である。したがって土質に対応した複数の注入材を選定する方が工費的にも優れ、より高い注入効果が期待できる。
- 3) 実際の遮水壁形成にあたっては、注入は3列以上とし、外列孔または拘束部の間に内列孔または主遮水体を形成する注入パターンをとる例が多い。
- 4) 補正係数は、グラウトの注入対象外への逸走や地下水による流出等を考慮して、1.5～2.0の値を採用している例が多い。

以上のことを考慮することによって3～1桁 ($10^{-3} \sim 10^{-1}$ cm/sec) の透水係数の低下を得ており、二重管ダブルパッカー注入工法が砂礫層の遮水に関して十分な適用性を有すると評価できる。

4. 高圧噴射注入工法の概要

4.1 特 色

高圧噴射注入工法は超高圧噴流体の運動エネルギーを利用して地盤を切削し、切削空隙に固化材を注入、あるいは切削土砂と固化材をかくはん混合して、鉛直地中壁、水平地中膜、柱状体等の遮水体を造成する工法の総称である。一般の注入工法が、低圧注入であり、浸透注入あるいは割裂注入のいずれかで説明できるのに対し、超高圧噴流体の運動エネルギーを利用した本工法は積極的に地盤を切削・破壊してその中に材料を充填する点が最大の特徴である。超高圧噴流による地盤の破碎機構については、その現象が極めて複雑であるため、完全には明らかにされていないが、噴流流体の動水圧および衝撃力、噴流流体の脈動負荷による疲労破壊、キャビテーションおよび水力くさびによる破壊等が地盤の破碎の要因として考えられている¹⁰⁾

11) 本工法は従来の注入工法に比較して以下のような特徴がある。

- (1) 固化材の注入される方向を制御することが可能であるので注入範囲を的確にコントロールできる。したがって、ノズルの回転を行うことにより種々の形状のものが築造でき、注入量のコントロールも的確にできる。
- (2) 地盤が一たん破壊されるため、固化材は均一に充填あるいは地盤とかくはん混合される。
- (3) 地盤の透水性や固化材の粘性とは無関係に使用可能である。すなわち、噴流による切削が可能な地盤であれば、いかなる固化材をも使用可能である。

4.2 同工法の種類

高圧噴射注入工法は、用いる噴流体の種類によって表-3に示す3系統に分類される。

4.2.1 CCP工法

本工法は、地盤をボーリング機械で削孔した後、削孔に用いたロッドをそのまま注入管として用い、ロッド先端に取り付けた特殊なノズルから固化材を高圧噴射し、ロッドを所定の速度で回転させながら引き抜き、円柱状の固結体を築造するものである。本工法は後述する工法とは異なり、噴流として固化材のみを使用し、固化材と地盤の構成物を原位置で強制かくはんし固結することが特色であるが、地盤の切削距離は小さく、

砂礫地盤には適さない。^{12) 13)}

4.2.2 ジェットグラウト工法

本工法には固化材を高压で噴射しつつ圧縮空気を併用し地盤を切削した空隙に固化材と土砂を混合かくはんして固結する、いわば半置換・半かくはん式のJSP工法¹⁴⁾、JGP工法^{15) 16)}と、超高压水と圧縮空気を併用して地盤を切削しつつ、切削された土砂を自孔あるいは隣接孔からエアリフトの作用で地上に排出させ、この間に生じた空洞に固化材を充填する置換式の工法（コラムジェットグラウト工法^{17)~19)}、パネルジェットグラウト工法^{10) 11)}）がある。両者とも地盤の切削力を増すため圧縮空気を利用している点は同じであるが、前者はCCPの改良型と考えられ、砂礫地盤等に適用するため噴流流量を増加しようとするれば、噴流体が固化材そのものであるため、材料の貯蔵、混合、圧送、噴射等のそれぞれの機構・性能等、システム

表-3 高压噴射注入工法の分類

噴流体の種類	加圧圧力(kgf/cm ²)	圧送管(ロッド)の構造	工法名(商品名) ^{*2}
① 固化材(グラウト)	200	単管	CCP
② 固化材 + 空気	固化材: 200 空気: 7	二重管(固化材, 空気)	JSG (JSP, JGPの総称)
③ 水 + 空気	水: 400 空気: 7	三重管(水, 空気, 固化材 ^{*1})	P-JG, C-JG

・1 この固化材自体は噴流体を構成しない。

・2 CCP: Chemical Churning Pile (or Pattern)

JSP: Jumbo Special Pile (or Pattern)

JGP: Jet Grouting Pile

P-JG: Panell Jet Grouting

C-JG: Column Jet Grouting

— いわゆるジェットグラウト工法

全体を検討しなければならない。これに対し、後者は噴流の主体は水であり、しかも圧力が高いためもともと地盤の切削力が高いのに加え、ポンプ容量を大きくするだけで容易に噴流の切削能力の向上が可能である。したがって本実験では後者を採用し砂礫地盤への適用性を検討した。

4.3 施 工

本工法のうち、コラムジェットグラウト工法を例にとり施工の順序の概略を以下に示す(図-8)。

- ① ボーリング機械あるいはオーガ等の削孔機を用いてガイドホールを所定の深度まで削孔する。未固結層の場合はケーシング掘りかベントナイト溶液を用いて孔壁を保護する。
- ② 先端に水力モニターを装着した三重管を挿入し、ケーシングパイプを引抜く。
- ③ 超高压水と空気を同時に噴射し、三重管と孔壁の間からエアリフトによりズリが排出されるかどうか視認する。
- ④ 超高压水と空気を同時に噴射しつつ、三重管を回転させながら引き抜くと共に、先端から固化材を注

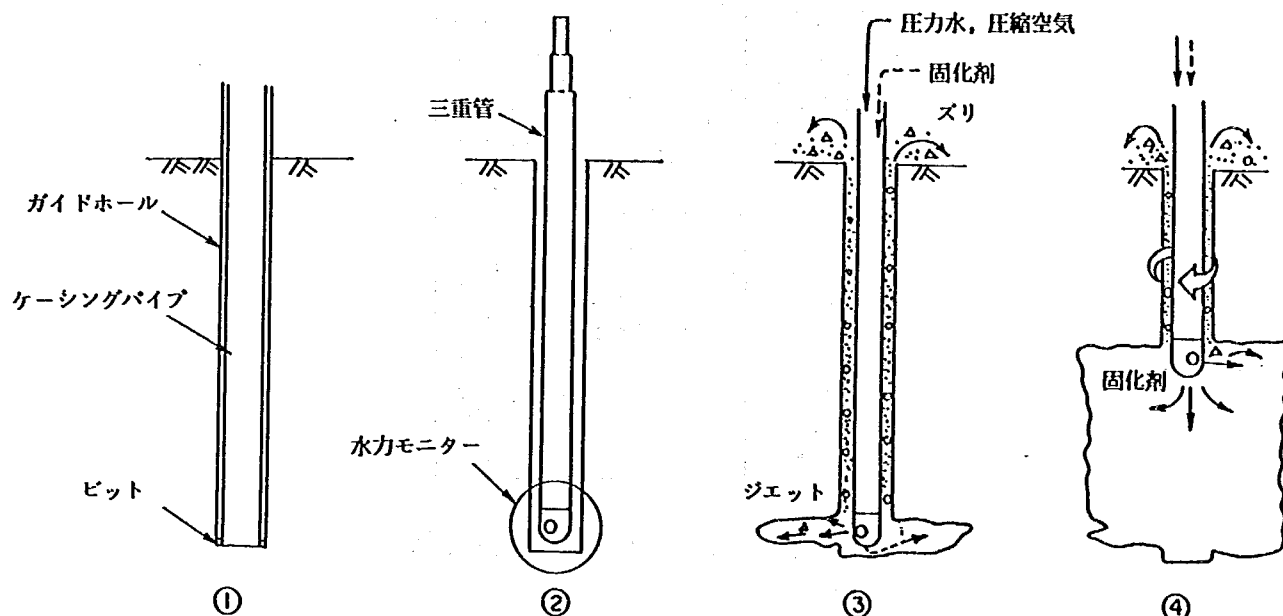


図-8 コラムジェットグラウトの施工順序

入して空間を充填する。固化材の注入孔は下向きであるが、ジェットノズルから噴射されたウォータージェットにより、ノズル付近に負圧が発生しているため、固化材は強力な勢いでノズルの方へ引張られる。したがって固化材の注入圧力はほとんど無圧で良い。

5. 現地注入実験（高圧噴射注入工法）

前述したように、高圧噴射注入工法のうちで特に地盤の切削力が高く、噴流の強化も比較的容易なジェットグラウト工法（コラムジェットグラウト工法およびパネルジェットグラウト工法）を選び、砂礫地盤における噴流の切削能力や形成される遮水体の形態と品質等について検討するため、赤川水系梵字川、東北地方建設局赤川ダム、ダムサイト河床左岸部に分布する現河床堆積層を対象として現地注入実験を実施した²⁰⁾。

5.1 実験場所の地盤の性質

図-9は実験場所のボーリング柱状図の1例である。同図に示されるように、実験場所付近の砂礫地盤は、表層に直径10～30cmの比較的大な玉石を含む部分があるが、下部には玉石はほとんどみられず、礫も小さく、相対的に粗砂分が多くなる傾向がある。全体的に礫は10cm以下、特に5cm以下が多く、密度 2.0 g/cm^3 、間隙率35%、透水係数 10^{-2} cm/sec 程度を示している。

5.2 実験方法

5.2.1 注入条件

(1) パネルジェットグラウト試験

噴流の到達距離と注入条件（噴流の流量およびノズルの引揚速度）の関係を調査するため、表-4に示すように、噴流流量 70 l/min の標準型と同 140 l/min の噴流強化型の2タイプについて、それぞれノズル引揚速度を3段階変えて計6ケースについて実験を行った。

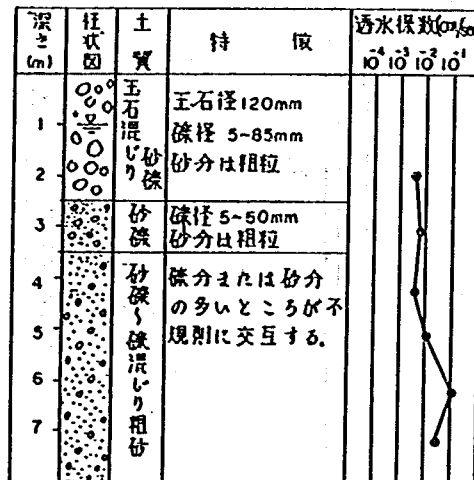


図-9 原地盤のボーリング柱状図の1例

表-4 パネルジェットグラウトの注入条件

条 件		ケ ー ス			標 準 型			噴 流 強 化 型		
					A-1	A-2	A-3	B-1	B-2	B-3
噴 流	圧 力 (kg/cm ²)				4 0 0			4 0 0		
	流 量 (l/min)				7 0			1 4 0		
固 化 材	圧 力 (kg/cm ²)				圧送圧力のみ			圧送圧力のみ		
	流 量 (l/min)				6 0			6 0		
ノズル引揚速度 (cm/min)					3.0	4.5	6.0	3.0	4.5	6.0
ガイドホール間隔 (m)					1.0	0.5	0.5	1.0	1.0	0.5
								1.5	1.5	1.0
					1.5	1.0	1.3	2.0		1.5

(2) 単体コラムジェットグラウト試験

噴流による地盤切削の均一性と注入条件の関係を求めるため、表-5に示すように、噴流流量70ℓ/minの標準型、噴流を用いないJGP型（ケースNo2）、噴流流量140ℓ/minの強化型（引揚速度3種）について、5ケースの実験を行った。本試験は、各噴射孔において、ノズルを回転させながら種々の速度で引揚げ、でき上がった柱状体（コラム）の規模、形状、均一性等を調査するものである。

(3) グループコラムジェットグラウト試験

単体コラムを連続して遮水壁を築造する場合の柱状体間の連続性や遮水壁全体としての遮水性等を調査するため、表-5に示すケースNo4の条件で注入実験を行った。この条件は単体コラムジェットグラウト試験の結果から得られた本地盤における最適注入条件である。本試験は、直径2mの円周上に8本、

表-5 単体コラムジェットグラウトの注入条件

条 件		ケ ー ス	標 準 型	J G P 型	噴 流 強 化 型
			№ 1	№ 2	№ 3 № 4 № 5
噴 流	圧 力 (kg/cm^2)		400	—	すべて 400
	流 量 (l/min)		70	—	すべて 140
固 化 材	圧 力 (kg/cm^2)		30	200	すべて 30
	流 量 (l/min)		180	70	すべて 200
ノズル引揚速度 (cm/min)			4.5	10.0	6.0 4.5 3.0

底部に4本の柱状体を築造してモデル遮水壁とし、完成後観察用立坑を掘削して、遮水性や注入状況を調査しようとするものである。

なお、上記3種の各試験とも注入効果の確認のため、注入完了後掘削を行って各種調査試験を実施した。

5.2.2 固 化 材

固化材の配合は地盤の土質構成、施工目的、作業性等を検討して選定するが、今回は流水があるので強度を早期に発現させることが必要なため以下のように設定した。

質量配合比 水：セメント＝1：1 ($W/C=1$)

管理目標値 比重 1.5以上

5.3 実験結果および考察

5.3.1 パネルジェットグラウト試験結果

図-10はパネルジェットの到達距離をガイドホール間隔と土質の種類ごとに示したものである。同図は、実際の壁体の出来形図を作成し深さ10cmごとに水平に切断し、その断面において噴射孔から壁体の端までの到達距離(L)と、ガイドホール間隔(l)との比($A=L/l$)を距離到達率として整理したものである。すなわち、 $A=100\%$ はちょうど所定のガイドホール間隔に相当する壁体が形成されたことを示し、 $A>100\%$ はガイドホール間隔以上の到達、 $A<100\%$ はガイドホールに到達していないことを示している。

図-10より、パネルジェットの到達距離に関して以下のようにまとめることができる。

- ① 粘土混じり礫層におけるパネルジェットの到達距離は噴流流量 $q=140\text{ l}/\text{min}$ で1.2 m程度であり、噴流流量 $q=70\text{ l}/\text{min}$ の場合の1.2～1.3倍の到達距離を示している。
- ② 砂礫層におけるパネルジェットの到達距離は噴流流量 $q=140\text{ l}/\text{min}$ で1.2～1.8 m程度であり、礫の量と径による影響を受け、ばらつきが大きい。
- ③ 試験の範囲ではノズルの引揚げ速度がパネルジェットの到達距離に及ぼす影響は小さく、特に引揚げ速度 $v=4.5\text{ cm}/\text{min}$ と $v=6\text{ cm}/\text{min}$ の場合の差はほとんどみられない。

5.3.2 コラムジェットグラウト試験結果

図-11は単体コラムジェットの仕上り径を土質の種類ごとに示したものである。同図では実際の柱状体の

出来形図を深さ10cmごとに水平に切断し、長径と短径の平均値を求め、仕上り直径(D)としている。本試験における仕上り直径 D はパネルジェットグラウト試験における到達距離に対応するものであるが、一般にパネルジェットグラウト試験の場合より大きくなる。図-11より以下のようにまとめることができる。

- ① 粘土混じり礫層における柱状体の仕上り直径は噴流流量 $q = 140 \text{ l/min}$ の場合、1.5～2.0 m程度である。
- ② 砂礫層における柱状体の仕上り直径は噴流流量 $q = 140 \text{ l/min}$ の場合1.8～2.3 m程度である。
- ③ 試験の範囲ではノズルの引揚げ速度が柱状体の仕上り直径に及ぼす影響は小さい。

5.3.3 超高压噴流による地盤の切削距離

パネルジェットの到達距離および単体コラムの仕上り直径から、超高压噴流による地盤の切削について以下のようにまとめることができる。

- ① 地盤の切削距離は超高压噴流の流量と密接な関連があり、流量の大きい方が切削距離は大きくなる。
- ② ノズル引揚げ速度は一定値(4～5 cm/min)以下になると切削距離との相関が認められなくなるので、引揚げ速度をむやみに遅くしても切削距離は大きくならない。
- ③ 切削距離は地盤の性質に左右され、特に礫の含有量の影響が大である。礫分が少ないほど切削距離は大きくなる。
- ④ 砂礫のマトリックスが砂からなり、地盤の透水係数が $10^{-1} \sim 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 程度であれば、切削には特に問題を生じない。他方マトリックスが粘土の場合には、噴流の切削能力が削減され、切削距離は小さくなる。すなわち礫の含有量が同程度であればマトリックスが砂からなる地盤の方が切削距離は大きくなる。

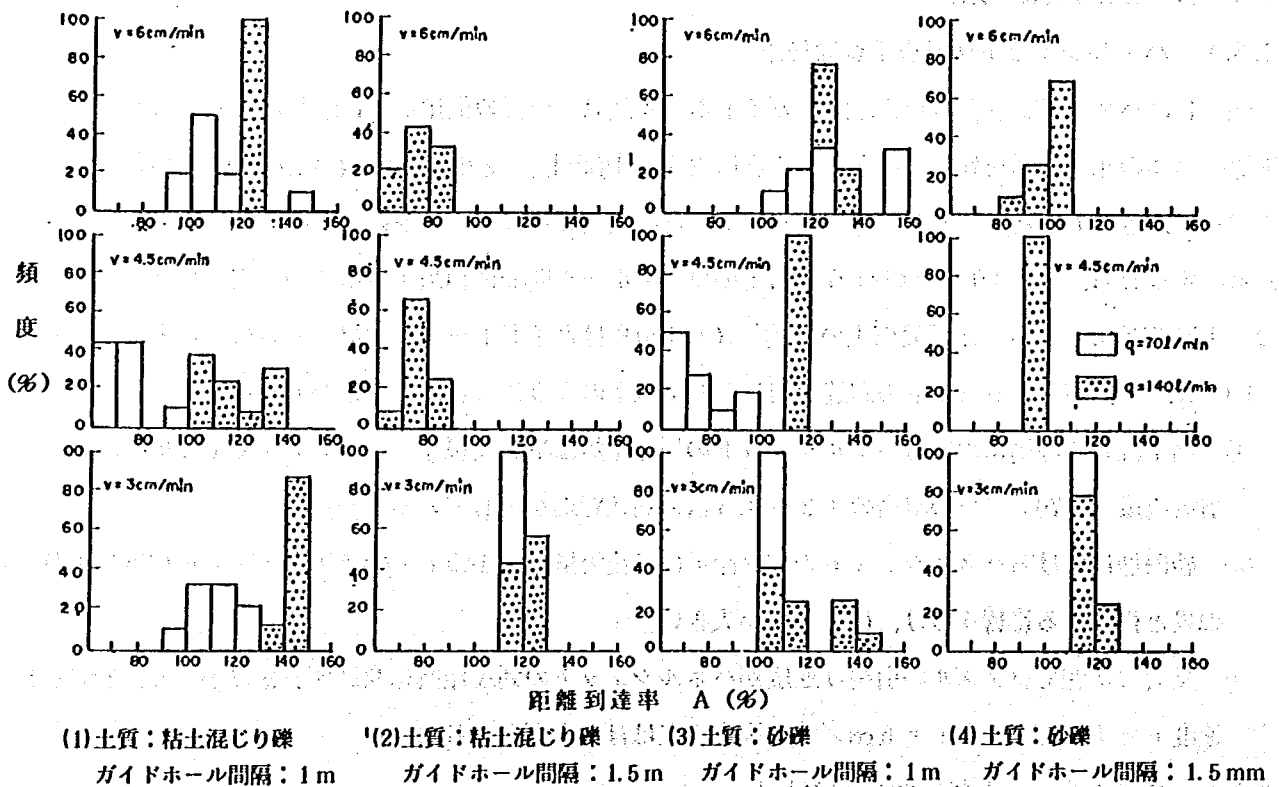


図-10 パネルジェットの到達距離

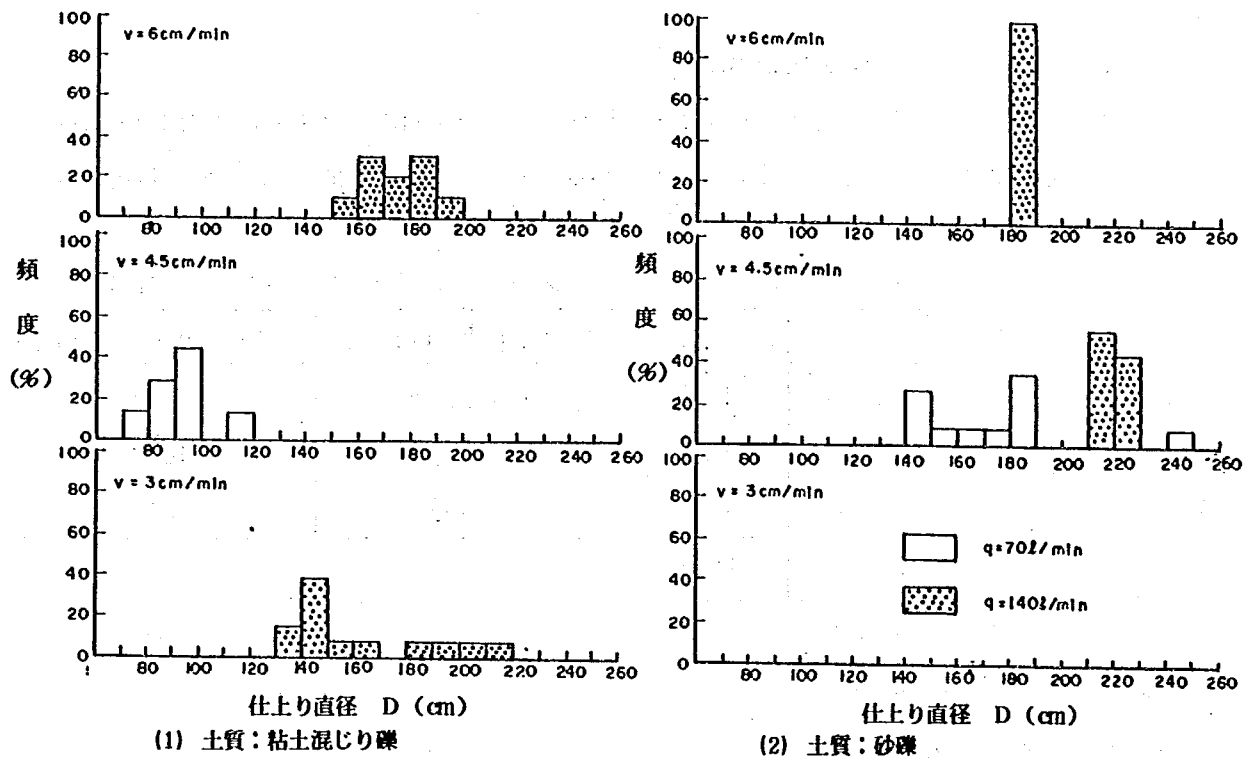


図-11 単体コラムの仕上り直径

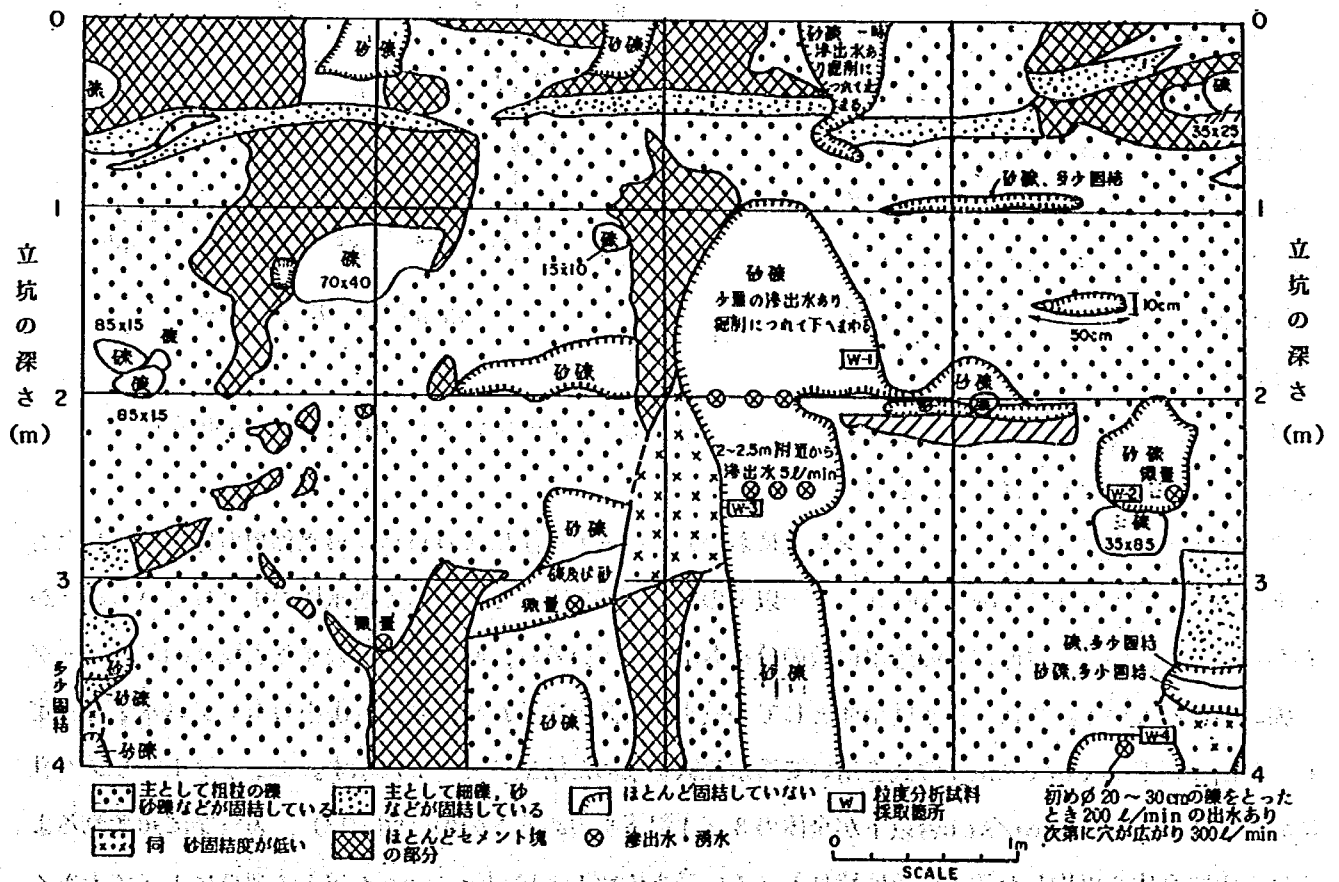


図-12 グループコラムの観察立坑壁面の注入状況

きくなる。

5.3.4 グループコラムジェットグラウト試験結果

図-12は観察立坑壁面の注入状況を示したものである。同図より、全体的にはセメント塊の部分および、砂礫がコンクリート状に固結している部分が多いことがわかる。表-6は図-12に示される固結状況を分類

表-6 グループコラムジェットの固結状況

固 結 状 況	面 積	比 率
ほとんどセメント塊の部分	4.5 m ²	18%
固結している部分	18.0	72
ほとんど固結していない部分	2.5	10
合 計	25.0	100

表-7 モデル遮水壁の平均透水係数

立坑内の水位 GL-m	平均透水係数(cm/sec)
1.5のとき	2×10^{-3}
2.5のとき	7×10^{-4}
3.5のとき	5×10^{-4}

し、各々の面積および比率を求めたものである。同表に示されるように、全体の90%が十分に固結しており、その部分からの漏水は全く認められなかった。他方、ほとんど固結していない残り10%の壁面からは多少の湧水を生じているが、その量は、立坑全体で最大20ℓ/minであり、立坑掘削終了時における高さ4mの掘削面は自立していた。さらに継手部は強度的にも、透水係数の点でもコラム本体と識別できない程全体に均一な遮水壁が築造されていた。

図-13は、築造された遮水壁の品質を評価するため、コラム本体2本、継手部

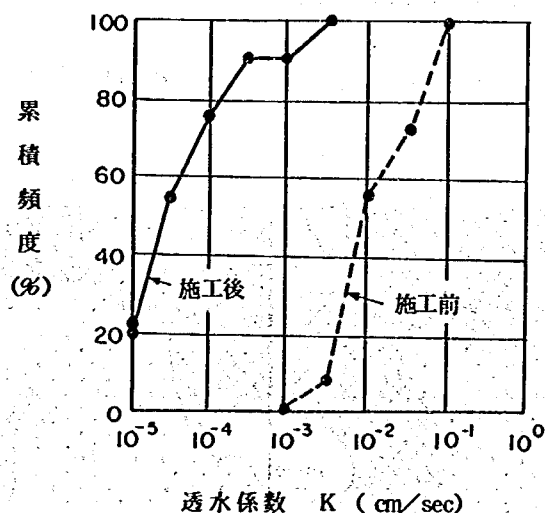


図-13 グループコラムの透水係数の頻度分布

2本計4本実施されたチェックボーリング孔において、パッカー法により求めた透水係数の分布を示したものである。同図より 10^{-5} cm/secオーダー以下のものが75%であり、極めて遮水性がすぐれていることがわかる。また、同図には原地盤の透水係数の分布も示されているが、原地盤に比較すると総体的に2オーダー強改良されている。また、遮水壁全体としての遮水性を評価するため、立坑掘削中のポンプ排水量を測定し、Dupit-Forchheimerの式を用いて透水係数を求めた結果を表-7に示す。チェックボーリング孔における透水係数 10^{-5} cm/sec以下が全体の3/4以下を占めるものの(図-13)、表-7に示されるように遮水壁全体を平均した透水係数は残り1/4の透水係数 1×10^{-4} cm/secを超える部分によって大きく影響をうけ、 $10^{-3} \sim 10^{-4}$ cm/sec台となっている。また立坑掘削中、孔底付近の直径20~30cmの礫を取除

いた時 $200 \ell / \text{min}$ の湧水を生じた。したがって、このような大粒径の礫が存在する場合は不均一な遮水壁が築造され未改良部分が残る可能性がある点に留意する必要がある。しかし、実際の遮水壁では今回の実験のように掘削して礫を取り除くことはないので未改良部分が残っても、遮水壁としての機能は十分果たす。

6. まとめ（高圧噴射注入工法）

今回の現地実験の結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 今回実験したような砂礫地盤においては、噴射孔に近い部分も遠い部分も固結性状の差はほとんど認められず、一様なかうはん固結となっている。また噴射孔から最も遠い部分ではかうはん作用も弱くなり、セメントの単なる浸透による固結性状を示す。
- (2) 噴流の流量を従来 ($70 \ell / \text{min}$) の2倍の $140 \ell / \text{min}$ とした噴流強化型はパネルジェットの到達距離が $70 \ell / \text{min}$ の1.2～1.8倍、コラムジェットの仕上り径が $70 \ell / \text{min}$ の軟質細粒地盤における柱状体、あるいは通常の注入工法による有効径にも匹敵する1.5～2.3となっており、噴流強化の効果は著しい。
- (3) ノズルの引揚速度が地盤の切削力に及ぼす影響は小さい。したがって、ノズル引揚げ速度を極端に遅くすれば形成される遮水体の大きさに比較して固化材の使用量が飛躍的に増加して不経済である。すなわち、実際に形成される遮水体はセメントと地盤構成物の混合体であり、ノズルの引揚げ速度が極端に遅くなれば固化材の含有量が増すだけで遮水体の大きさはそれほど大きくならない。今回実験したような砂礫地盤での最適引揚げ速度は $4 \sim 5 \text{ cm} / \text{min}$ といえる。
- (4) 柱状体を連続して形成したモデル遮水壁では全遮水断面積の90%が改良されており、遮水体自身の透水係数は原地盤より総体的に2オーダー強低下して $10^{-5} \text{ cm} / \text{sec}$ 台以下が全体の75%を占める。したがって目的に合致した材料と施工列数、補助注入等を考慮することによって、さらに均一で水密性の高い遮水壁が築造できる。しかし、礫径が大きくなり、その含有量が増大するに従って、未改良部分が残る可能性があるので、実際の施工に当っては列数を増やす等の検討が必要である。

おわりに

本報文は建設省の総合技術開発プロジェクト「地下水涵養技術の開発」に関する研究のうち、地質研究室が担当した「地下水止水工法の技術開発」の一部についてとりまとめたものである。本研究を行うにあたっては、作業を（財）国土開発技術研究センターに委託し、「止水技術専門委員会」（委員長芥川真知埼玉大学教授）を組織して調査の進め方や結果のとりまとめ方について検討した。委員長はじめ各委員、とりまとめにあたって貴重な意見をいただいた岡本隆一地質官および蒔田実地質化学部長、実際の作業を担当された（財）国土開発技術研究センターの桑原啓三参事に心からお礼申しあげる。

引用文献

1. 菅原捷・中村康夫：遮水技術の現況と地下ダム遮水壁への適用性，土木技術資料，Vol. 22，No. 12，pp. 39-44，1980.
2. 菅原捷・中村康夫：地下水遮水工法の現況と地盤への適用性，土木研究所資料，第1644号，55 pp. 1981.
3. 村上省一：沖積層基礎地盤への注入工法，土木学会誌，Vol. 62，No. 5，pp. 26-32，1977.
4. 村上省一・遠山奈須男：船明ダム護岸カーテングラウトの施工について，発電水力，No. 142，pp. 29-44，1976.
5. 寺戸康隆：注入工法によるハイダム下の厚い砂レキ層基礎の力学的・地下水理学的改良（その1），土と基礎，Vol. 22，No. 4，pp. 51-58，1974.
6. 千田昌平・苗村正三：土木研究所で行った薬液注入実験，基礎工，Vol. 8，No. 10，pp. 48-53，1980.
7. 江口博昭：二重管ダブルパッカー注入工法，基礎工Vol. 8，No. 10，pp. 54-60，1980.
8. 建設省土木研究所地質研究室：地下水止水工法に関する研究報告書，97pp. 1980.
9. King, J. C, Edward, G. W. and Bush, M. : Grouting of Granular Materials, Proc. ASCE, Vol. 87, No. SM2, p. 1-32, 1961.
10. 柴崎光弘：ジェットグラウト工法，建築技術，No. 264，pp. 175-185，1973.
11. 荒木和彦：ジェットグラウト工法の原理と施工法，コンストラクション，Vol. 11，No. 10，pp. 1-9，1973.
12. 柳井田勝哉：CCP工法の原理と施工法，コンストラクション，Vol. 11，pp. 1-7，1973.
13. 中西渉・八木正史：ケミカルチャーニングパイル工法，建築技術，No. 264，pp. 187-197，1973.
14. 安斉史郎：JSP工法による地盤改良の施工例，基礎工，Vol. 7，No. 3，pp. 106-110，1979.
15. 兼松陽・鍵谷博司：JGP工法による地盤改良の施工例，基礎工，Vol. 7，No. 3，pp. 116-123，1979.
16. 兼松陽・江口博昭：ジェットグラウトの遮水膜工法とパイル工法について，建設機械，Vol. 12，No. 8，pp. 90-95，1976.
17. 八尋暉夫・吉田宏：コラムジェットパイル工法の開発と現場施工例，建築技術，No. 308，pp. 103-113，1977.
18. 柴崎光弘：高圧噴射注入工法，土と基礎，Vol. 29，No. 5，pp. 29-36，1981.
19. 太田想三：ジェットグラウト工法の施工例，基礎工，Vol. 7，No. 3，pp. 111-115，1979.
20. 建設省土木研究所地質研究室：地下水止水工法に関する研究報告書，117pp. 1981.

質 疑 応 答

菅原（土研）：二重管ダブルパッカー注入法につきましては、各地で実施され始めていると思いますが、いずれかの現場で実施した結果何らかの問題があったということがございましたら、御意見いただきたいと思います。

岡本（土研）：発表の標題は「砂礫地盤への適用性」ということですが、実際どのような工事に使えるか、あるいは具体的にどのような問題点があるかとお考えなのか、そのあたりを簡単にお話ししていただくと、本工法をさらに現場で使ってみようという事務所もでてくるのではないかと思います。

中村（土研）：二重管ダブルパッカー工法は、資料の最初に書いてあるように、砂礫地盤に加圧注入できるということが特徴であります。それで実際に実施する場合には、月並ですけれど既存の調査法に加えまして、かならずグラウト注入試験を、各現場でやっていただいて、それによって最適注入条件をきめるということが大切だと思います。これは高圧噴射注入工法も同じです。今までのデータがほとんどないので地盤との適用性と言いますか、そういった基本的なデータをまず得てから、除々に各現場に施工することになると思います。また利用分野ということですが、最終的に目指しているのはダム基礎として河床堆積物や段丘堆積層を掘削除去せずに基礎処理を行ったうえで利用することです。今回は限られた現地実験や2・3の施工例から明らかになったことのみを紹介しておりますので、異った地盤状況下で試験施工なり、そういった事例を積み重ねることが大切ではないかと思います。

問題点としてはこれらの工法に限らず、注入効果の判定法にあると思います。効果の判定法は、スライドでもお見せ致しました様に、最終的には透水係数で表現されるかも知れませんが、それでは表現できない何らかの効果があったことを示す様なデータも得られているわけです。したがって、これらの工法も含めまして、注入工法全体として、改良効果をどの様にして評価するかということが問題であると思います。

それから高圧噴射工法につきましては、マトリックスが、細礫あるいは細砂から成る場合には噴流による地盤の切削効果は良好ですが、スライドにもありましたように粘土から成る場合には、今までの広告例から見まして、切削距離が落ちます。また大きな礫があるとそれにじゃまされて、それ以降には噴流の切削効果が期待できず、いずれにしても両工法とも実際に適用する場合には、単列というわけにはいかないと思います。確実な効果を得ようとする場合、一般のグラウトと同じように、2列3列等の複列配置にしたり、あるいは高圧噴射注入工法と二重管ダブルパッカー工法の複合法ということが考えられます。

4 地すべり地形の形成作用と地盤変形

東北地方建設局

河川部専門官 星 埜 由 尚

4. 地すべり地形の形成作用と地盤変形

はじめに*

応用地形学的な立場から、空中写真による山地地形の地形判読を行なうと、地すべり地形が山地に非常に多く分布していることに気が付く。

地すべり地形とは、比較的古い地質時代の地形形成作用によって山体が変形し、その一部が移動してできた地形を指し、通常岩盤の破碎を伴っている。またそれは、活断層や大規模なリニアメントなどの広域的な応力場に支配されるものと異なり、地域的（ローカル）な応力場で形成され、移動形式によっていくつかに分類することができる。

それに対し地すべりは、現象としての地すべり運動に対する抑止対策が前提となっているが、地すべり地形の末端部や一部が滑動することによって発生する場合が多い。この点において、応用地形学的立場から、地すべり地形を判別・分類し、その規模・性状を明らかにすることは、地すべり対策において重要な意義を持つと考えられる。

筆者は東北地建において数多くの地すべり地形を判別する機会を得、また文献調査により多くの事例についてとりまとめを行ってきた。以下にそれらの事例等を参考にしながら、地すべり地形について概説したい。

図-1は、東北地方の奥羽山脈を空中写真判読して、地すべり地形を拾い上げたもの（寺戸：1978）で、当地域に地すべり地形が非常に多く分布していることを示している。東北地方に限らず、地すべり地形は全国的に多く分布している。

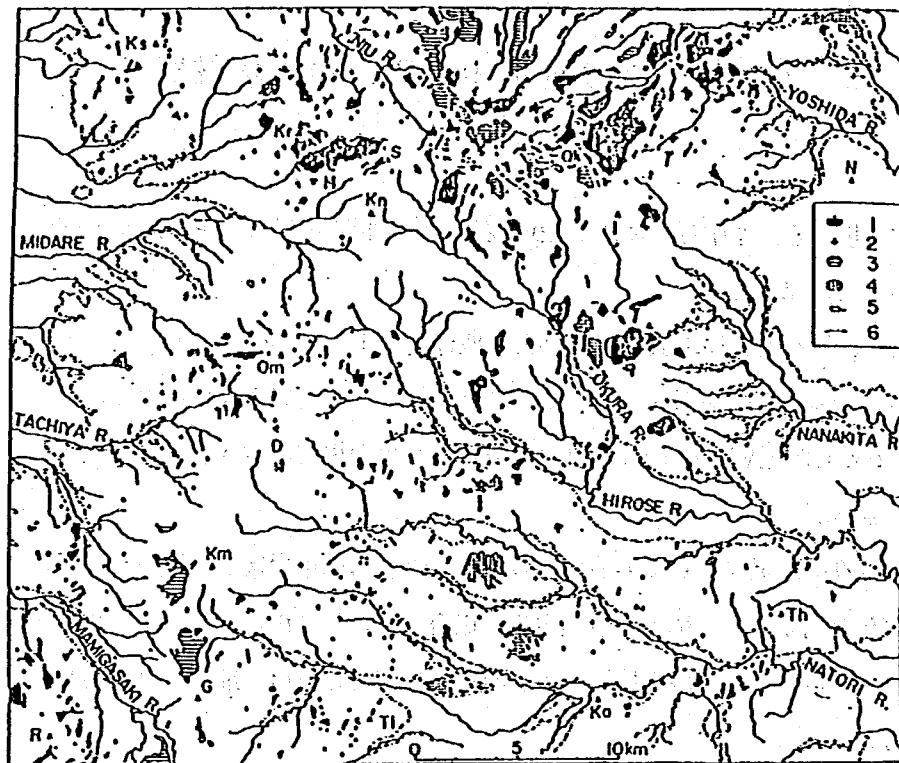
図2は船形山付近の地すべり地形を、20万分の1の地形図から判読したものであるが、山域全体に広く地すべり地形が分布していることが明瞭に表わされている。この中には河床部付近まで足をのばしているものもしばしばある。

このような地すべり地形は、従来マスマーブメントという語で表現されてきたが、Varnes（1978）は地すべり地形を構成物質と移動形式によって以下の様に分類した。すなわち、

- 1 Fall
- 2 Topple
- 3 Slide — Rotational
 — Translational
- 4 Lateralspread
- 5 Flow

また古谷（1980）は、Varnesの分類に新たな事例を加えて修正・整理し、地すべり地形を図-3に示されるように分類した。

* この部分は講演記録より要約したものである。



- Distribution Map of Large-scale Landslide
1. landslide (level area 4 ha or more, class A)
 2. landslide (less than 4 ha, class B)
 3. flat topped surface
 4. gentle slope of hill-top
 5. pond or reservoir
 6. boundary limiting lowland

図-1 奥羽山地中央部の大規模マスマーブメントの分布図

(寺戸：1978)

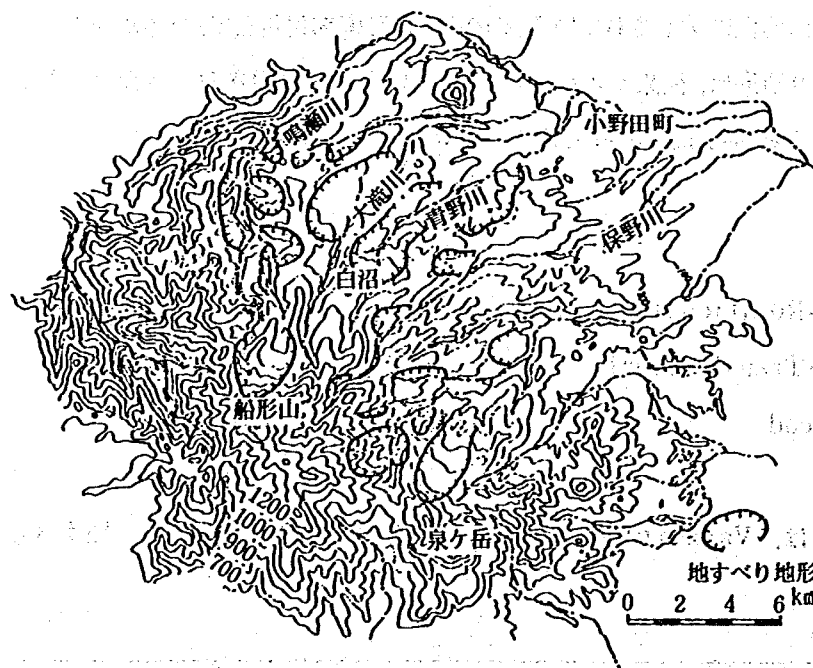


図-2 船形山の地すべり地形の分布

運動の形態	運動以前の物質の種類			
	基岩	礫石	土砂	風化岩・砂土層
I. 崩落	1)	2)	3)	4)
II. 前方転倒崩壊 (トップリング)	5)	6)	7)	8)
III. 滑動 後方転倒運動 (スラップ)	9)	10)	11)	12)
前方運動	13)	14)	15)	16)
IV. 水平方向拡大運動	17)	18)	19)	20)
V. 圧縮 A: 基岩 B: 土	21)	22)	23)	24)
	25)	26)	27)	28)
	29)	30)	31)	32)
	33)	34)	35)	36)
	37)	38)	39)	40)
VI. その他	41)			

マスマーブメントの類型 (Varnes, D.J. 1978) により集成加筆)
 Varnes, D.J. (1978) が1958年版の改訂によって、5), 6), 8), 15), 19), 20), 23), 24), 25), 26),
 33), 34), 37), 38), 39), 41) は著者の加筆。21), 28), 41) の引用文献は文献中に記した。→
 も運動の指標によって異なるので、ここでは省略した。
 1) 岩石崩落。2) 基岩崩落。3) 土砂崩落。4) 表層崩落。5), 6) 基岩トップリング。7) 基岩トップ
 リング。8) 表層トップリング。9) 山状多層山崩すべり。10) 山状多層山崩すべり。11) 基岩
 土砂崩すべり。12) 基岩土砂崩すべり。13) 基岩土砂崩すべり。14) 山状多層山崩すべり。15)
 山状多層山崩すべり。16) 基岩土砂崩すべり。17) 基岩土砂崩すべり。18) 基岩土砂崩すべり。
 19) 山状多層山崩すべり。20) 山状多層山崩すべり。21) 山状多層山崩すべり。22) 山状多層山崩すべり。
 23) 山状多層山崩すべり。24) 山状多層山崩すべり。25) 山状多層山崩すべり。26) 山状多層山崩すべり。
 27) 山状多層山崩すべり。28) 山状多層山崩すべり。29) 山状多層山崩すべり。30) 山状多層山崩すべり。
 31) 山状多層山崩すべり。32) 山状多層山崩すべり。33) 山状多層山崩すべり。34) 山状多層山崩すべり。
 35) 山状多層山崩すべり。36) 山状多層山崩すべり。37) 山状多層山崩すべり。38) 山状多層山崩すべり。
 39) 山状多層山崩すべり。40) 山状多層山崩すべり。41) 山状多層山崩すべり。

33), 35), 36), 39), 40) が付加されている。33), 35) を除き引用文献は文献中に記した。2), 3), 4), 10), 11),
 は両者の運動形態に類似があることを示す。名称 (仮称) は下記のようにしておく。運動速度については同じタイプで

ング。8) トップリングスラップ。9) 基岩スラップ。10) 基岩多層スラップ。11) 基岩スラップ。12) 土砂スラップ。
 すべり。18) 土砂スラップ。19) 山状多層山崩すべり。20) 山状多層山崩すべり。21) 山状多層山崩すべり。22)
 山状多層山崩すべり。28) 土砂崩。30) 基岩崩。31) 基岩 (ターマス) グリブ。32) 基岩崩。33) ソリフラクション。
 押し出し。40) 表層スラップ。41) 山状多層山崩すべり。

図-3 マスマーブメントの類型 (古谷: 1980)

表-1はこれらの分類を参考にして筆者が作業仮說的に分類したものである。ここで(1)のスランプ型地すべり地形はVarnesによるRotationalに相当し、また(2)の層すべり型はTranslationalに相当する。(3)の側方伸長型はLateral spreadに、また(4)のクリープ型地すべり地形はVarnesのFlowに対応させることが可能である。(5)の大規模崩壊型地すべり地形は、崩壊の大規模のものを指す。



表-1 地すべり地形の分類

- (1) スランプ型地すべり地形
- (2) 層すべり型地すべり地形
- (3) 側方伸長型地すべり地形
- (4) クリープ型地すべり地形
- (5) 大規模崩壊型地すべり地形

現実の地すべり地形を上記の類型に対応させることが困難である場合もあるが、これらのうち特に(3)・(4)について、事例にもとづいて以下に概説する。

1. 側方伸長型地すべり地形

Varnes (1978) の定義によると側方伸長型の運動は破碎された岩盤における側方への伸長運動であるが、A) 破碎岩盤に運動を支配する明瞭な剪断面や塑性流動のゾーンを伴わないもの、B) 岩盤の伸長がその下位の物質の流動化や塑性変形に由来するもの、とがある。

Varnes (1978)によれば Beck (1968)により示されたような解釈(図-19),即ち、何らかの剪断面を伴うと考えられる山体の側方への伸長は側方伸長には含まれず、層すべりに近いものと考えられている。しかし、Beck (1968) は1つの解釈であって、山体の側方伸長が塑性的な運動であってもかまわない訳である。また Jahn (1964) の事例もA) に区分されるか否かは議論の分かれるところであろう。さらに、次に述べるクリープ型地すべり地形との区別もそのメカニズムに未だ基本的な違いがあるのかどうか疑問である。したがって、側方伸長型地すべり地形としてはVarnes (1978) のB) の定義に限定し、その他の例はすべて次に述べるクリープ型地すべり地形に含める。

側方伸長型地すべり地形とクリープ型地すべり地形の区別はその基本的メカニズムに違いがあるのかどうか不明な点も少なくない。Nemčok et al. (1972) は両者ともクリープの分類に含めている。しかし、山体を構成する岩盤の一部分に地すべり運動の原因がある場合(例えば山体に延性に富む凝灰岩が挟まれ、これが流動して山体を動かしているような場合)と山体全体に地すべり運動の原因がある場合(例えば山体を作る岩盤全体がクリープしている場合)とがあることは十分考えられ、その事例も多い。Ter-Stepanian (1974) は前者のケースのような場合をCompensating depth creepと呼んでいる(図-5)。Rybář et al. (1968) はこのタイプの地すべり地形の発達過程を図-6のように示している。

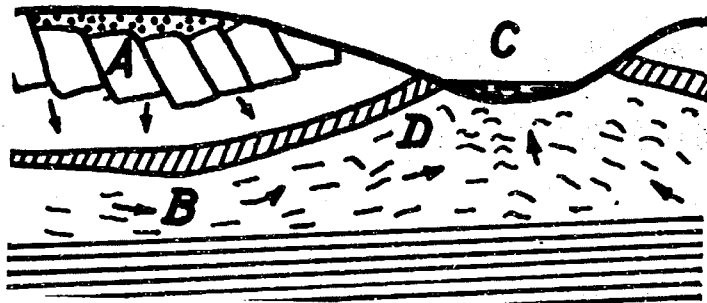
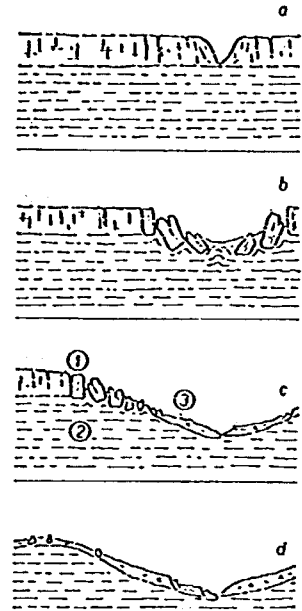


図-5 Compensating depth creep
(Ter - Stepanian : 1974)

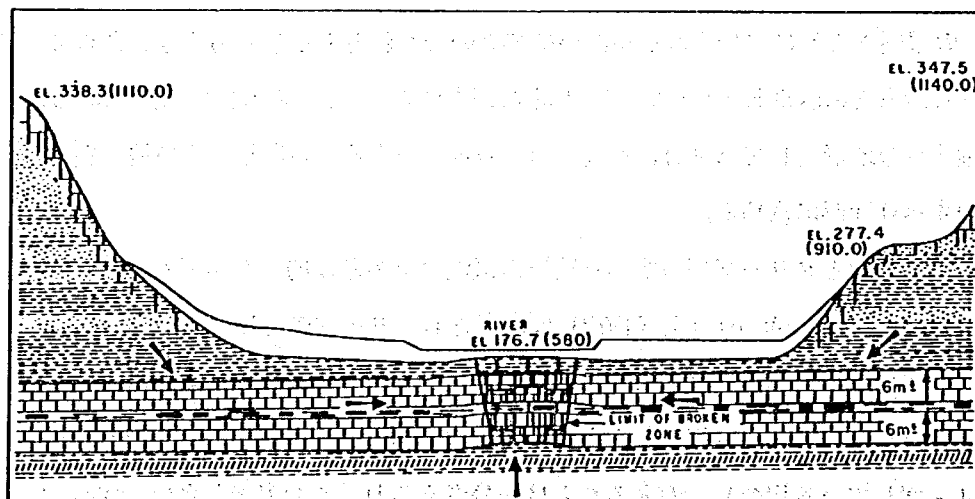


(凡 例) ① 上部層 (溶岩流など)
② 下部層 (粘土質岩)
③ 崩積土

図-6 地すべりの発達過程
(Rybář, Nemčok : 1968)

【事例1】アメリカ東部アレゲニー高原の谷底膨隆

アメリカ東部アレゲニー高原でダム建設中に観察された事例である (Ferguson : 1967)。Ferguson (1967) によると、図-7 に示すようにここでは水平なデボン紀中部から二畳紀の砂岩、シルト岩、石灰岩、



Diagrammatic section illustrating vertical jointing of valley sides, bulging and fracturing of valley bottom, in the Allegheny Plateau region, eastern United States (after Ferguson, 1967). Elevations are in metres and feet (in parentheses).

図-7 アメリカ東部アレゲニー高原の谷底膨隆
(Radbruch - Hall : 1978)

泥岩、石炭の互層から成り、150 m以上の深く急な谷によって切られている。

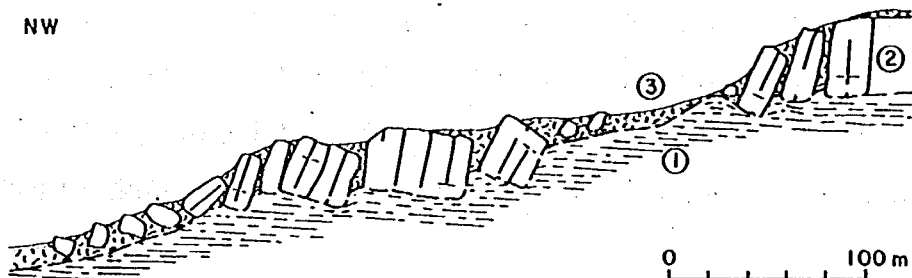
図-7に示すように、ここでは谷底中央部での膨隆が起こっており、断層が見られる谷壁斜面には開いた節理が発達している。節理の開きは斜面上位程大きい。Ferguson (1967)はこの谷底中央部での膨隆と断層の形成を谷の下刻に伴う応力開放による互層内のプラスチックな岩石の谷側への絞り出し (squeezing out) に求めている。

〔事例2〕チェコスロヴァキア、ハンドローヴァの側方伸長型地すべり地形

軟弱でプラスチックな岩盤の上に硬質な岩盤がのる構造をもっているところでは、プラスチックな岩盤にクリープが発生し、上にのる硬質な岩盤に引張り応力が働きブロック化して側方へ移動するという例がよくみられる。

チェコスロヴァキア、ハンドローヴァの事例はこの最も典型的な事例である (Záruba & Mencl : 1969, Radbruch - Hall : 1978)。ここでは新第三紀の粘土やシルト層の上に安山岩がのる (図-8)。安山岩の厚さは120 m内外*で、新第三系の固結度は極めて低い。これらの岩盤をハンドローヴァ川が深く刻んでいる。

この地すべり地形は固結度の低い新第三系の絞り出しにより、上にのる安山岩がブロック化し滑動しているものと考えられている。そのため安山岩にはテンションクラックが発達しトレンチとなっている。下位の



Diagrammatic section illustrating fracturing and creeping of andesite at the margin of the andesite sheet near Handlová, Czechoslovakia (after Záruba and Mencl, 1969). 1 = Neogene clays and silts; 2 = andesite sheet; 3 = andesite blocks and debris.

図-8 チェコスロヴァキア、ハンドローヴァの側方伸長型地すべり地形
(Radbruch - Hall : 1978)

新第三系の中へ沈下した安山岩のブロックもある。そのため、新第三系の上部は乱され剪断されている。乱されたゾーンは70 m以上の厚さを持つ所が数ヶ所確認されている。*ここでは緩慢な動きが依然存在しているものと考えられている (Matula & Nemčok : 1968)。

〔事例3〕アメリカコロラド州、ドロレスピーク

コロラド州南西部のドロレスピークには山稜が二つに割れた、いわゆる“二重山稜”が見られ、稜線に平行に北向きに伸びている。山稜の東斜面には、斜面に向く小崖をもったトレンチが発達する (Radbruch -

* Nemčok (1971) のRadbruch - Hallへの私信による (Radbruch - Hall 1978)。

Hall et al.: 1976)。

Radbruch - Hall (1976) によれば、この“二重山稜”は60mの比高と120 mの巾を持っており、斜面上のトレンチは比高が最大で10mである。トレンチの底面はゆるく南へ向かって上昇しているが、その傾斜は均一でなく、所々で閉じた凹地を作っている。

Bush & Bromfield (1966) によって作成された地質図によれば、図-9に示すように白亜紀のマンコス頁岩を貫入した花こうはんれい岩のラコリスが覆っている。このラコリスの厚さはトレンチが形成されている部分で約425 mの厚さであると推定される。花こうはんれい岩には節理が発達し、1つはトレンチの方向に平行で、他は直交する方向性をもっている。トレンチの壁面は新鮮で、1つのトレンチを追跡すると新しい崖錐を切って伸びているように見えるところがあり、トレンチを形成する動きは現在も続いている可能性がある。山地斜面下方のマンコス頁岩に発生する地すべりは現在も活動中のようである。

限られた野外調査と空中写真判読とから Radbruch - Hall et al (1976) は次のような形成過程を考えている。

氷河後退によって山稜斜面の支持がなくなってしまう、マンコス頁岩は最小応力の方向へ動き始め、上にある花こうはんれい岩をテンションの場に置くことになる。動きが続くにつれ、花こうはんれい岩にはラコリスがストックに隣り合う部分付近で山稜を横切るクラックが形成される。クラックは山稜に平行な方向にも形成される。山稜斜面はテンションによる破砕部又は潜在的な不連続面に沿って動き始め、分割された山稜の東半分は節理面の西側への傾斜に示されるように少しずつ外側へ傾く。山稜が伸長を続け、東側に更に形成されたクラックが動き、各クラックの外側の斜面下方側の岩盤は斜面上方側に対して相対的に上昇する。これは恐らく斜面下方側の花こうはんれい岩のブロックの陥没や山稜の中央東側の傾動や沈下によるのであろう(図-9)。

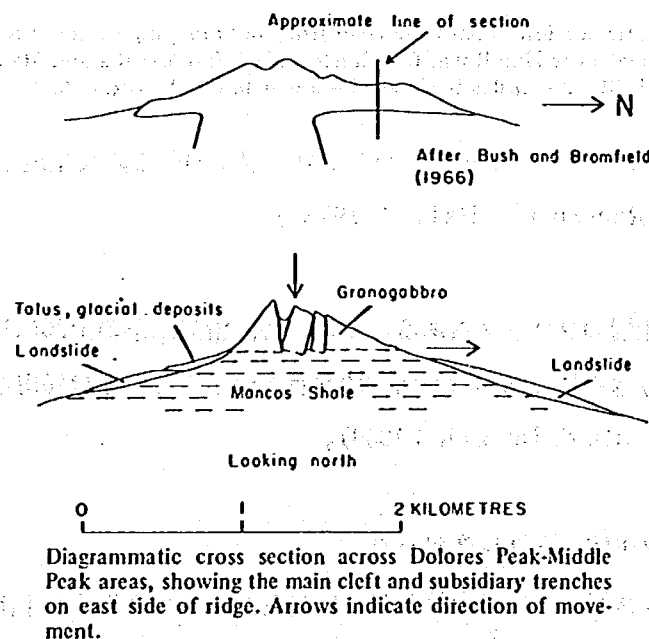


図-9 ドロレスピークにおける山稜の陥没側方伸長

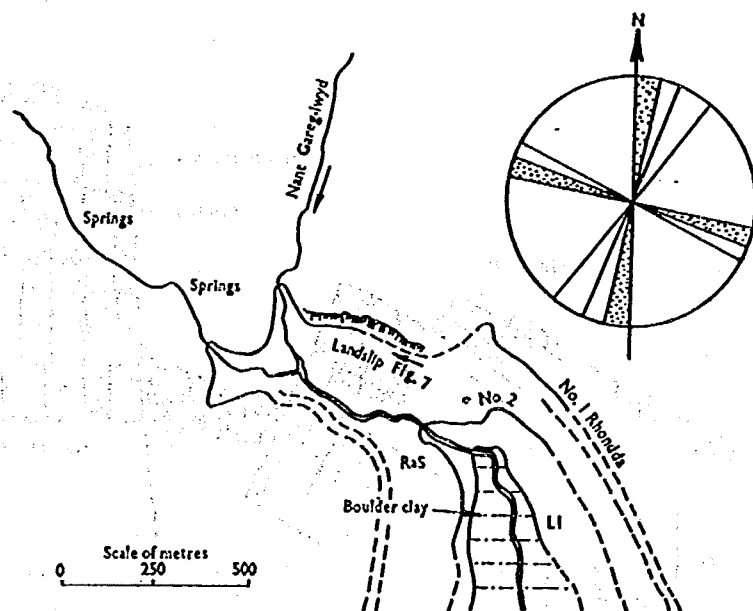
(Radbruch - Hall et al.: 1976)

同じような地質構造で同じタイプ運動様式を持つ例がYeend (1969, 1973) によりコロラド州グランドメサで調べられている。その事例ではグランドメサの縁で平均年 1.1 cmの動きが得られている (Yeend : 1973)。

〔事例4〕南ウェールズ(イギリス)の事例

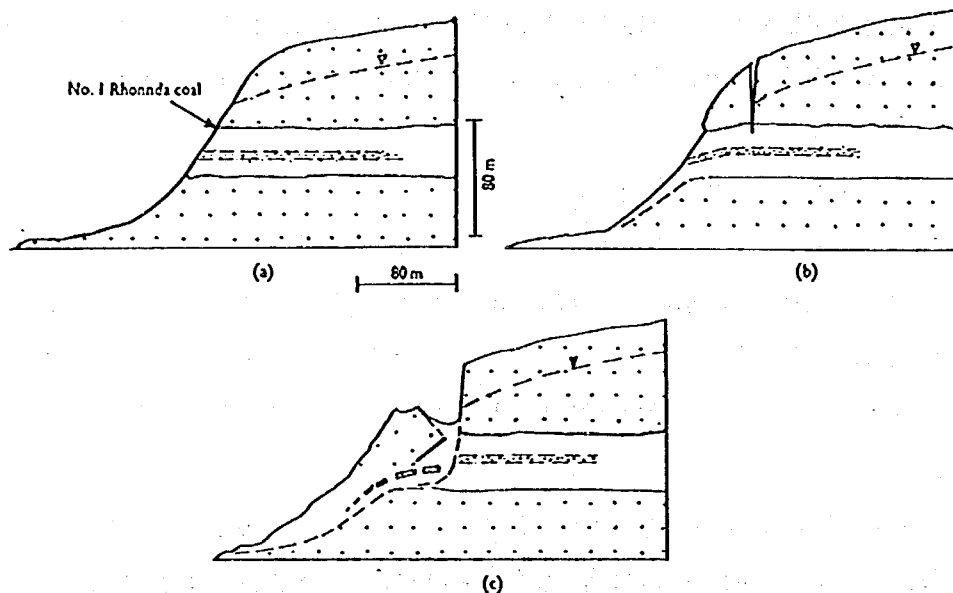
南ウェールズNant Gareg - IwydにおいてDe Freitas and Watters (1973) の報告している事例である。ここでは図-10, 図-11に示したように, Rhondda層と呼ばれる砂岩に薄い石炭層と頁岩を挟んでいる。これらの地層はほぼ水平で, Rhondda層には南北及び東西乃至北西-南東の方向を持つ垂直な節理が発達している (図-10)。これらの節理密度は1本/0.6 m~1本/0.3 mである。北東-南西方向の節理も見られる。

図-10のLandslipと書いてある部分に地すべり地形が見られる。この地すべり地形は砂岩, 頁岩の両方にまたがっており, その下方はRhondda砂岩の崖錐生産物に覆われ地形的に不明瞭であるが, 背後には明瞭な崖が露出している。図-12に示すように, この崖は極めて急傾斜 ($85^{\circ} \sim 90^{\circ}$) でその基部には転倒したRhondda砂岩の大きなブロックがあり, このブロックの後部の崖は背後の崖と形態的にぴったりと合わせることができる。このことから, 砂岩の大きなブロックは2つの主な節理に支配され背後の崖で分離したことは明らかである。因みに砂岩ブロックの層理面の傾斜は, 背後のRhondda砂岩の層理面の傾斜が $1^{\circ} \sim 5^{\circ}$ であるのに対し $20^{\circ} \sim 90^{\circ}$ まで変化する。砂岩ブロックの節理は開き, その体積は10%程増大している。そしてその構造は背後の崖で最も乱れが少なく, そこから離れるに従って破碎がひどくなり終には砂岩礫の崖錐生産物となっている。



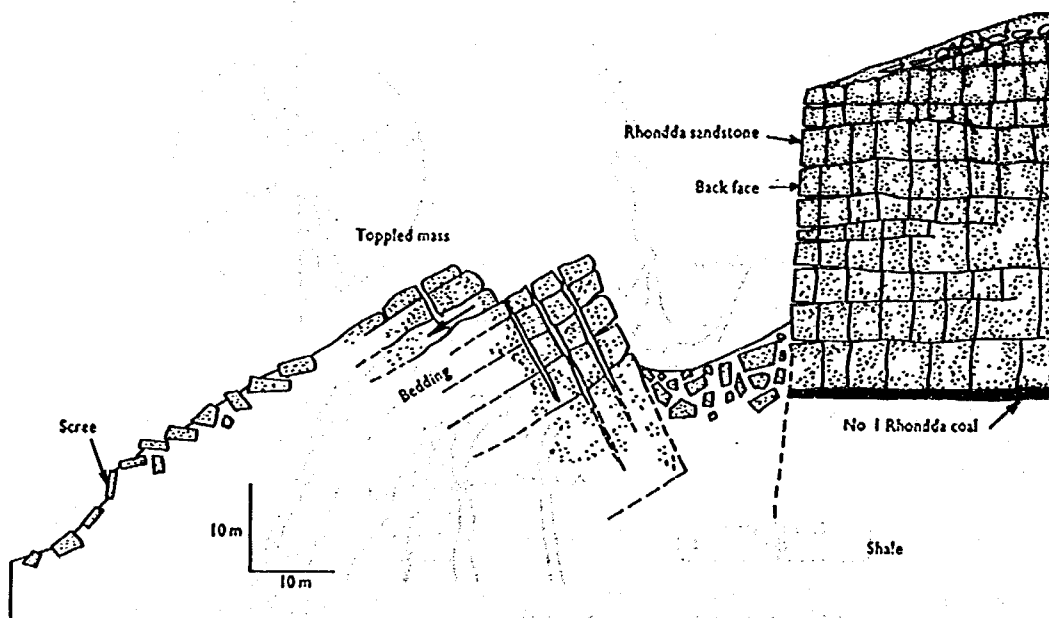
Map of the failure near Nant Gareg-Iwyd showing the strike of the major and minor joint sets; the spread of the major joint sets is shown as stippled; RaS=Rhondda Beds (mostly sandstone), Ll=Llynfi Beds (mostly shale); No. 1 and No. 2 Rhondda=coal seams

図-10 南ウェールズNant Gareg - Iwyd 付近の地すべり地形
(De Freitas et al. : 1973)



Possible stages in the development of the failure on Gareg-Iwyd; (a) an initially high water table in the Rhonddda Sandstone is supported by the shales beneath the No. 1 Rhonddda coal seam; the exposed shales on the slope are therefore below the spring line and constantly wetted; (b) post-glacial weathering weakens the exposed shale and initiates its downhill movement; the overlying sandstone follows, breaking whatever connexion it may have with the main rock mass and producing the rib-marks seen on the back face; the major tension crack acts as a drain into which groundwater flows; (c) failure develops until the sandstone ridge topples, having been rotated forwards from an original position that was near to horizontal

図-11 Gareg - Iwydにおける地すべり地形の形成過程
(De Freitas et al. : 1973)



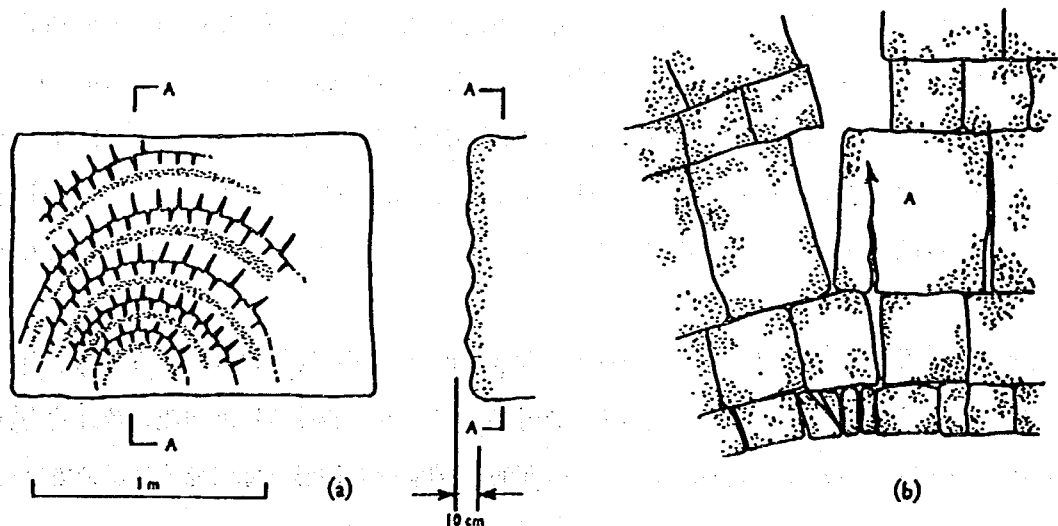
Section through back face area

図-12 Gareg - Iwydの地すべり地形の断面
(De Freitas et al. : 1973)

この地すべり地形の形成過程は図-11のようにまとめられている。(a)の段階では第1 Rhondda 石灰層の下頁岩が不透水層となって砂岩中に地下水面があり、頁岩は常に湿潤状態にある。(b)の段階は後氷期になり頁岩の風化が進行し始め、頁岩は斜面下方への運動を始める。そのため上にのる砂岩がそれに追従し、岩体に分離面ができ、主なテンションクラックは地下水の排水路の役割を果たすようになる。(c)砂岩は分離転倒し前方に回転する。以上のようにDe Freitas & Watters (1973)はこの事例をVarnes (1978)の転倒の例として記載している。しかし、この現象は砂岩中に挟まれる頁岩の運動により上にのる砂岩が追従して発生したものであり、むしろ側方伸長の事例である。

なお、De Freitas & Watters (1973)は砂岩が分離した崖にはrib markがかすかに残っており、この崖は節理面そのものではないことを述べている(図-13)。このようなrib markの形成の解釈として、図-13(b)のブロックAのように転倒ブロックの回転によって、図のように引っかかったブロックが引きずられテンションクラックが下から形成される、という説明がなされている。

このような下からの引きずり或は押し上げによるオープンクラックの存在は地すべり地形では十分注意すべき岩盤の構造であろう。



Field sketch map of rib-marks on back face; (b) possible situation that produced rib-marks in the surface of departure; blocks of type A are subjected to periodic loading as they interfere with the rotation of strata which are toppling

図-13 rib markの形成

(De Freitas et al. : 1973)

2. クリープ型地すべり地形

1に述べたようにVarnes (1978)による分類の中で、Beck (1968)の例やJahn (1964)の例及び岩盤中のフローに分類されているものがクリープ型地すべり地形に相当する。即ち、側方伸長型地すべり地形のように山体の内部構造の一部に基本的な原因があって山体が変位し地すべり地形を作ったのではなく、山体全体に起因する運動があり、それによって地すべり地形が形成されているものを総称してクリープ型地すべり地形とする。

り地形と呼ぶ。山体全体に起因する運動としては、微細な剪断面が多数生成し、それにより山体全体が動く、或いは褶曲や曲げ、膨隆などの現象を起こすもの、或いは粘性流動、等々が考えられる。また、大きな主剪断面を生じるようなものもあるかも知れない。いずれにせよ、原因については、これから究明されていくべきものが多い。現段階では、山体全体に起因する運動が考えられる地すべり地形を一括してクリープ型地すべり地形とする。

〔事例5〕東チロル、マトレイーグルンツェルベルク地方の例。

ここは、千枚岩や片岩から成る比高 1100 ~ 1200 m、平均傾斜 24° の斜面で、Zischinsky (1966) により "Sackung" の例として紹介されている。

Zischinsky (1966) によれば "Sackung" とは図-14のように特定の運動の集中する面或はゾーンをもたず、移動ブロック内での連続的変形の量が大い斜面運動と定義され、緩慢な運動速度を持っている。"Sackung" に対する言葉としては "Gleitung" が用いられ、これは運動の主要部がすべり面に集中し、移動ブロック全体がそれにより動くものである。運動速度は往々にして速い。このような Zischinsky (1966) の分類はいわばクリープとすべりに相当するものと考えていいものと思われる。

マトレイーグルンツェルベルクにおける "Sackung" の例では、片岩の一般的走向は東西で $50^{\circ} \sim 60^{\circ}$ の一般的な南傾斜をしている。しかし、地すべり地形の見られる斜面では片理面が逆転している所が見られ、図-15の平面図上点線で囲まれた部分では、それ以上で片理面の傾きが逆向きになる。これは移動ブロック内部での片理組織の構成要素*の内部回転 (internal rotation) が生じたものと考えられ、片理組織の構成要素の動きが地すべり地形全体の中では小さいことを示している。このような動きは広い意味で塑性的な変形と見なされる。

一方、地すべり地形頭部には、図-15の平面図及び断面図の太い実線で示されるような剪断面の形成と地形的変位が見られる。それらは片理組織の構成要素が小さいことや、岩質や片理組織の統計的均質性のために非常に明瞭かつ規則的に発達している。これらの剪断面は地すべり地形全体に発達するのではなく、下方

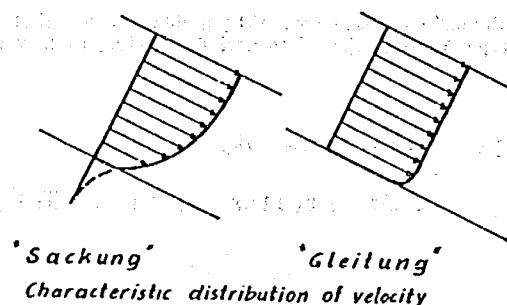


図-14 速度分布による分類

(Zischinsky : 1966)

* 片理に囲まれた1つ1つの細片。

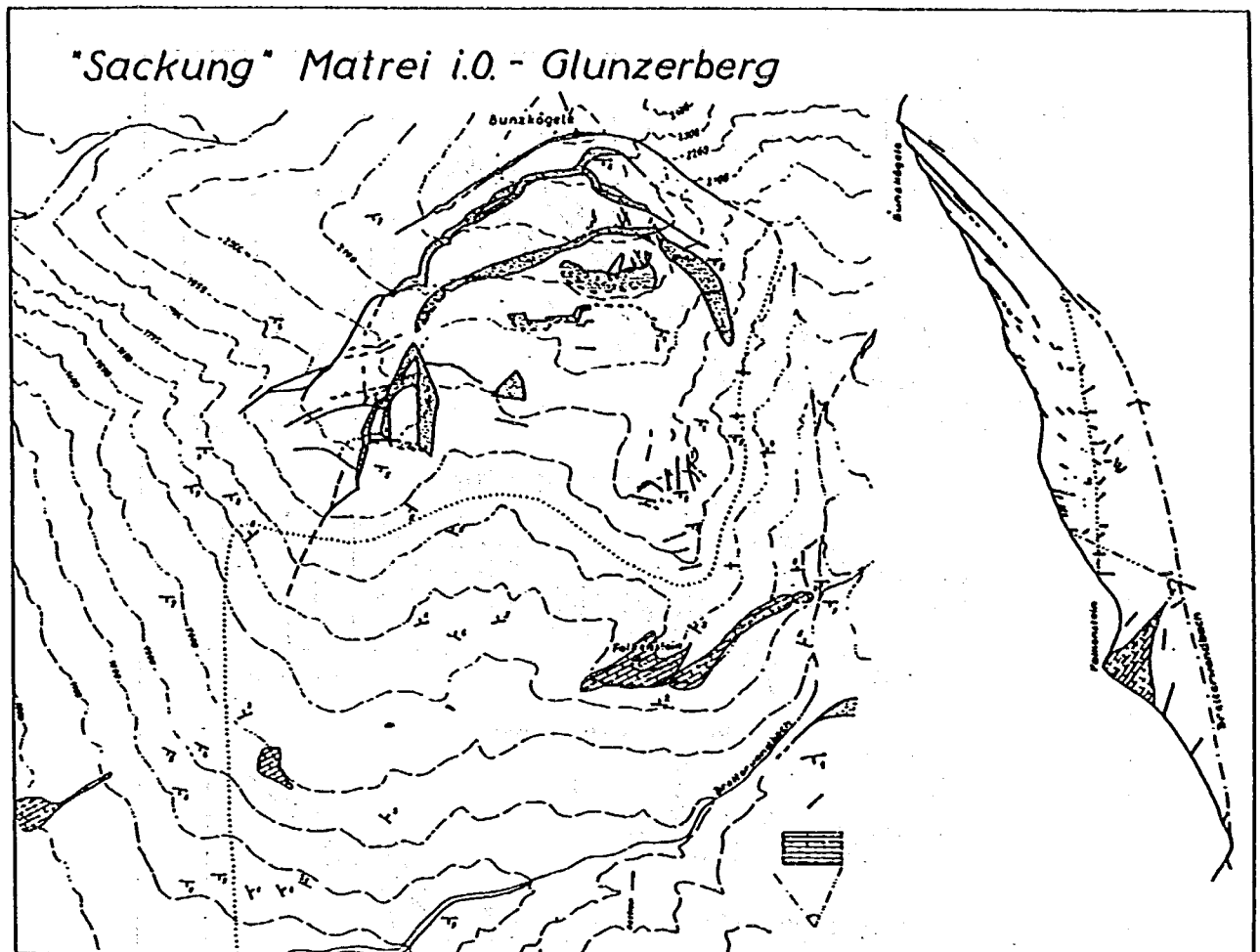


図-15 マトレイ-グルンツェルベルクにおける "Sackung"
(Zischinsky : 1966)

で消失してしまう。

以上のように、同じような地質条件を持つ片岩に発達した地すべり地形において上部には剪断による "Gleitung" の動きがあり、下部では片理組織に基づく細片の動きで全体として塑性的な動きとなり "Sackung" が認められる。このように、同じような物質と組織を持っていても異なる運動様式をもつことについて、Zischinsky (1966) は斜面下の応力分布の状況と、岩盤 (rock mass) 物性の違いとが関与するものと考えている。

この事例のように、片理や節理などが著しく発達した岩盤には多数の片理節理に沿って少しずつ変位し、岩盤全体としては塑性的クリープと見なせるという地すべり地形の例が多いものと考えられる。

Zischinsky (1966) は同じように "Sackung" と考えられる事例をいくつか図示している (図-16, 図-17)。

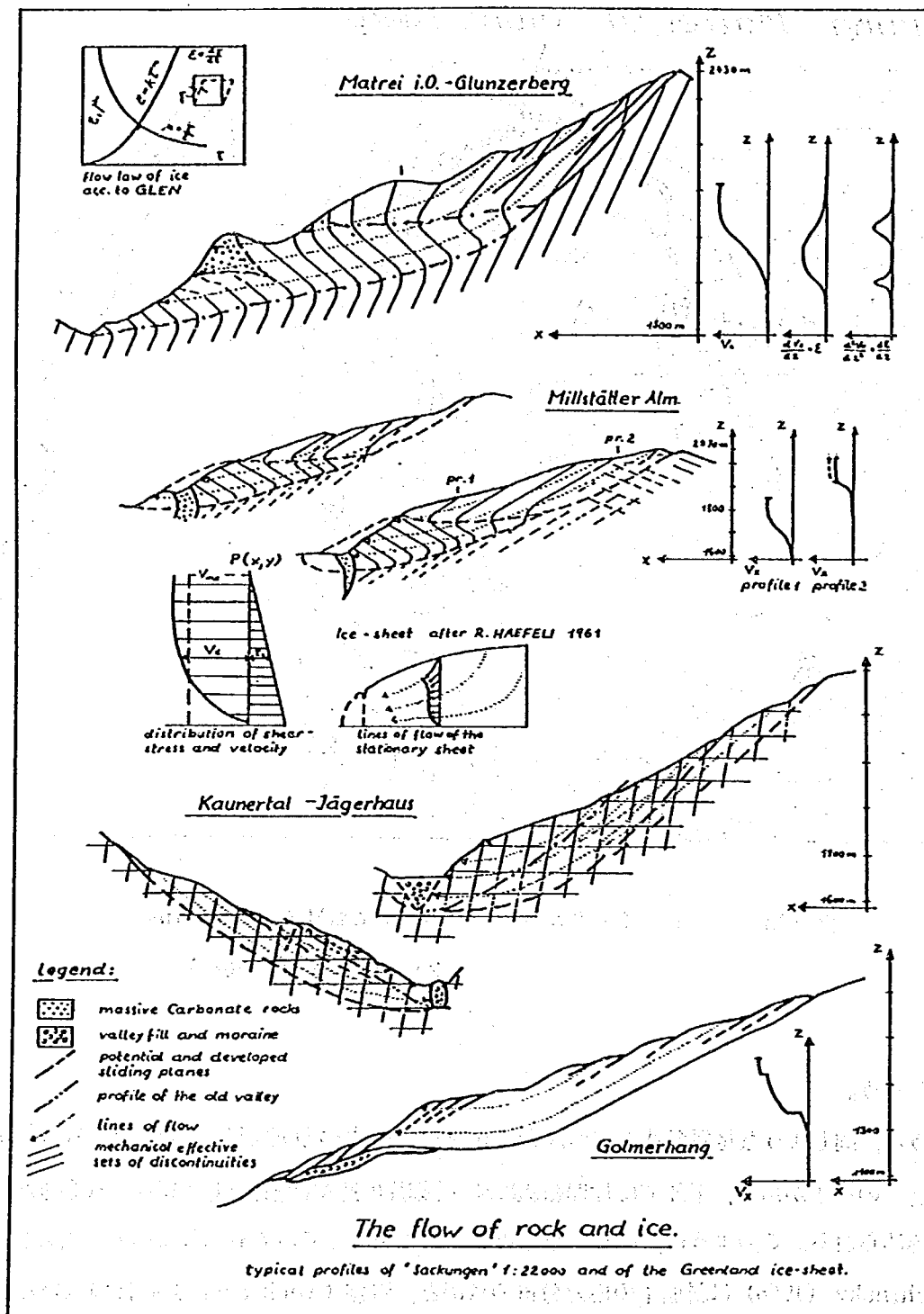


図-16 典型的な "Sackung" の断面

(Zischinsky : 1966)

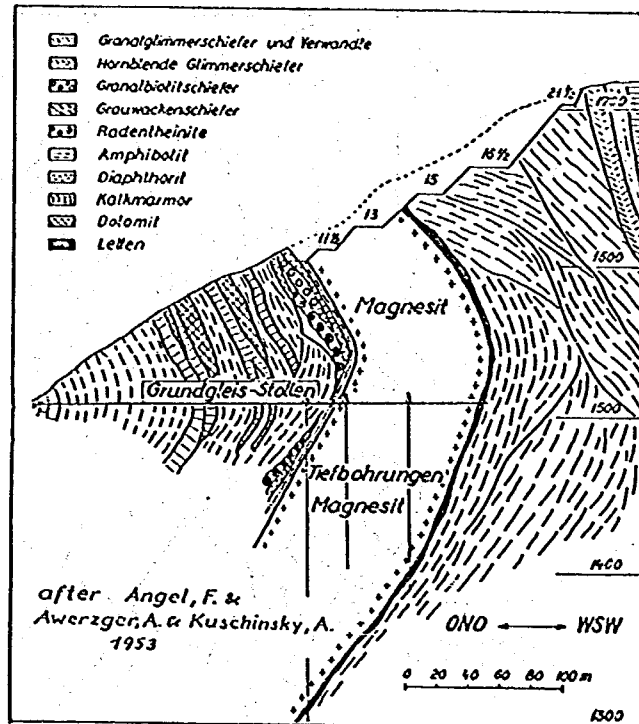


図-17 “Sackung”の例

(Zischinsky : 1966)

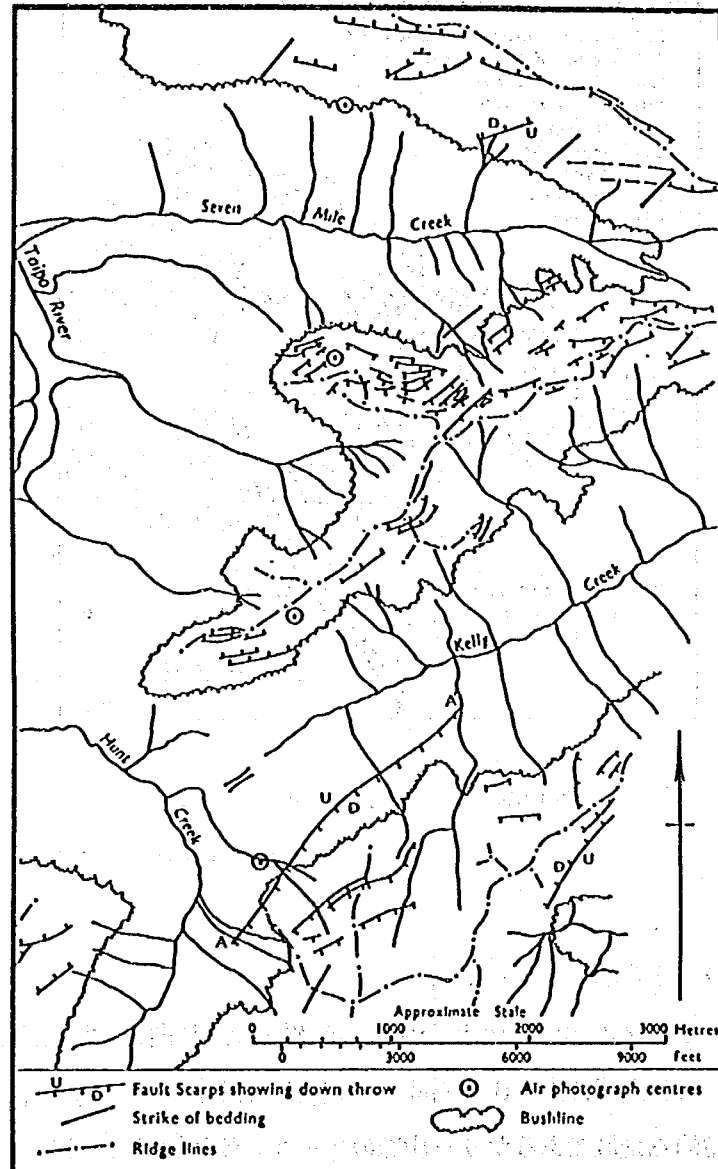
〔事例6〕ニュージーランド南島，ケリー山脈

ニュージーランド南島のサザンアルプスのケリー山脈には、斜面上方に向いた小崖が硬いグレイワッケ、アーザライト及び片岩から成る森林限界以上の山腹斜面や山稜上に発達する* (Beck, 1968), (図-18)。Beck (1968) によればその典型的な地域であるケリー山脈のアーサー峠西側 (図-18) では、小崖は1kmに及ぶ長さで10mに及ぶ比高とを持ち、弧状の平面形を成しており、必ず斜面上方へ崖を向けている。このような地形はこれまで“二重山稜”などと呼ばれてきた地形と同様のものである。Beck (1968) によれば、ここでは、同様の小崖が山稜の両側に厳密にはないが、ほぼ一対になって見られる。また、小崖の基部と頂部での風化や植被の程度が同じなので、この小崖は徐々に形成されたのではなく、一時に形成されたものだとしている。

この山地では、図-19に示すような「仏塔」状の断面形をしており、3km又はそれ以上の間隔で発達する主谷との比高は1,000mを越える。「仏塔」状の断面の下半は氷蝕による急斜面で45°～50°の傾斜を持ち、比高は400～1,000mである。また、上半部は下半部との間に傾斜変換点を持ち、平均40°以下の緩傾斜となっている。上半部の山稜頂部は再び急斜面となっている。小崖は上半部の斜面に見られる (図-19)。

Beck (1968) はこのような小崖の成因について次のように考えている。まず、a) 小崖の方向は山稜の方向如何に拘らず山稜と平行である。これはもし、これらの小崖がテクトニックな断層であるとする有り

* 森林限界以下にも数少ないが見られる。



Map showing distribution of scarps on Kelly Range, Arthur's Pass.

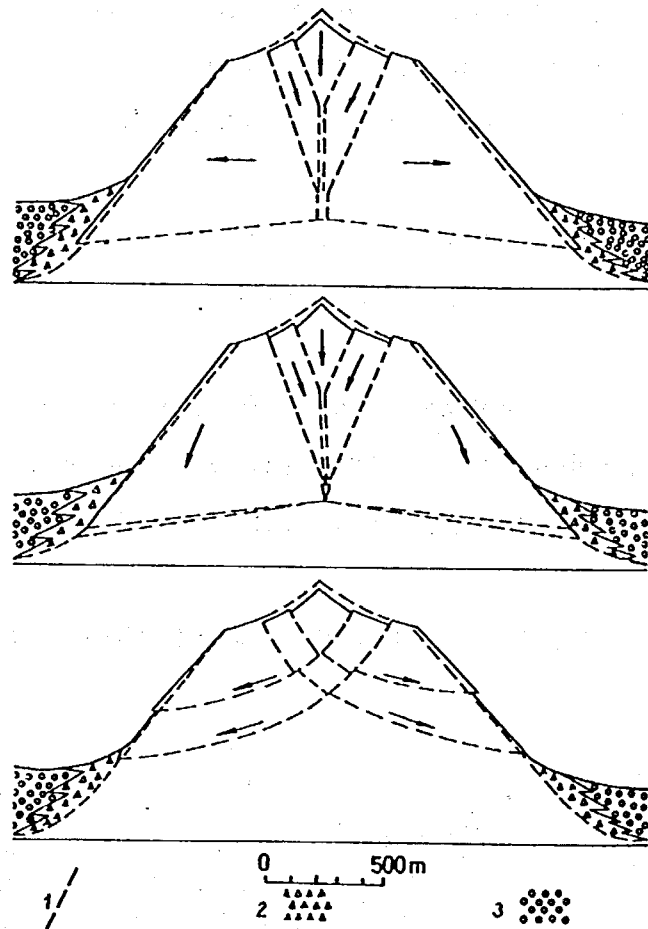
図-18 ケリー山脈、アーサー峠付近の小崖地形の分布

(Beck : 1968)

難しいことである。b) 各山稜上の多数の斜面を横断する変位を欠くことは、これらの小崖が1つの深部からの断層の地表での表現であると考えられる可能性を排除する。という二点から、小崖は氷河の後退による極急斜面の出現により重力性の運動が起こり形成されたものとしている。

このような成因については塑性的な流動が考えられるが、この場合のように硬いがもろい岩盤では考えにくいとして、図-19のような剪断面を考えたメカニズムの仮説をたてている。Beck (1968) はこのうちa), b) が最も可能性の強いものと考えている。

以上のようなBeck (1968) の考え方によれば、このような事例はクリープ型地すべり地形に属するものではなく別の1類型を設けるべきであろう。しかしながら、Beck (1968) の考え方はあくまで仮説であり、これを支持する地形或は地質的根拠が特に山体下部で得られている訳ではない。



Schematic cross-section showing the types of the Kelley Range ridge rupture, 1 - shear planes, 2 - debris, 3 - gravels.

図-19 重力性断層崖の形成機構と考えられるモデル

(Beck : 1967)

Beck (1968) も述べているように、800 mの深さでの応力は 220 kg/cm^2 でありグレイワッケの破壊強度 ($1,900 \text{ kg/cm}^2$)* アーザライトの破壊強度 ($1,400 \text{ kg/cm}^2$)* に比べ僅かに10~15%である。もちろん、岩盤には種々の不連続面や弱面があり、地山強度はかなり小さくなるであろう。しかし、それを考慮しても、両者の違いは大きい。そこで、Beck (1968) は何らかの小さな動きを発生させる引き金を考え、慣性により生じた応力が岩盤を破砕させると考えている。その引き金は地震であるとし、M5~6の地震により1 kmの長さ、500 mの巾、800 mの深さを持つ楔状の岩体が10 mの変位をし得るものと考えている (図-19)。

Beck (1968) のこのような考え方に筆者は否定肯定いずれを行なう資料も持ち合わせていない。しかし、小崖の存在から何らかの剪断面が地表付近では形成されていることは十分推定されるが、山体深部にまで、このような剪断面が形成されるという仮説には疑問を持たざるを得ない。地表は上部からの拘束を受けない自由面であるのに対し、山体深部は大きな封圧を受けている。このような違いを考えると、山体深部では剪

* ニュージーランド建設省による。

(1961 - 1967)

断面の形成を伴わず塑性的な動きをすることも十分考えられる。今後の研究が望まれる。

いずれにせよ、斜面上方に向いた小崖は山稜頂部の相対的な沈降を伴っており、山体全体の応力状況に起因するものであり、地形的条件に支配されたものであることは確実である。

〔事例7〕アメリカ・ワシントン州・オリンピック山地の大規模クリープによる山稜上の凹地

アメリカ・ワシントン州のオリンピック山地には山稜上に線状凹地がよく発達する（Tabor 1971, 図-20, 図-21）。

Tabor（1971）はそれらのうち露頭の状況のよい例を紹介している（図-22）。そこでは厚い砂岩が見られ、急傾斜で南西へ傾く。線状凹地はこの砂岩の走向に平行に発達する。線状凹地の斜面上方側の斜面では地層の乱れはないが、斜面下方側の斜面では地層は緩やかに北東側に傾き、破碎されている（図-22の断面A-A'とB-B'を比較）。

図-23のスケッチに示すような小さな線状凹地の例でも斜面下方側の斜面で本来急な傾きを持つ砂岩層が

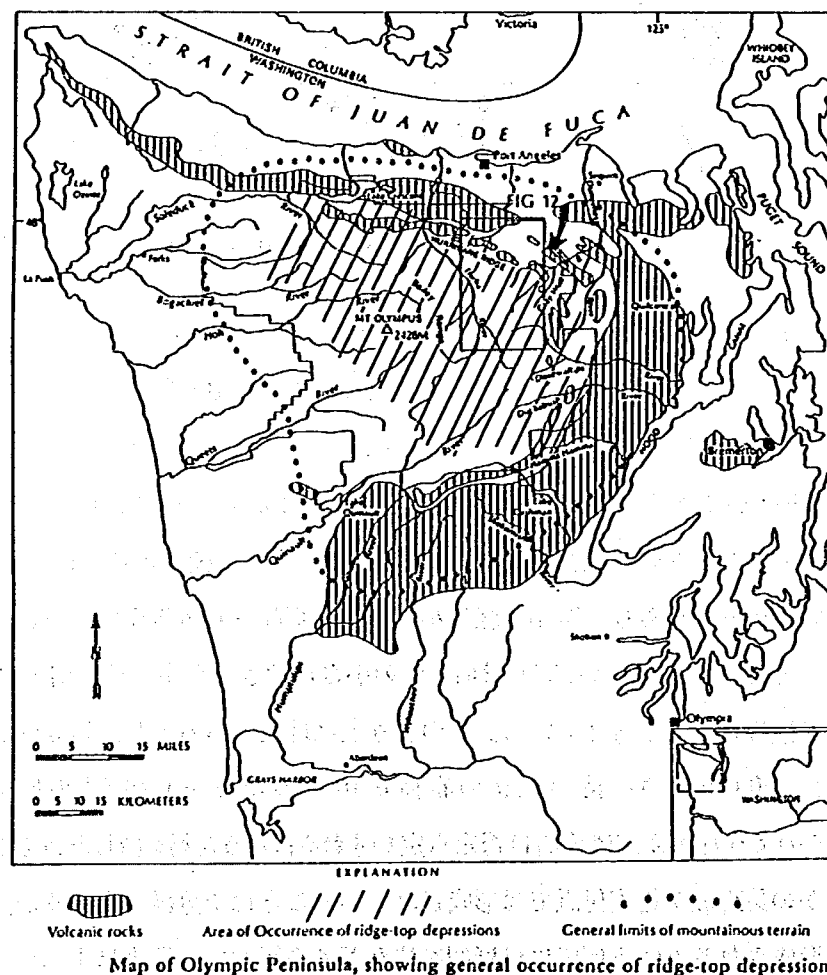
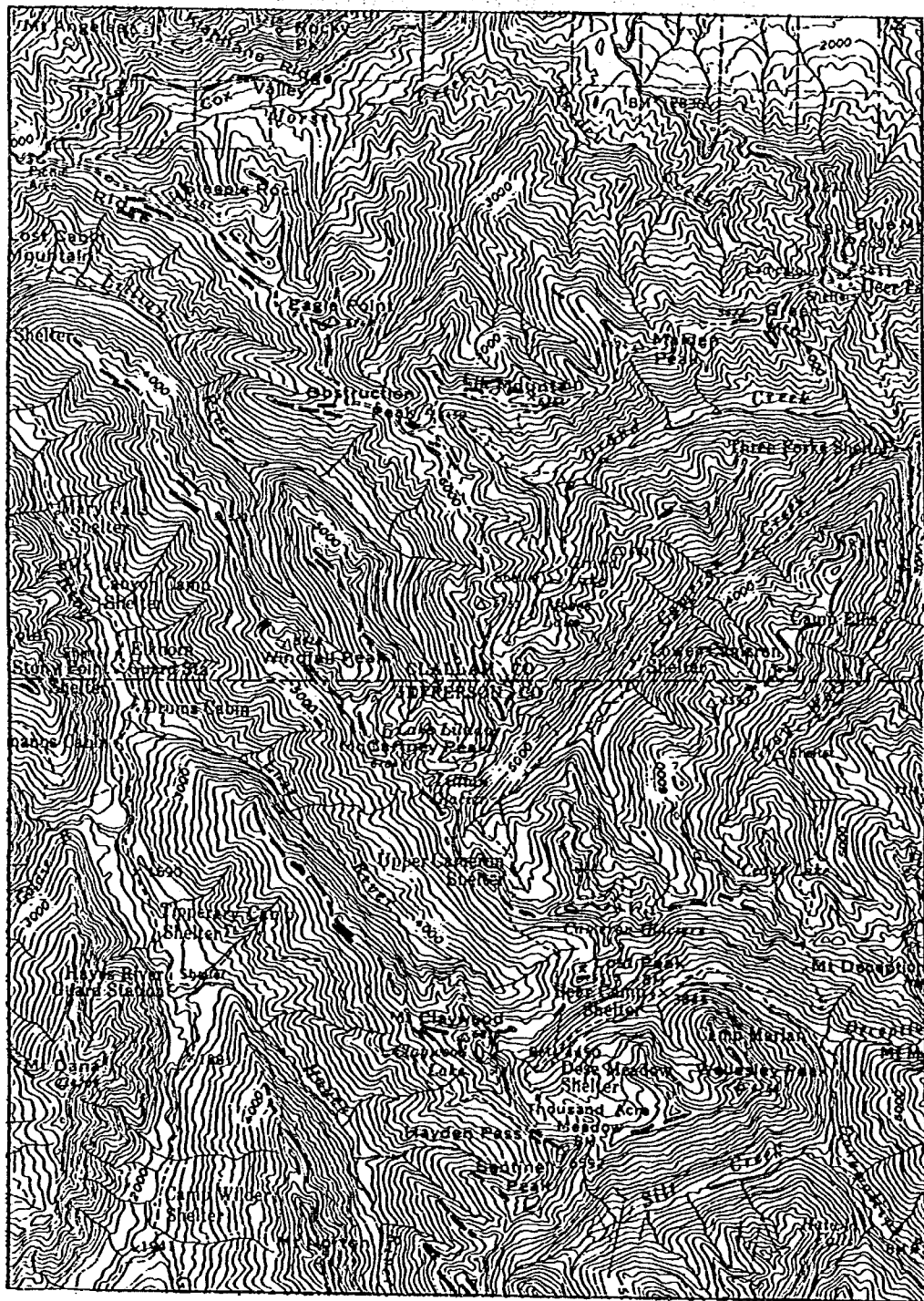


図-20 アメリカ・ワシントン州・オリンピック山地の大規模クリープによる山稜上の凹地

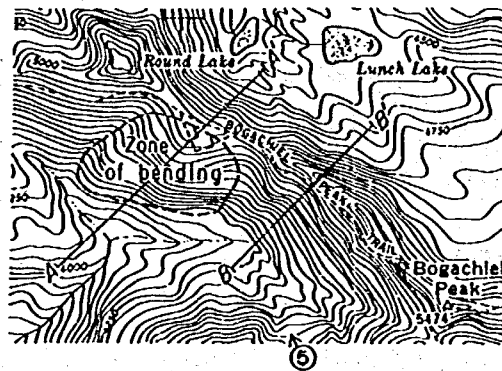
（Tabor : 1971）



Map showing distribution of ridge-top depressions in the Mount Angeles quadrangle. Data from field notes and aerial photographs.

図-21 アメリカ・ワシントン州・オリンピック山地の大規模クリーブによる山稜上の凹地
(野外調査と空中写真判読による)

(Tabor : 1971)



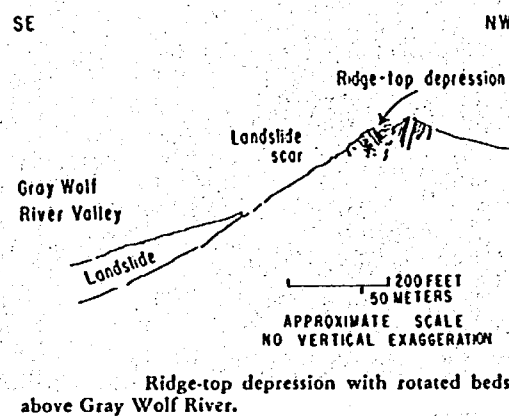
0 0.5 MI
0 0.5 KM
CONTOUR INTERVAL: 50 FEET
NO VERTICAL EXAGGERATION



Map and cross sections of the ridge-top depression at the head of the Bogachiel River.

図-22 線状凹地の断面図

(Tabor : 1971)



Ridge-top depression with rotated beds above Gray Wolf River.

図-23 重力性クリープの例

(Tabor : 1971)

緩く逆傾斜している。

上記のような例についてTabor (1971) は重力性のクリープによるものと考えている。その原因としては、氷河後退により残された極急斜の斜面での応力解放が重要であるとしているが、より緩傾斜の斜面でも発生

しているところから、岩盤自体の不安定性も関与しているものと考えている。

Jahn (1964) もチェコスロヴァキアのタトラ山地で同じような線状凹地について報告している。ここでは尾根頂部から斜面下方に向い数列の線状凹地が発達し、斜面下方ほど浅くなっている。このような線状凹地の成因として Jahn (1964) は凹地下方の斜面の傾動によるテンションを考えている。このような斜面の傾動は重力による岩盤の変位によるものとし、その証拠として線状凹地の1つで岩盤のすべり面が観察されていることをあげている。

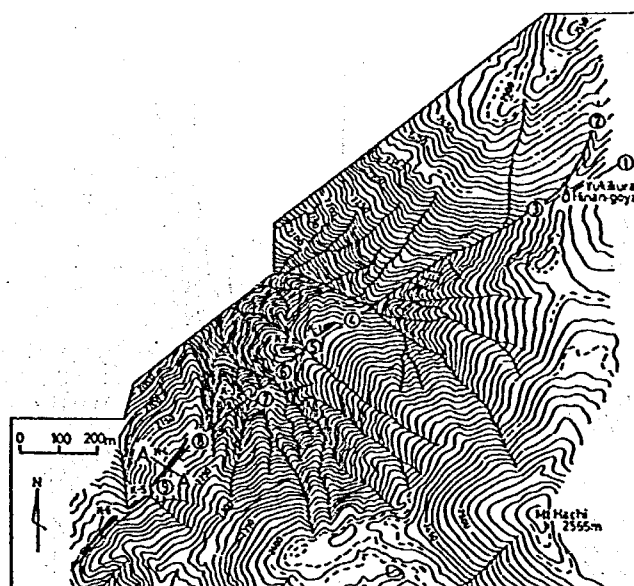
〔事例8〕日本における事例

北アルプスや南アルプスなどの日本の高山には古くから“二重山稜”と呼ばれた山稜或は上部山腹斜面に線状の凹地地形があることが知られていた(辻村:1932)。このような地形は高山特有のものとされ、長らく周氷河作用により形成されたものと考えられてきた(小林:1955, 式:1960)。しかし、最近、このような地形を重力性の正断層による地形ととらえる考え方が提出され、有力な成因解釈となりつつある(相馬:1974, 桧垣:1977, 松岡:1979, 上本:1978, 清水他:1980, 八木:1981)。また、このような地形は必ずしも高山に限られないことが明らかになってきている(江川:1979, 八木:1981)。このような地形は〔事例6〕や〔事例7〕のBeck (1968), Jahn (1964) により紹介された地形と同じ形態的特徴や成因的特徴を持ったものと考えられる。日本では、ドイツ語のDoppelgrate を邦訳した二重山稜、線状凹地、線的凹地、小崖地形などの用語が使われているが、いずれにせよ、山稜上或は山腹斜面上に線状の平面形をもつ凹地と斜面上方に向く小崖を併せ持った地形である。

前述したように、北アルプスや南アルプスでは多数の線状凹地がみられる。図-24は赤石山脈南部における鈴木(1975)による線状凹地の分布図である。図-25~27はそれぞれ北アルプス、南アルプスの各地における線状凹地の例を地形図上に図示したものである(相馬:1974, 上本:1978, 清水他:1980)。これらの例で見てわかるように、線状凹地の大部分は山稜に平行な方向性を持っている。しかし、中には尾根を切断したり、又尾根には平行であるが、主稜線には直交する方向を持つものなども存在する。これらの線状凹地をつくる斜面上方に向く小崖には、図-25, 28, 29に示すような正断層が見つっている例も存在する(相馬:1974, 上本:1978, 松岡:1979)。

清水他(1980)はこのような線状凹地を作る斜面上方に向く小崖に着目して小崖地形と呼び、この小崖地形が後氷期の若い谷底や新らしい堆積地形を切っているところから一種の断層地形と考えた。そして、これらの断層地形が小規模で散在的であること、変位に累積性が認められないこと、分布が稜線付近に限られ、小崖地形と稜線が平行関係にあることから、これらの小崖地形が広域的な応力場のもとで形成された断層地形ではなく、局地的な応力に支配されているものと考えた。

さらに、小崖地形は一般に稜線を挟んで対称的に分布し、小崖は稜線側を向いていること(図-26, 30)、小崖地形が尾根を切るところでは斜面下方へ凸状の弧を成し、谷を切る所では斜面上方へ凸状を成す傾向があることから、これらの小崖地形を作る断層は正断層であるとした。また、小崖地形の平面形は稜線付近では直線状であるが、斜面下方に向うに従い弧状を成すものが多く、そのわん曲の度合も大きくなる(図-



(等高線間隔は 10 m) ①～⑥ は断層露頭, K-1～K-6 はケルンバット

図-26 野口五郎岳付近の低断層崖分布図

(清水文健：1980)

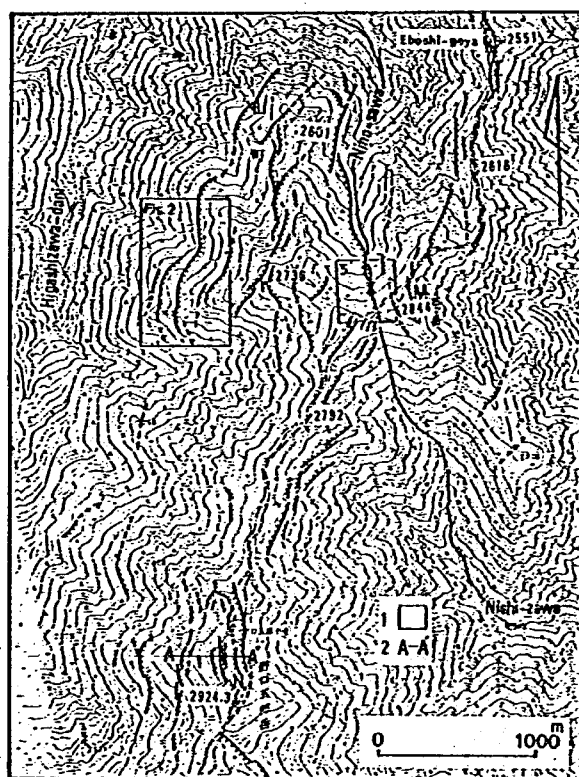


図-27 鉢岳西斜面の地形図

(上本進二：1978)

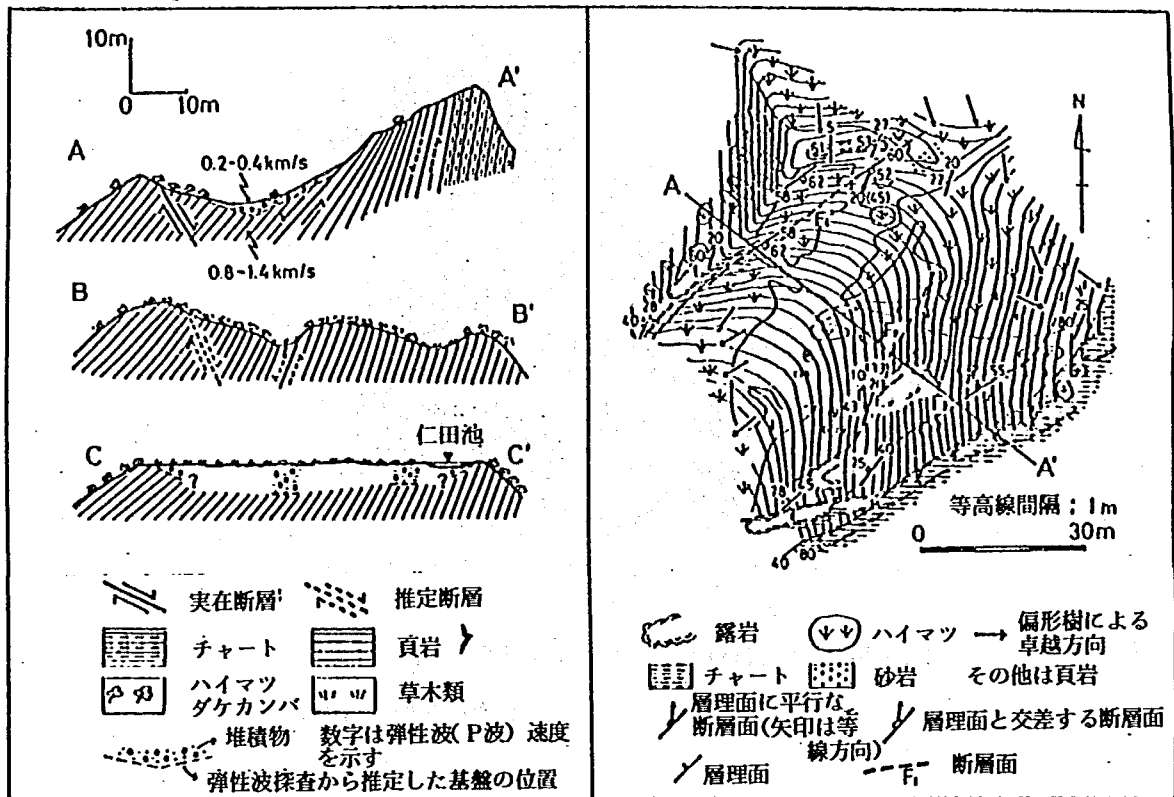


図-28 a 仁田池線状凹地の横断面
b 仁田池線状凹地上部の地質・地形・植生
(松岡憲知：1979)

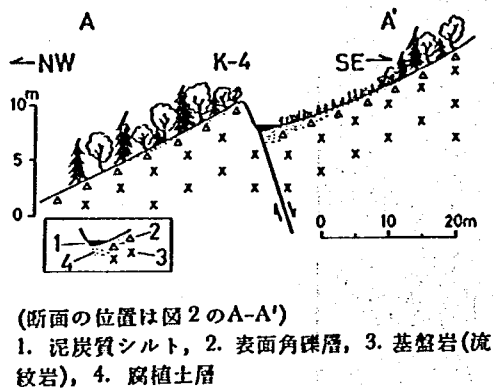


図-29 線状凹地 (K-4) の模式断面図
(上本進二：1978)

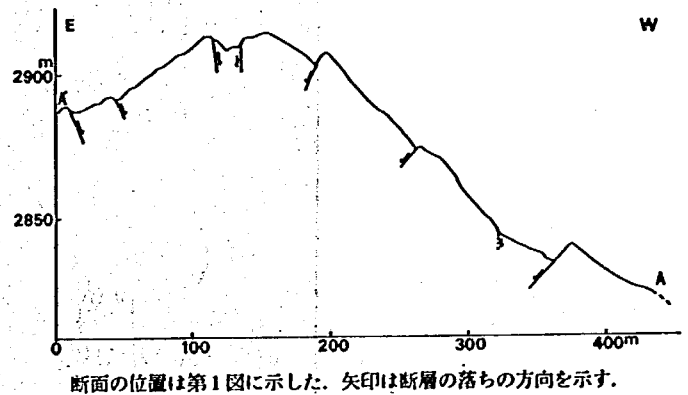


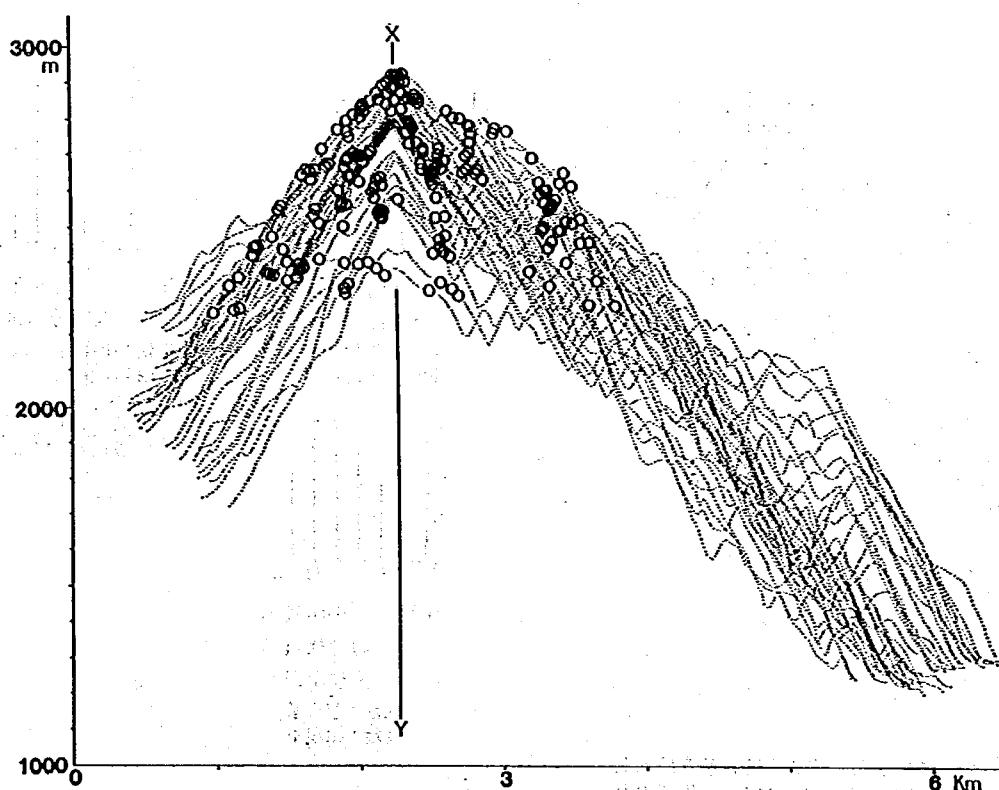
図-30 野口五郎岳付近主稜の横断面図
(清水文健他：1980)

26)。このことから稜線近くほど傾きの大きい正断層があり、楔状断面形をもつ正断層群が発達するものと考えた(図-30)。

清水他(1980)はさらに図-26で野口五郎岳と烏帽子岳で小崖地形の発達に差があることに着目し、小崖地形の発達には一定以上の起伏量が必要である(図-31)が、一定高度以上の山体の体積が大きいほど小崖地形の発達がよいと述べている。

以上のように、清水他(1980)は飛騨山脈に発達する小崖地形の成因について、第四紀における急激な隆起とそれに伴う河川の急激な下刻によって、山体内部の応力が側方に解放し山体が膨み伸長して稜線部に正断層を生じたものと考えた。このような考え方によるモデルが清水(1978)により提出されている(図-32)。

一方、八木(1981)は小崖地形の分布を東日本、中央日本について空中写真判読によって調査し、図-33に示すような分布密度図を得た。それによると分布密度の高い地域は、真昼山地、赤石山脈、飛騨山脈、木曽山脈、両白山地など第四紀の垂直隆起量の大きい地域と一致した。また、小崖地形の出現高度や起伏量との関係などを調べ、小崖地形が高山地域によく発達するが、低山地域でも見られること(図-34a)、小崖地形は圧倒的に尾根の稜線付近に出現すること(図-34b)、小崖地形の8割以上が600m以上の起



X—Y: 野口五郎岳から三ッ岳付近までの稜線 丸印: 各断面を横切る低断層崖の位置。2.5万分の1地形図「烏帽子岳」を5mm間隔で東西に切った線に沿う地形断面を、各断面の主稜線の位置をそろえて並べたもの。

図-31 低断層崖の高度分布

(清水文健他: 1980)

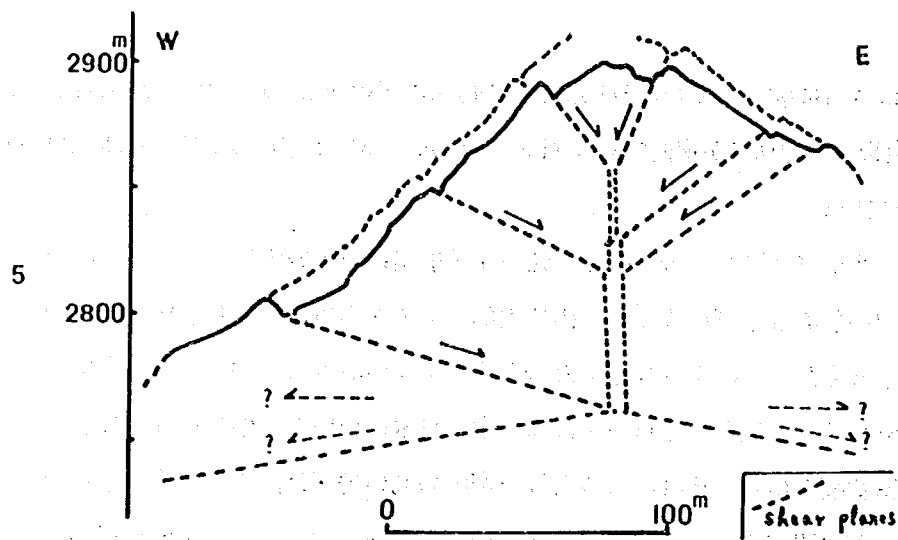
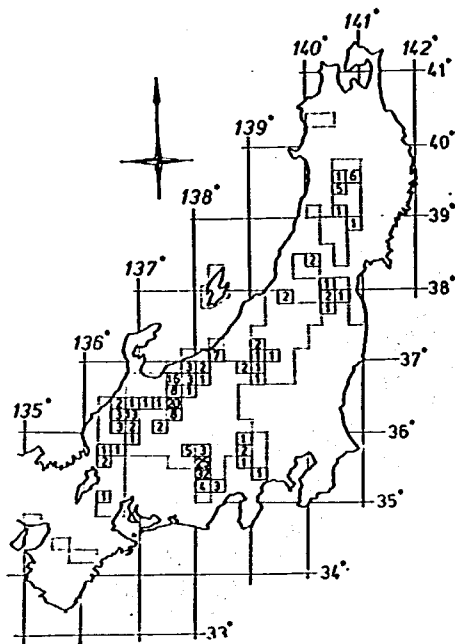


図-32 地割れ地形とGravitational spreading

(清水文健：1978)



数値は1/50,000地形図1図幅あたりの小崖地形の総延長距離で、小数点以下を切り上げた。単位はkm、数値のない部分には小崖地形が認められない。

図-33 小崖地形の分布密度図

(八木浩司：1981)

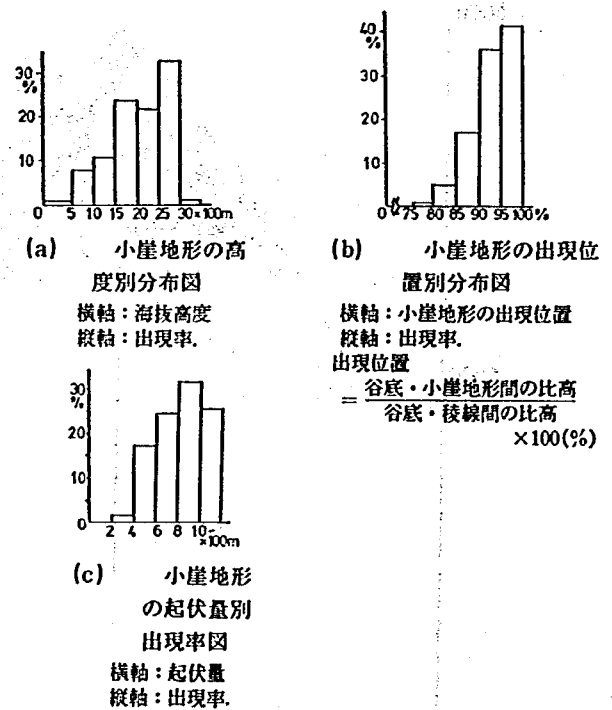


図-34 (a) 小崖地形の高度別分布図

(b) 小崖地形の出現位置別分布図

(c) 小崖地形の起伏量別出現率図

(八木浩司：1981)

伏量の地域に出現すること（図-34 c）を明らかにした。

八木（1981）はさらに清水他（1980）の小崖地形の山体の膨みと伸長による重力性断層説を検討するために有限要素法による数値実験を行なった。この実験では、飛騨山脈北部で小崖地形の発達認められる平均的山体断面を用い、計算は弾性体、二次元平面歪問題として扱い荷重は鉛直方向に山体の自荷重のみを加えている。

この結果、図-35のように、山体の稜線部の沈下と下部斜面での膨み、伸長が発生するという結果が得られ、図-36 a のような応力分布と図-36 b の脆性破壊の予想される要素の分布が得られた。この結果は一応、小崖地形の分布を合理的に説明する結果となっている。

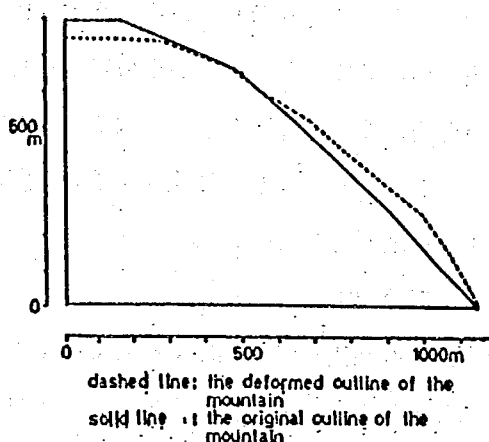
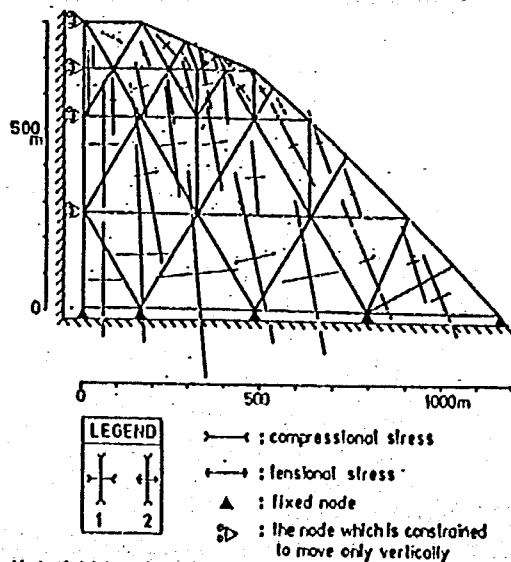


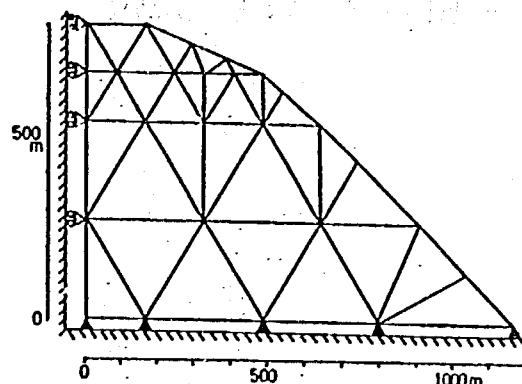
図-35 山体の自荷重による変形像

（八木浩司：1981）



山体を分割する各要素ごとに、最大主応力、最小主応力の方向・大きさと、それらの応力状態を示す。ハッチ部は、最大・最小主応力が共に圧縮応力（凡例1参照）である要素を示し、白抜き部は、最大主応力が圧縮応力、最小主応力が引張応力（凡例2参照）である要素を示す。

(a)



ハッチ部の要素で脆性破壊が発生しうる。
白抜き部の要素では脆性破壊発生の可能性はない。

(b)

図-36 (a) 山体の自荷重による応力分布図

(b) 脆性破壊の発生が予想しうる要素の分布図

（八木浩司：1981）

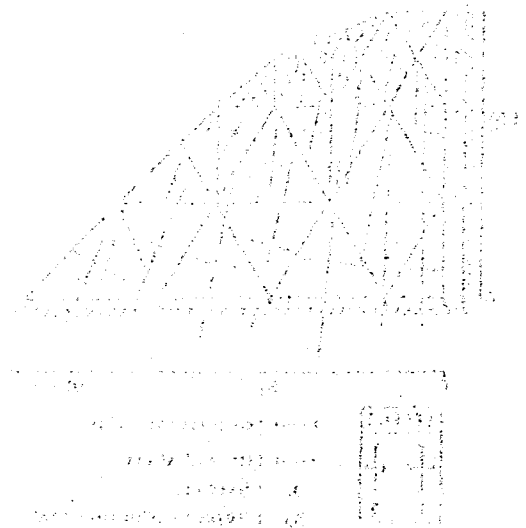
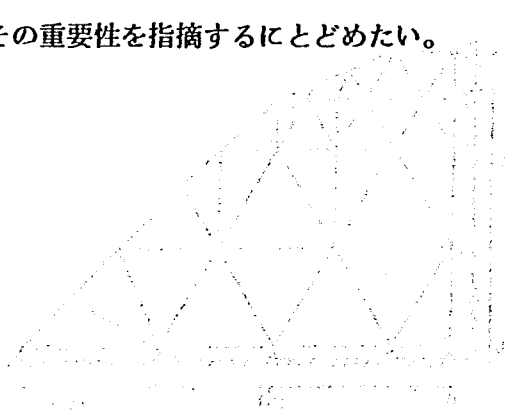
八木 (1981) はこれらの結果から清水他 (1980) と同じく、山地の急激な隆起とそれに伴う激しい下刻により山体側方の応力が解放され、山体の膨み伸長により山稜部に正断層が形成され小崖地形が形成されるものと考えている。

以上のように日本に見られる線状凹地又は小崖地形は山体を刻む谷が後氷期になり急速に深くなっていく過程で山体側方の支持を失い、応力解放が生じて山体が膨み伸長したことに起因する重力性の正断層であるという考えが有力になりつつある。

しかし、前述したように筆者は、これらが正断層であるとしても、清水 (1978) のモデルに示されているように山体深部にまで剪断面が形成されるという考え方には疑問を持たざるを得ない。八木 (1981) の数値実験は地質的要素は取り入れられておらず、また、平面二次元解析であるなどその結果の解釈には限界があるが、脆性破壊は比較的浅い部分で発生することを示している。八木 (1981) も述べているように、深部では高い封圧下で塑性的な流動が発生し易い条件にあることが十分考えられる。山体深部では自荷重により塑性流動が起こるのに対し、山稜上の地表近くでは封圧が小さくなるため剪断面が形成され、山稜部が落ちこんで線状凹地、或は小崖地形ができるというモデルも十分検討する必要があると思われる。いずれにせよ、これらの線状凹地、小崖地形も地すべり地形として扱われるべきであり、山体全体に起因する運動と見なされるのでクリープ型地すべり地形として分類する。

このような重力による山体の運動は土木地質学的に極めて重要であると考えられるが、これまで、土木地質学の分野で十分な研究が進められてきたとは言えないようである。それは、1つには、このような作用は地形的表現があって始めて認識できるためであると思われる。これまで、地形学の分野からの土木地質学への貢献が余りに少なかったことがこのような作用の重要性を認識させることがなかった大きな理由であろうと考えられる。

主として重力によるクリープ型地すべり地形の研究はまだその緒についたばかりであり土木地質学上、特にダム地質にとっての重要性は今後の研究に待つところが大きい。本稿ではクリープ型地すべり地形の存在とその重要性を指摘するにとどめたい。



引 用 文 献

- 1) Beck, A. C. (1968) : Gravity faulting as a mechanism of topographic adjustment. N. Z. Jour. Geol. & Geophys., 11 191 ~ 199.
- 2) Bush and Bromfield (1966) : Geologic map of the Dolores Peak quadrangle, Dolores and San Miguel Counties, Colorado U. S. Geol. Survey Geol. Quad. Map GQ - 536.
- 3) De Freitas, M. H. and Watters, R. J. (1973) : Some field examples of toppling failure. Geotechnique, 23 - 4, 495 ~ 513.
- 4) 江川良武 (1979) : 地形による山地地盤調査法, 建設省東北地方建設局
- 5) Ferguson (1967) : Valley stress release in the Allegheny Plateau. Eng. Geology, 4 - 1, 63 - 71.
- 6) 古谷尊彦 (1980) : 地すべりと地形. 武居有恒編 「地すべり・崩壊・土石流」 鹿島出版会
- 7) 桧垣大助 (1977) : 飯豊山地山稜部の地形について. 東北地理, 29, 212 ~ 220.
- 8) Jahn, A. (1964) : Slope morphological features resulting from gravitation. Zeitschrift für Geomorphologie, Suppl. Band, 5, 59 ~ 72.
- 9) 小林国夫 (1955) : 『日本アルプスの自然』 築地書館
- 10) 松岡憲知 (1979) : 赤石山脈主稜線付近の線状凹地. 日本地理学会予稿集, No 16, pp. 6 ~ 7.
- 11) Matula, M. and Nemčok, A. (1968) : Engineering geology and Slovak Carpathians. 23 rd Int. Geol. Congr. Guide to Excursion 28 AC.
- 12) 中村浩之 (1976) : チェコスロヴァキア, オーストリアにおける地すべり等の 2, 3 の問題. 地すべり, 12, No 4, 2 ~ 10.
- 13) Nemčok, A., Pašek, J. and Rybář, J. (1972) : Classification of landslides and other mass movements. Rock Mechanics, 4 - 2, 71 ~ 78.
- 14) Radbruch - Hall, D. H. (1978) : Gravitational creep of rock masses on slopes. in Voight, B. ed. "Rockslides and Avalanches, I." pp. 607 ~ 657. Elsevier.
- 15) Radbruch - Hall, D. H., Varnes, D. J. and Savage, W. Z. (1976) : Gravitational spreading of steep-sided ridges "Sackung" in western United States. Bull. Int. Assoc. Eng. Geol., 14, 23 ~ 35.
- 16) Rybář, J., Nemčok, A. (1968) : Landslide investigations in Czechoslovakia. Proc. of Int. Assoc. of Eng. Geol. Prague.
- 17) 式 正英 (1960) : 赤石山地北部の地形について, 辻村太郎先生古稀記念論文集, 224 ~ 238.
- 18) 清水文健 (1978) : 高山地域における大規模崩壊の一原因としての gravitational fracture, 昭

和53年度砂防学会発表会概要表 14 ~ 15.

- 19) 清水文健, 東郷正美, 松田時彦 (1980) : 日本アルプス・野口五郎岳付近における小崖地形の成因. 地理学評論, 53, 531 ~ 541.
- 20) 相馬秀広 (1974) : 白馬岳北部におけるいわゆる“二重山稜”. 日本地理学会予稿集, No 6, 104 ~ 105.
- 21) 鈴木郁夫 (1975) : 赤石山地南部の線状凹地. 式正英編著, 日本の氷期の諸問題, 古今書院
- 22) Tabor, R. W. (1971) : Origin of ridge - top depression by large - scale creep in the Olympic Mountains, Washington. Geol. Soc. Amer. Bull. 82, 1811 ~ 1822.
- 23) 寺戸恒夫 (1978) : 奥羽山地中央部の大規模 mass movement. 東北地理, 30 - 4, 189 - 198.
- 24) Ter - Stepanian (1974) : Depth creep of slopes. Bull, Int. Assoc. Eng. Geol. 9, 97 ~ 102.
- 25) 辻村太郎 (1932) : 新考地形学 古今書院
- 26) 上本進二 (1978) : 白馬岳北方鉢岳西斜面の新期断層地形. 第4紀研究 17, 171 ~ 175.
- 27) Varnes, D. J. (1978) : Slopes movement types and processes. Landslides Analysis and Control, T. R. B., Spec. Rep., No 176, pp.11 ~ 33.
- 28) 八木浩司 (1981) : 山地に見られる小崖地形の分布とその成因, 地理学評論, 54, 272 ~ 280.
- 29) Yeend, W. E. (1969) : Quarternary geology of the Grand and Battlement Mesas area, Colorado : U. S. Geol. Survey Prof. Paper 617, 50pp.
- 30) Yeend, W. E. (1973) : Slow - sliding slumps, Grand Mesa, Colorado. The Mountain Geologist 10, No 1 p.25 - 28.
- 31) Záruba, Q. and Mencl, V. (1969) : *Landslide and Their Control*. Elsevier.
〈松尾新一郎ほか訳 (1971) : 地すべりとその対策 鹿島出版会〉
- 32) Zischinsky, U. (1966) : On the deformation of high slopes. Proceedings of the First Congress of the Int. Soc. of Rock Mechanics, Lisbon, 6 -11, pp. 179 ~ 185.

質 疑 応 答

齊藤（土研）： ただ今地すべりのタイプを多くの事例をもって説明していただきまして大変参考になりました。それで事例には海外の例が多いのですが、日本ではどのようなタイプのものが多いのかということ、それから地形的にあるいは地域的に特異な分布をするのかということ、あと1つ、タイプ別に対処方法がかなり異なると思うのですが、例えばダムの地すべり調査の場合、調査法や判別にあたってどのような点に注意しなければならないかを教えていただきたいのですが。

星埜（東北地建）： 非常に根本的な問題で私も経験が浅いので、正確に答えられるか自信がないのですが、まずどのタイプの、——今齊藤さんが地すべりと言われましたが、私は地すべりとは言っていないで地すべり地形と言いたいのです。というのは地すべりという動きに対する対策が考えられますが、私は地形自体を考えていますので、地すべり地形と訂正させていただきたいのです。——その上でどのタイプの地すべり地形が多いかということですが、空中写真を見るとスランプ型や層すべり型が多い様です。それから大規模崩壊型の地すべり地形も結構多い様です。また海外の事例が多かったのは非常に恐縮なんです、日本でも今お話しをした側方伸長型ともう1つクリープ型の事例を今後集めていきたいと思っています。

それから調査法ですが、これも非常に難しいと思いますが、まず地形を詳細に眺めるということ、特に側方伸長型やクリープ型のものは、地質時代に形成されて現在はあまり動いていないことが多い、だから観測器を入れてもなかなかとらえられないわけです。やはり総体的にとらえないといけないので、空中写真や地形図などを利用して地形をよく調査することが一番良いのではないかと考えています。

平野（土研）： 私はこの5、6年間、南アルプスの地質や地形を調べてきました。星埜さんの言われるように二重山稜ともう1つ、山頂に非常に平坦な地形がみられます。それらを地すべり地形に関連づけて話されましたが私もその様に思います。そこでこれらの地形が今安定しているのかどうかをお聞きしたいのです。例えば大谷崩れを見ますと山頂に平坦面があり、そこに二重山稜があって沢側に巨大な崩壊がある。赤崩れでもそうです。そういうものを見ていると現在でも不安定の様な気がしますし、しかし先程の図を見ますと、二重山稜というのはあちこちにあり、全部が全部今にも崩れそうだということではないという気も致します。その様な、山の安定性について聞かせていただきたいのですが、もう1つ二重山稜の形成時期はいつ頃なのか教えていただきたいのですが。

星埜： 今の御質問ですが、たしかに平野さんの言われる通りだと思います。他の所でも二重山稜や、あるいは斜面上にトレンチが見られますが、そういう地形が引き金になって大きな崩壊が発生する例がかなりあると思います。その様な地形がただ崩壊に発展するというのではなくて、それを利用して崩壊が発生している感じがします。

時代ですが、周辺斜面にある段丘と比較しますと、大体ヴェルム氷期あたりの時代だと考えられますが、あまり深い検討はしておりません。

5. 反射弾性探査法の利用

土木研究所地質研究室

研究員 稲 崎 富 士

5. 反 射 弾 性 探 査 法 の 利 用

1. 序 論

本報告は、従来石油資源探査など比較的深部の地質構造調査に利用されてきた反射法弾性波探査技術が、浅部を対象とした土木地質調査においても充分利用できることを示すものである。

弾性波探査技術は、地下資源の探査や土木、防災、海洋関係の調査に広く利用されている。特に地下構造の解析に対しては、重力・磁力探査などのポテンシャル場を観測するものに比べて直接的で優れた方法であるので、地下構造の定量的解釈が求められる土木・建築などの分野で非常に重用されている。このことは図1および図2に明瞭に示されている。図1は日本国内における事業対象別物理探査調査件数の年毎の推移を示したものである。また図2は、土木・建築部門での方法別調査件数の推移を示したものであるが、これらによると土木・建築部門で最も多く物理探査が実施されており（54年で全体の64%）、またその中でも弾性波探査が広く利用されていることが判る（54年で全体の70%）。

土木関係で用いられている弾性波探査は、トンネルやダム・原石山、さらに地すべり地・崩壊地などを対象とし、屈折法によって浅部の岩盤の弾性波速度分布を求める調査がほとんどである。また建築関係でも未

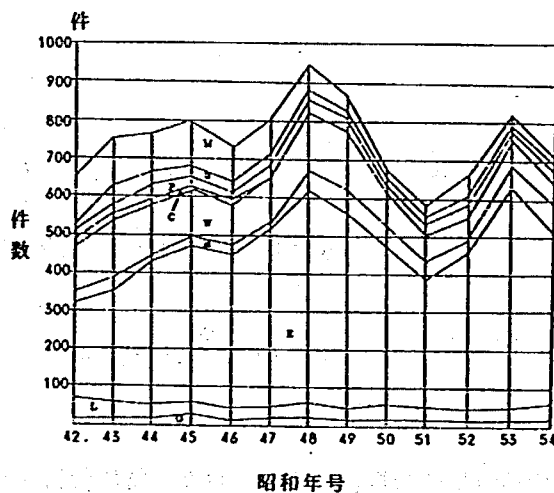


図1 物理探査の事業対象別調査件数の推移

M：金属・非金属，U：ウラン，
P：石油・天然ガス，C：石炭，
W：地下水，H：温水・地熱，
E：土木・建築，L：研究，G：その他
(地質調査所：物理探査・調査研究一覽⁽³⁾
より作成)

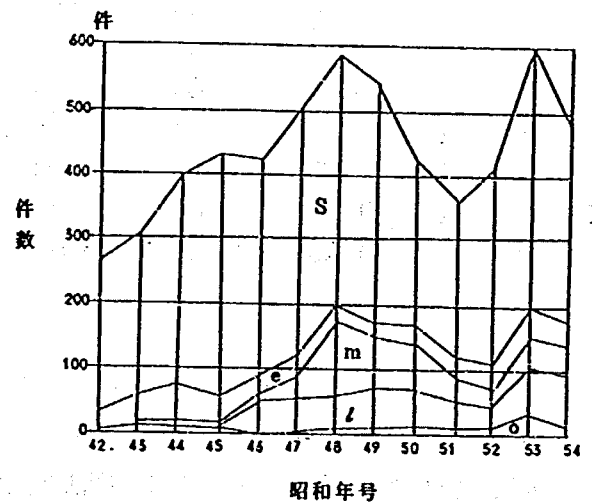


図2 土木・建築関係の方法別調査件数の推移

S：弾性波，e：電気，m：磁気，
l：検層，o：放射能・測温その他
(地質調査所：物理探査・調査研究一覽⁽³⁾
より作成)

固結地盤の弾性波速度分布を求め、耐震設計の基礎資料として利用している。

このように日本では屈折法弾性波探査が土木関係の主要な地質調査手法として広く利用されている。しかし、世界的にみると日本のこのような現況は、むしろ特殊である。表1は1980年1年間に世界中で物理探査に費やされた経費を対象別・方法別に分類したものであるが、表より明らかなように全体の97%までが石油資源探査上費やされており、土木はわずか0.5%程度である。また探査方法では反射法が93%を占めており、屈折法は1.7%に過ぎない。このように世界的には石油資源探査を対象とした反射法弾性波探査が圧倒的であることがわかる。

表1 物理探査の世界的消費（1980年）

（単位：千ドル）

対象 方法	石 油	鉱 物	土 木	地 熱	地下水	海 洋	研 究	計
弾性波 反射法	2,182,929	12,356	9,723	1,795	3	5,187	5,415	2,217,408
弾性波 屈折法	35,782	306	3,350	45	200	—	475	40,158
重 力	55,351	2,451	82	144	1	—	265	58,294
磁 力	18,391	7,975	369	2,278	2,117	353	3,373	34,916
電 気	1,275	4,113	668	91	1,823	—	135	8,105
電 磁 気	120	5,493	106	—	—	—	120	5,829
レ ー ダ ー	5,563	805	40	—	—	—	—	6,208
放 射 能	—	4,847	—	—	—	—	52	4,899
検 層	838	3,283	628	1,903	262	—	345	7,259
そ の 他	1,200	600	16	71	—	—	—	1,887
計	2,301,249	42,219	14,982	6,327	4,466	5,540	10,180	2,384,963

（Senti⁽²⁵⁾ から計算）

反射法が資源探査に多用されるのは、同法が比較的深部の地質構造の探査に適しており、特に背斜構造や断層構造など石油・天然ガスの胚胎に重要な構造を精度よく把握することができるからである。また反射法では最終結果が地質構造の疑似映像断面として出力されるが、その過程では老大な量の記録データが大型計算機によって解析・処理されるので、その結果に解析者の経験・主観性が入り込む余地はほとんどない。それに対し、屈折法では、一部で計算機を用いた解析が試みられているが⁽²⁷⁾、未だ実用化の段階ではなく、現在のところ解析は手作業で解析者の経験に依拠して行なわれているので、結果は多分に主観性を帯びたものになりがちである。反射法が石油資源探査に限らず他の分野にも広く用いられているのは、客観的で質の良い結果が得られるからである。

反射法の技術水準は、エレクトロニクスの進歩、資源確保の政治・経済的重要化と相まって近年著しく進歩し、屈折法や他の物理探査法に比べて特に高度な段階に達している。ここ数年来、この技術水準と高精度

探査機器の開発を基礎として、浅層地盤を対象とした反射法探査が試みられてきているが⁽¹¹⁾⁽¹²⁾⁽²¹⁾、地質研究室においても平野部における支持層確認に反射法を適用し、良好な結果を得ることができた⁽⁷⁾。

以下、浅層地盤を対象とした反射法 — 浅層反射法 — に関して、その原理・データ取得法・データ処理法について概説し、また浅層反射法による探査結果の解釈例を紹介する。

2. 反射法の原理

反射法とは媒質内で発生させた波動が地層中を伝播し、地下の不連続面から反射してくる反射波を適当な振源—受振器配置（展開）により観測し、その記録を計算機で解析・処理し、地下の地質構造を解釈する方法である。

反射法および屈折法の概念を各々図3、図4に示す。図4に示されるように、屈折法は、地下の速度不連続面 — 多くの場合地層境界と一致する — で屈折した波を観測し、その初動を読みとり、走時曲線を作成し、それを手作業で解析して速度層構造を得る。それに対し反射法では、地下の音響インピーダンスの不連続面 — 多くの場合地層境界に対応する — で反射した波をデジタル記録し、それを大型計算機で解析・処理し、疑似映像として地質構造断面を得るのである。両者の特徴的な相違をまとめ比較すると表2のようになる。

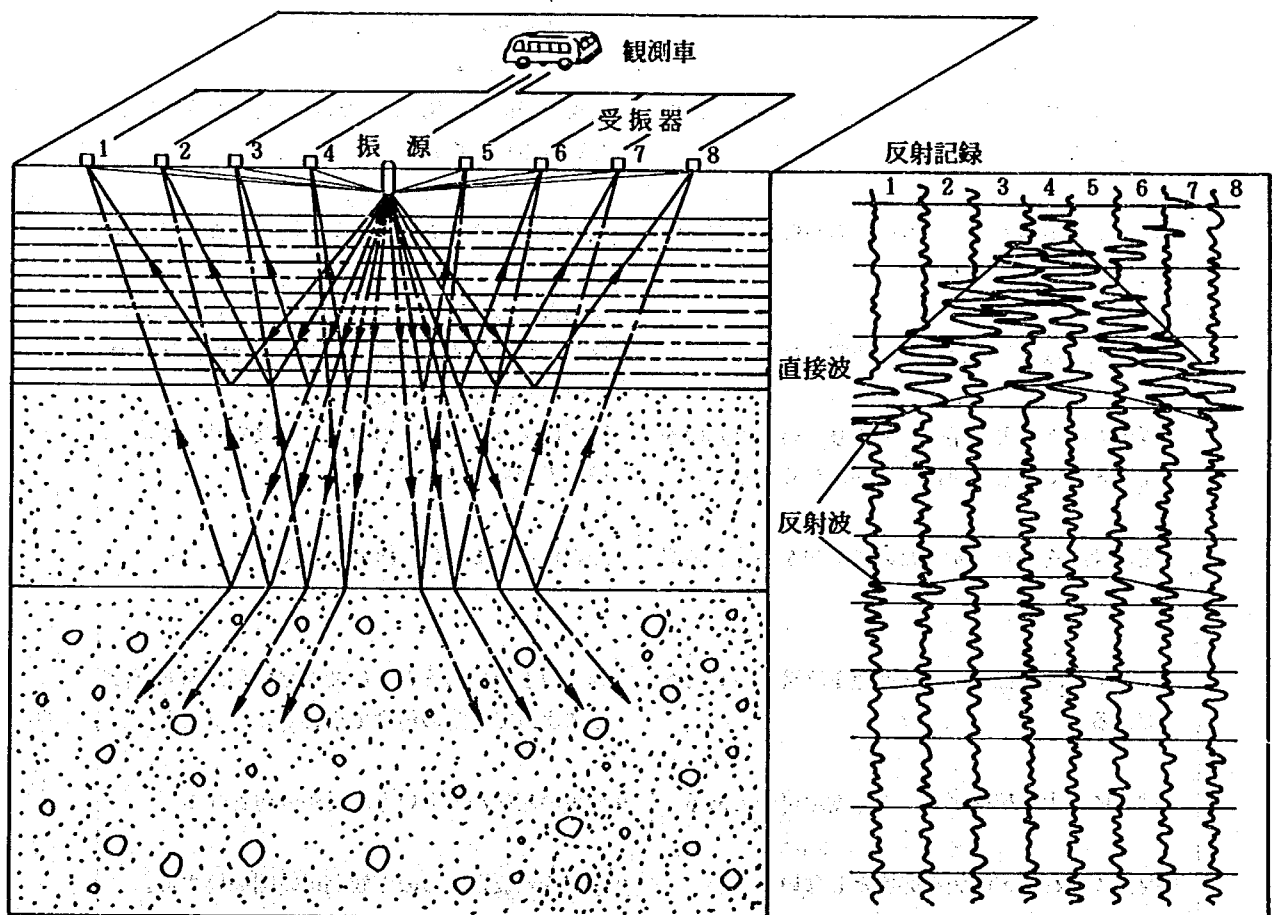


図3 反射法の概念図

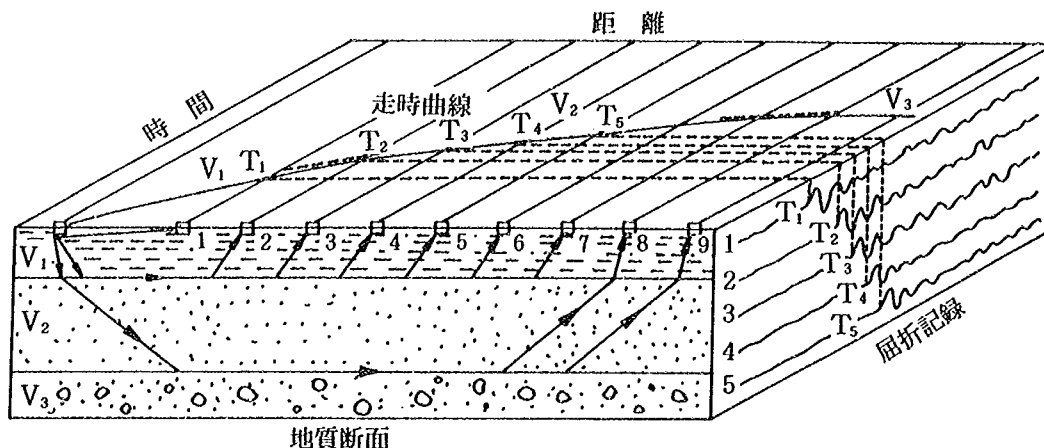


図4 屈折法の概念図

表2 反射法と屈折法の比較

屈折法	反射法
- 解析時に層構造を仮定するため複雑な地質構造を把握できない。 - 結果は速度層に基づくもので、地質断面と対比の困難なこともある。 - 低速度層があると、それ以深の解析が非常に困難となる。 - 入力されるデータは初動の時間だけである。 - 解析のほとんどは手作業であり、経験と熟練を要する。従って結果は主観的になりやすい。 - 測定深度を大きくするために測線を長く取る必要がある。 - 地質工学的示標となる速度値を直接得ることができる。 - 地表に多少の起伏があっても測定可能である。 - 観測にそれほど時間を必要としない。 - 速度層が明瞭でないと解析できない。	- 傾斜、褶曲構造や断層・破砕帯などの細かな地質構造を得ることができる。 - 結果は疑似映像化されており、地質断面にほぼ等しいものが得られる。 - 低速度層の位置や性質をよく把握することができる。 - 初動以後の波形（アフターフェイズ）を総て記録し、解析するので波形の有する速度以外の物性情報を得ることができる。 - 解析はプログラムに沿って計算機で処理する。従って結果は客観的。 - 測線が短くても測定深度を深くとれる。 - 速度値を直接得ることはできないが、速度解析法によって一定の精度で求めることができる。 - 地表の起伏が大きいと解析が困難となる。 - 測線を重複させるので観測に時間を要する。 - 音響インピーダンスが明瞭でないと解析できない。

反射法の解析結果例を図5、図6に示す。図5はスコットランド、モーレイ湾（Moray F.）地域で実施された反射法探査記録断面であるが、図中には断層や地層の傾斜構造等細かな地質情報が表現されている。また図6では地層の背斜部に集積した天然ガス・石油の層が、水平で連続しない強い反射面として明瞭に示

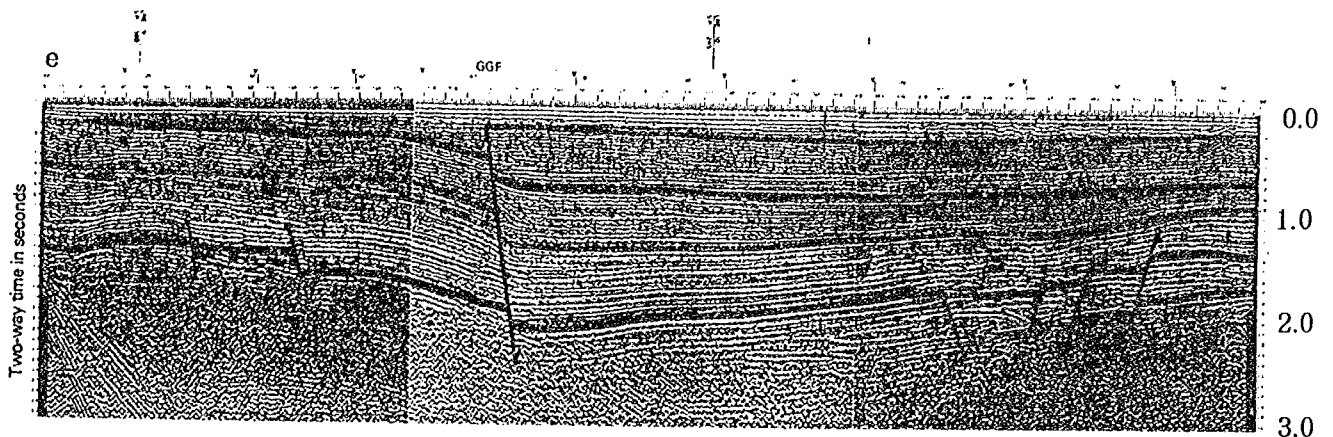


図5 反射断面の例

(Mcquillin et al.⁽¹⁸⁾)

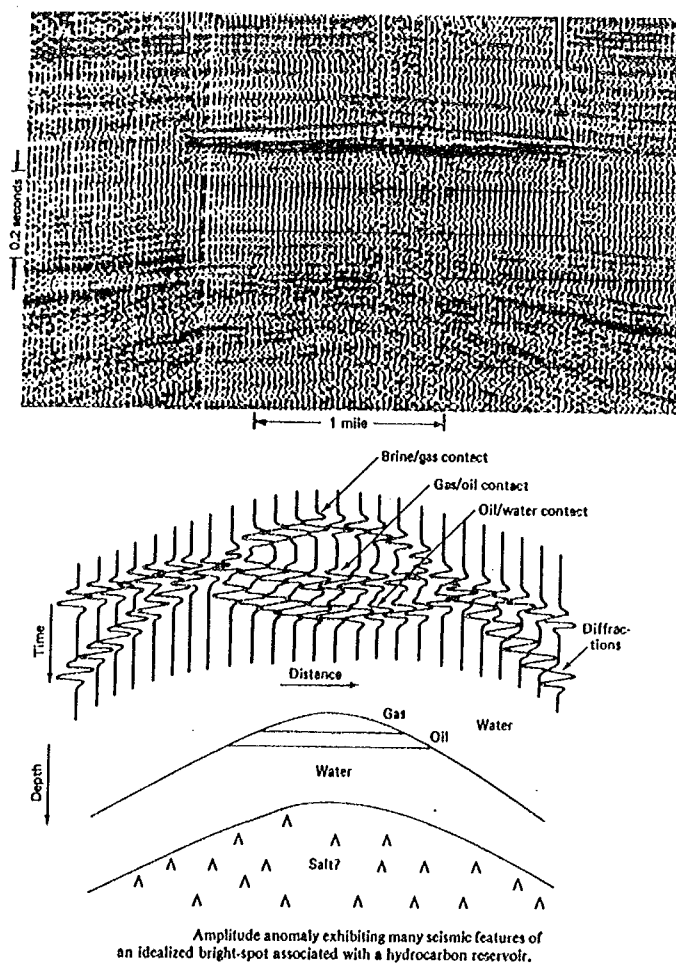


図6 反射記録の解釈例

(Robinson and Treitel⁽²²⁾)

されている。また同部を拡大してみると、頂部で反射波の位相が逆転しており、その下位に2枚の反射面が見い出されることから、図に示すような地質構造を推定することができる。このように深部を対象とした反射法では、地質構造のみならず、天然ガス・石油を直接探知できるまでになっている。この技術は浅部においても地下空洞探査などに適用することができる。

3. 反射法探査装置の構成

反射法探査では、記録波形全体を処理・解析するので観測時に波形を歪めない様注意しなければならない。特に波の振巾を起振直後の大振巾から反射信号の微弱なものまで無歪で記録することが求められる。このため、広い dynamic range を有する増巾器が要求され、実際にBGC (Binary Gain Control) やIFP (Instantaneous Floating Point Gain Control)方式で、120dB程度の無歪記録範囲を持つデジタル探査機が用いられている。しかし簡易的な反射法探査では、アナログ増巾器で増巾し、A/D化してMTに記録することが多い。このような探査装置の構成を図7に示す。また以下に各構成部分について概説する。

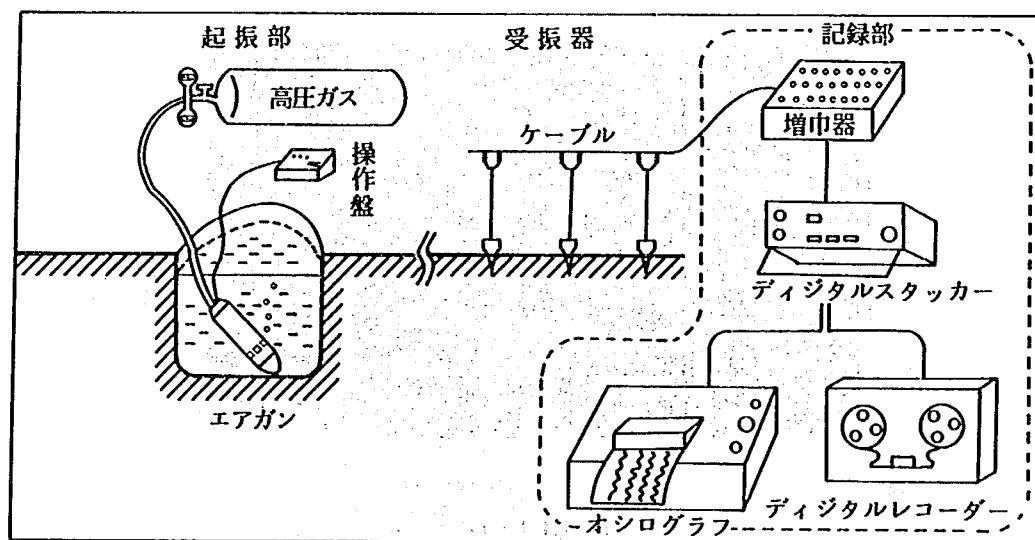


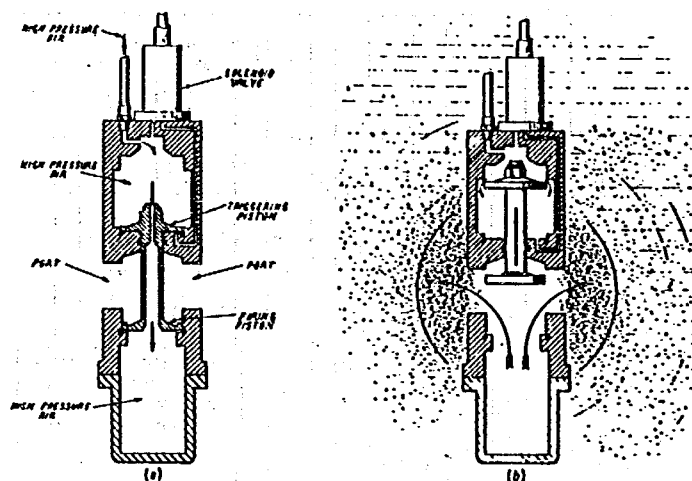
図7 反射法探査装置の構成

3.1 振 源

反射法探査振源は爆薬振源と非爆薬振源に分けることができる。前者は大きなエネルギーが得られ、また周波数特性も広帯域にわたっており、効果的な振源であるが、反面、保安・騒音対策等から制約を受けるので利用されることが少ない。非爆薬振源は起振エネルギーが爆薬振源に比べて小さいので、S/N比をあげるため、繰返し起振が可能であることが要求される。このような非爆薬振源の中で最も多用されているのはエアガンである。以下、浅層反射法で使用される振源のうち主なものについて略述する。

3.1.1 エアガン

100気圧程度の高圧ガス—多くの場合 N_2 ガス—を一定量、瞬間的に水中に放出することで起振するものである。その構造と発振機構を図8に示す。エアガンは元来、海域における探査に使用されてきたが、小型・軽量で可搬性に優れたものが開発され、陸上でも多用されている。繰返し起振も容易であり、非爆薬振源としては最も汎用的である。



Bolt PAR air gun, showing two stages of the firing cycle: (a) armed; (b) fired.
(Bolt Associates, Inc.)

図8 エアガンの発振機構

(Dobrin⁽⁵⁾)

3.1.2 タンパー、ランマー

突固め用の機械であるタンパー、ランマーは、起振エネルギーは小さいが、繰返し起振が容易で、また発生周波数帯域も150Hz程度と比較的高い領域にまでのびていて高精度の解析が期待できるのでよく利用される。繰返し回数は数10回～数1000回にも及ぶ。

3.1.3 コイルバネ式 S_H 波発生装置⁽¹⁷⁾

コイルバネによって約25kgの重錘を引っ張り、これを地面に接地した板に衝突させて S_H 波を発生させる装置である。また他に板を直接叩いて S_H 波を発生させる方法：板叩き法がある⁽¹⁵⁾⁽¹⁶⁾。どちらも手軽な S_H 波発生法としてよく利用されるが、エネルギーの蓄積が人力によるため繰返し回数に限度があり最大で30回程度である。

3.1.4 かけ矢

かけ矢で板ないし地面を叩いて起振する方法で、原始的ではあるが最も簡便な起振法であるので、しばしば使用される。発生エネルギーが小さいので、数10回程度の繰返し起振を要求される場合が多い。

3.2 受振器

弾性波探査では、Moving Coil typeの速度型受振器が使用されている。特に反射法探査では、高精度・低歪が要求されるので、高感度で動作範囲の広いデジタル受振器が用いられる。また解析精度を上げる

ため、固有周期が28Hz～100Hz 程度の高い周波数特性を有したものを使用している。図9に受振器の周波数特性曲線を示す。

通常、反射法では一受振点に6個以上の受振器を直並列接続して設置する群設置法を採用して、信号のS/N比を改善させるよう工夫している。

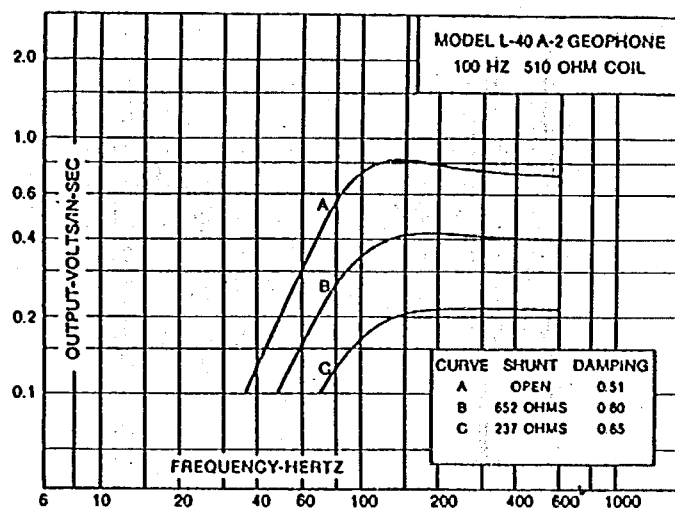


図9 受振器の周波数特性

3.3 記録部

簡易的な反射法探査においては、記録部はアナログ増巾器、デジタルスタッキング装置、オシログラフ、デジタルデータレコーダから構成されており、最小限24チャンネルの信号波形を増巾し、その波形を0.5 msec～2 msec 程度のサンプル間隔でA/D化し、加算をくり返す（スタッキング）。スタッキング装置は1 word = 16 bit: 1024 words/1 channel 程度の記憶容量を有し、リアルタイムでデジタル処理が可能である。メモリーされた信号は、D/A化されオシログラフでモニターされるか、デジタルでMTに記録される。これらの装置は総て小型・軽量で、またDCパワーで操作できるように設計されている。

4. 反射法探査におけるS/N比の改善

反射法は屈折法に比べ、解析上不利な立場にある。それは図3、図4にも示されている様に、屈折法が初動を観測するだけでよいのに対し、反射法では、アフターフェイズとしての、多くの雑音とくに振源からの雑音に埋もれた微弱な反射信号を観測しなければならないので、S/N比が著しく悪い場合が多いからである。例えば図10では、反射波と地動ノイズとのS/N比が悪く、反射波の位相の連なりを追跡することが容易でない。また図11では記録右下半部に大振巾の振源雑音：表面波ノイズが卓越して反射波信号を隠している。このことを周波数領域で表わしたものが図12である。この図は、比較的表面波ノイズの影響の少ないトレースのパワースペクトルを示したもので、20Hz 付近の大きなピークは表面波に相当し、反射波は40Hz 以上の周波数帯域のピークがそれに相当する。すなわち反射波のパワーが表面波雑音のパワーに比べ

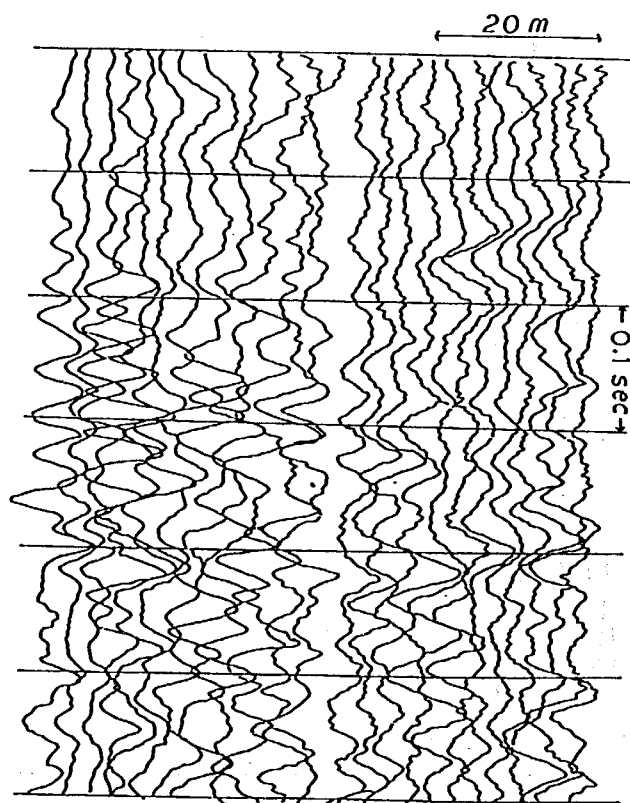


図10 地動ノイズに埋もれた反射波信号

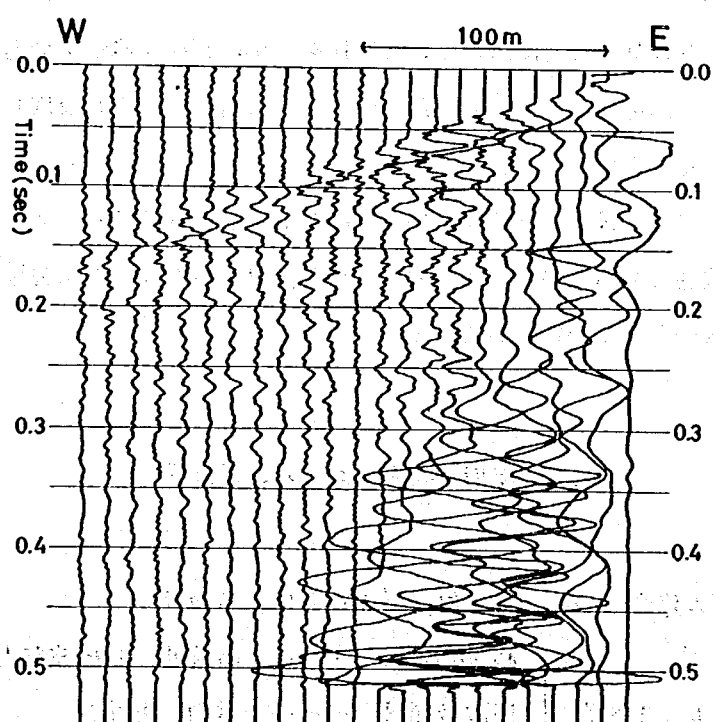


図11 表面波雑音による妨害

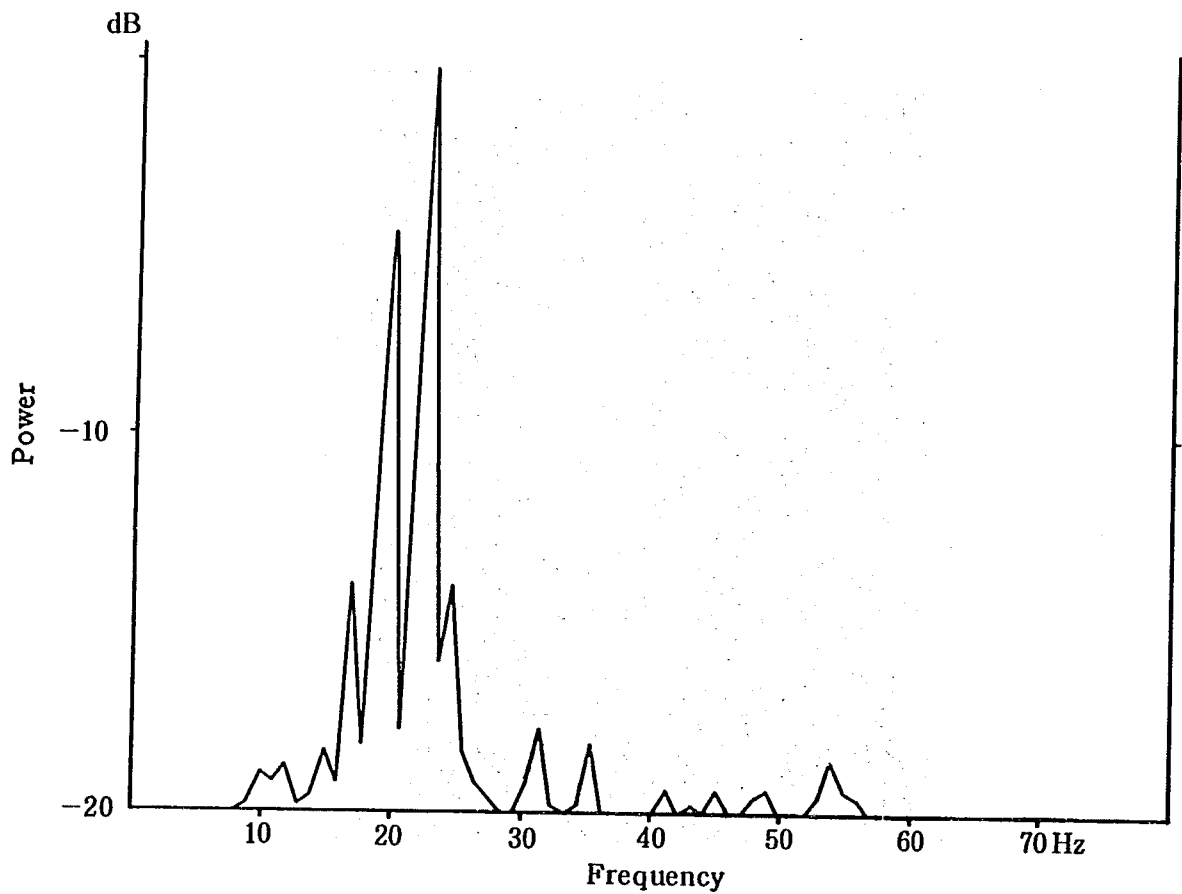


図12 反射記録波形のパワースペクトル

圧倒的に小さいことがわかる。

反射法探査ではこのような種々の雑音に対して S/N 比をいかに改善するかが最も重要な課題であり、そのために近年、数多くの技術的努力がなされてきた。反射信号に対して影響を及ぼす雑音をランダム性に着目して表3のように分類することができる。

このような雑音に対しての S/N 比改善の技術をまとめたものが表4である。それらの基本的な考え方は多重化による S/N 比の改善であるといえるが、大きく重合、フィルタリングに分類することが可能であり、以下に各々の S/N 比改善の手法について概説する。

表3 反射法探査における妨害雑音

雑音	ランダム雑音 …………… 風、交通などによる微動	
	コヒーレント雑音	時間領域 …………… 直接波、屈折波などの振源雑音
		周波数領域 …………… 電力、表面波
		空間領域 …………… 表面波

表4 反射法探査におけるS/N比改善の手法

(1)重合	$\left\{ \begin{array}{l} 1) \text{ 垂直重合} \\ 2) \text{ 水平重合} \\ 3) \text{ ミキシング} \end{array} \right.$
(2)フィルタリング	$\left\{ \begin{array}{l} 1) \text{ デジタルフィルター} \\ 2) \text{ 群設置, 多孔爆破} \end{array} \right.$

4.1 重 合

4.1.1 垂直重合 Vertical Stacking

同一条件下でくり返し観測し、その記録波形を加算していくと、時間的にランダムな雑音は平均化していくのに対し、反射信号は再現性があり、時間領域で強い連帯性を有しているので加算によって強調され、S/N比が改善される。このことは図13に簡潔に示されている。

今雑音として、同一振巾・同一周波数で位相がランダムである雑音を考える。このようなランダム雑音に対する重合の効果は Klipsh⁽¹⁴⁾によって考察されている。それによると、このランダム雑音をN回加算したときの振巾の期待値はもとの $\frac{\sqrt{\pi}}{2}\sqrt{N}$ 倍になり、一方反射信号は同位相であるという前提よりN回の加算で

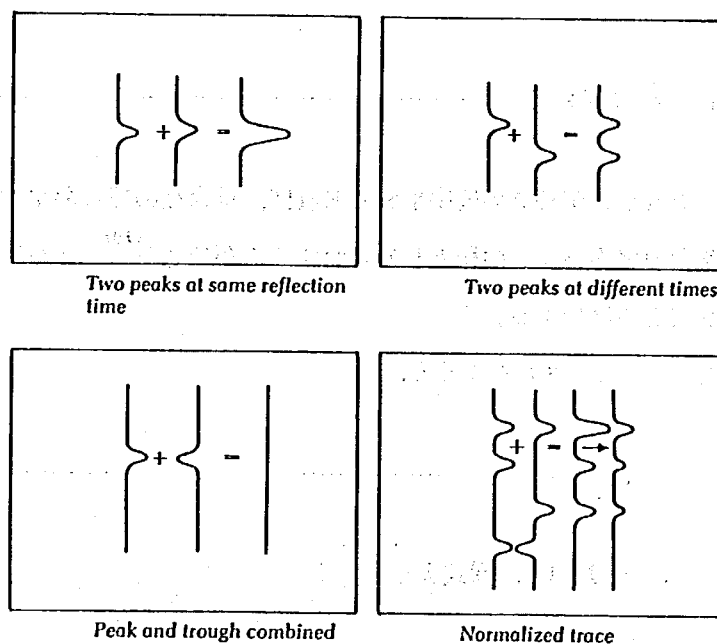


図13 垂直重合の概念

(Coffeen⁽⁴⁾)

振巾はN倍になる故、振巾についてのS/N比の向上は $\frac{2}{\sqrt{\pi}}\sqrt{N}$ になるというものである。これを情報理論の立場から少し詳しく考察してみる。

今観測される波形が、繰返し回数 n 回目において

$$x_{tn} = s_{tn} + n_{tn} \quad \dots\dots\dots(1)$$

t : 時刻

n : 繰返し回

s_{tn} : 信号 (有限エネルギー)

n_{tn} : 雑音 (有限パワー)

で表わせるとする。これを n について N 回重合する。すなわち：

$$z_t = \sum_{n=1}^N x_{tn} = \sum_{n=1}^N s_{tn} + \sum_{n=1}^N n_{tn} \quad \dots\dots\dots(2)$$

また S/N 比として信号振巾の 2 乗と雑音の平均パワーの比の平方根として考えると：

$$S/N = \left(\frac{\sum_{n=1}^N s_{tn}^2}{\sum_{n=1}^N (n_{tn})^2} \right)^{1/2} \quad \dots\dots\dots(3)$$

となる。

信号については、 s_{tn} が n に関して不変であるという仮定から、

$$s_{tn} = s_t$$

したがって

$$\left(\sum_{n=1}^N s_{tn} \right)^2 = (N s_t)^2 \quad \dots\dots\dots(4)$$

また雑音については、それぞれが独立の確率事象であれば、重合後の雑音の平均パワーは、(3)の式の分母のように、それぞれの雑音の平均パワーの和として表わすことができる⁽¹⁹⁾。さらに雑音の平均パワーがそれぞれ同一であるという仮定をつけ加える。

すなわち、雑音の平均パワーを、 ψ_n とすると、

$$\sum_{n=1}^N (n_{tn})^2 = N \psi_n \quad \dots\dots\dots(5)$$

したがって求める S/N 比は、(4)、(5)式より

$$S/N = \sqrt{N} \left(\frac{s_t^2}{\psi_n} \right)^{1/2} \quad \dots\dots\dots(6)$$

$$\left(\frac{s_t^2}{\psi_n} \right)^{1/2} : \text{加算前の } S/N \text{ 比}$$

すなわち S/N 比は N 回の重合によって $\sqrt{N}$ 倍だけ向上する。
一般に、雑音がエルゴード的でなくても定常確率過程とみなせるならば、 N 回の重合によって S/N 比は

$\sqrt{N}$ だけ改善される⁽¹⁾⁽⁸⁾。

図 14 は、図 11 と同一の観測条件下で 8 回のスタックを行なっている。図 11 に比べて、0.2 sec と 0.25 sec 付近の反射波が、明らかに強調されている。

通常、振動波形の表示方法として波形表示 (Wiggle Trace) が採用されているが、反射法探査では、直観的で波の位相の連続性が強調される様、面積表示 (Variable Area) が重ねられる。

スタック回数は、起振法によっていく分異なるが、ふつう 8 ～ 32 回程度である。しかしランマー振源では、しばしば 3000 回に及ぶスタックが行なわれる。

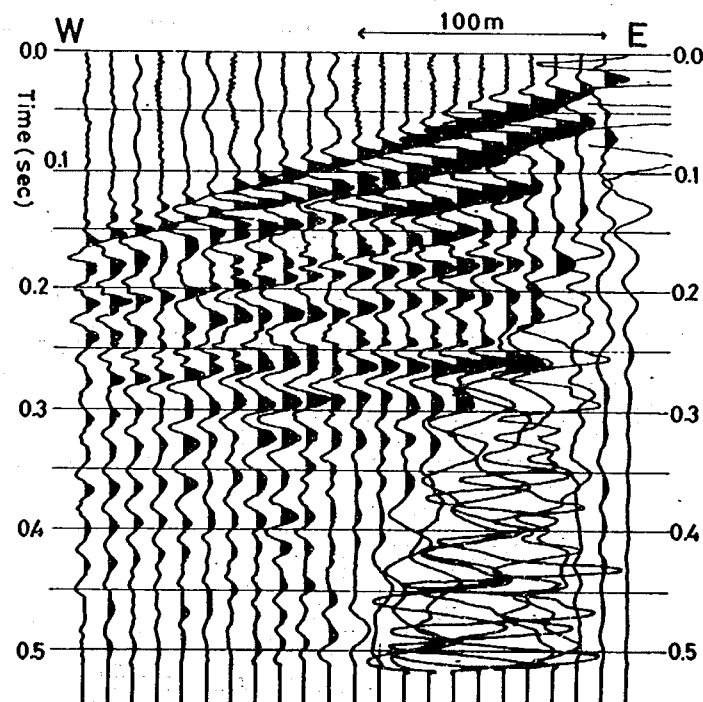


図 14 垂直重合と群設置による S/N 比改善効果

4.1.2 水平重合 CDP Stacking

時間的に連帯性を有する雑音や、表面波などの振源雑音に対して垂直重合は全く効果がない。このような雑音に対して採用されるのが CDP (Common Depth Point) 重合である。CDP 重合の原理は図 15 に示されているが、今、地表に等間隔で振源 $S_1 \sim S_n$ と受振点 $R_1 \sim R_n$ を図のように配置すると同一番号の振源—受振点配置は、共に D で示される共通の反射点を有することになる。共通の反射点では、反射特性が同じであるため反射波に強い連帯性があることが予想されるが、これらをそのまま重合しても反射走時がそろっていないために効果がない。そこで反射走時をそろえるため、NMO 補正——後述——を施してから後に重合される。この水平重合によって、時間的に連帯性を有する雑音に対しても S/N 比を向上させることができる。水平重合を行うために、観測にあたっては図 16 の様に少しずつ展開を移動していく。したがって一般に反射法探査は屈折法に比べて観測に要する時間が長くなり、能率も悪い。

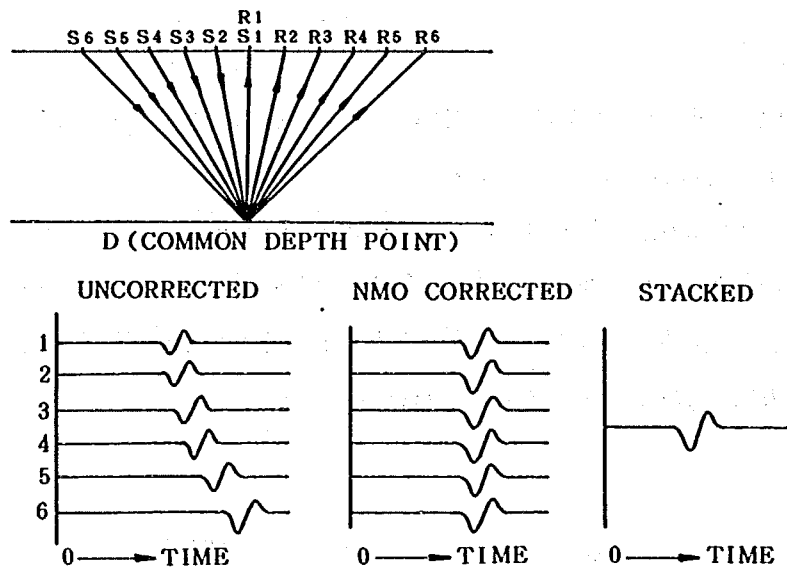


図15 CDP 重合の原理

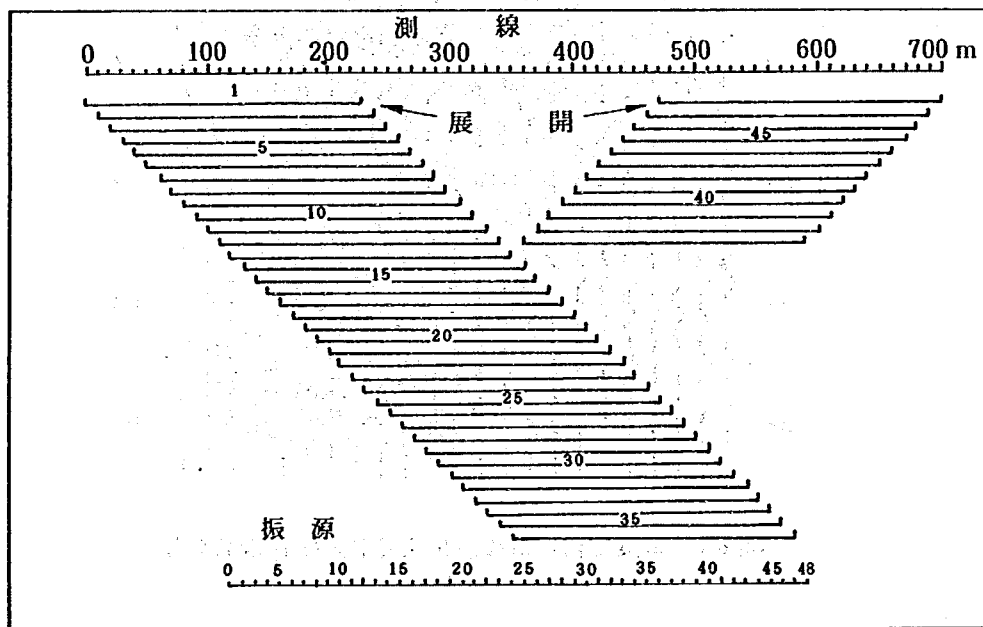


図16 水平重合（1200%CDP）測線展開

4.1.3 ミキシング Mixing

後述

4.2 フィルタリング

4.2.1 デジタル・フィルター Digital Filter

後述

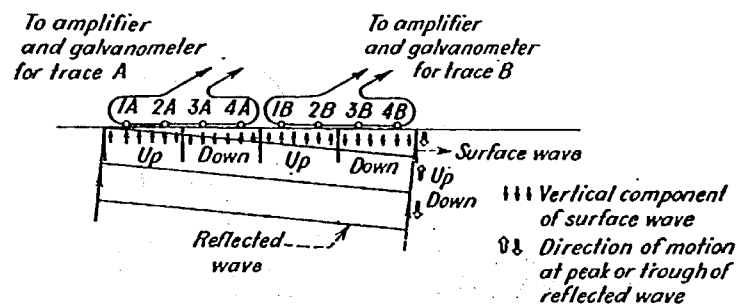
4.2.2 群設置 Geophone Grouping, 多孔爆破 Pattern Shooting

群設置とは、数個の受振器を空間的に配列することで指向性を持たせ、特定の方角から来る波だけを選択

的に排除ないし検出する方法で、一種の空間フィルターであるといえる。多孔爆破は全く同等なことを起振の際に実施するものであり、原理は同一であるので、ここでは群設置法について概説する。

表面波は振源雑音であり、時間領域で高い連帯性を有しており、また受振器配列からは、振源雑音であるため空間的にも連帯的な雑音であるといえることができる。さらに表面波は大パワーなので前記の重合法によるS/N比改善の効果はあまり期待できない。そこで、表面波の空間的な連帯性に着目する。

図17のように受振器を振源に対して直線的に配列すると、反射波はほぼ真下から入射するのに対し、表面波は真横から入射する。このため受振器配列に対する反射波と表面波の見かけ速度には大きな差が生じる。この差により、図に示されるように1～4の各受振点において表面波は位相がずれ、これを合成することによって振巾が抑制されるが、反射波は位相ずれがほとんどないため合成振巾は変化しない。この効果によって反射波の表面波に対するS/N比の向上が期待できる。



Eliminating effects of ground roll by use of multiple geophones in series.

図17 群設置法の概念

(Dobrin⁽⁵⁾)

群設置の空間フィルター効果については、これまでに多数の研究があるので⁽²⁾⁽⁹⁾⁽¹⁰⁾、ここでは詳述しないが、単純な例では、間隔 a をおいて n 個の受振器を配置した場合、表面波の振巾 A は、

$$A = \left| \frac{\sin na \frac{\pi}{\lambda}}{n \sin a \frac{\pi}{\lambda}} \right| \dots \dots \dots (7)$$

λ : 表面波の波長

で表わされる。深部を対象とした反射法探査では、大体 $na \geq 1.5 \lambda$ となるように設置されることが多いが、一般に表面波の波長 λ は 10m～20m 程度であるので、浅部を対象とした反射法探査ではこれに従うと受振器配置の広がりに対して反射波の入射が垂直と見なすことができなくなり、反射波自体を歪ませることになってしまう。ふつう浅層反射法では、受振器間隔 a を 0.5m～1m 程度にとることが多い。したがって群設置による表面波除去の効果はほとんど期待することができない。しかし n 個の受振器からの信号の合成によって、垂直重合と同様に、ランダム雑音に対しては $\sqrt{n}$ 倍のS/N比向上が期待できるので、群設置はしばしば用いられる。

図 11, 図 14 において表面波の中心波長 λ は, 18m 程度である。また, $a = 2 \text{ m}$; $n = 6$ 個であるので, (7) 式より, $A \approx 0.4$ となる。実際には表面波は様々な波長のものを含んでおり, 反射波の表面波に対する S/N 比の改善は 2 倍～4 倍程度と考えることができる。また, ランダム雑音に対しては, 8 回スタック, 12 個/1 受振点なので, $\sqrt{8} \cdot \sqrt{12} \approx 10$ 倍の S/N 比向上が期待される。

5. 反射法のデータ処理

反射法探査で得られた記録は計算機によってデジタルデータ処理される。反射法探査記録の情報量は, 数 M words から数 100 M words と莫大な量になり, その処理過程にも莫大な計算が必要とされ, 計算機の利用が不可欠である。情報工学の発達と大型計算機の開発によって基づいた反射法のデータ処理体系も様々な技術が開発されてきているが⁽⁶⁾⁽²³⁾⁽²⁶⁾, その基本的なデータ処理の FLOW は図 18 に示されている。

以下, この FLOW CHART に沿って概説する。

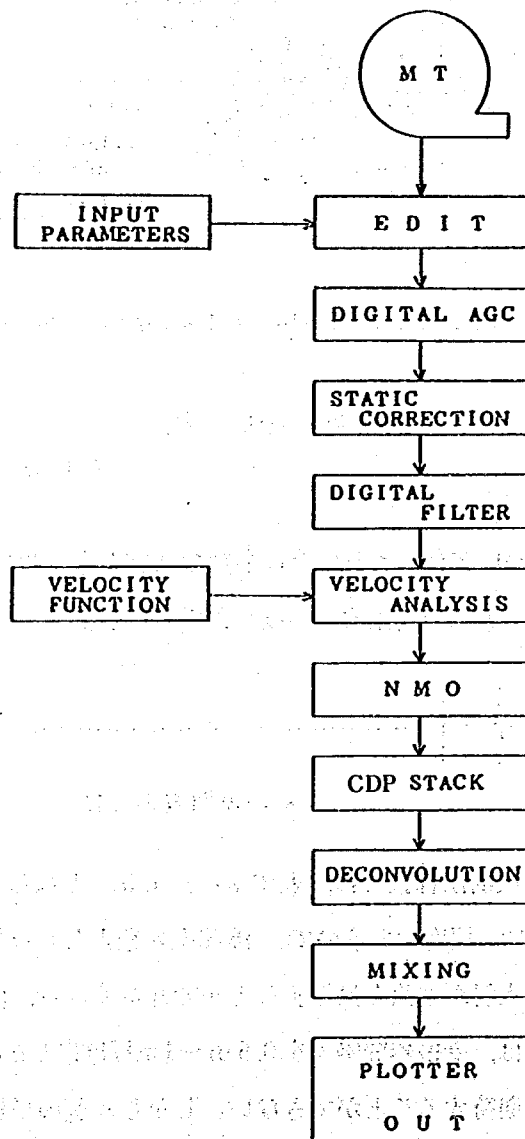


図 18 反射法データ処理 FLOW CHART

5.1 EDIT (編集)

通常、フィールドテープでは、各チャンネルの信号は時分割されて、バラバラに記録されているので、これを各々のチャンネルについて時系列に沿って並べかえる操作 (Demultiplex) を行なう。またフィールドテープのフォーマットは計算機のそれと違うので、転換しなければならない。これらの操作を一括してEDITという。

5.2 DIGITAL AGC (デジタル自動利得制御)

反射法では初動付近の大エネルギーの波から微弱な反射波までを忠実に記録することが求められる。また振巾は時間減衰によって次第に小さくなっていくが、反射法では反射波列の情報が重要であり、記録断面上での解析を行ない易くするためにも、振巾を一樣な大きさにそろえて表現することが求められる。そのため、従来増巾器にAGC (Auto Gain Control) 機能を持たせて振巾制御を行なってきたが、最近、デジタル記録が高精度で可能になってきたため、計算機でのデータ処理時にAGCが実行されるようになった。

DIGITAL AGCは、入力信号 $f(t)$ に対し、時間軸上に $2W\Delta t$ のウィンドウを設定し、このウィンドウ内の標本の絶対値平均を算出し、ウィンドウ中央の標本値をそれで除して平均化する。

すなわち、

$$f'(t) = \frac{f(t)}{\frac{1}{2W} \sum_{t=t-w}^{t+w} |f(t)|} \quad \dots\dots\dots(8)$$

Δt : サンプル間隔

ウィンドウ巾 $2W$ を狭く設定すると、振巾変化は小さく、また広くすれば入力信号の振巾変化がある程度残る。図19、図20に処理前後の記録の例を示す。

5.3 STATIC CORRECTION (静補正)

振源と受振点の標高差や、受震点相互の標高差、さらに風化層の厚さの違いによって生じる反射走時のズレを補正するため、それぞれの受振点および振源を平坦な基準面に投影する操作を静補正と称する (図21)。

この補正を行なうには、屈折法によってまず表層速度 V_1 と表層層厚 h を求め、各点で表層を伝播する時間を算出して、その分、反射記録をシフトして表層のない形とする。次に適当な基準面を仮定し、その面まで反射記録をずらせば、地表の起伏・表層の影響を除外して、平坦な基準面から起振し、同じ基準面で受振したものとして扱うことができる。

表層補正は手計算で算出し、CPUに入力されていたが、最近、計算機によって自動静補正を実行できるプログラムも開発されている。

静補正についてまとめると表5のようになる。

5.4 DIGITAL FILTER (デジタルフィルター)

既に触れたように、反射記録においては雑音・妨害波によって反射波の S/N 比が悪いことが多い。フィルター処理によって S/N 比向上が期待できるが、この処理は最近ではフィールドでは行わず、室内での解析処理時に実行されることが普通になっている。

デジタルフィルターには、

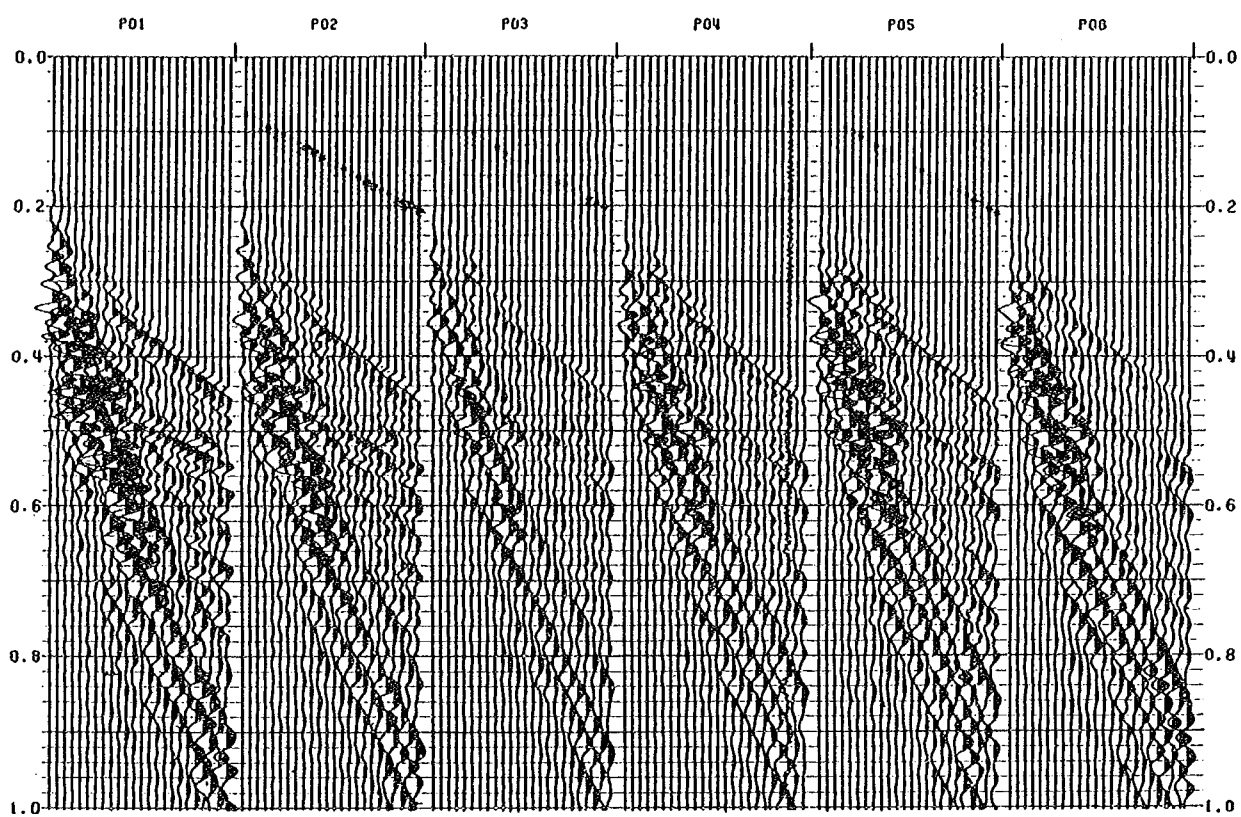


図19 DIGITAL AGC 処理前 (オリジナル記録)

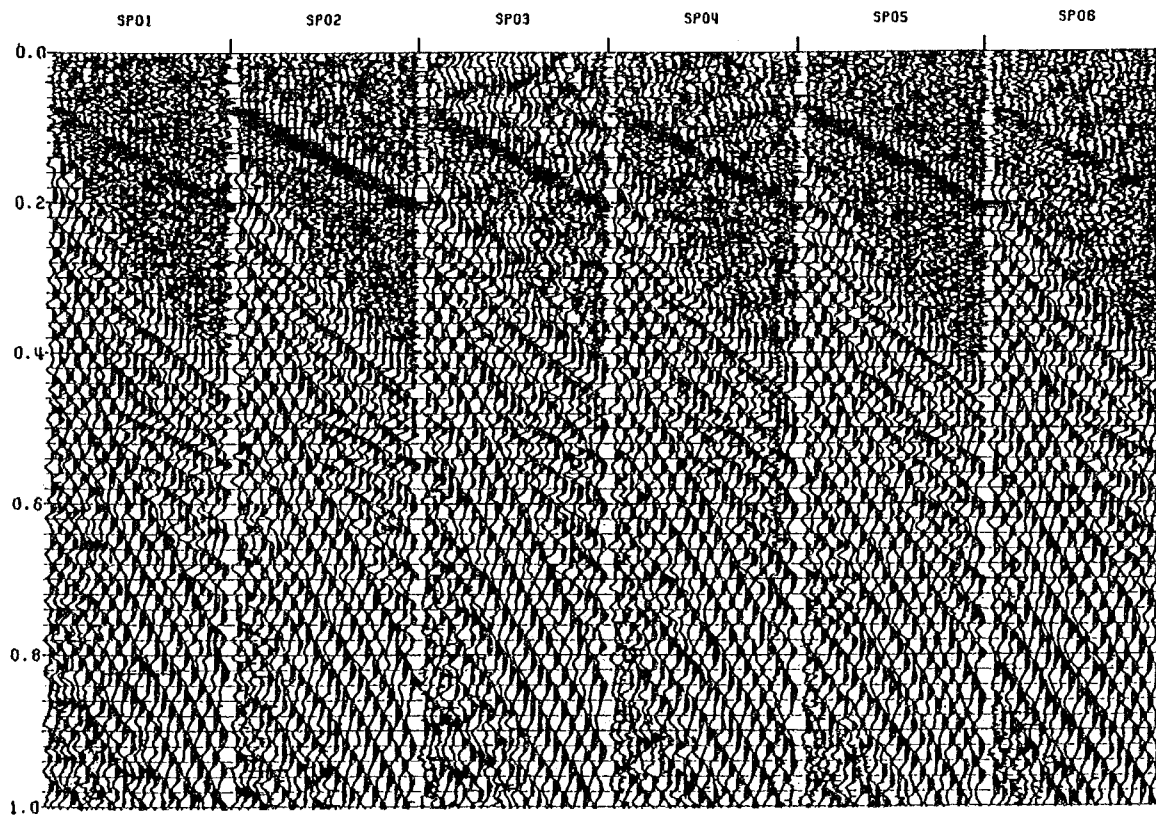


図20 DIGITAL AGC 処理後

- 1) 時間領域フィルター
- 2) 周波数領域フィルター
- 3) 相関フィルター

があるが、反射法では、位相特性を持たないフィルターを実現すること、また処理すべき情報が遼大であるため、計算時間を短縮すること等を考慮し、時間領域フィルターが用いられる。

5.5 NMO CORRECTION (NMO 補正)

振源と受振点が距離 X だけ離れているとすると、反射走時は図22に示すように、振源と受振点在同一の場所にあるときの反射走時 T_0 より ΔT 遅れる。この遅れ時間 ΔT はmove out timeと呼ばれるもので、振源距離によって変化する値である。反射走時をフラットにするためにはこの ΔT をゼロに、すなわち各々の受振点において振源距離をゼロにする様補正が必要で、これをNMO (NORMAL MOVE OUT) 補正と称している。

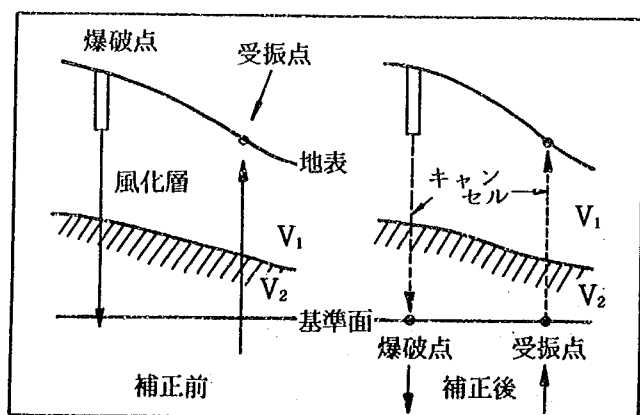


図21 静補正の概念

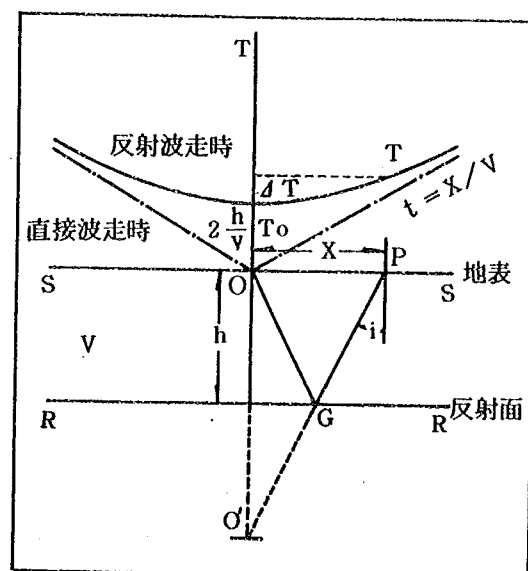


図22 NMO の概念

表5 静補正の種類

静 補 正 (図21参照)	(a) 爆破点補正	{ (Ⅰ) アップホールタイムの補正—地表での爆破に戻す。 (Ⅱ) 風化層補正—風化層部分を表層基底層で埋めたてる。 (Ⅲ) 標高補正—基準面での爆破に戻す。
	(b) 受振点補正	{ (Ⅰ) 埋設補正 (受振器を地下に設置した場合)—地表での受振に戻す。 (Ⅱ) 風化層補正—風化層部分を表層基底層で埋めたてる。 (Ⅲ) 標高補正—基準面での受振に戻す。

図より,

$$\begin{aligned}
 \Delta T &= T - T_0 \\
 &= \sqrt{\frac{X^2}{V^2} + \frac{4h^2}{V^2}} - \sqrt{\frac{4h^2}{V^2}} \\
 &= T - \sqrt{T^2 - \frac{X^2}{V^2}} \dots\dots\dots(9)
 \end{aligned}$$

h : 反射面深度

となる。一般にX, T の値は反射記録から読みとることができるので, V の値を変化させて, 最適の補正が得られるようにする。

5.6 VELOCITY ANALYSIS (速度解析)

上述のように(9)式のVの値を変化させてNMO補正を行ない, 反射波列の位相のずれ, 傾斜を検討することによって逆にVの値の適否を判断することができる。図23は, 左よりオリジナル記録とVs= 270, 250, 220, 200m/secとしてNMO補正を実行したものであるが, 図より反射波列がほぼ平坦となるVs = 200 m/secの速度が最適であり, 速度値が推定できる。

5.7 CDP STACK (CDP スタック)

略

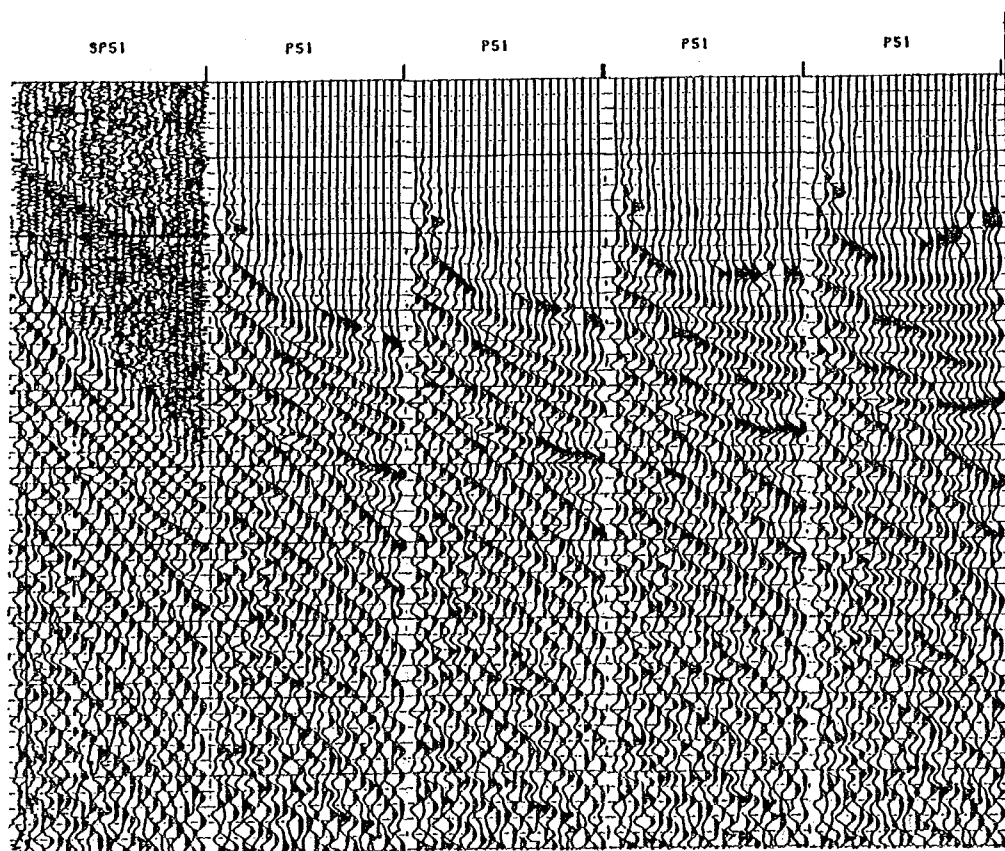


図23 NMO テスト結果

5.8 DECONVOLUTION (デコンボリューション)

略

5.9 MIXING (ミキシング)

上記処理後の反射記録断面において、反射面が平行であるならば反射波は同位相となり、時間的に強い連帯性を持つことになる。したがって複数のトレースを合成することによって反射波は強調され、ランダムな雑音は平均化されてS/N比を改善することができる。図24はMIXING処理前の、また図26はこれに $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{3}$ のMIXINGを施したものである。反射面が強調され、より鮮明になっていることが明らかに示されている。

6. 反射法弾性波探査の浅層地盤への適用

浅層地盤調査に対する反射法の適用は、現在実用化の端緒にあり、実験例も多くない。それらのうち比較的良好な結果が得られた例を2, 3以下に示す。

6.1 支持層の確認

土木研究所構内野外実験場においてSH波を利用した浅層反射法探査を実施した。探査測線は図25に示されている。A測線の反射記録断面を図26に示す。処理条件は、NMO速度：200m/sec; FILTER：10Hz～70Hz; CDP STACK：600%; MIXING：33%である。図26から、0.34sec付近に連続する平坦な強い反射面を、また0.46sec付近になだらかに起伏する反射面を見出すことができる。これらの反射面の深度は、NMO速度：200m/secより各々、約35m、約45mと見積もることができる。図27に、ボーリング調査から想定された同一地域の地域断面を示すが、この図より、この反射面は成田層基底の砂レキ層の上面と下面に対比させることが可能である。

この砂レキ層は、筑波学園地域では「第2支持層」⁽¹³⁾と称され、大型構造物の支持層として重視されている。深度15m付近に分布する砂層が「第1支持層」と称されているが検出されていない。しかし、適切な展開、高周波領域での解析によって検出される可能性がある。

図28は同一地域を、ランマーを振源として使用し、高周波領域で解析を行なった結果⁽²⁸⁾であるが、深度換算すると約35m、50m、85m付近に連続する明瞭な反射面が見い出される。これらの反射面は各々砂レキ層との境界面に対応できるらしい(渡辺;私信)。

以上のように、未固結堆積層において屈折法では検出が困難な深度にある砂レキ層：支持層を、浅層反射法によって明瞭に把えることができた。また、ボーリング調査では追跡困難な地層の連続性・層厚変化を把えることができた。

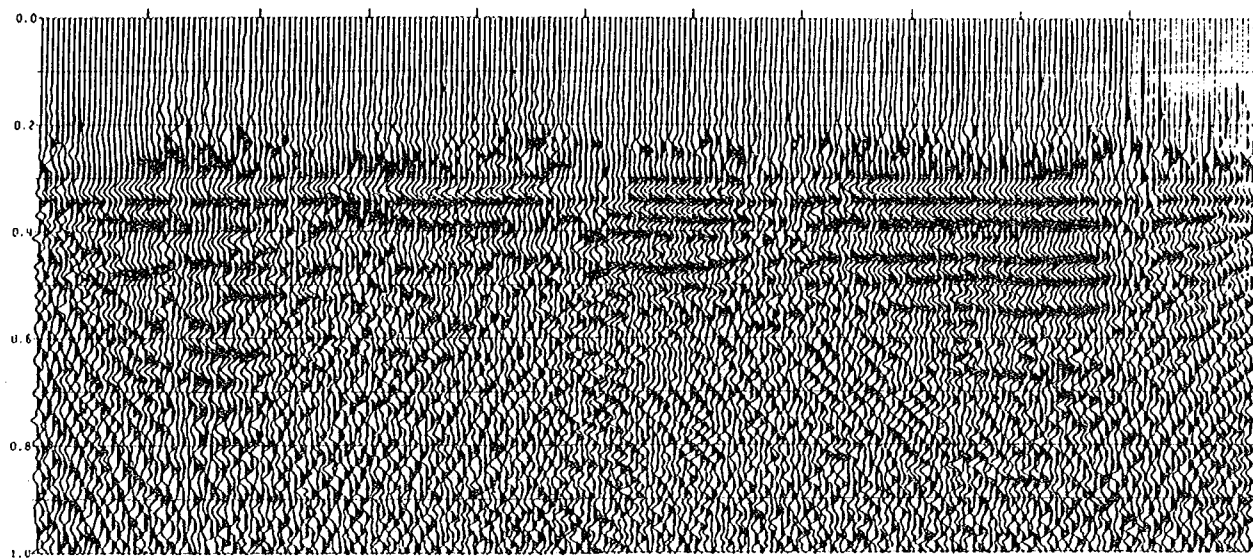


图24 反射断面 (MIXING 处理前)

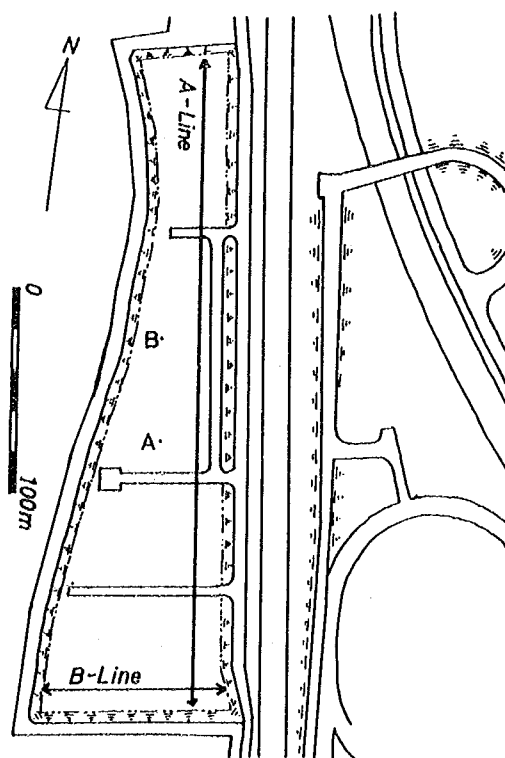


图25 野外实验场 探查测线图

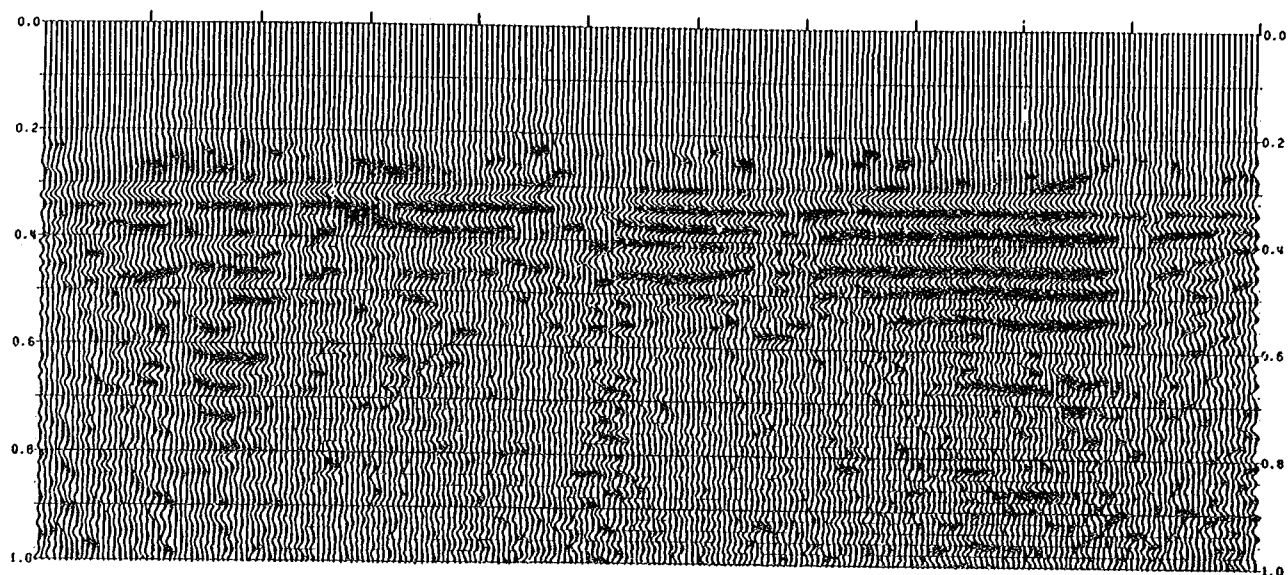


図 26 野外実験場 反射断面

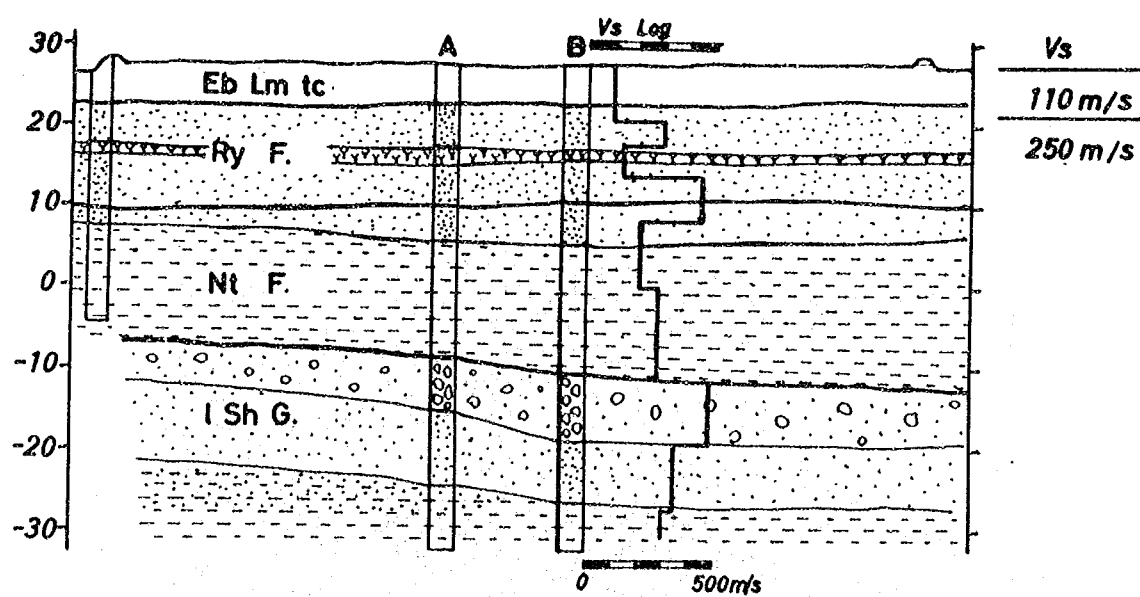


図 27 野外実験場 地質断面

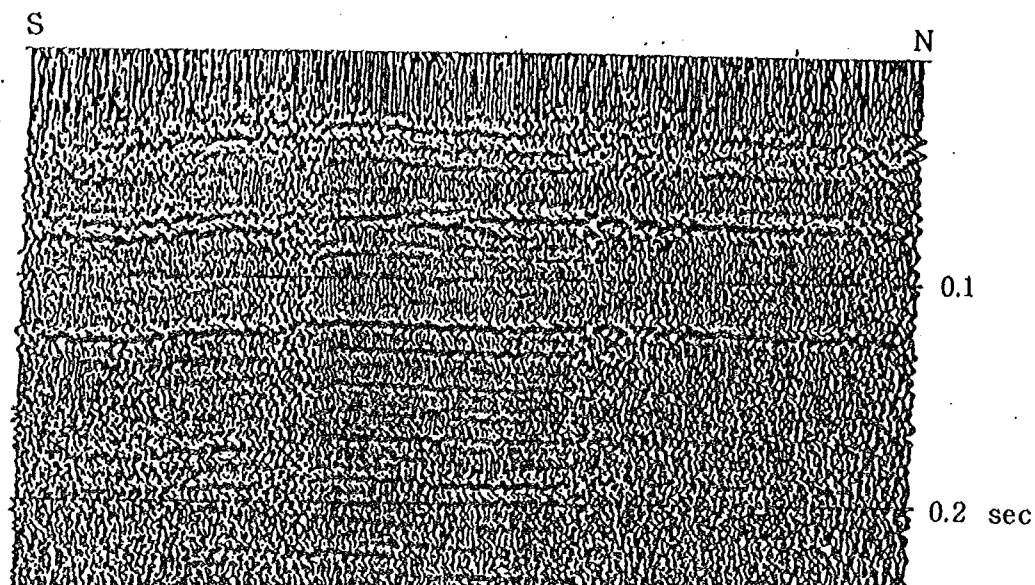


図28 高周波反射断面

6.2 断層および傾斜構造の確認

図29は浅層反射法によって「活断層」地域の浅部地下構造を探索した記録断面である⁽¹²⁾。北へ緩く傾斜する構造と、その上位に不整合で新期地層がおおっている構造が明瞭に把握されている。またF付近で反射面が不連続に切れており、断層の存在を示唆している。

6.3 地すべり調査

図30は、地すべり地においてハンマーを振源とした簡易的な浅層反射法探索を行なった例⁽²⁰⁾である。反射記録上、20 msec～50 msec 付近に連続する波列が存在するが、これは地質断面との対比から図のように解釈されるらしい。

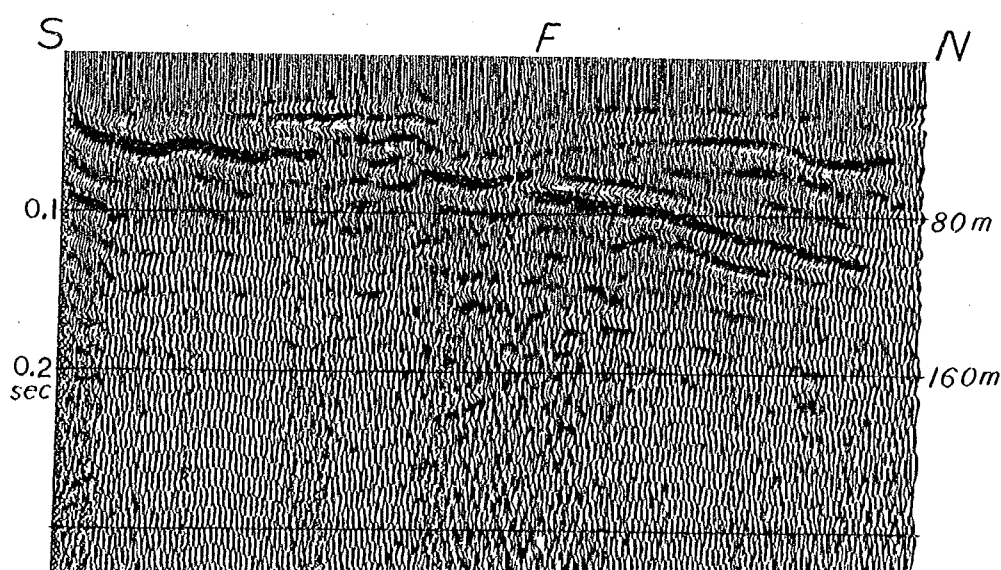


図29 活断層地域 反射断面 (加野ら⁽¹²⁾)

簡易的な方法による浅層反射法探査は、その適用範囲を拡大する保障となり得るが、反面、反射波であることの確認に主観性が入り込んでくるので注意する必要がある。

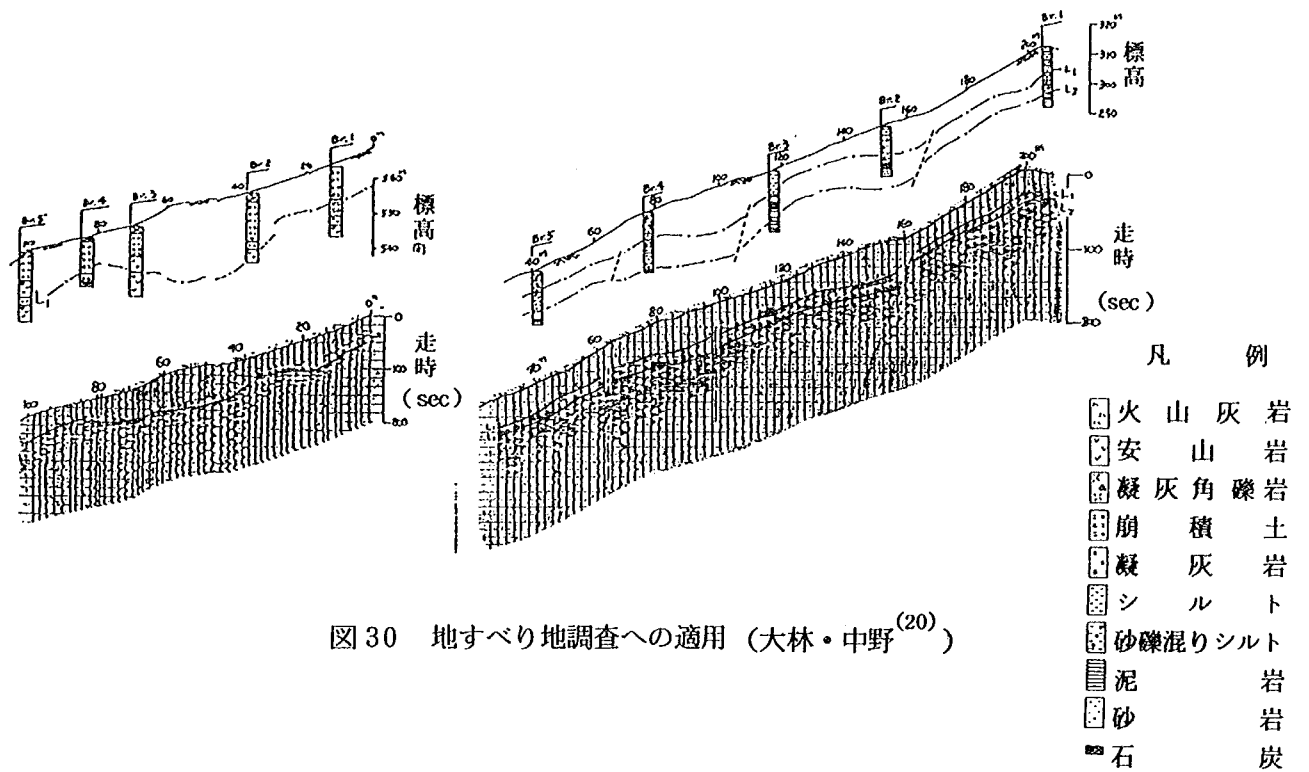
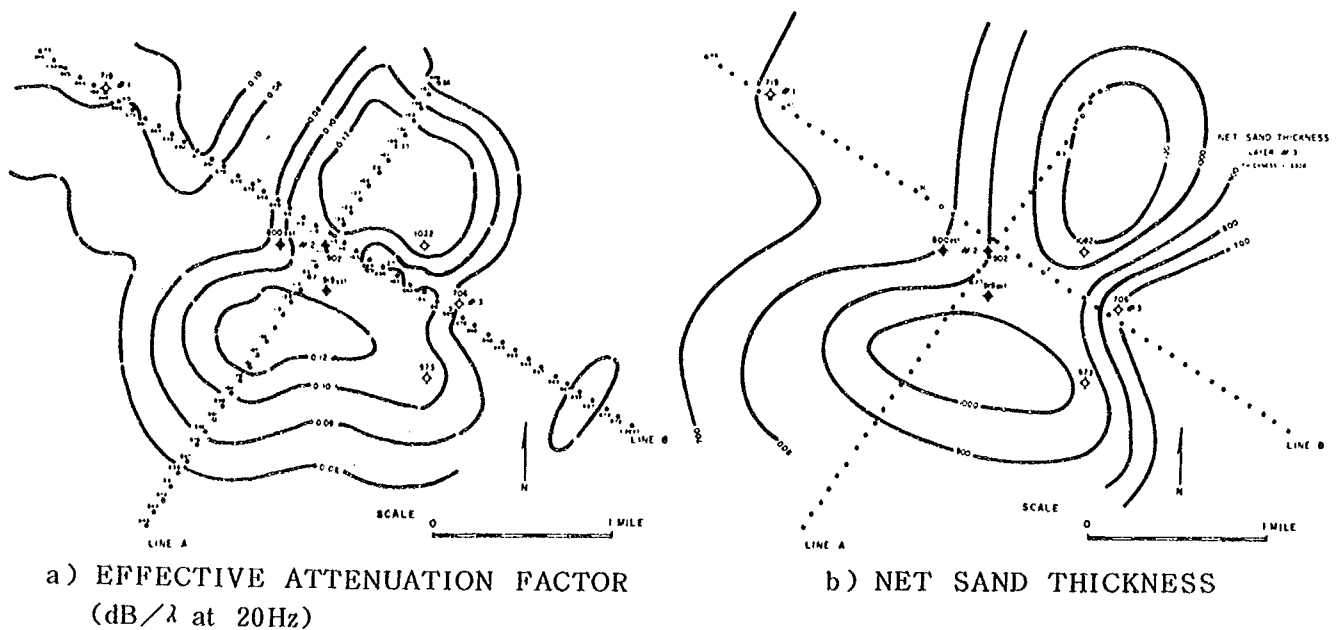


図 30 地すべり地調査への適用 (大林・中野⁽²⁰⁾)

6.4 岩相の把握

反射法では波形全体を記録し、解析・処理するため、波形の有している減衰についての情報を得ることができる。図 31 は反射記録から求めた減衰係数と、地質層の層厚の分布が良い対応を有していることを示している。



Comparison of attenuation and net sand thickness in Beer Nose Field, Calif.

図 31 岩相把握への適用
(Savit and Mateker⁽²⁴⁾)

岩相によって、減衰係数とその他の地盤定数が異なるので、反射記録からその情報を読みとり、地域的分を明らかにすることでマイクロゾーニングに適用することが可能である。

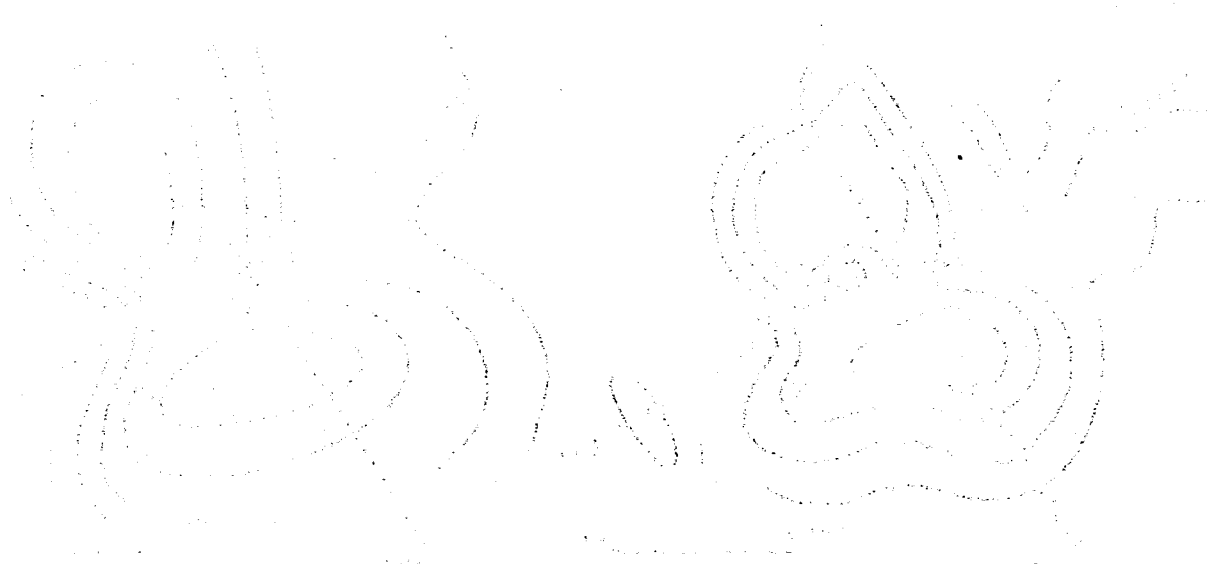


図 10-10 地盤定数の空間分布 (左: 減衰係数, 右: 地盤定数) (単位: 10⁻³)

参 考 文 献

- (1) 青木治三 : 地震探査におけるS-N比の改良とフィルターの作用について, 物理探鉱, 12 (1959), pp 178-189
- (2) Brasel, S. D. : Patterns of Sources and Detectors, in *Developments in Geophysical Exploration Methods - 1*, ed. by Fitch, pp 69-92, APPLIED SCIENCE PUBLISHERS LTD, (1979)
- (3) 地質調査所 : 物理探査・調査研究一覽, XI輯 (1967) ~ XXIII輯 (1980)
- (4) Coffeen, J. A. : *Seismic Exploration Fundamentals*, The Petroleum Publishing Co., (1978)
- (5) Dobrin, M. E. : *Introduction to Geophysical Prospecting*, McGraw-Hill, Inc., (1976)
- (6) 井川猛, 岩城弓雄, 青木豊, 橋田功, 山崎喬, 鳥羽武文 : 地震探鉱におけるデータ処理システムの進歩, 物理探鉱, 31 (1978), pp 140-155
- (7) 稲崎富士 : SH波を利用した反射法による浅層地盤構造解析, 物理探査学会 昭和58年 秋季講演会講演予稿集, (1981), pp 7-8
- (8) 石井吉徳 : 土地地震探査と信号改善について, 物理探鉱, 27 (1974), pp 64-75
- (9) 金子徹一 : 地震探鉱における群設置法と多孔爆発法の研究, 地質調査所報告, No 182 (1959)
- (10) 金子徹一, 平沢清 : 群設置法と多孔爆発法による妨害波消去の実験 - 深部物理探査研究第5報 -, 地質調査所月報, 12 (1961), pp 101-134
- (11) 加野直己, 渡辺史郎 : SH波による浅層反射法の実験, 物理探査学会 昭和55年 秋季講演会講演予稿集, (1980), pp 22-23
- (12) 加野直己, 渡辺史郎, 田中信一, 内田利弘, 駒井二郎 : 礫挽断層地域における浅層反射法の実験, 物理探査学会 昭和56年春季講演会講演予稿集, (1981), pp 70-71
- (13) 建設省筑波学園都市営繕建設本部 : 筑波研究学園都市地盤図, 建築保全センター, (1981)
- (14) Klipsh, P. W. : Some Aspects of Multiple Recording in Seismic Prospecting, *Geophysics*, 1 (1936), pp 365-377
- (15) 小林直太, 中野迪夫, 渡辺健 : 板叩き法によるSH波の基礎的な実験, 地質工学, 第9輯 (1974), pp 15-26
- (16) 毎熊輝記 : S波の発生に関する実験的研究 (I) - 板叩き法のSH波振源機構について -, 物理探鉱, 30 (1977), pp 12-26
- (17) 毎熊輝記, 山名久雄 : S波の発生に関する実験的研究 (II) - コイルバネを利用したSH波振源による実験 -, 物理探鉱, 30 (1977), pp 261-272
- (18) Mcquillin, R., Bacon, M., Barclay, W. : *An Introduction to Seismic Inter-*

pretation, Graham & Trotman Limited, (1979)

- (19) 宮脇一男 : 雑音解析, 朝倉書店, (1961)
- (20) 大林博輔, 中野修 : 土地地質調査のための浅層反射法の記録例, 物理探査学会 昭和 56 年 秋季講演会講演予稿集, (1981), pp 13 - 14
- (21) 大島洋志, 石井吉徳 : 浅層反射法による地質調査の一事例, 物理探査学会 昭和 55 年 春季講演会講演予稿集, (1980), pp 63 - 64
- (22) Robinson, E.A., Treitel, S. : *Geophysical Signal Analysis*, Prentice-Hall, Inc., (1976)
- (23) 佐原啓二 : 石油資源探査における計算機利用, 情報処理, 20 (1979), pp 798 - 808
- (24) Savit, C.H., E. J. Mateker, Jr. : From "Where?" to "What?", Proc. 8th World Petrol. Congr., vol. 3, pp 95 - 104, Applied Science, (1971)
- (25) Senti, R. J. : Geophysical Activity in 1980, *Geophysics*, 45 (1981), pp 1318 - 1333
- (26) 杉山昭之助 : 反射法地震探査鉦のデータ処理, 物理探査, 21 (1968), pp 92 - 100
- (27) 津宏治, 小川克郎, 飯室弘 : 地熱情報データ・ベースシステム(4) 一会話型式屈折データ解析法 - 物理探査学会 昭和 56 年 春季講演会講演予稿集, (1981), pp 7
- (28) 渡辺史郎, 加野直巳, 横倉隆伸, 田中信一, 駒井二郎 : 高周波受振器を用いた浅層反射法の実験, 物理探査学会 昭和 56 年 秋季講演会講演予稿集, (1981), pp 9 - 10

質 疑 応 答

園村 (宮ヶ瀬)： この方法がダムサイトの地質調査上も適応できるものかということと、もう1つは地下水の測定にはどうなのか、という2点についておたずねしたいと思います。

稲崎 (土研)： まずダムサイトの場合ですが、今御紹介したものと多少手法的に異なったもので、弱層や断層破碎帯などが存在するとそこで弾性波が反射してはね返って来ます。それを把えることで例えば横坑壁で確認される断層が奥にどのように連続しているかを調べた例があります。

それから地下水調査についてですが、地下水面が明瞭な反射面であればよいのですが、S波を利用した場合、速度があまり含水比に影響受けないので反射面として把えにくい。P波は含水比によって変化しますが、速度が大きいので細かな解析をするためには非常に高周波の波を発生する必要があります。しかしこの高周波振源が今のところネックになっていて、P波で地下水面を確認するという段階までは至っていませんので、その点が解決できれば浅い所にある地下水面を把握することも可能になってくると思います。

水谷 (土研)： 私の質問の内容は、只今の御質問と大体似ておまして、今紹介ありましたのは堆積層についてのデータが主だったのですが、軟岩・堅岩に対してどのように適用できるか、その場合どのような情報が得られるか、という点を質問したかったのですが、だいたい今の内容と同じですので結構です。

松本 (土研)： 非常に有力な方法だということで、興味深く聞かせていただいたのですが、反射してくる波を把えるという原理からしてインピーダンス比の異なる面があるということが前提で、連続的にインピーダンス比が変化する場合や、断層など傾斜の急な構造には非常に使いにくい様な気がするのですが、その点どうかということ。次に波をとらえてその後の解析に非常に洗練された処理をコンピュータを使ってやっている訳で、この洗練された手法を逆に今までダムなどでよく使っている屈折法に応用すれば、屈折法の精度を向上させるという副次的な効果が期待できるのではないかという気がするのですが。それから3番目に周波数フィルターを時間領域でやるということなのですが、これはFFTアナライザーなどで周波数領域で処理したほうが時間を短縮できるのではないかと思うのですが、この3点についてお聞きしたい。

稲崎： まず、断層や立っている面の把握についてですが、例えば図5でも断層はきれいに出ております。本来反射法探査が用いられてきた石油資源の分野では断層というのは非常に大きな役割を占めております。それで断層がどのように走っているか、立った面がどこにあるかといったことが解明できないといけない訳で、それらを特に強調する様な処理法も開発されていますので、断層や傾斜の急な面を把えることはできます。

それから屈折法への利用についてですが、今日、屈折法探査では、経験の豊富な人が手作業で、初動を読みとって、それで走時曲線を作成し、それを解析して断面図を作っておりますので、解析の仕方・分析の仕方は非常に難かしくて素人ではちょっとわかりにくい、やれないという事もあるのです。それをミニコンを利用して処理して結果を出す、ということも行なわれはじめています。

それからフィルターを何故時間領域でかけるのかという点ですが、その理由の1つは、波形が歪んだり、時間軸上で遅れたりすると解析上問題があるので、位相特性を持たない様なフィルターを設計しないといけない訳ですが、これが時間領域のフィルターで可能であること、それからアレイプロセッサを利用しますと時間領域でのフィルタリングの演算時間をFFTよりずっと短縮することができるからです。

よろしいでしょうか。

菅原 (司会)： インピーダンス比の違いについてはどうですか。

稲崎： 反射面から返ってくるには音響インピーダンスの違いがなくては行けませんから、それが連続的に変化するミラージュ層と呼ばれているものでは解析がたぶん非常に困難ではないかと思いますが、それは屈折法でも同じです。ただ反射法は弾性波以外の波でも利用でき、電磁波や超音波も使えます。だから何種類の波を利用して、その中で最適なものを採用すればよいと思います。

松本： 図5では、音響インピーダンスの異なる水平層があって、それが食い違っていることで断層がわかると考えられ、したがってダムサイトなどの風化層で、風化がジワジワと進行している場合はインピーダンスが gradual に変化して反射法では縦の断層を捉えるのは非常に困難であると思います。例えばフィルダムの堤体を念頭に置くと、その中にはコアゾーンとフィルターゾーンとロックゾーンがありますが、その中でS波速度の分布は動的解析・耐震計算するのに非常に重要なファクターですが、それを反射法で捉えられるなら是非使いたいと考えている訳です。しかしゾーニングが立っており、またインピーダンスの変化も緩やかだと難しいのではないかと思います。如何ですか。

稲崎： その通りで、確かにインピーダンスの変化する水平層に有効である訳ですが、この場合地表面も水平である訳です。したがって傾斜層は傾斜した地表面からであれば図30の様に捉えることも可能だと思います。

地質担当者会議発表議題一覧

(A) 回 別

回	発表議題名	発表者	所 属
1	1) ダムおよび道路の地質に関する最近の問題点について	芥 川	土研 地質
	2) 検層を中心とした地質調査方法について	小 島	" "
	3) 岩盤 (ダム, 切取斜面等) の地質調査について	岡 本	" "
2	1) 地質調査におけるボーリングの重要性	芥 川	土研 地質
	2) ボーリング柱状図と日報の試案 (軟岩) について	小 島	" "
	3) " " (硬岩) "	岡 本	" "
	4) ボーリング工事仕様書にもり込むべき事項	岡 本	" "
	5) 現地における地質調査上の問題点について	岡 本	" "
3	1) トンネルの地質調査指針について	芥 川	土研 地質化学部長
	2) ボーリングコアによる岩盤表示の試み	菅 原	" 地質
	3) 空中写真による地質調査判読外注について	岡本・大竹	土研地質・国土地理院
	4) フォイルサンプリャによるサンプリングと試験	桑 原	土研 基礎
	5) アメリカにおける土木地質の動向	安 江	" 地質
4	1) 地質調査のあり方について	今 西	土研 地質化学部長
	2) ダムタイプと地質上の問題点について	岡 本	" 地質
	3) 東京湾湾央部の地質調査について	市 川	関東地建
	4) ダムの現場からの報告 —矢作ダム地質調査および工事における2・3の経験—	畑 中	中部地建
	5) ボーリング共通仕様書 (調査工事) の統一化について	桑 原	土研 地質
5	1) 火山岩地帯のダム基礎の問題について	三 浦	九州地建
	2) ダム基礎の設計における問題点	飯 田	土研 ダム構
	3) コンクリートダム設計の手順	柴 田	" "
	4) 道路のり面崩壊の実態について	岡 本	" 地質
	5) のり面の効果ならびに選定基準に関する研究	桑 原	" "
	6) サンフェルナンド地震について	菅 原	" "
	7) アメリカにおける岩盤分類と斜面の安定解析	菅 原	" "

6	1) 白川ダムにおける地質的問題点	大 木	東北地建
	2) 国道161号線西大津バイパス長等トンネルについて	鈴 木	近畿地建
	3) ダムの設計業務積算資料(ダムの地質調査)について	堀	河川局開発課
	4) ダム基礎岩盤グラウチング計画について	岡 本	土研 地質
	5) 47. 7 豪雨による災害の特徴について	渡・吉岡・ 安 江	土研 地すべり・砂 防・急傾斜
	6) ダムおよび道路に関する地すべりについて	渡	土研 地すべり
7	1) トンネル工事と地質	今 田	土研 トンネル
	2) トンネル内の軟弱岩の凍害と盤圧	星 野	北海道開発局 土木 試験所
	3) トンネルの技術基準	菅 原	土研 地質
	4) 第三紀層におけるダムの地質的問題	岡 本	" "
	5) インドネシア, ウリンギダムの地質調査と基礎処理について	三浦・田原	九州地建
8	1) 構造物の基礎	駒 田	土研 基礎
	2) 河川砂防技術基準について	岡 本	" 地質
	3) のり面緑化工法の実態について	中国技術事務所	中国地建
	4) 中部地建における2・3の地質上の問題について	畑 中	中部地建
	5) 安房トンネルにおける地熱調査	白村・前田・ 畑 中	" "
9	1) 地盤注入用薬液について	蒔 田	土研 化学
	2) 関東地域の地下水調査について	企画課	関東地建
	3) 東北地方のダムに関する2・3の問題点	市 川	東北地建
	4) ボーリング孔内調査試験法(物理検層)	桑 原	土研 地質
	5) 道路土工指針(土質調査試験)について	桑 原	" "
10	1) 弥栄ダムの地質について	神 尾	中国地建
	2) 17号台風による山地災害について	安 江・ 藤田・池谷	土研 急傾斜・ 地すべり・砂防
	3) 特別講演土木地質について	芥 川	埼玉大
	4) ルジオンテスト施工指針(案)について	菅 原	土研 地質

11	1) 斜面安定について	渡	土研 地質官
	2) 大口径掘削機による岩盤の掘削工法について	千 田	" 施工
	3) 大渡ダムの基礎掘削について	山 本	四国地建
	4) 原石山掘削斜面の安定について	竹 林	土研 ダム計画官
	5) 都市トンネルの施工例	中 島	東北地建
	6) 国道9号線 木原防災工事について	桑 原	土研 地質
12	1) 地質年代と土木工事	岡 本	土研 地質化学部長
	2) 妙高山土石流災害について	酒 井	" 新潟試験所長
	3) 活断層について	菅 原	" 地質
	4) 伊豆大島近海地震および宮城県沖地震について	桑 原	" "
	5) 火山岩地帯に建設されたダムの基礎処理の実例	三 浦	九州地建
	6) ロックボルト工のトンネルへの応用	今 田	土研 トンネル
13	1) ダム建設と環境問題	大 木	中部地建
	2) ヨーロッパの岩盤施工	岡 本	土研 地質官
	3) 凍結融解試験法によるリップラップ材の耐久性判定基準(案)について	中 村	" 地質
	4) 斜面崩壊に関する諸問題	安 江	" 急傾斜
	5) 地形分析による山地地盤調査について	江 川	東北地建
	6) 北海道の開発事業における土木地質上の諸問題	小林・根岸	北海道開発局 土木試験所
14	1) 安房トンネルの計画と調査	杉 山	中部地建
	2) ダム建設における地質調査の役割	竹 林	河川局開発課
	3) 軟弱地盤上の盛土の沈下	久 楽	土研 土質
	4) 長島ダムの地質構造について	平 野	" 地質
	5) 遮水技術の現況と地下ダムへの適用性	中 村	" "
	6) 物理探査法の地質調査への応用	菅 原	" "
15	1) 岩盤の原位置せん断試験に関わる諸問題	水 野	土研 ダム構
	2) 石灰岩地帯におけるダムの建設	菅 原	" 地質
	3) 注入工法による砂礫地盤の遮水	中 村	" "
	4) 地すべり地形の形成作用と地盤変形	星 埜	東北地建
	5) 反射弾性波探査法の利用	稲 崎	土研 地質

地質担当者会議発表議題一覧

(B) 分野別

分 野	発 表 題 名	関連分野
a. 地質調査法	1-2) 検層を中心とした地質調査方法について	b・c
	1-3) 岩盤（ダム、切取斜面等）の地質調査について	
	2-1) 地質調査におけるボーリングの重要性	
	2-5) 現場における地質調査上の問題点について	
	3-2) ボーリングコアによる岩盤表示の試み	
	3-4) フォイルサンプリャによるサンプリングと試験	
	4-1) 地質調査のあり方について	
	9-4) ボーリング孔内調査試験法（物理検層）	
	12-3) 活断層について	
	13-5) 地形分析による山地地盤調査について	
	14-6) 物理探査法の地質調査への応用	
	15-5) 反射弾性波探査法の利用	
b. ダ ム	1-1) ダムおよび道路の地質に関する最近の問題点について	d
	4-2) ダムタイプと地質上の問題点について	
	5-1) 火山岩地帯のダム基礎の問題について	
	6-4) ダム基礎岩盤グラウチング計画について	
	7-4) 第三紀層におけるダムの地質的問題	
	11-4) 原石山掘削斜面の安定について	
	12-5) 火山岩地帯に建設されたダムの基礎処理の実例	
	13-1) ダム建設と環境問題	
	14-2) ダム建設における地質調査の役割	
	15-1) 岩盤の原位置せん断試験に関わる諸問題	
	15-2) 石灰岩地帯におけるダムの建設	
c. 道路, トンネル	1-1) ダムおよび道路の地質に関する最近の問題点について	d
	5-4) 道路のり面崩壊の実態について	
	5-5) のり面工の効果ならびに選定基準に関する研究	
	7-2) トンネル内の軟弱岩の凍害と盤圧	
	11-5) 都市トンネルの施工例	

c. 道路, トンネル	12-6)	ロックボルト工のトンネルへの応用	h
	14-1)	安房トンネルの計画と調査	d
d. 地域地質	4-3)	東京湾湾央部の地質調査について	
	4-4)	ダム現場からの報告 —矢作ダム地質調査および工事における2・3の経験—	b
	6-1)	白川ダムにおける地質的問題点	b
	6-2)	国道161号線西大津バイパス長等トンネルについて	c
	8-4)	中部地建における2・3の地質上の問題点について	b
	8-5)	安房トンネルにおける地熱調査	c
	9-2)	関東地域の地下水調査について	
	9-3)	東北地方ダムに関する2・3の問題点	b
	10-1)	弥栄ダムの地質について	b
	11-3)	大渡ダムの基礎掘削について	b・h
	11-6)	国道9号線 木原防災工事について	c・g
	13-6)	北海道の開発事業における土木地質上の諸問題	b・c・g
	14-4)	長島ダムの地質構造について	b
e. 仕様書・指針・ 基準	2-2)	ボーリング柱状図と日報の試案(軟岩)について	a
	2-3)	" " (硬岩) "	
	2-4)	ボーリング工事仕様書にもり込むべき事項	
	3-1)	トンネルの地質調査指針について	c
	3-3)	空中写真による地質調査判読外注について	a
	4-5)	ボーリング共通仕様書(調査工事)の統一化について	a
	6-3)	ダムの設計業務積算資料(ダムの地質調査)について	b
	7-3)	トンネルの技術基準	c
	8-2)	河川砂防技術基準について	
	9-5)	道路土工指針(土質調査試験)について	c
	10-4)	ルジオンテスト施工指針(案)について	b
	13-3)	凍結融解試験法によるリップラップ材の耐久性判定基準 (案)について	
f. 海 外	3-5)	アメリカにおける土木地質の動向	

f. 海 外	5-6)	サンフェルナンド地震について	
	5-7)	アメリカにおける岩盤分類と斜面の安定解析	c
	7-5)	インドネシア, ウリンギダムの地質調査と基礎処理について	b
	13-2)	ヨーロッパの岩盤施工	
g. 災害・地すべり	6-5)	47. 7 豪雨による災害の特徴について	
	6-6)	ダムおよび道路に関連する地すべりにについて	b・c
	8-3)	のり面緑化工法の実態について	c・d
	10-2)	17号台風による山地災害について	
	11-1)	斜面安定について	
	12-2)	妙高山土石流災害について	d
	12-4)	伊豆大島近海地震および宮城県沖地震について	
	13-4)	斜面崩壊に関する諸問題	
	15-4)	地すべり地形の形成作用と地盤変形	
h. 周辺領域	5-2)	ダム基礎の設計における問題点	
	5-3)	コンクリートダム設計の手順	
	7-1)	トンネル工事と地質	b
	8-1)	構造物の基礎	
	8-3)	のり面緑化工法の実態について	c・d
	9-1)	地盤注入用薬液について	
	10-3)	特別講演土质地質について	
	11-2)	大口径掘削機による岩盤の掘削工法について	
	12-1)	地質年代と土木工事	
	14-3)	軟弱地盤上の盛土の沈下	c
	14-5)	遮水技術の現況と地下ダムへの適用性	
	15-3)	注入工法による砂礫地盤の遮水	

第15回地質担当者会議資料

土研資料第 1769 号
昭和 57 年 3 月 (1982)

地 質 研 究 室

要 旨 第15回地質担当者会議において発表された研究、報告、講演内
容とその討論内容を取りまとめたものである。

1. 岩盤の原位置せん断試験に関わる諸問題
2. 石灰岩地帯におけるダムの建設
3. 注入工法による砂礫地盤の遮水
4. 地すべり地形の形成作用と地盤変形
5. 反射弾性波探査法の利用

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

地 質 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1769号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 ㊟

○