情報資料課長殿

66

土研資料第1635号

土木研究所資料

第14回地質担当者会議資料

昭和56年2月

建設省土木研究所
地質化学部地質研究室

Copyright © 1981 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by 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。

目　　次

まえがき

会議次第 …… 1

出席者 …… 2

開会の挨拶 …… 4

技術参事官挨拶 …… 5

土木研究所所長挨拶 …… 9

閉会の挨拶 …… 11

議事および資料

1. 安房トンネルの計画と調査 …… 15

2. ダム建設における地質調査の役割 …… 31

3. 軟弱地盤上の盛土の沈下 …… 53

4. 長島ダムの地質構造について …… 87

5. 遮水技術の現況と地下ダムへの適用性 …… 113

6. 物理探査法の地質調査への応用 …… 127

ま え が き

地質調査上の問題点の解明，技術情報の交換あるいは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14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，地質調査関連の基準や指針の討議を行い，またダム，トンネル，のり面等の地質上の問題点の検討や海外の技術紹介等を行ってきた。

今回も，本省省掛技術参事官，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。

会議は，下記の6項目について発表があり，活発な討議がなされた。

「安房トンネルの計画と調査」については，火山地帯の高熱トンネルにおける地熱，火山ガス，熱水等の調査の方法とその経緯を中心とした興味ある報告が行われた。

「ダム建設における地質調査の役割」については，近年のダムサイトの地質的問題点と調査上の留意点について全国の多くの事例に基づいた報告がなされた。

「軟弱地盤上の盛土の沈下」においては，軟弱地盤の土質調査と道路土工の現状とその問題点について総括的な紹介がなされた。

「長島ダムの地質構造について」においては，破砕ゾーンと複雑な地質構造をなすダムサイトの地質調査について長島ダムを例として報告がなされた。

「遮水技術の現況と地下ダムへの適用性」については砂礫層における遮水工法の現況と地下ダムへの適用性を検討した紹介がなされた。

「物理探査法の地質調査への応用」においては，土木地質分野における物理探査法の最近の動向について多岐にわたる紹介が行われた。

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56年2月

建設省土木研究所地質研究室長　菅　原　　捷

第14回 地質担当者会議議事次第

昭和55年12月9日(火)

東京都千代田区内神田1－1－12 コーブビル

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)	10：05～10：15	挨 拶	大臣官房	技術参事官	沓掛 哲男
3)	10：15～10：25	挨 拶	土木研究所	所 長	大久保忠良
4)	10：25～11：00	安房トンネルの計画と調査	中部地建高山国道工事事務所建設監督官		杉山 稔
5)	11：10～12：00	ダム建設における地質調査の役割	河川局開発課	課長補佐	竹林 征三
6)	13：00～13：50	軟弱地盤上の盛土の沈下	土 研	土質研究室長	久楽 勝行
7)	13：50～14：40	長島ダムの地質構造について	土 研	地質研究室研究員	平野 勇
8)	15：00～15：50	遮水技術の現況と地下ダムへの適用性	土 研	地質研究室研究員	中村 康夫
9)	15：50～16：40	物理探査法の地質調査への応用	土 研	地質研究室長	菅原 捷
10)	16：40～16：50	閉会の挨拶	土 研	地 質 官	岡本 隆一

第14回　地質担当者会議出席者名簿

機関名	氏名	所属職名
本省	沓掛哲男	大臣官房技術参事官
	土肥規男	〃　技術調査官
	三村清志	河川局河川計画課長補佐
	満岡英世	〃　治水課長補佐
	広瀬利雄	〃　開発課長
	坂本忠彦	〃　開発課長補佐
	竹林征三	〃　開発課長補佐
	甲村謙友	〃　開発課調査計画係長
国土地理院	江川良武	企画部研究員
	庄司浩	地理調査部地理第一課地理第一係長
	長岡正利	〃　地理第二課調査員
建設大学校	加藤高義	測量部長
	高橋尚城	建設部建設科主任教官
東北地建	星埜由尚	河川部建設専門官
	国井宏悦	〃　河川計画課調査第二係長
北陸地建	大木達夫	大町ダム工事事務所長
	榎本真	北陸技術事務所副所長
関東地建	赤穂俊作	河川部河川計画課調査第二係長
	井上房雄	道路部道路工事課改良第二係
	高橋正成	荒川上流工事事務所開発設計係長
	吉永格文	川治ダム工事事務所調査設計課長
	佐々木孝	大宮国道工事事務所調査課調査第一係長
	横山嘉大	甲府工事事務所調査課計画係長
中部地建	宮本登	河川部建設専門官
	畑中博文	矢作ダム管理所長
	杉山稔	高山国道工事事務所建設監督官
近畿地建	多田敏一	河川部建設専門官
	岡山公雄	〃　河川計画課
中国地建	木村範行	中国技術事務所副所長
九州地建	増元四郎	河川部河川計画課計画第二係長
	仲道憲一	企画部技術管理課基準係長
北海道開発局	野地正保	土木試験所地質研究室副室長
	根岸正充	〃　〃　主任研究員

機関名	氏名	所属職名
沖縄総合事務局	脇　秋吉	北部ダム事務所調査設計第一課長
土木研究所	大久保　忠良	所長
	飯田　隆一	研究調整官
	岡本　隆一	地質官
	蒔田　実	地質化学部長
	糸林　芳彦	ダム部長
	吉岡　良朗	砂防部長
	南雲　貞夫	機械施工部長
	水野　光章	ダム部ダム構造研究室長
	松本　徳久	〃　フィルダム研究室長
	上原　信司	砂防部砂防研究室
	北山　滋基	〃　〃
	藤田　寿雄	〃　地すべり研究室長
	吉松　弘行	〃　〃　主任研究員
	安江　朝光	〃　急傾斜地崩壊研究室長
	仲野　公章	〃　〃　研究員
	北川　明	河川部水文研究室研究員
	久楽　勝行	機械施工部土質研究室長
	古賀　泰之	〃　動土質研究室主任研究員
	越川　裕	構造橋梁部基礎研究室
	河野　広隆	道路部トンネル研究室研究員
	白石　一夫	新潟試験所研究員
	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	〃　〃　〃
	佐々木　審	〃　〃
	神保　悟	〃　〃
	山本　茂弘	企画部企画課企画調整係長
	河野　辰男	〃　〃

開会の挨拶

土木研究所　地質化学部長　蒔田　実

皆さんおはようございます。昭和42年に発足致しました地質担当者会議もおかげさまで第14回目を迎えることになりました。

本日は，予算等でお忙しい中を技術参事官をはじめ，本省から多数の方にお見えいただいております。それから北海道，沖縄，および各地方建設局，国土地理院，建設大学校ならびに土木研究所の地質に係わる担当の方に多数参加いただいております。

限られた時間ではございますが，本日も多種・多様の話題が用意されてございます。時間の許すかぎり，情報，意見の交換をしていただきたいと思います。

それでは只今から，第14回地質担当者会議を開催させていただきます。

挨　　拶

大臣官房技術参事官　沓　掛　哲　男

おはようございます。私，技術参事官の沓掛でございます。

今日，御出席の方々の多くは現場の第一線で建設行政の推進にあたられている方々であろうと思います。

技術的な話は，その方面の権威である土木研究所の大久保所長が御挨拶のなかでされると思いますので，私は建設行政に係る今日的な課題について簡単にお話しいたします。

今日的な主な課題として，１つはエネルギー問題，特に石油関係，２番目に環境問題，３番目に財政再建の問題があります。これを私の与えられた時間内で，何が問題であり，いったいどういう方向で進んでいるのかということを簡単に御説明したいと思います。

石油問題というのは基本的に申しますと，石油の消費量が発見される油田の埋蔵量を上まわり，やがて油田が枯渇して行くであろうというところが発端であります。しかし，いろいろと調べて研究していきますと，ある人は「30年程度で枯渇してしまうだろう」と言い，またある人は「いや２００年はもつであろう」と言います。そして「30年」という人の話の根拠は何かと申しますと，確認埋蔵量をもとにしております。現在，既に〝油田〟として確保されているものが約６000億バーレルございます。世界の年間消費料は約200億バーレルであり，確認埋蔵量が６000億バーレルということから，6000億／200億で30年というのが一番Sicher（確実）な値といえます。また，もっと長期的な人たちが言うのには，今までのような速度で油田が発見されないとしても，おそらく地球には約２兆バーレルの究極可採埋蔵量があるだろうということであります。

その２兆バーレルを先の年間約200億バーレルで割りますと100年はもつであろうということです。ただ，現在の石油採取技術ではreserve（埋蔵）されておる石油の４０％しか採取できません。これには採算に合わないというような色々な問題もあります。そこで，現在の４０％の採取率を１００％にあげて２兆バーレルといわれている究極可採埋蔵量を採取すれば，約２５０年はもつということが考えられると思います。この石油問題に対処する考え方として，大きく分けると２つあります。１つはcrisis－management（危機管理）ということ，もう一方は長期的構造的に対応していくということであります。crisis－managementとは何かと申しますと，戦争あるいは政治的な危機，問題のために石油が送られて来ないことへの対応であります。しかし長期的な問題としては，先に述べたとおり石油というのはだんだん枯渇していく資源ですから，長い目で長期的，構造的な対策を立てていく必要があるということであります。いわゆる，crisis－managementについては備蓄，もっと危機になれば切符制，配給制という制度面で対応していこうということでありますが，長期的な対応には代替エネルギーの開発と省エネルギー化を進めることだと思います。

石油問題をあおりたてる人々は，このcrisis－managementを強調して「明日にも石油が来ない」即ち「石油がなくなる」だから……といった発想法をとります。しかし，実情は決してそれほど緊迫した問題ではないので，そこのところを分けて考えなければいけないと思います。

もちろん省エネルギー，石油を節約することは今後とも必要であろうと思います。

従来の生産性といえば，労働生産性だけを言っていたわけです。

しかし，今後は色々な技術開発および建設行政の推進においてもそれぞれがエネルギーに対する生産性の向上をはかり，特に石油エネルギーの消費料を少なくしていくことが，これからの重要な課題であろうと思います。

次に環境問題ですが，近況だけ話します。

実は環境庁が今春の国会に提案すべく，環境アセスメント法案を準備し一応閣議決定まで終えております。したがって環境庁としては，それを今度の国会に提出して成立させるべく非常に努力しております。これにどう対応していくかということが，環境問題での今日的な課題になっております。ここで特に気にかかるのは，環境庁が地方では環境庁案よりも厳しい条例がどんどんできているので環境アセスメント法を早く作る方が建設事業を進める上には得策であると説明していることです。この法案の中にも色々問題があります。一例として環境アセスメントについて環境庁長官が必要に応じ意見を言えるしくみになっておりますが，この発動の仕方によっては公共事業が大幅にストップしてしまいます。私達としては，公共事業が円滑に進められ，その機能を十分果せられること，又，環境を予測し，評価する技術的手法が国民的コンセンサスを得られるよう実例等を通じて確度の高いものにならないと現場でトラブルがおきるのではないかと懸念しております。

それから財政再建の問題でございます。

財政再建の発端となったのは，昭和４８年の第１次石油ショックを原因とする不況であります。そして，それを克服するために昭和５２・５３年度に補正予算を組み，公共事業費を増額して景気に刺激をあたえたわけです。その際に財源を確保するため国債を発行しましたが，この国債が非常に膨れあがり昨年では一般会計に３９％，今年で３３～３４％を占めているわけです。このままでいきますと，赤字国債の償還時期の始まる昭和６０年からは国債発行によって調達した資金の相当の部分が，借金を返すのに充当されてしまうことになります。そこで何が何でも国債を減額させていかなくてはならないということになったわけであります。公共事業を進める立場から見ますと，公共事業の一般会計予算に占めるシェアは10年前には17.0％であったものが最近では14％とかなりダウンしており，一方社会福祉と文教関係が大幅に伸びております。現在のような情勢ですと公共事業を減らせという一部の声がマスコミなどで大きくとりあげられておりますが，その中で公共事業が一定の枠を確保するもとになっているのは道路事業費が一定の枠を確保し，それに各公共事業が〝右へならえ〟と言って枠を確保しているからです。

道路がなぜ一定枠を確保することができるかと言いますと，道路整備にあてられる費用としてガソリン税を中心とした特定財源というものがあります。又昭和４６年に自動車重量税創設の経緯にもとづいて重量税の国費分の８割を道路事業に充当するということになりました。当時大蔵大臣であった福田さんが国会の答弁で「重量税は，道路財源不足のために設けるものである」と言っており，８割という具体的な数字は言いませんでしたが，大蔵省と建設省ではそのような了解があったわけです。

今回の予算で特に大きな問題となっているのが，この道路特定財源（重量税も含めて）であり，これをなくすことが公共事業を圧縮するのに一番いい手段であるということです。特定財源をなく

そうという大蔵省の論理は「そもそも財政というものは，その時において，1番プライオリティーの高いものに充当するものである」ということで，はじめから財源の一定割合を道路に使うと決めておくことは，財政を硬直させその時々において一番ニーズの高いプライオリティーに即応できないから好ましくないという考えです。もう一つは道路が昔に比べて非常に良くなってきて既に道路だけを特別あつかいにする時代は過ぎたということであります。道路特定財源の存続を主張する人との間に先づ道路整備水準についての認識に違いがあると思われます。例えば，東京の道路整備は終ったという人がいますが，私は東京２３区のうち道路整備がほぼ完了したのは千代田，中央，港区の都心３区であると思っています。この３区について言えば道路面積が２０％を越え，ある程度整備されていますが，残り２０区を見ると消防活動困難地域がいずれも４０％前後ございます。したがって，例えば杉並区の面積のうちの４０％にあたる地域に住んでおられる方は火事が起きても消防車が入りにくく充分な消火活動をしてもらえないのであります。このような見方からも大都市や地方都市においての，街路整備が非常に重要であると思われます。

私は道路特定財源廃止に反対するとき，次の３つのことを言っております。第一に道路財源が日本中でどう使われているかということを話します。

道路事業費は昨年，５兆６千億円ほどあり，そのうち１兆７千億円が地方単独事業でありました。地方公共団体で使用する予算の中から道路に充当しているわけで，それだけ地方公共団体としては道路が必要なのです。それには国費がまったく入っておりません。5兆6千億円から1兆7千億円を差し引きますと，約４兆円弱となりますが，その$\frac{1}{3}$が有料道路事業であります。したがってこれにも国費は殆んど含まれておらず大部分が借り入れ金であります。残りの２兆９千億円の半分が区画整理，ダム，鉄道との連続立体，住宅等に関連する他事業関連，残りがいわゆる緊急に作らなければならないバイパスとか，東京でいえば湾岸道路，環状道路に充当されるわけです。それゆえ道路財源を到底，他に回せる余裕はないということなのです。２番目として，道路整備に使われてきた財源には道路特定財源の他に，有料道路財源があります。

有料道路は，イタリア，フランスでも一部でやっていますが日本ほど沢山実施している国はありません。有料道路はガソリン税を払った上でまた料金を払ういわゆる二重負担であるという非難もありますが，そのような負担をしてまでもなお道路を有料で整備しなければならないほどその整備のニーズが高く，財源が不足している状態にあるということであります。

３番目は，道路特定財源は受益者負担であるということです。

ガソリン税について考えますと１ℓ当り６０円程度の，非常に高い税が課せられています。ビール，酒，タバコといった奢侈品を除けば，これほど高い間接税はありません。そういう高い間接税の課せられるものは奢侈，ぜいたく品です。しかし，決して道路交通がぜいたく品でないことは皆様御存知のとおりで，観光等，negligible（無視できる）なものを除けば生産や生活に使われているわけです。それにもかかわらず，ガソリン税が極めて高率になっているのは道路財源としてそれを使うということを納税者即ち受益者に理解を求めて道路整備五ケ年計画の改訂ごとにアップしてきた結果であります。私はそういう受益者負担の制度から成り立っている道路財源を他に転用するということはとんでもないことだと考えるわけで，他に転用するのならばガソリン税を下げる，あ

るいは有料道路を無料化していくべきであると思います。

これから年末年始にかけて昭和５６年度の政府予算が決められますが，今述べたこの道路特定財源の取扱いが大きな問題になると思います。そして，それに右へならえをする形で他の公共事業がある程度決められていくと思われます。そういうことで私たちも，できる限りの努力をしていきたいと思います。皆様方もそれぞれの立場を通じ，公共事業の重要性をピーアールしていただきたいと思います。

これらがこれからの公共事業を進める上での問題，課題であろうと思いますので，簡単に御説明して，私の挨拶にかえさせていただきます。

今日は１日，有意義な研究検討会となることを期待しつつ，私の挨拶を終ります。

挨　　拶

土木研究所長　大久保　忠　良

土木研究所長の大久保でございます。

この地質担当者会議も今回で第14回を数えるということでございます。私は第1回のこの会合を組織するのに，当時の地質研究室の方々が非常に苦心していたのを覚えております。それから数えて，第14回目，毎回盛会をきわめておるということは私共にとって非常に喜ばしいことだと思っております。先ほど技術参事官の御挨拶では，学問的な話を私からといわれたのですが，心に浮かんだことを述べまして御挨拶にかえさせていただきます。

私は，物がゆれてる方の学問を専門としております。

物がゆれる原因としては，風，地震，あるいは車輛が通過する等があります。また，日本ではまだないかもしれませんが，ソニックブームといいまして超音速ジェット機が通過した時の衝撃波でゆれるというものもあります。

我々が対象とする構造物がゆれる原因はそれらがあげられますが，それぞれに対してそれぞれの学問が係っているわけです。そういった仕事の関係でお付合いいただいてる中に航空機関係の先生方が沢山おられます。

10年近く昔になりますが，東京大学の航空工学科の先生といろいろな話をしました。
そして，たまには構造物の安全率の問題に話が及んだわけです。その先生が言われるのには，土木屋さんはどのような安全率で設計しているのかということです。私は許容応力は降伏応力の$\frac{1}{1.7}$であり，降伏応力は破壊応力の半分程度だから，全体で言えば$\frac{1}{3.5}$程度であると話しました。すると先生は，土木屋さんが設計したら飛行機は飛ばないだろうと言われました。私は逆に飛行機についてはどうなのか質問しました。飛行機については当時，許容応力よりも少し進んだ考え方をしておりまして，破壊荷重の約$\frac{1}{1.5}$だということです。これをどうして決めるかと言いますと，まずいろいろ計算して模型実験をし，さらには実物で実験をし，実際の荷重をかけるわけなんです。その実物実験の時に，設計荷重の3割を越えて，1.3倍になっても飛行機がビクともしない場合，設計者の顔は，だんだん赤くなってきます。さらに1.4倍でもビクともしないと冷汗がタラタラと流れる，1.5倍でも壊れなければ設計者はコソコソいなくなってしまうというものだそうです。

飛行機の荷重は，スピードで決まるわけですが，そういった試験で破壊荷重が確認されるとその$\frac{1}{1.5}$までしかスピードを出さないようにしてしまうことができるわけです。飛行機の場合は，200・300と量産し，実物で破壊実験をし，さらに荷重を自身でコントロールできることから安全率を低くとるということに関しての危険性は少ないわけです。これに比べて，土木構造物の場合は，皆さん御存知のようにまったく同じ橋を200・300も架けることはありえず，あるいは，ダムでも実物は1つしかございません。したがって壊してしまっては大変で，実物では実験ができないわけです。そして荷重は，自然に起こる現象，その他が主でありまして自分では絶対にコントロールできないものであります。例えば，構造物の寿命を100年と考え，100年に1度の割合で起こりうる自然現

象の最大値をそのまま設計に入れて良いかというと，それではいけません。その100年というのは実は1000年の中の100年でもあるわけです。

この100年の間に1000年に1度の大きな値の自然現象が起こるかも知れないのです。それらを計算すると100年の間に起きる最大値が，100年の期待値を越える確率は64％であり，その値以下になる確からしさは$\frac{1}{3}$しかないわけです。

したがって，どうしても安全率というものを大きくとる必要があるということになります。

飛行機の場合には空の上を飛んでいるので，他のことは何ら心配する必要はありません。ところが，すべての土木構造物は地面に足をつけており，しかも一品料理であるということから，足の部分が弱ければ何にもならないと言えます。そこに，土質，あるいは地質というような調査，その上に立った判断というものの重要性が出てくるわけでございます。

私も若い頃，ダムの現場に居りましたので地質調査の重要性あるいは，その結果出てくる判断がいかに設計に影響するかということは身をもって経験したわけでございます。

そういったかけがえのない一品料理である土木構造物の基をささえる地質関係の調査にあたられる皆さん，――聞くところによりますと本日お集まりの中で本当の地質屋さんは$\frac{1}{3}$くらいで，あとは土木関係の勉強をされ現在地質を担当されている方が多いということですが――

土木構造物の生命に大きな影響をもつ調査に地質関係と土木関係の人が力をあわせて進めていくことが非常に大切なことだと思います。

今後の皆様の御奮闘をお願いしまして，御挨拶にかえさせていただきます。

閉 会 の 挨 拶

土木研究所地質官　岡　本　隆　一

本日は予算の内示前のお忙しい時期にもかかわらず，本省をはじめ土木研究所はもとより北海道から沖縄まで，現場の方々および，国土地理院，建設大学校からもこのように多数の方が地質担当者会議のためにお集まりいただきましてありがとうございました。

特に中部地建高山国道工事事務所の杉山さん，土木研究所土質研究室長の久楽さん，本省河川局河川開発課の竹林さんには，長時間にわたり貴重なお話をしていただき誠にありがとうございました。

地質担当者会議も今回で第14回目を迎えておりますし，年々盛んになり誠に喜ばしいことでございます。これも偏に本省の技術参事官をはじめ本省の方々，土木研究所の所長以下，私共の周囲の研究部の方々及び管理部門の方々，それから各現場の方々の心あたたかい御支援の賜物ではないかと思います。

今朝の技術参事官のお話にもありましたようにこれからは私共，公共事業を遂行する人間として，環境条件等の問題で必ずしも楽ではない時代を迎えるかと思います。文字どおり，私共地質の担当者も地に足をつけて地道に，且つ積極的に仕事を進めていきたいと思います。

今日は，本当にお忙しいところ，誠にありがとうございました。

これで無事第14回地質担当者会議を終わりましたことを皆様と共に心から喜びたいと思います。

1．安房トンネルの計画と調査

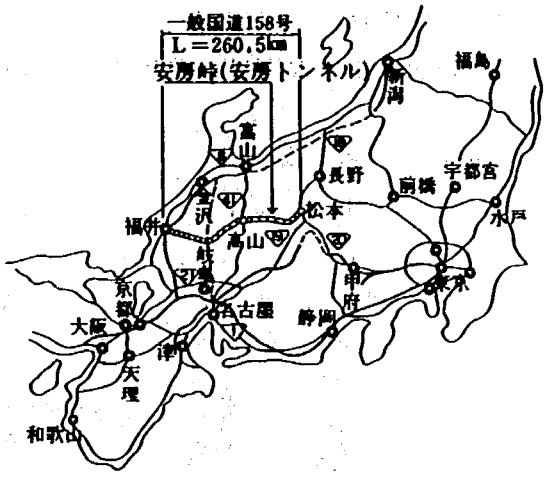
中部地方建設局
高山国道工事事務所　建設監督官　杉山　稔

1. 安房トンネルの計画と調査

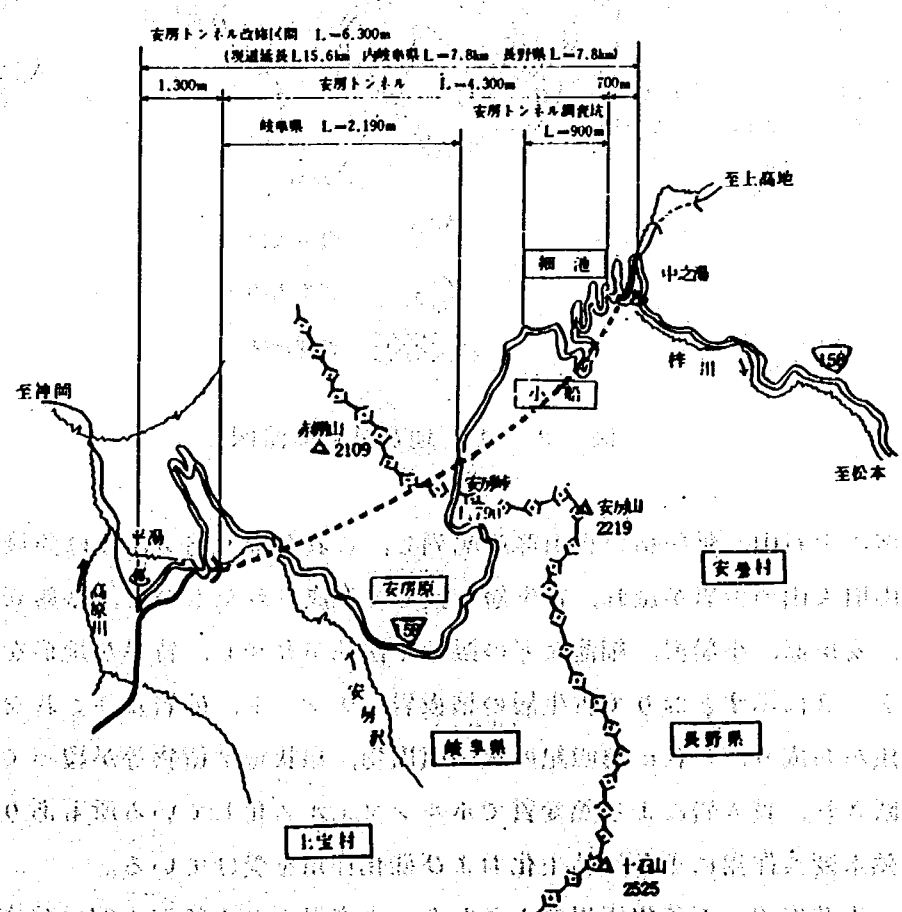
1. はじめに

一般国道158号は，中部内陸部を東西に横断して北陸地方，飛騨地方，信州地方，そして関東地方を直結する幹線道路であり，さらに将来は北陸自動車道，東海北陸自動車道，中央自動車道と結んで高速自動車道路網を補完する路線にもなる。一方，沿線には豊富な水資源，森林資源さらに白山国立公園，中部山岳国立公園に代表される観光資源があり，これらの開発と共に過疎地域特有の種々の社会問題の解決に，又住民の生活文化の向上に重要な役割を占めている路線でもある。

しかし，この路線の中でも最大の難所である安房峠を中心とする北アルプス横断区間の現況は未改良で急峻な地形と火山地帯特有の脆弱な地質に阻まれ，自動車通行が危険にさらされているばかりでなく，雨期に



図－1－1　位置図



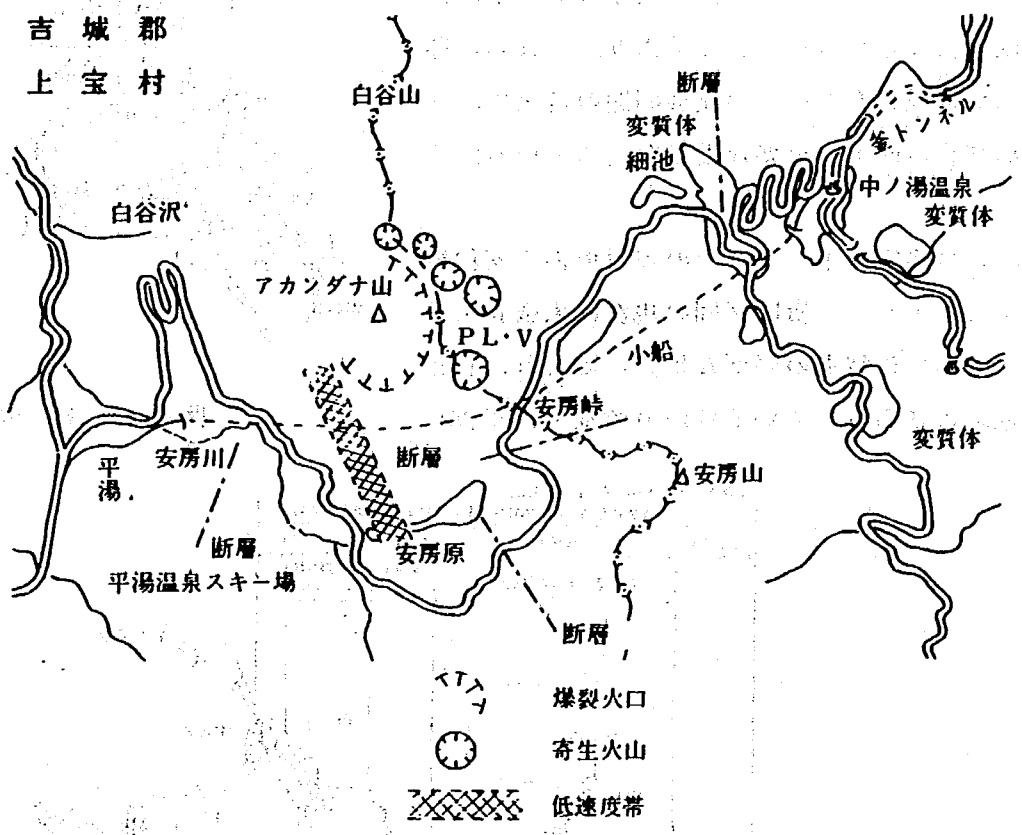
図－1－2　路線図

はしばしば長期にわたって交通止めになる。又豪雪地帯のため，冬期には11月中旬か5月初旬までの半年間一切の交通の途絶を余儀なくされている状況にある。このため，昭和42年度より建設省の直轄調査区間にとり入れられ，調査が進められてきた。

調査は開始以来大きく分けてトンネルを極力短かくするオープン案と，長大トンネル案の2案について検討を重ねたが，前者には環境損傷度が大きいこと，冬期間の交通確保が難しいことなどにより，長大トンネルの施工が可能であれば後者が好ましいとして調査が続けられた。

2. 地形及び地質

平湯～安房～中之湯間は，北アルプスの南端で乗鞍火山帯のほぼ中央に位置し，北に焼岳，白谷

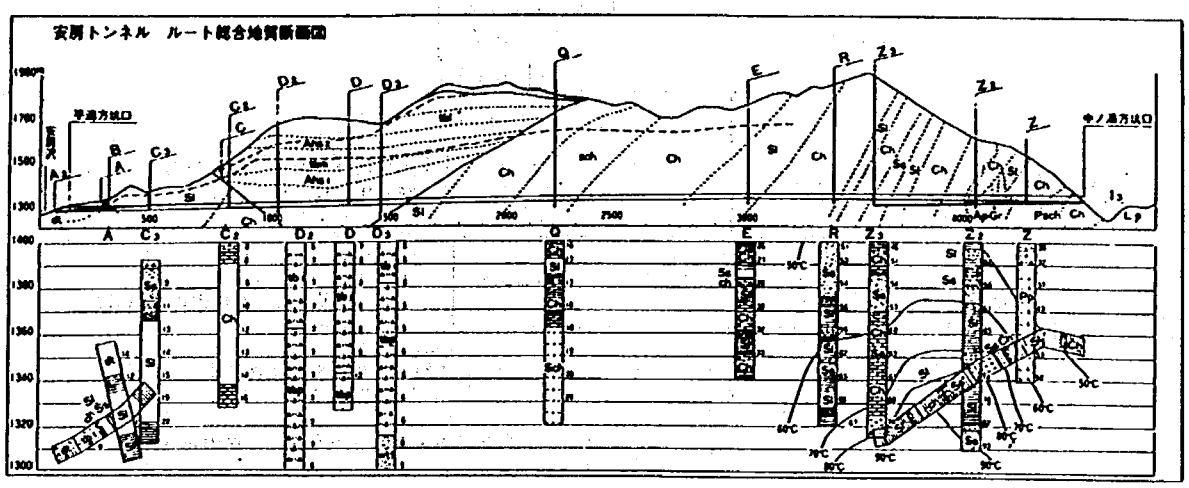


図－2－1　地質構造概略図

山，赤棚山，南に十石山，乗鞍岳の火山群が配列し，これを取り巻く山体は急峻な地形を呈する。安房峠は白谷山旧火山の溶岩が流れ，古生層に接して形成されたもので，基盤岩類と火山噴出物の境界付近には，安房原，小船沢，細池などの湿地や窪地が存在し，特異な地形を示している。

地質は図－2－2に示すとおりで古生層の粘板岩，チャート，砂岩及びこれを貫く中生代～古第三紀の貫入岩類から成り，これに第四紀の火山噴出物，扇状地堆積物等が覆っている。古生層は大小の断層で切断され，貫入岩による熱変質でホルンフェルス化している所もあり，東側の中之湯温泉付近では，熱水変質作用により，粘土化および硅化作用を受けている。

貫入岩類は，半花崗岩，石英粗面岩等よりなり，中之湯より小船沢の間に分布する。岩質的には比較的硬質であるが，割れ目が多く，熱エネルギーの通路になっていて中之湯高熱地帯の中心をな



図－２－２　地質縦断図

している。安房原から平湯北部（白谷川沢）にかけては，古生層の古い谷地形跡と推定される凹部に火山噴出物が数百ｍの厚さをもって堆積し，いわゆる低速度帯（地下谷構造）と形成している。またこの第四紀火山噴出物との堆積構造に関連して，安房原，細池等の湿原が分布している。本地域の地質的特徴としては，これらの基盤岩類と第四紀火山噴出物との構造的な関係が湿原の成因，温泉の湧出機構等に密接に結びついていることである。

3. 調　査　概　要

長大トンネルとしての調査は昭和48年度から本格的に進められたが，長大トンネル案についても地域の特殊性によるさまざまな問題点を懐胎しており，これを大別して列記すると，

(1) 中之湯（松本側）高熱地帯の施工，供用後の維持管理をどうするか。

(2) 平湯（高山側）低速度帯約700ｍは，大量の湧水と崩落が予想されるが，この施工をどうするか。

(3) トンネル中央付近には，赤棚山旧火口群が存在するが，これらの影響を受けることはないか。

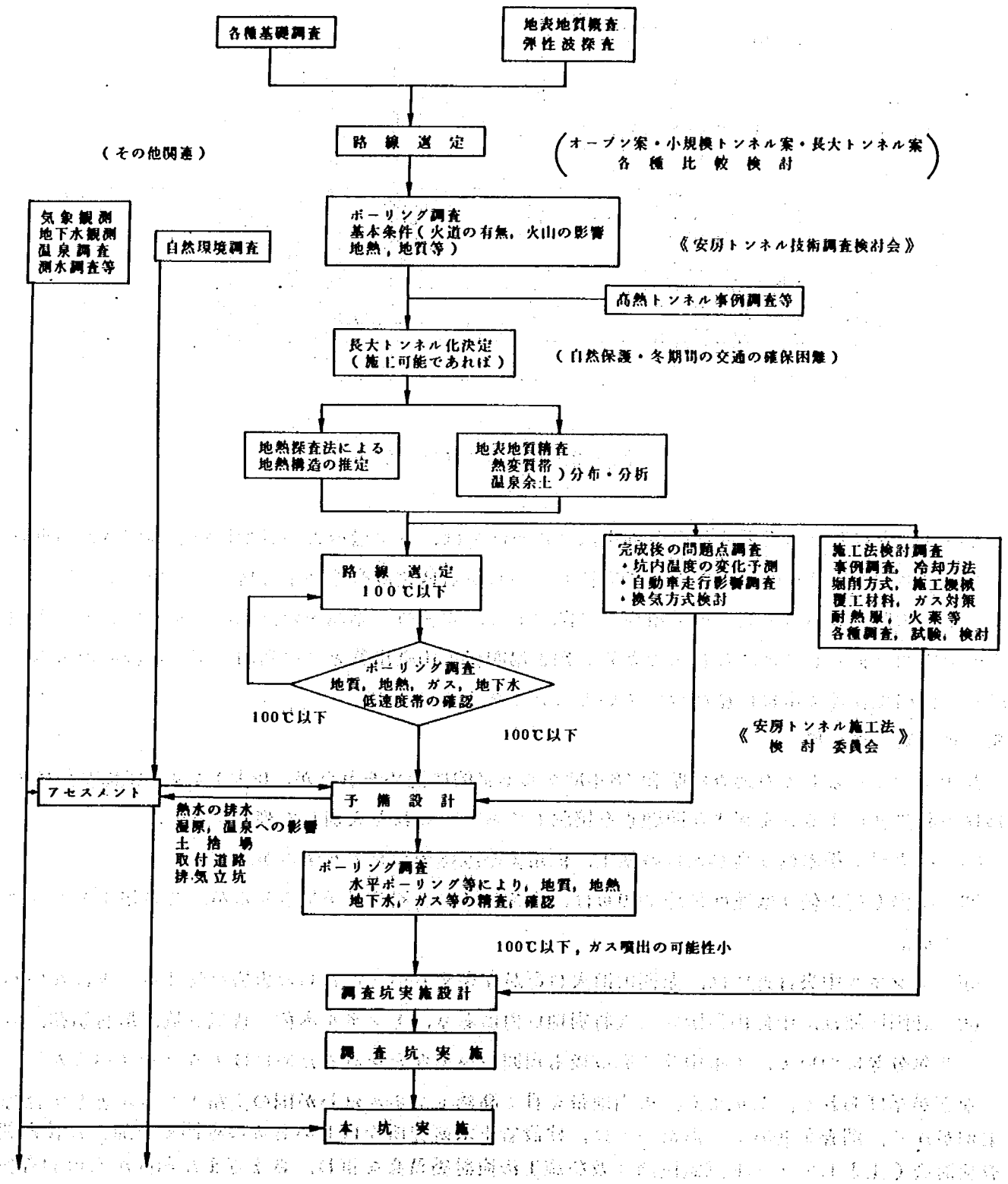
(4) 計画区域は，中部山岳国立公園特別地域内にあり，トンネル本体，排気立坑，取付道路，ズリ処分等について，工事中及び完成後も周囲の環境保全を計るためにはどう計画すべきか。

などが挙げられる。なかでも，火山地帯を貫く高熱トンネルはわが国の道路トンネルとしては施工例がなく，調査を進めるにあたっては，建設省土木研究所をはじめ各界の専門家を加えた技術調査検討会（主としてルート選定段階）及び施工法検討委員会を重ね，さまざまな角度からの調査検討を行った。今までに実施してきた調査手順を高熱トンネル調査を主体に要約したのが図－３－１の調査フローである。

以下，主な項目についてその概要を述べる。

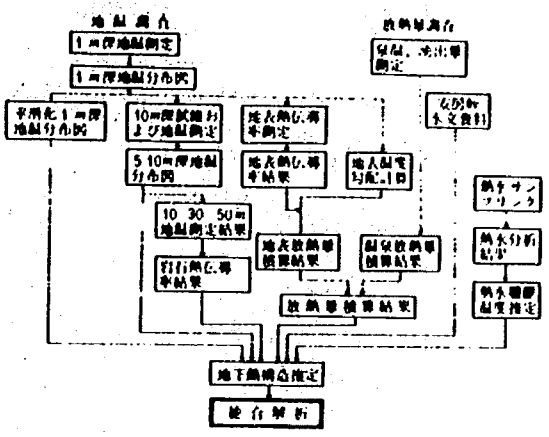
3－1. 地　熱　調　査

中之湯側の梓川沿いに自噴の温泉が湧出しており，また付近には熱変質帯が多く見受けられるこ



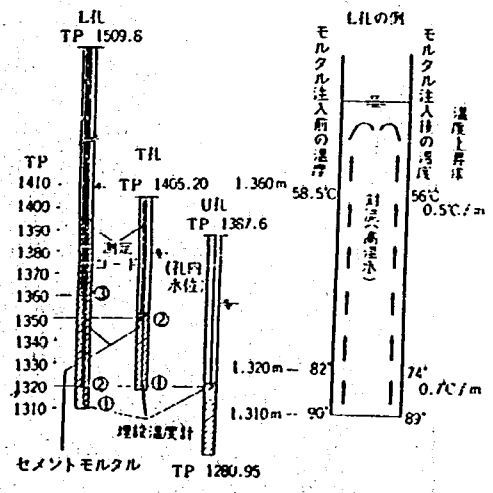
図－３－１　調査フロー（主として高熱トンネル調査）

とから，計画当初より高熱トンネルが予想された。まず，なるべく地熱の低い位置にトンネル予定線を選定するために，できるだけ広範囲に3次元の地中温度を推定する目的で，浅所の地温分布から地下熱源を推定して熱の拡がりを予測する「地熱探査法」を実施した。この調査方法は，図－3－2に示すとおり，1 m深，10 m深，50 m深地温分布の調査，放熱量調査，熱水分析調査などを行い，それらの結果を基に地下熱構造を推定しようとするものである。



図－3－2　地熱探査法調査フローチャート

この結果，地熱状況はマクロ的に把握され，ルート選定の基礎資料となったが，局部的な高熱地帯あるいは正確な地温の確認には「地熱探査法」だけでは不十分であり，さらに地質状況，水理状況，火山性ガスの有無等の確認と共に，地熱の度合いをより正確に把握するためにボーリング調査を実施した。ボーリング延長はトンネル基盤に達するボーリングだけで約10,600 m〔垂直27本(最長619 m)，水平9本(最長902 m)〕に達し，10 m毎に地温測定することによって，標高別に地熱の影響範囲がかなり明確になってきた。図－3－3はこれから得られた標高1360 m レベルの地温分布図である。地温の測定方法は，ボーリング孔内にサーシスタ温度計を挿入して所定の深度での温度を測定しているが，実際には孔内水温を測定しているため真の岩温とかなり差があるのではないかとの疑問があり，ボーリング孔内に図－3－4に示すようにサーシスタ温度計をセメントモルタルで固定し，その温度と水温を比較した結果，大差ないことを確認している。



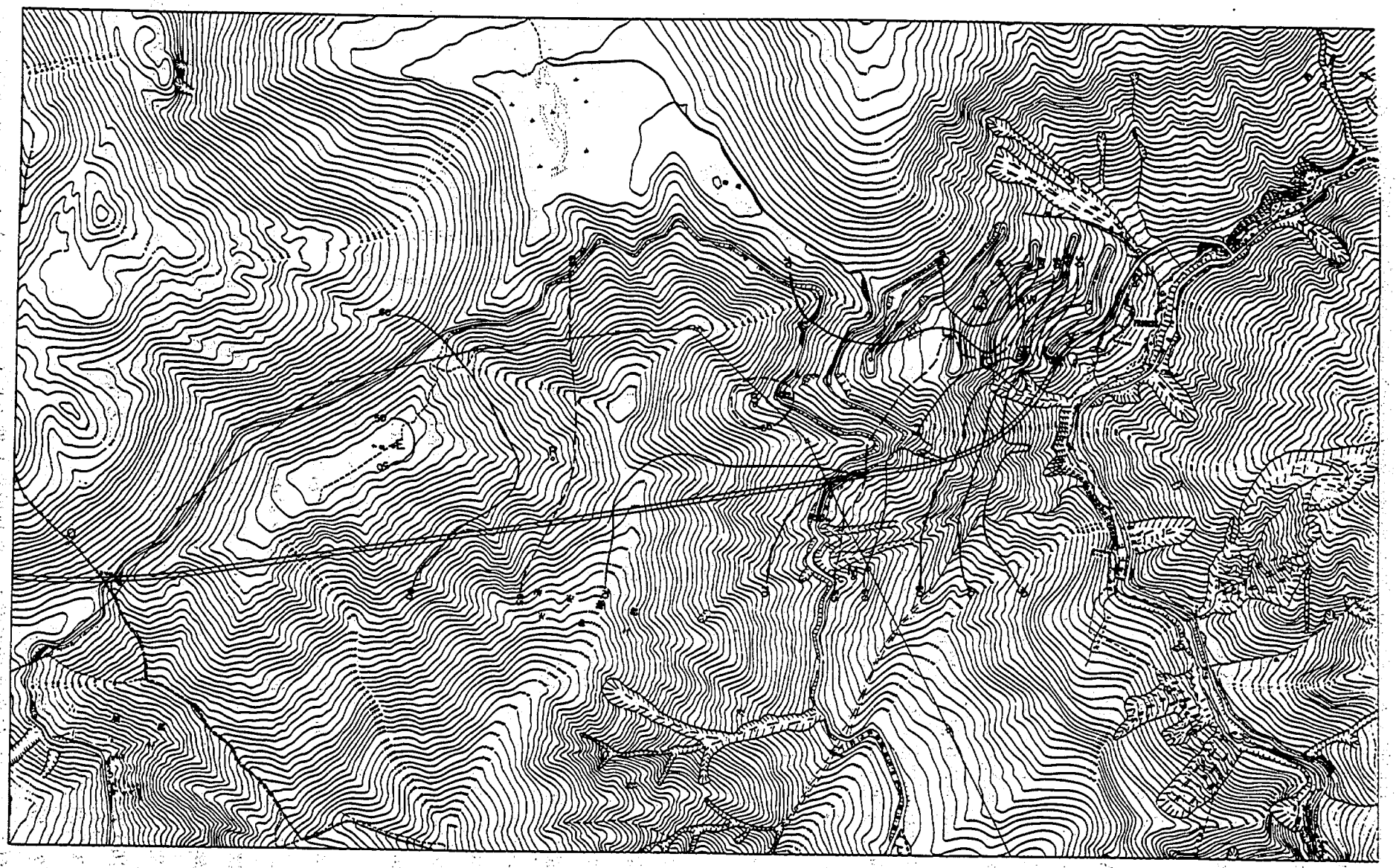
図－3－4　温度モルタル

参考：このボーリング孔の温度測定の結果，水平ボーリングの方が垂直ボーリングに比べて10℃程度高く測定されることが判ったが，この理由としては，水平ボーリングの場合は水圧が0に解放されることにより，深部から熱水の上昇があるのではないかと考えられる。また，902 mの長尺水平ボーリングの孔曲りの結果は，図－3－5のとおりであり，楔による3度の孔曲り修正を実施している。

地熱調査の結果，高熱範囲は中之湯側から小船沢付近の約1,500 m間であり，小船沢から平湯間の約2,800 mについてはほとんど常温で問題がないことが判った。また，現計画高(中之湯側坑口標高1,360 m)レベルにおいては100℃を越えることはないと予想されている。(図－2－2，図－3－3参照)

3－2　完成後の問題点調査

安房トンネルは気象条件が厳しい高熱地帯を貫く長大トンネルであるため，完成後，人と車が安全に通行できるかという問題があり，(1)トンネル換気計画，(2)完成後のトンネル坑内気温，(3)自動



図－3－3　1360 m レベル地温分布図

車走行時の気温急変によるウインドガラスの結露等について検討を加えた。

3－2－1　トンネル換気計画

本トンネルのように4.3kmにおよぶ長大トンネル時の場合は一般的には横流式が採用されているが，昨今の省エネ，工費，管理費の節減の傾向から，長大トンネルの半横流式，縦流式が見直されるようになってきた。このため，本トンネルにおいても種々検討した結果，下記理由により立坑排気型縦流式を採用することにした。

(1)トンネル通過交通量が，換気検討に使用した交通量840台／hに達するのは相当後年になると予想される。

(2)トンネル断面が半横流式と同一であることから，将来，半横流式への移行が可能である。

(3)本坑施工時は，併設の先進作業坑（S55年度から調査坑として掘進開始）を掘進することにしており，将来これを避難坑として利用することにより，火災発生時の問題もある程度対応できる。

(4)標高差と温度差による自然換気がかなり期待でき，縦流換気の効率も高めると予想される。

(5)完成後における高熱区間の冷却，放熱の点から，大量の新鮮空気が車道内を流れる方式が良い。

(6)汚染空気による坑口付近の環境問題が少ない。

(7)工事費，維持管理費が最も少なく経済的であると共に，省エネになる。

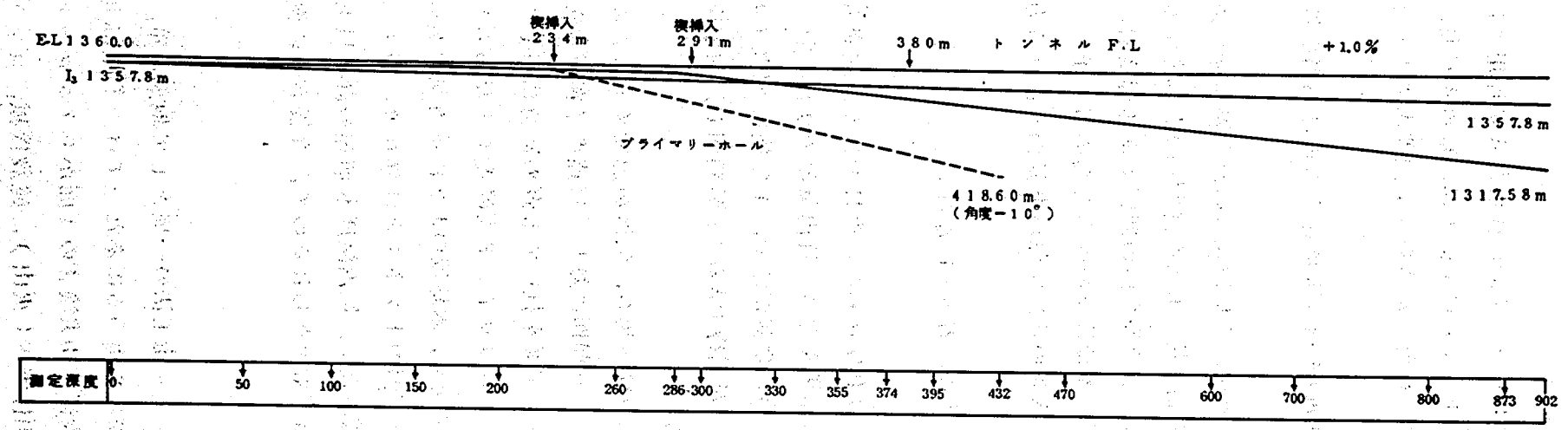
3－2－2　坑内気温等に伴う問題点

完成後の坑内気温は交通管理上からも特に注目しなければならない項目であり，北海道の豊羽鉱山深部（最高岩温約90℃）の冷却効果を解析し，その結果を参考に坑内気温の予測を行った。これによると，温度が最も高くなる排気立坑付近の気温が自然換気だけで，1年後に30℃（年平均値）近くに冷却し，また10年後にはさらに数℃程度の低下が期待できることが判明し，強制換気の作動を考慮すれば地熱による障害は心配ないと考えられる。

一方，トンネル完成後自動車が高温トンネルに出入りする場合，気温が急変することによってウインドガラスの視界確保が困難になるのではないかという問題に対し，前述の予測温度を基に実車を使って実験を行った。この結果，ワイパー等でウインド面を拭いても直ちに再結露して前方視界の確保が困難になる場合が生じることが確認された。これはウインド面温度（すなわちトンネル坑外気温）が露点温度より15℃程度以下の場合に生じるもの，本地域のように坑外気温が低い場合には問題があることが判明した。しかし，実験の条件も実際のトンネルとは異なり，現実には換気装置が作動しており，瞬時に高温内に突入する可能性は少なく，坑内温度も前述の計算以上に冷却すること，またデフロスター等でウインド面を暖める事等も考えられるので，今後さらに検討を要するものと思われる。

3－3　施工法検討調査

地熱，地質をはじめとする諸調査と併行して，トンネル施工法の一環として地熱対策，火山性ガス対策，熱水対策，安全対策等の検討を実施した。検討を進めるにあたっては，『(1)事例調査，(2)施工体験者からのヒヤリング，(3)施工法検討委員会設置，(4)実験』の4面からアプローチした。特に施工法検討委員会は，土木，トンネル，地質，火山性ガス（火山），建設機械，コンクリート等の各界の権威者と共に施工体験者から構成されて，綿密な検討がなされてきた。また実験において



		0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	700	750	800	850	900
測定値	方位	S 63°30′w	S 63°30′w	S 63°30′w	S 64°20′w	S 64°10′w	S 64°30′w	S 63°30′w	S 64°w										
	角度	0°	+1°	+1°	+2°	−2°	−2°	−2° −3°	−3° −4°	−5°	−4°	−4°	−4°	−4°					
水平偏差	識距	25.0	49.9	49.99	49.97	49.97	47.97	41.96	49.41	44 15.									
	計	25.0	74.9	124.98	174.95	224.92	272.89	314.85	364.26	70- 379.									
水平偏差	識距	0	0	0.29	0.725	0.58	0.84	0	0.43										
	計	0	0	0.29	1.02	1.60	2.44	2.44	2.87										
垂直偏差	深度	0	0.87	0.87	1.74	−1.74	−2.37	−2.59	−1.53	−1.35	6.28	−9.07	−6.98	−3.49	−7.50	−0.86	0.05		
	計	0	0.87	1.74	3.48	1.74	−0.63	−3.22	−4.75	−6.10	−12.38	−21.45	−28.43	−31.92	−39.41	−40. 27	22 −40.		

図−3−5　I₃孔孔曲り測定図

も高温，高湿トンネルを設置しての施工機械試験，ズリ冷却試験，耐熱服の作業性試験，さらに高温養生槽を設置してのコンクリート試験，現地温泉水養生によるコンクリート試験等を実施するなど広範な対応が計られてきた。

検討を進めるにあたっては，最高岩温を100℃と仮定して行ない，その結果

(1)坑内冷却（作業環境の確保）については，散水と大量換気で十分に対応できる。

(2)施工機械およびそれに使用する油脂等については特に問題はない。

(3)熱水，および火山性ガスの噴出等に対しては，あらかじめ先進ボーリング，探りボーリングにより確認しながら掘進すると共に，確認された場合は，抜気，抜水，薬注等により対応する。また，ガス自動検知警報システムを導入する。

(4)覆工コンクリートについては，温泉の水質もほぼ中性であり，また熱についても特に問題はない。

(5)耐熱火薬類についても既開発品で十分対応できる。

等が明確になり，高熱トンネルの施工に対してかなりの問題点が解明された。

4. 調　査　坑

4－1　調査坑の目的

ボーリング調査の結果，計画ルート沿いの地温については100℃以下，また，熱水及び火山性ガスの噴出も確認されないという比較的良好な結果が得られている。しかし，水平距離で焼岳側に約300m，標高差で約30m下方に離れた水平ボーリングにおいては，高濃度の火山性ガスを含んだ160℃に及ぶ高圧の水蒸気が噴出しており，岩温熱水，火山性ガスの検証，さらに高温多湿の坑道内での作業環境等を含め，地上からだけの調査では不明確な点も多い。このため，本坑に先立って調査坑を施工し，実際の坑内において各種の調査，試験を実施し，本坑施工のための最終チェックを行おうとするものである。

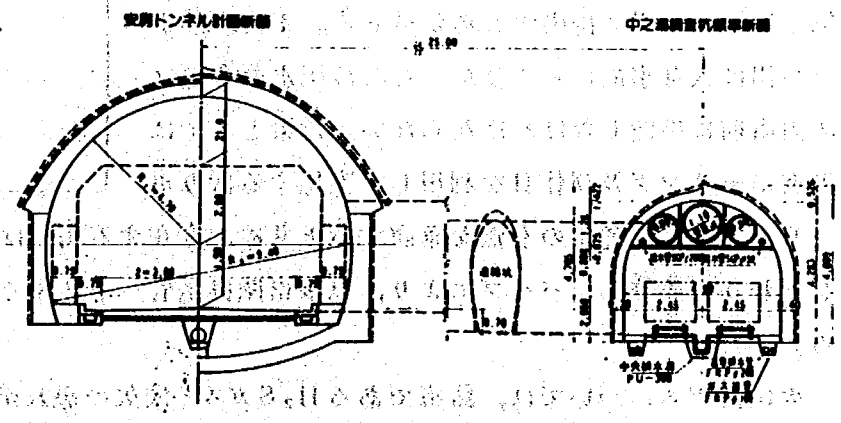
4－2　調査坑の概要

調査坑の位置及び断面は図－4－1に示すとおりである。位置は，本坑とは別坑（併設）とし，高熱側と予想される焼岳側に中心間隔で25m離している。調査坑を本坑断面外に施工する理由は以下のとおりである。

(1)本坑施工時において大量の換気が必要になるが，調査坑を排気坑とした坑道入排気方式により合理的な換気システムを採用できる。

(2)本坑施工時の補助坑として利用できる。例えば，ガスあるいは水抜きボーリング，グラウト等の実施，さらに資材搬入出，ズリ出しの応援等

(3)完成後の一般供用時に避難坑として利用できる。



図－4－1　調査坑断面図

(4)覆工コンクリート等の覆工関係の現地調査が可能となる。

調査坑の実施延長はとりあえず特に高熱部と予想される900mを予定している。また，断面決定に際して特に考慮したことは，以下のとおりである。

(1)緊急時の避難，救助を考慮し，レールを全線複線とする。

(2)作業環境，安全性から換気量を極力多くする。

(3)内空断面に凹凸があるとガスが滞留しやすく危険なため，内空寸法を統一する。

4－3　施　工　寸　法

4－3－1　施工法検討条件

施工法検討にあたっての条件は，各種調査を積重ねた結果表－4－1によつた。

4－3－2　地　熱　対　策

表－4－1　施工法検討条件

項　目	条　件
岩　盤	坑はより200m間を50℃、200～1,500m間を100℃とする
坑外気温	平均気温22℃とする
冷却用水	つばくろ沢　流量6㎥/min　水温9℃
	浮　川　流量60～120㎥/min（冬期）　180㎥/min（夏期）
湧水量	2.3㎥/min（1kg当り）、水温は岩盤と同じ
H_2S量	0.8㎎/ℓ
坑内温度	労働安全衛生規則による37℃であるが、多湿を考えて切羽部30℃以下、坑道部35℃以下を目標
H_2S許容濃度	10 ppm

中之湯坑口周辺には豊富な冷水（夏においても9℃）があるため，冷却方法は送風による冷却（年平均気温約10℃）と散水による冷却の組合せで対応することにした。換気方式としては，多くの作業が伴う切羽部に直接新鮮な冷風を送ることができる風管送気，坑道排気方式とした。また，風管は緊急時の吸出し，効率及び断熱等を考慮し，プラニュームの二重管を使用することにした。

所要換気量としては，①基本換気量2,000㎥/min（湿度100％の場合湿カタ度5，湿度90％の場合湿カタ度8），②発破ガスの稀釈160㎥/min，③蒸気に対する吸熱1,160㎥/min，④H_2Sガスの稀釈（10PPM）245㎥/minから，最大の2,000㎥/minを所要換気量とした。

また，必要冷却水量の計算結果については，表－4－2のとおりである。

4－3－3　熱水および火山性ガス対策

表－4－2　必要冷却水量

区　間	切羽部	坑道部
冷房負荷	339,000 kcal/h	1,429,000 kcal/h
空　冷	換気量Q＝2,000㎥/min 30℃－28.8℃＝1.2℃ 35,000 kcal/h	Q＝2,000㎥/min 35℃－31.7℃＋1.6℃＝4.9℃ 141,000 kcal/h
水　冷	339,000－35,000 ＝304,000 kcal/h 30℃－11℃＝19℃ 水量　380ℓ/min	1,429,000－141,000 ＝1,288,000 kcal/h 35℃－9℃＝26℃ 1,180ℓ/min

熱水を冷水により許容温度まで下げるには，湧水量の3～4倍の水量が必要となるので，極力坑内空気と接触させずに排出する必要がある。また，熱水の突出は人身事故にもつながるため被圧水の有無は極力事前に確認しなければならない。対策としては先進ボーリング及び休日を利用して実施する探りボーリングにより熱水の有無を確認すると共に，存在する場合は水抜きボーリング（先進ボーリングを含む）を実施し，パイプにより，直接密閉排水管へ導入する方法と，薬注による止水を考えている。

火山性ガスについては，猛毒であるH_2Sガスと酸欠の恐れがあるCO_2の大量突出が心配されるが，今までに実施された水平ボーリング等の調査からは比較的良好な結果が得られている。しかし，火山性ガスが地中に存在する形態がパイプ状であると言われることから，1本の水平ボーリングでは必ずしも充分とは言えないため，熱水と同様の対策を実施することにしている。また，H_2Sガスと酸欠の自動検知システムを導入すると共に，警報用スピーカー，状況表示板，通信設備（電話，無

線），誘導設備及び緊急時の避難列車等の諸設備を整備する予定である。

4－4 坑 内 調 査

調査坑の目的である坑内調査の主要項目は表－4－3のとおりである。高熱地帯での最高岩盤温度は坑口より500～800 mの地点で，70～80℃程度と予想されているが，55年度は初年度ということで，坑口より150m堀削して終了している。岩盤温度は150m地点で43℃を記録し，水平ボーリングによる事前調査に近似した値を示している。このため，初年度の坑内調査は本坑計画位置での調査を除いた坑内基本条件調査および作業環境調査のうち，坑内環境について実施した。今年度の調査結果から興味ある事項をあげると

(1)堆積岩類から貫入岩類への変化に伴なって急激な温度上昇がみられた（22℃／35 m）。

(2)岩盤面が空気に露出するとその表面温度は急激に低下し，表面から奥へ1.5 m程度は温度勾配が大きい。

(3)岩盤温度（削孔内温度）と切羽湧水温度は必ずしも一致しない。

(4) 52年度，53年度に坑内付近で実施した水平ボーリング（I_2孔・ℓ = 317 m，I_3孔・ℓ = 902 m，高さはトンネルレベルとほぼ同じで，水平離れは80～25 m程度）による水抜き効果が大きい。

なお，図－4－2は切羽の作業サイクルと調査業務の関連を示したものである。

5. お わ り に

安房トンネルの調査も，調査坑の着工ということで長年続けられてきた調査に一つの区切りができたように思われる。本報告はこれを機に，今までに積重ねられてきた調査のうち，主に地熱対策調査についてその要点を取りまとめたものである。詳述したい項目も多々あったが紙面の都合上さわりだけとなっており，次の機会としたい。

表－4－3 坑内調査項目一覧

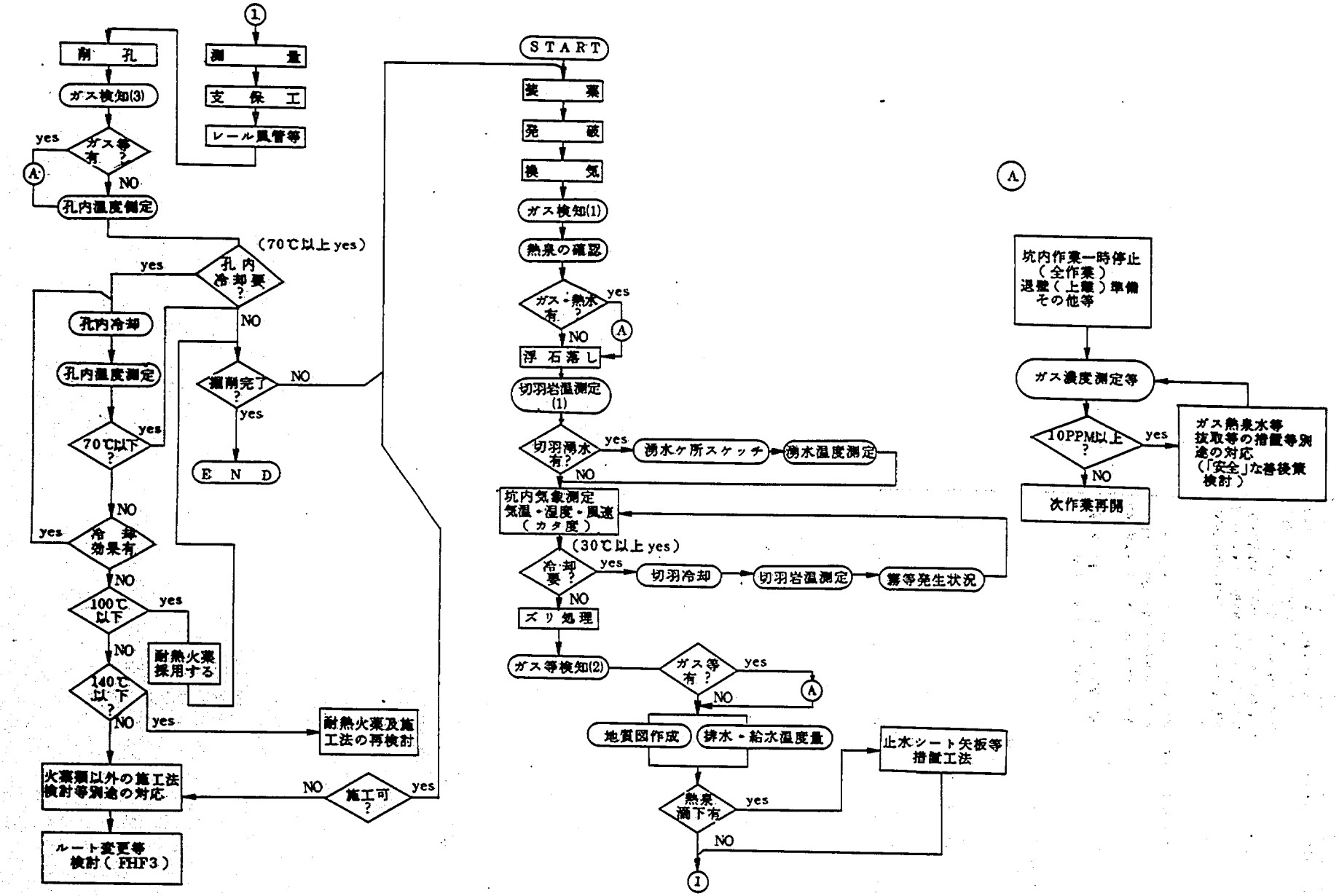
調査項目			調査方法
坑内基本条件調査	坑内地質	切羽の地質図作成	・地質技術者を常駐させ，発破毎に切羽及び側壁をスケッチして，地質図（S＝1／50～1／100）を作成する。
		熱変質作用状態を把握するための調査	・切羽の試料，先進ボーリングのコア等について，必要に応じて次のような試験を行って，変質鉱物の種類，粘土化の程度等を調査する。 a）X線分析試験　b）化学分析 c）膨張度試験　d）吸水膨潤試験 e）浸水崩壊度試験　等
			・必要に応じて次のような試験を行って，地山の強度を把握する。 a）一軸圧縮試験　b）三軸圧縮試験 c）引張試験　d）直接せん断試験 e）クリープ試験
	湧水量	切羽湧水	・切羽において，1,000ℓ／分程度以上の湧水があった場合のみ簡易な三角ゼキを設けて湧水量を測定する。
		坑内湧水	・坑外に三角ゼキを設けて全流量を測定し，坑内への送水量を積算流量計で測定し，これから坑内湧水量を逆算する。
		先進ボーリング孔の湧水	・ボーリング孔口付近で三角ゼキを設けて測定する。
	水温	湧水温度	・25℃以上の湧水があった場合は，湧水温度を測定し，湧水箇所と最高温度を記録する。
		送水温度	・坑外からの送水は送水部と出水部で測定する
		排水温度	・坑内温度との相関々係を調査するため，切羽部，

調査項目			調査方法
坑内基本条件調査			切羽から100m程度後方，坑口付近の3箇所で排水溝の水温を測定する。（連続自動記録が望ましい）
	湧水中の溶解成分およびPH		・湧水のあった場合は，H_2S及びSO_4溶解量を測定する。 ・PH値は携帯用PH計によって，湧水箇所で行う。 ・また，湧水の多い場合は，水質のb成分を測定することが望ましい。
	排水の水質分析		・月2回程度，放流前の排水を採取し，水質分析を行う。（汚濁水処理設備において，原水及び放流水の量，濁度，温度については連続自動観測の予定）
	岩盤温度	切羽面の温度	・発破直後および装薬前の切羽表面温度を，携帯型表面温度計，赤外線熱放射温度計等を用いて測定する。
		発破坑内の温度	・削孔前の切羽温度が40℃以上の場合は，冠，中心部前の各1孔計3孔，50℃以上の場合は各3孔，計9孔程度の温度を測定する。測定は孔口を密閉し30分間経過した後に行う。 （100℃以上の時は30分以上冷却して排孔する必要あり）
		坑壁表面温度	・排水温度測定と同じ3箇所で1日1回坑壁表面温度を測定する。
		坑道周辺岩盤温度の経年変化	・孔壁に5m及び30mの孔を設けて岩盤温度を打点式多点式記録計等により，1日1回岩盤温度を自動記録する。 5m……坑壁から0，0.5，1，2，3，4.5m 30m……〃　0，0.5，1，2，3，5，7.5，10，15，20，25，30m
	火山性ガス	H_2S，SO_2，CO_2，HCl	・H_2Sは発破毎に携帯用検知器で測定する。

調査項目			調査方法
坑内基本条件調査			・SO_2，HClの測定は必要に応じて行う。 （自動警報装置が感知した場合は，携帯用検知器で探りあて，噴出口を確認し，その濃度を測定し，必要な対策をたてる）
	本坑計画位置での調査		・必要に応じて，本坑方向にボーリングを行い，本坑計画位置での地質状態，岩盤等を調査する。
作業環境調査	坑内環境	気温	・切羽部，切羽より約100m後方，坑口部の3箇所で1日1回以上測定する。 ・測定位置は高さ1.5mでトンネル中央部及び通路側壁面より20cmとする。
		湿度	・携帯用温度計によって，気温と同じ位置で同じ回数測定する。
		風速	・携帯用熱線風速計によって，気温と同じ位置で同じ回数を測る。
		カタ度	・孔内作業場のカタ度を，カタ寒暖計によって，1日1回程度測定する。
		騒音発生状況	・騒音が発生した場合は，視距，発生位置等を記録しておく。又騒音発生時の坑外気象状況も詳細に記録する。
	坑内労働状況	作業員の疲労度，疾病度	・現場に医師及び看護婦を常駐させ，作業員の健康管理をすることが望ましい。
		栄養補給，投薬	・栄養士を常駐させ，健康診断の結果をみてバランスのとれた栄養を補給することが望ましい。
		高熱下作業用の作業衣	・高熱下作業用の各種装具について，作業性その他調査する。

調査項目			調査方法
	作業歩掛		・高温，多湿下での作業において，各種の作業項目について，温度と，作業時間の関係を調査。
坑内施工法調査	耐熱用火薬類	耐熱用爆薬・耐熱雷管	・各メーカーの社内検査資料収集
	岩盤温度及び火山性ガスの変化の動向と原因		・岩盤温度及び火山性ガスに影響する本地域特有の因子を調査追求
	坑内電気設備に対する温度，その他の影響及び対策		・坑内で使用する各種の電気設備に対する温度，湿度ガス等の影響を調査し，その対策を検討。
	施工機器，設備に関する調査		・高温，多湿の調査坑内で用いた機器類が予想どおりの性能を出したか，或いは改良の必要があるか調べる。 ・通常行われる点検事項について経年変化の詳細記録をつくり，他の環境や一般時の変化と比較。
	一次覆工	吹付コンクリート	・高温，多湿の坑内で吹付コンクリートを施工する場合の作業性，施工性，使用するコンクリートの品質，SFRCの損失，耐熱性等について調査。
		ロックボルト	・一般的には接着式のロックボルトが有利と思われるが，注入材料の温度特性や化学反応等について調査。
	覆工コンクリート	高熱下のコンクリート	・覆工コンクリートの品質低下が予想されるため，材料及び配合について，室内及び現地においての実験を行う。
		その他	・調査すべき項目として，次のようなものが考えられる。 a）スライドフォームの構造と延長 b）施工継手の位置と構造　c）型枠の取外しと時期 d）コンクリートの養生 e）コンクリートのひびわれ調査 f）断熱材，断熱構造

調査項目			調査方法
各種対策に関する調査	坑内換気冷却方法調査	放熱量計算結果チェック	・坑内における放熱量は，岩盤と空気（もしくは空気＋水）との間の非定常熱解析によって求めた発破1時間後の岩盤表面温度を用いて計算されている。 ・調査坑掘削中に何回か，坑内気温，岩盤表面温度，坑道内風速，送気温度，散水量，散水温度，排水温度等を総合的に測定して，計算値と実際値の比較を行う。
		断熱風管の効果	・調査坑切羽への送気は，断熱二重風管を使用することとし，この風管による場合の送風圧，所要動力，風管吐出温度等を計算して使用する風管の径を決めている。 ・調査坑掘削中に何回か風管の出入口温度，坑内温度換気量等を測定して，計算値と実際値との比較。
	熱水及び火山性ガス処理方法	処理方法	
		薬液注入	



図－４－２　切羽部作業サイクル図

2．ダム建設における地質調査の役割

河川局開発課
水源地対策室　課長補佐　竹林征三

[illegible]

[illegible]

[illegible]

2. ダム建設における地質調査の役割

1. ダムについての雑観

ダムと地質の問題についてお話いたします。

まず最初にダムについて日頃からの雑感というものについて説明します。

(1) ダム技術は過去の貴重な事例より多くのものを学んだ。

(2) 現在のダム技術は決して古くから確立されたものではない。現在は過去のダム技術の反省期である。

(3) ダム技術は科学と社会及び経済との調和の中に存する。

(4) ダムは総て一品料理であり，何らかの意味で，総てのダムは本邦で初めての面を持つ。

(5) 前例に見習いとは「一番安易で確実」な設計，施工法に見えて，その方法を誤ると，「一番危険で乱暴」な設計，施工法である。

(6) ダム技術者が今一番克服しなければならない課題のうち最も重要なものは「ダム基礎地質条件の克服」である。

(1) ダム技術は過去の貴重な事例より多くのものを学んだ。

現在あるダム技術とは過去の多くの成功例を積み重ねてきて一段一段と進展してきた面と，又一面，失敗や事故等の不成功な貴重な事例より多くのものを教えられ，又学んで進展してきた面とがあります。

例えば1895年のフランスのブーゼイダムの崩壊によりダムの上流側に引張力が生じてはならない事と，揚圧力の存在を初めて教えられました。そして1963年のバイオントダムの地辷りにより貯水池周辺の地辷りの恐ろしさを思い知らされ，現在は地辷りの調査及び対策も十分行なわれ万全を期されるようになりました。更に，1976年のティートンダムの破壊により節理，亀裂の発達している岩盤における貴重な事例を学んだ訳であります。

特にパイピングに対する配慮や初期遮水時における管理の重要さを再確認させてくれたという感じがいたします。このように見てくると，ダム技術は過去の貴重な事例より多くのものを教えられ又学び，発展してきたと言うことができると思います。

現在，我々が築造しているダムも厳密で極端な見方をすれば，総てある意味で技術を発展させることができる反省点を有していると見ることが出来ます。即ち，無事に何事もなく貯水した場合にはオーバーセフティーつまり過大設計な点はなかったかどうか。

一方，貯水して何らかの変状のあったものは，その点において反省し今後は改善すべきであると言えます。そう言う意味で総てのダムは反省すべき点を持っていると思われます。

現在のコンクリートダムの剪断安全率4については過大設計と過小設計の収斂した結果と見なせます。又，横継目間隔の約15mについても，それ以上のブロック巾ではほとんどのものでクラックを発生してきた反省の結果だと言えます。日本のダム技術のお手本と仰いだ，米国内務省開拓局のダムは，日本よりはるかに多くのクラックの発生が見られると報告されていました。

クラック等が発生して失敗してもそれ自身なんの恥でもないと思います。
その場合必要なことは，その失敗に対し真摯に反省し，それから多くのものを学びとりそのような失敗を二度としない努力と対策をこうじることであると思います。更に大事なことはそれらの失敗を後進に二度と繰返さないよう啓蒙することではないでしょうか。

イギリスの古い格言“More is learnt from one unsuccessful structure than from dozens of successful ones”がまさにあてはまるのではないかと思います。

(2) 現在のダム技術は決して古くから確立されたものではない。現在は過去のダム技術の反省期である。（資料参照）

ダム技術の歴史を考えるに古代エジプト王朝時代BC 3000年頃に堤高15mのKosheishメソンリーダムが築造されて以来，幾多のダムが築造されては破壊流出し，又あるものは埋没放棄されてきた歴史を辿ってきたのです。アーチダムの最古のものはAD 1290年前後のテヘランの近郊のKebarアーチダム（堤高26m）にまで逆のぼれます。しかしながらこれらの多くのダムの技術は経験的な積み上げによって伝承されてきたもので，近代ダム技術とはほど遠いものであったのです。

ダム設計理念の歴史は非常に新しく，静水圧による転倒モーメントの計算を行なったのは1750年のB.F.de Belidorが初めてである。また単位巾の片持梁の曲げ理論の応力計算を重力ダムの安定計算にとり入れたのは1958年のM.De.Sazillyでありました。さらにミドルサードの条件を厳密に適用しなければならないと唱えたのはDelocreが初めてでFurensダムの設計の際でありました。

一方，日本のコンクリートダムの歴史をたどると，最古のものは明治33年竣工の神戸市の布引五本松ダムで現在もなお健在です。この設計にあたっては，地震力や堆砂による荷重ならびに揚圧力は考慮外であり，そのかわりその当時としてはいろいろな工夫がなされたわけです。

我国で初めて大河川の本流を締切ったのは大正13年完成の志津川ダムであり，このダムで初めて上下流面の石張りがなくなり，揚圧力が最初に考慮に入れられ，初めて漏水対策のグラウトが施工されました。関東大震災の後，我国で耐震工学が発達し，等値水平震度による設計法が導入されたのは昭和4年完成の小牧ダムが初めてでした。このダムは初めて基礎排水孔を設けた他，横継目を設けてレヤーに分けて施工されたのです。これらより日本の近代ダムの黎明期の特筆すべきダムであると言えます。その後，昭和13年に完成した塚原ダムにおいて初めて骨材採取からコンクリート打設までに至るまで一貫した機械化による施工がなされました。小牧ダムから塚原ダムにかけての設計と施工方法は現在のものと本質的には同じであり，重力ダムの近代技術はこの頃に確立されたといえると思います。

その後，戦争による中断をはさみ，戦後経済産業の復興から，ダム建設が復活して，昭和26年の丸山ダムの工事再開で大ダム建設時代に突入しました。そして更に150m級の佐久間，田子倉，有峰，小河内ダム等の世界的な規模のダムの完成があい続き，現在では，我国は，ダム数及びダム規模において世界の屈指の国となりました。

以上見てきたように近代ダムの技術は現在までわずか50年弱でしかなく，それはダムの寿命からして余りにも短いものです。その他の土木構造物と比較して，はるかに寿命が長く，抜本的な補修の困難なダムにおいては，長い目で見た技術の反省が必要であると思います。又，現在，RCDコ

ンクリートダム等の新しい技術の導入が必要とされる時期においては，現在までに確立されたと思われるダム技術の中にも多くの問題が含まれており，その反省が次の新しいダム技術を育てるものと考えられます。

(3) ダム技術は科学と社会及び経済との調和の中に存する。

ダム技術とは自然に順応する構造物を築造する為には，自然を理解しなければなりません。その為にはサイエンスの要求を満足しなければならないと共に，築造するためには，労働力，資材及び機械力が必要とされます。それらの労務賃金，資材費及び機械費については，相互の関係は国が変わり時代が変われば，変化していくものであります。

労務賃金の安い国では大型機械化よりも人力施工を選ぶし，労務賃金が高い国では大型機械化の道を選ぶであろうし，資材の高い場合には，コンクリートの体積を減ずる中空重力ダムや，アーチダムを考えるでしょう。

また，黎明期におけるブロック工法とレヤー工法を論ずるには，その時期のクーリング設備の発達を抜きに論ずることはできません。なお，止水板の材質を論ずるには，銅の価格の変動と塩化ビニールの材質の向上についての考察が必要となってきます。したがって，最適なダム技術とは，時代の変化と共に変化していくもので，その時々の科学技術と社会及び経済との調和した所に存するのです。

そういう意味で，ダム技術者は，人間の造る最大規模の芸術品であるダムを大自然に調和させ，そしてその社会に，その時の経済に調和させる芸術家であると言えます。

(4) ダムは総て一品料理であり，何らかの意味で，総てのダムは本邦で初めての面を持つ。

ダムサイトは地形，地質的に同じであることは二度とないのはもちろん，ダム築造が要請されている社会及び経済の背景が全く同じ事はありえません。

したがって，それぞれのダムの特徴と特殊性とそのおかれている社会及び経済的な背景をよく理解し，そのダムサイトと目的に最も適したダム築造法を求めなければなりません。それがダム技術なのです。

そうすれば，必然的にそのダムだけの特異性が設計及び施工の上に反映されます。そういう意味では総てのダムは何らかの意味で本邦で初めての面を持つことになるのです。

したがって，総て過去のダムのものまねでは決して最適なダムは造れないと言えます。そういう意味でダムは一品料理なのです。

(5) 前例に見習いとは「一番安易で確実」な設計，施工法に見えて，その方法を誤ると，「一番危険で乱暴」な設計，施工法である。

過去のダムの実績を調べ，大多数のものが殆んど同じ設計であり，唯一のダムのみが，かけ離れた設計をしている場合があります。その場合，かけ離れたダムのみが真剣にその設計論を考えたものであって，他の総てのダムが前例に見習い，前者の轍を踏み，同じ誤りを繰返し続けているという極端な事も十分考えられると思います。前例に見習う時は，その考え方，その結果等も十分確認し，何よりも，自分自身がよく納得してから採用すべきでしょう。

多くのダムで事例があるからと，盲目的に，それに従うことは，ダム技術者として絶対にさけたい

ものです。

(6) ダム技術者が今一番克服しなければならない課題のうち最も重要なものは「ダム基礎の地質条件の克服」である。

今までにダム技術者がとり組み克服してきた課題としては①「マスコンクリートの性質と克服」と②「ダムの施工設備に代表される施工システムの確立」の2つに代表されます。そして,今後一番克服しなければならない課題のうち最も重要なものは③「ダム基礎の地質条件の克服」であると思います。

① マスコンクリートの性質の克服

1番最初にダム技術者が取り組んだのがダム用のマスコンクリートの問題だと思います。

すなわち,(i)経済性の追求とそれにもまして(ii)水和熱による温度上昇とそれにともなうクラックの発生対策として単位セメント量軽減がマスコンクリート克服の歴史そのものであったと思うのです。すなわち,ダムを縦継目,横継目で区切るブロック工法とプレクーリング,パイプクーリングによる冷却システムの確立により現在セメント使用量は他のコンクリート構造物より大巾に小さい140〜160kg/m³という形で克服されてきました。

最近において,島地川ダム,大川ダム等でRCDコンクリート工法によりセメント使用量120kg/m³という貧配合コンクリートに挑戦し,一応の成果を見たところです。

② 「ダムの施工設備に代表されるダム施工システムの確立」

昭和10年に至るまでは,ダムの施工法といえば粗石をならべその間をモルタル又は軟練りコンクリートをシュートで打込み,玉石を10%程度混入するというのが代表的なものでありました。その後,現在最も普通に施工されている骨材の採取から,ケーブルクレーンによるコンクリート打込み,さらに圧さく空気を利用したバイブレーターによる締固めに至るまで一貫した機械化施工システムを実現したのは塚原ダム(昭和13年竣工)からであります。すなわち現在のダム施工システムは基本的に40年程度以前に確立し,その後施工機械の大型化とケーブルクレーンにかわって一部ジブクレーンやタワークレーンの採用等が行なわれている程度の進歩しかなかったわけです。昭和55年竣工の島地川ダム等で行なわれたRCDコンクリート工法によるダム施工法は超硬練りコンクリートを全面レヤーで打設し,ローラーで締固めるということは,ダムの施工法の歴史から言うと革命的な工法ということができるでしょう。

③ ダム基礎地質条件の克服

現在ダム建設の隘路となっているのは水没者の生活再建等と水源地域の基盤整備等の水源地域の地元対策であると言われており,それが解決すればダム建設は大半出来たも同然と言われています。一方,ダム建設技術から考えると①の「マスコンクリートの性質」と②「ダムの施工設備に代表される施工システム」が一応技術的に解明されて克服され一応のシステムが確立している現在,「ダム基礎の地質条件」が解明され克服されれば,ダム建設の技術的な問題の過半は解決したと言っても過言でないと思います。

2. ダムの地質調査の進め方について

ダム用コンクリート,打設施工法の他にダム技術者が取り扱わなければならない問題に,ダム基

礎の地質の問題が挙げられこれは克服しなくてはならないものです。

日本では良いダムサイトはほとんど開発され，これからは地質的に非常に問題のあるダムサイトが多いと言えます。そして，直轄，公団補助いろいろなダムサイトで調査が行なわれておりますが，私が現地で感じたことをとりまとめてお話ししたいと思います。

(1) 現地におけるボーリング，物探，横坑の実施前に概略のそのサイトの地質上の問題点を把握する必要があります。

① ボーリング，物探，横坑調査実施前にそのサイトの概略的な地質上の問題点を把握していないのではないかということです。すなわち，現地地質調査に入る前から用地補償，生活再建の話が出てくることがあるということです。現地にボーリング，横坑の調査をすればなかなかダムサイトがかえにくいという対地元との問題が生じてくるのです。

② 現地でボーリングや物探を実施すれば地元がダム築造の期待感を持つのでそれから大幅にダムサイトの位置を移動させるのは困難な場合が多く出てくるということです。特にダムサイトの位置が変われば水没戸数が変わる場合が問題です。現在用地補償中のダムサイトでもいくつかこのような問題が見うけられます。このような場合には，現地でのボーリング，物探の実施前にある程度成否のメドをつける必要があるのではないかと思います。

③ 多くのダムの場合，ボーリング，物探の結果ダムサイトとしては不適ということがありますが，そういうサイトではそのような調査を実施しなくてもある程度不適であることがわかると思います。

(イ) 活断層（超Aクラス）

(ロ) ダムサイト及び貯水池周辺が総て地辷り

(ハ) 第四紀火山灰層

(ニ) 〃 火山岩地帯（場合による）

(ホ) 〃 沖積層

(ヘ) ダムサイト及び貯水池周辺が広域的変質帯

(ト) ダムサイト及び貯水池総てが石灰岩地帯 etc.

例えば超Aクラスの活断層の兆候が現われているサイト，貯水池周辺の地形を航空写真で見ると地辷り地形のあるサイト，第四紀の火山灰層等が広く分布していてそこからどうしても抜けきれないサイト等が挙げられます。それからダムサイトが第四紀の火山岩地帯で変状地形がいくらでも現われているとか，第四紀の沖積層の場合とか，ダムサイト及び貯水池周辺が広域的な変質帯になっている場合，ダムサイト及び貯水池総てが石灰岩地域で，地形から見てカルスト地形の末期的性状が現われている場合等があります。それらに対しては，ボーリング・横坑調査を実施する前に，やはりそれらのことを考えて頂きたいということです。

④ 実調採択後にダムサイトの地質調査の結果，いかなるダムタイプ，いかにダムサイトを移動しても築造できないケースがもうすでにでてきているという事実が出かけているのではないかということです。実調採択後のダム築造放棄の社会的責任，住民の民生安定ができないという問題がでてくるのです。実調採択後にダム築造不能となった事例もいくつかあります

ので，それらの反省をして現地調査前によく検討する必要があるのではないかと思います。

⑥ 実調採択後及び建設着工後にダムサイトを数km移動したとか，ダム高をダムの基本計画をかえねばならないほど相当大幅に下げたケース，ダムタイプを変更せざるを得なかったケースがあり，そのような場合には地元調整がきわめて困難になるわけです。このようなことでダムの対地元感情がおかしくなったという例はいくらでもあるわけです。

(2) 現地調査までの段階における調査検討の不足

次に現地調査着手前の段階における調査検討が不足しているということです。今後の対処の方針として次のようなことが挙げられます。

① ダム計画を作った場合の机上プラン時においてその地域の文献・既往調査資料からの検討

② 地質概査の必要性の検討

③ 国土地理院等で全国的にそろえている航空写真を活用し，その判読

④ 地形図の作成

⑤ 基本資料の作成整備

④については森林基本図など各市町村に必ず相当な精度のものが出ているのでそれらを利用できるわけです。⑤は活断層の分布図とか地建管内地質図の作成編集，各都道府県別地質図と解説書などの作成です。地建管内地質については中国地建で過去に事例があり，近畿地建でも現在作成中と聞いております。

また都道府県別地質図も現在できていないのは沖縄と大阪府だけですが，沖縄では沖縄開発庁等ですでに作成済であるということです。このように広域的な資料と既往のその地域の調査資料を使ってダムサイトの大まかな検討をしていただきたいと思います。

(3) 予備調査の目的はそのダムサイトで大巾なダム軸の変更なしで計画のダムタイプ，ダム規模の築造の可能性を見きわめることです。それには，それに必要な調査をつめる事，現在ではあまり予算も伸びないのでわずかな調査費でそれをつかむためにそのダムサイトにおけるダム築造の可否をきめる調査のキーポイントをつかみ調査の順位を誤まらないことが必要だという感じがします。予備調査費は予備調査費の中で地建内の1つのダムを集中的に実施すると他のダムサイトへはまったく予算がまわらないくらいのわずかな調査費です。そのような意味で効率の良い調査をしていただきたいと思います。

問題点の提起としまして次のようなことがあります。

① 広域的な地質概査及び地質構造がキーポイントとなるダムサイト

② 物探で概略のことがつかめるダムサイト

③ 物探が全く役に立たないダムサイト

④ 河床のクロスボーリングがキーポイントとなるダムサイト

⑤ 高位標高部からの長尺ボーリングによる地質構造解釈がキーポイントの問題となるサイト

⑥ 高位標高部からの長尺ボーリングでの地下水位がキーポイントとなるダムサイト

広域的な地質概査及び地質構造がキーポイントとなるダムサイトについては，そのような調査を先に実施していただきたい。そして2.(1)－①～⑦に書いてあるような地形・地質においてもそのよ

うにしていただきたいと思います。

物探はだいたいのことがつかめる段階があるかと思います。花崗岩の風化地帯等で風化だけが問題の地域においては物探によって風化程度が大略つかめるのではないかと思います。また物探が全く役に立たないダムサイトに一生懸命物探をしたところで非常にもったいない事であります。例えば第三紀層等で上部が安山岩層，下部が凝灰岩層という広域地質調査ですぐわかるような地帯に物探を実施したところで非常に誤った結果になる場合もありうるのでやらない方が良いとも言えます。

次に河床のクロスボーリングがキーポイントになるダムサイトの問題ですが，これはリニアメント等から河床に断層が走っているというような場合に一番の問題点になるところから調査すべきだということです。

高位標高部からの長尺ボーリングによる地質構造解釈がキーポイントの問題となるサイトがあります。これは，花崗岩地帯の深層風化の激しい地帯，第四紀層等でクーリング・ジョイントの発達等により地下水位が下がっていることが想定されるサイトなどであります。

高位標高部からの長尺ボーリングの地下水位がキーポイントとなるダムサイトがあります。これは前項で述べたところです。

(4) 現状の問題点

① 1番目としては広域的な地質概査から順次ダムサイトの地質調査へと狭めていく必要があり，それをやらずにダムサイトのボーリングをしているところがありますが基本は広域的なところがわかってきた上で，順次狭めて行きダムサイトの調査をしていただきたいということです。

② 広域的地質構造が最重要なダムサイトで地質概査が狭すぎ，視野が狭く，いくつかの可能なサイトからしぼっていくことをしないという点です。このような時には飽くまでも広域的な形でいくつかのサイトから順次しぼっていくという手法をとっていただきたい。

③ ダムサイトの地質構造の解釈がそのダム築造の可否を決するのにボーリングが短く，地質構造解明用のボーリングではなくダムの高さに応じてやるというようなケースで，もう一度やり直さなければならないというケースが沢山見うけられるということです。

④ 物探がまったく役にたたないダム地質のところに物探からやりたがるという問題もあります。

⑤ 両サイトの尾根地形が小さく上位標高の地質構造が問題になるサイトなのに物探の測線が短く尾根を越していないということで再度物探の測線を延長して行なうという非常に金のかかることをしています。またこのようなサイトでキーポイントとなる高位標高部のボーリングと地下水位の測定がやられていないというようなケースがあります。

⑥ 河床の断層の規模と性状がダム築造の可否を決める要因であるにもかかわらずクロスボーリングがなされず垂直ボーリングだけしかやっていないという問題です。これはあるダムでグリッド状に垂直ボーリングがなされておりそれらはすべて問題なくてダム本体の下床を掘削して調査してみるとちょうどグリッドとグリッドの真中だけが総てフィンガー状に熱水変質でやられていたということで大問題になったケースもあります。

⑦ 貯水池から他流域への漏水が最重要となるのにダム軸しか調査していないことです。これ

は広域的地質調査によって旧河床埋没地形が想定されるのにぼちぼち本体を打ち出すころにわかったというケースもあります。

⑧ 重力ダムの最大の荷重のかかる堤趾の情報をつかもうとしないという点が挙げられます。ダム軸だけをあるグリッド法でボーリングしそれで何も問題なく本体を発注して見ると堤趾の部分には何も頼れるものがなかったというようなことでダム軸を移動すれば簡単にかたづくケースも見られます。

⑨ ボーリング，横坑等が一番大事な断層確認等を行うためなのに，断層が見つかったところであるいはその手前でやめてしまい幅や大きさ及び走向傾斜等を確認していない点です。断層はつきぬけてこそ断層の規模，性状がわかるものなのです。

⑩ 横坑の後にボーリングした結果，ボーリングの地下水位が信頼できないという問題があります。これは横坑とボーリングの調査の順位というものを考えた上でやらない限り，何の調査かわからないということがあります。

⑪ 次にルジオン値の問題です。これにはポンプ容量が小さくて測定できない，測定値が信頼できないケースが多々あります。またルジオン値，PQ曲線が非常に不明確であります。そのような時はポンプ容量も充分なものを使い，PQ曲線も必ずチェックしていただきたい。

限界圧力が最重要な地質では特に細かく昇圧する必要があり，軟岩地帯等で限界圧力が問題になるところでは圧力をかけるパターンが大きくとんでしまうので一番大事な情報が得られない地域があります。地質によっては無水掘りすればマッドケーキが付きルジオン値が信頼おけない場合があります。このような場合には透水性の試験孔とコア採取孔を別にする必要があります。これを同時にやるとルジオン値の信頼性にもおかしい結果が出ます。最近のあるダムでグリッドを組みそれに従ってボーリングをし，地形図を見ずに急な崖に沿って長尺ボーリングをしていたということがあります。これは何の調査をしているのかわからず，せっかく金をかけても急な崖で風化等のゾーンをいつまでも掘ってまともな調査ができていないということで非常にもったいないことです。

⑫ 次に地下水位の問題ですが掘進時に地下水位の測定を行なっていないことがあります。これは第四紀層とか火山岩地帯における宙水構造の場合特に重要なので，毎日始業前に地下水の測定を実施することによってボーリングコア以上の重要な情報が得られるわけです。また掘進後の地下水の経年変化が必要な場合掘進後ケーシングを打込みキャップをして孔を保護して測定する必要があるということです。

⑬ ボーリングコアについての問題です。ボーリングコアは捨ててしまったからない，しかし写真が残っているから良いだろうという現地での意見を聞き唖然とすることもありますが，これでは何のために高い金を使ってボーリングしたのかわからないのでぜひボーリングコアは大事にしまっておいてほしいと思います。それからボーリングコアはコンサルに保管されており東京にあると言われる場合など，ボーリングコアの保管がバラバラの箇所で行なわれて整理がなされていない点があげられます。またボーリングコアの孔名が毎年バラバラで統一されておらず，同じ孔名のコアがいくつかあり人間が変わればどれがどれかさっぱり

わからなくなってしまうということがあります。最近は良くなってきましたがボーリングコアの採取率がきわめて悪いということで，これは金の出し方が悪いと施工者が孔を掘ることに集中して，コア採取のことはこの次となりあまりやってくれないことがあります。そしてボーリングコアが採取されておらず柱状図への記述もない。これには記述のない部分は岩がなくて空洞になっていたのかわからないという例も沢山あります。又，岩石試験によりコアを使用した場合にはきちんとその旨をコア箱に記しておくことが必要です。ボーリング掘進事の状況が柱状図に記述されていないケースもあります。

⑭ 横坑についての問題です。まず事務所の担当官が横坑の位置を知らないことが良くありますが，何のために横坑を掘ったかわからないということが言えます。また横坑自体も管理が非常に悪く，例えば扉をつけずにおいて子供等がはいって事故が起きた際には，いろいろな問題が起こります。それから鍵がついていない，排水が悪くて水びたしである，横坑名距離表示がない等が挙げられます。横坑は掘ることに意味があるのではないと思います。

⑮ 地質図についての問題ですが，まず地質図の作成者のサインがなく誰が書いたのかわからないというものがあります。地質図に表示された岩級・岩質・断層がボーリング，横坑のデータと整合していないという問題でこれはいつまでたっても残っているような気がします。それから確認されたものと推定されたものとの明確な区分をしてほしいということです。また地質図にルートマップの添付がなく，どこの部分を確認してどこの部分をどのようなことと想定して地質図を書かれたのか不明確である場合がよくあります。年代表示がないとか，地層名が記されていない場合があります。これらの表示は地質図のそなえるべき重要な要素だと考えます。又参考文献名がないということがあります。

(5) わずかな予備調査で無駄のない有効な調査をする必要があります。このためには，地質コンサルタントへの発注の仕方が問題になります。

まずコンサルタント等に間違いのない調査をしてもらうには，発注者側に間違いのない問題点の認識が必要であるということです。発注されたコンサルタントも何をして良いか分からない状態では，コンサルタントも商売ですから適当にお茶をにごして報告書を書くということになってしまうので何のためにボーリングをするかということをよく認識して出す必要があるということです。

次に成果品のうけとり方の問題です。地質コンサルタントはこのダムサイトの地質は極めてむづかしく今後更に相当な調査が必要であると言うケースが多くありますが，ダムが築造できないと明確に言うケースは非常にまれであるという感じがするわけです。それから成果品をうけとる時には，コンサルタントがキーポイントとなる所のどことどこを確認したか発注者側でも必ず同じところを確認すべきであります。もし確認をしないでおくと後で問題の生じることもあります。これは最小限必ずやっていただきたいと思います。

(6) 将来計画のダムサイトの総点検の必要性

これについては特に工事実施基本計画に長期サイトとなっているもの，広域利水調査地点で将来のダムサイトとして重要な位置づけをなされているダムがあります。これらのダムサイトについては，ボーリングや物探等の現地におろす調査をすると非常に多額の費用がかかるということになり

ますが，先ほど述べたとおりそれ以前の調査を至急に行なってマクロのオーダを現時点でつかむ必要があると思います。

表－1　日本における岩石の露出面積（都城秋穂より）

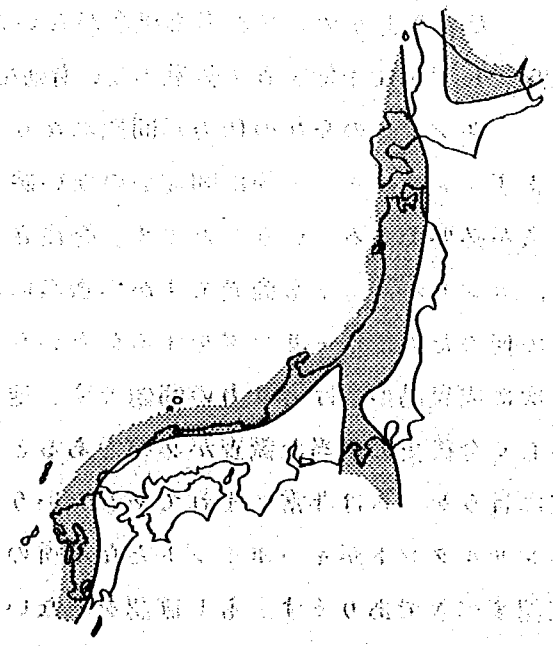
岩　石	面　積（km²）	面　積（%）
広域変成岩	13,300	3.6
花　崗　岩	49,300	13.3
塩基性および超塩基性貫入岩	5,800	1.6
第三紀および第四紀の火山岩	75,400	20.4
古世代堆積岩	45,200	12.2
中世代堆積岩	34,400	9.3
第三紀堆積岩	69,900	18.9
第四紀堆積岩	76,500	20.7
合　計	369,800	100.0

3. ダムサイトの地質上の問題点とその克服

まず日本列島の地質を構成している各種岩石の分布状況ですが，これは表－1のようになっています。これらのうち従来中・古生層と花崗岩類等は岩質が堅く，分布面積も広いのでダムサイトとして選ばれる割合が比較的多かったのですが，現在ではこれらの良好なダムサイトは少なくなり，これからは非常に様々なむずかしい地質を克服していかなくてはならない状態になって来ています。ここでは特にダム建設で問題となることの多い，グリーンタフ造山運動で代表される新第三紀火山岩類と新第三紀堆積層，及び第四紀火山岩地帯，更に古生層中の石灰岩地帯についての問題点について述べることとします。

(1) 第三紀層（グリーンタフ地域）

まず第一に挙げられるのは，第三紀層におけるダム建設の問題点であります。特に問題と思えるのは，図－1にあるように新第三紀層のグリーンタフ地帯と呼ばれる地域で，これはトータルすると日本の約$\frac{1}{3}$程度あり，造山運動によって日本列島の肉づけをした地域です。これらに位置するダムの地質上の問題点としては大かれ少なかれ造山運動に起因する特有な地質構造上の各種の問題点と同時に岩質上からくる問題点をかかえているといえます。今日までダムはこれらの問題点を克服して建設されてきたわけですが，今後ともそのような貴重な経験をふまえて，それぞれのダムサイトで慎重かつ綿密な地質調査を行ないその結果にもとずきそれらの各種問題をひとつひとつ対応し解釈して行くきめの細かい設計をし，一歩一歩ダム技術を向上させていくという事が肝要かと思います。



図－1　グリーンタフ地域
（土木学会：土木技術者のための岩盤力学，1975）

① グリーンタフ地帯で生じるダム建設技術上の問題点の1つは透水性です。グリーンタフの中の火山岩につきましてはクーリングジョイントの問題がありますが，第四紀の火山岩とは若干違って上載荷重が作用し，生成されてからの時間的経過もあるので冷却節理の閉口

部は充塡粘土や，上載荷重の締固め効果の関係で第四紀のものに比べると，かなりしまっており第四紀のものより透水性も低くなっています。しかし一般に新第三紀の堆積岩に比べて透水性はかなり高く岩盤深部まで高い透水性を示すことが多くあります。火山岩のクーリングジョイントの場合は地層単元が小さく岩層変化が非常に大きいという問題があります。すなわち，大きな火山活動にともなういくら厚い安山岩及び玄武岩類の熔岩流でも約５０ｍ以上のものはきわめて少なく又，凝灰岩層でも層厚はすべて小さいということで岩層変化も著しく地層単元が小さいということを見失うと非常に大きな問題が起こるということです。次に透水性の問題の中に熔岩周辺部の自破砕部の存在が指摘されますが第四紀火山岩と比して透水性の問題は比較的少ない。先ほど地層単元が小さいということを述べましたが，変わる層ごとに透水性が変化するという問題があるということです。

② 次に強度の問題があります。１点目が，地層１枚１枚の地層単元が小さく，したがって岩層変化が大きいということで堅い岩だけではないということです。また堅硬な岩層間に弱層を狭んでいる場合があり，重力式コンクリートダムにおいては特に水平に近い弱層が存在する場合には滑動に対する安全度がとれずダムが作れないというケースもあります。特に注意が必要です。次に熱水変質，温泉変質の存在ですが，特に変質の場合は極部的でわかりにくい場合が多いのですが，近くに非鉄金属が産出する鉱山があるとか，温泉がある場合には熱水変質の可能性があるので一応疑ってかかり十分注意する必要があると思います。またグリーンタフ地域の地質はスレーキング現象，スウェーリング現象といういわゆる膨潤の起こる性質を持っているということです。これは先ほど地層単元が小さいことを述べましたが薄い砂質凝灰岩層等がスレーキング現象を生じ粘土化した場合には水平断層と間違えられる可能性があります。特に乾湿を繰り返すと粘土化しているのでごく最近でも間違えた例は沢山あります。これらについては新鮮なインタクト(intact)の状態では非常に強いけれども乾湿を一度繰り返すと強度がおちてしまうという性質を良く見きわめそれに適した調査方法，設計，および施工をすることが重要であります。またスレーキング，スウェーリング現象は岩辷り，地辷りの原因ともなるのでその面での注意も必要です。さらにロック材およびコンクリート用骨材の問題があります。１つは凍結融解等の耐久性に問題がある場合があることと，それからローモンタイト等のゼオライトが存在する問題があります。表－２に現在までの建設省所管の実調建設中のダム及び完成ダムのダム高が示してありますが完成ダムについてはおよそ100ｍのところまでしかなく，現在は以上のような問題を克服しながら１５０ｍクラスのダムに挑戦しているということです。

表－2　第三紀地帯における高さ別ダムリスト

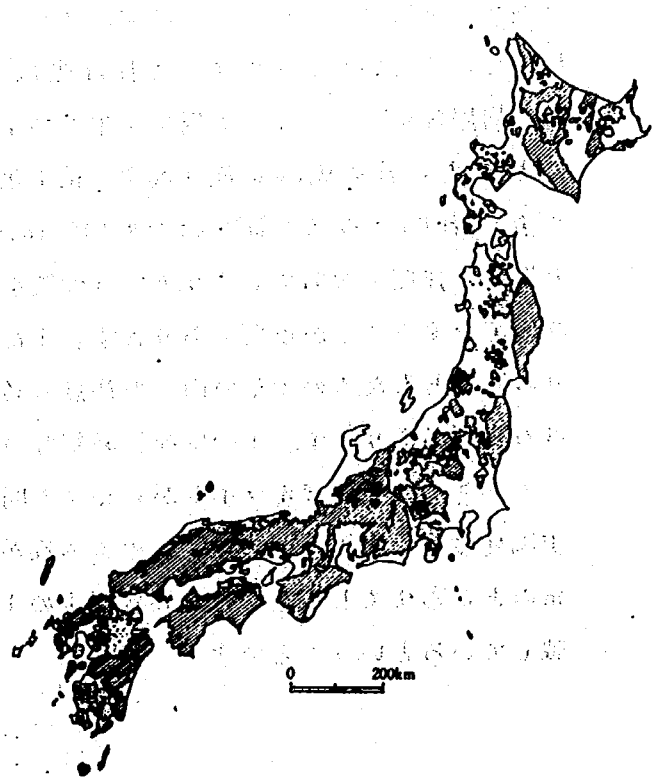
（建設省所管事業）

堤高（m）	実調及び建設ダム　ダム名	ダム数	完成ダム　ダム名	ダム数
～40	美利珂，二風谷，亀山etc	11	有明，下条川，赤瀬，江永etc.	14
40～50	正善寺川，大野川，山瀬etc	7	遠部，樽水，子撫川etc.	6
50～60	常波川，津刈，南川，神室etc	18	霧積，目屋，旭川etc.	15
60～70	東山，角川，岩見，白老etc	10	早口，塩原，皆瀬etc.	8
70～80	七北田，湊沢，中木庭，新中野etc	5	素波里，八戸，笠堀，日向神	4
80～90	阿仁川	1	内ノ倉，内川，裾花，室牧etc.	6
90～100	刈谷田川，破間川，赤川，熊野川etc	5	藤原，下筌	2
100～110	浅瀬石川，玉川，日中，三保	4	豊平峡	1
110～120	小博内	1	川俣	1
120～130	奥三面	1		
130～140	八ッ場	1		
140～150	川治	1		
150～	宮ヶ瀬	1		

(2)　第四紀火山岩類地域

次に第四紀火山岩地帯（図－2参照）とダム建設ということで述べます。ここでは第四紀火山岩と土木地質的に見てほぼ同じ性質を示す熔結凝灰岩を含めて述べます。

①　1番目が第四紀の火山岩は第四紀の火山地帯にみられ熔岩類は一般に固結度が高く，堅硬であるがクーリングジョイントがエンドレスに山の心部にまで続き開口しているという問題であります。第四紀の火山岩は上載荷重はなく，時間の経過も短いため開口部の目ズマリもほとんどないので，特に熔岩の流れた部分での板状節理や熔岩の中心部のたまった部分での柱状節理が発達している所，及び高熔結の熔結凝灰岩等では透水係数が $10^0 \sim 10^2$ cm/sec，流速がcmのオーダと極めて透水性が高く，これがエンドレスに続く場合



図－2　日本列島の第三紀，第四紀層（白色），第四紀火山岩（点），第三紀深成岩（黒）の分布，斜線部は第三紀より古い岩石（土木学会：土木技術者のための岩盤力学，1975）

には岩の強度があっても水がたまらないという問題があります。

② 次に熔岩類の周辺部においては自破砕部の存在と，これが宙水構造になっており地下水位を誤るという問題と，自破砕部が破砕されており高透水ゾーンを形成する問題があります。それから埋没地形の問題があり，旧河床の砂礫層等がダムサイト以外の貯水池内に露出しておりそこから水がもれるという問題があります。これについては貯水池周辺の十分な地質調査を行ない必要な遮水構造を形成することが重要です。

③ 3番目の問題としては不整合面の存在があります。これには風化基盤上に熔岩が流れて熔岩のすぐ下は非常に弱い風化層がありそれの透水性等の問題があります。

④ 次に火山熔岩の下に未固結な火山灰，泥流層の火山性堆積物の存在する場合には強度及び透水性に問題があります。未固結なものの中には，シラス等の低熔結の凝灰岩，火山灰層，軽石層，スコリア層とかがありますが，これらについてはパイピングが生じるのではないかという問題があります。これらの問題点を系統だてて解明していかなくては第四紀火山岩地帯のダム建設はできないという感じがします。

(3) 石灰岩地帯

次に石灰岩地帯とダム建設の問題について説明します。

カルスト地形では構造物に近接して大きい空洞がある場合にダム基礎および貯水池底の陥没，破壊等のきわめて特殊なケースを除き通常は強度的な問題はなくダム基礎およびその周辺からの漏水及び貯水の貯水区域外への漏水等の問題に限られると思います。 カルスト現象には被覆カルスト，露出カルスト，カレン地帯等があります。カルスト地帯の歴史的・地形的変遷はドリーネ，ウバーレ，ポリエなどという形で進展しますがこれらの石灰洞の成因と生長発達の法則性をよくつかんでおくべきだと思います。そして末期的なカルスト地域においては少々のことでは現在のダム建設技術では克服できないのではないかと思います。

ダム地質上の問題点として次のようなことがあげられます。

① ダム築造前に認められた吸水孔よりの漏水がありますが，これは数が少なく規模さえ小さければ何らかの方法で克服できるかもしれません。

② 次に地下水流の反転の問題があります。湧出孔であったものが逆に吸い込み孔となって漏水を助長する問題があります。これも数が少なく規模さえ小さければ何とか調査し克服できるかもしれません。

③ 3番目として充塡物の浸食の問題があります。これは流路や空洞の入口を閉鎖していた残留土や堆積土が貯水による水圧により浸食又は押し出されて新しい流路を形成するという問題ですが，これについては少々の調査ではまず見つけることはできないと思います。

④ 4番目として盛立て材料の浸食の問題があります。これはフィルダムの下流盛立領域内にカルスト流路が存在する場合，貯水による水圧により盛立材料の安定性に危険をおよぼす問題ですが解決していかなくてはならないと思われます。

地質調査手法としては，地表精査，試錐，横坑，物探があり，物探には弾性波探査の他電気抵抗による電探等も含めます。そして染料及び放射性元素等のトレーサーによる漏水追跡調査とか水質

分析河川水及び地下水流量の測定，重力探査による重力分布の調査，磁力探査による磁力分布の調査，リモートセンシング等色々な形のものをやる必要があります。しかし現在では末期的カルスト地形に対しては完全な調査ができません。これらの問題を１つ１つ克服していく必要があると思います。

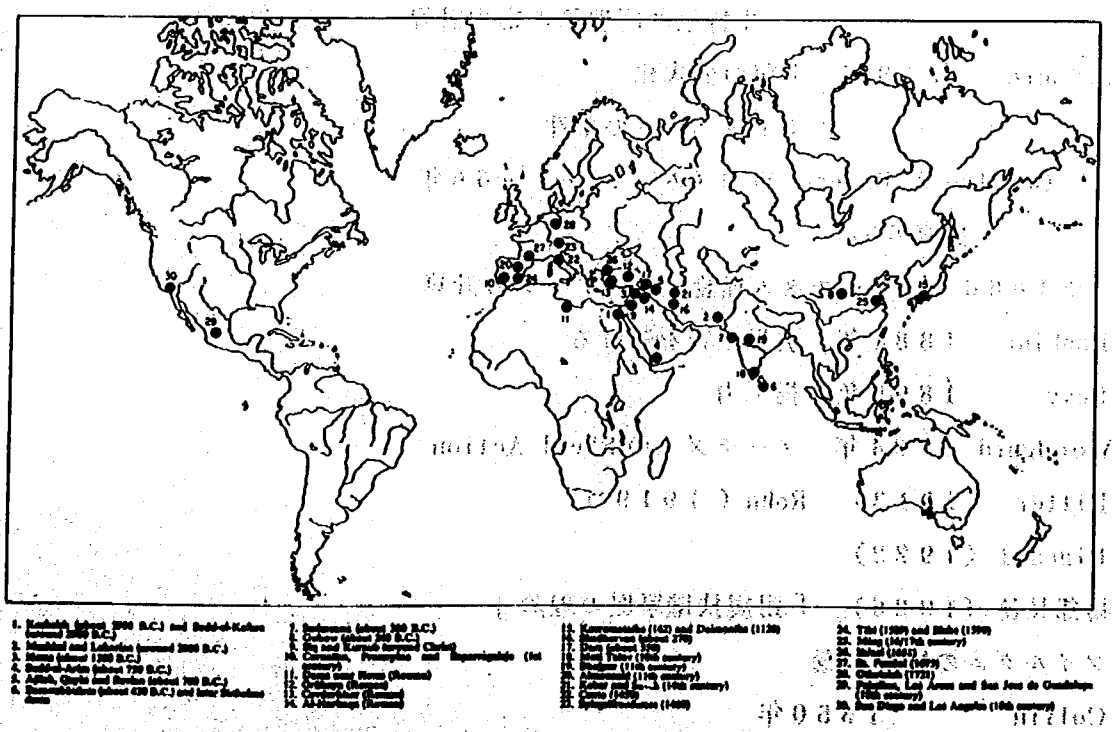
資　　料

最近のダム技術上の課題

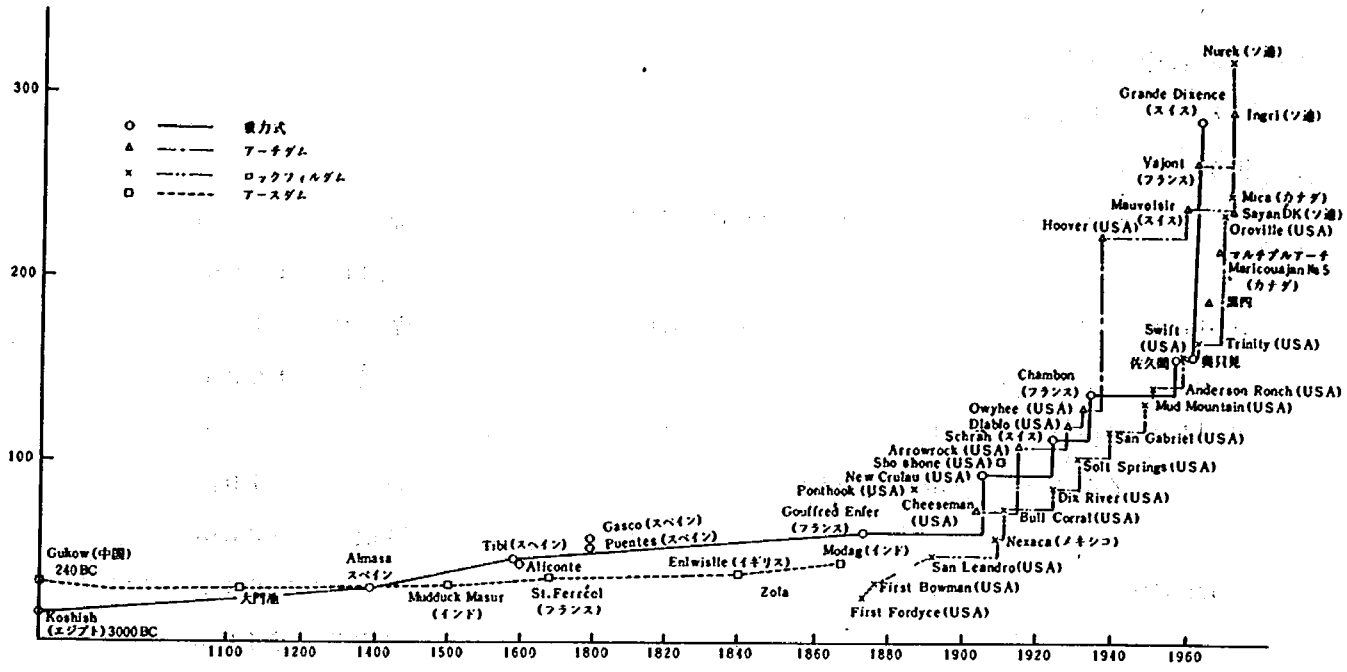
1.　ダム技術の歴史的変遷

(1)　世界のダムの歴史

Koshish 石造ダム（エジプト）2900BC初期	堤　高	15m
	堤頂長	450m
Sadd el Kafara ダム（エジプト）2750BC	堤　高	12m
	堤頂長	108m
Sadd al Arim ダム（イエーメン）750BC　アースフィル		
メソンリーの余水吐を持つ	堤　高	10m
	堤頂長	580m
Cornalb ダム（スペイン）	堤　高	24m
	堤頂長	240m
Kebar アーチダム	堤　高	26m
メソンリー	堤頂長	55m
Tibi ダム（スペイン）（Aliconte ダム）1579～89		
メソンリー	堤　高	46m
	堤頂長	65m
Ponte Alto ダム（イタリー）　1611年	堤　高	37m
Puentes ダム　1785～1791		
Gasco ダム　1789年	堤　高	57m



18世紀末までの年代順，歴史的ダム位置図



世界のハイダムすう勢図

(2) コンクリートダムの技術の変遷

Simon Steven　1586年　静水圧分布

Bernard Forest de Belidor　1750年　転倒モーメントの計算

Charles Bossut　1764年　余水吐越流部

Navier（1785～1836）

De Sazilly　1853年　滑動の計算

片持梁曲げ理論の応力計算

Delocre　1858年　上記の公式化

ミドルサードの条件

Gouffre d'Enfer　重力ダム　1861～66年

堤高60m

○1866年　アーチダム理論　独立アーチの計算

Rankine　1881年　引張り力を避ける

Levy　1895年　揚圧力

Woodgard　1904年　アーチダムのShell Action

Ritter　(1913)　Rohn（1919）

Pigeaud　(1922)

物部長穂（1926）「耐震扶壁堰堤の理論」

(3) フィルダムの技術変遷

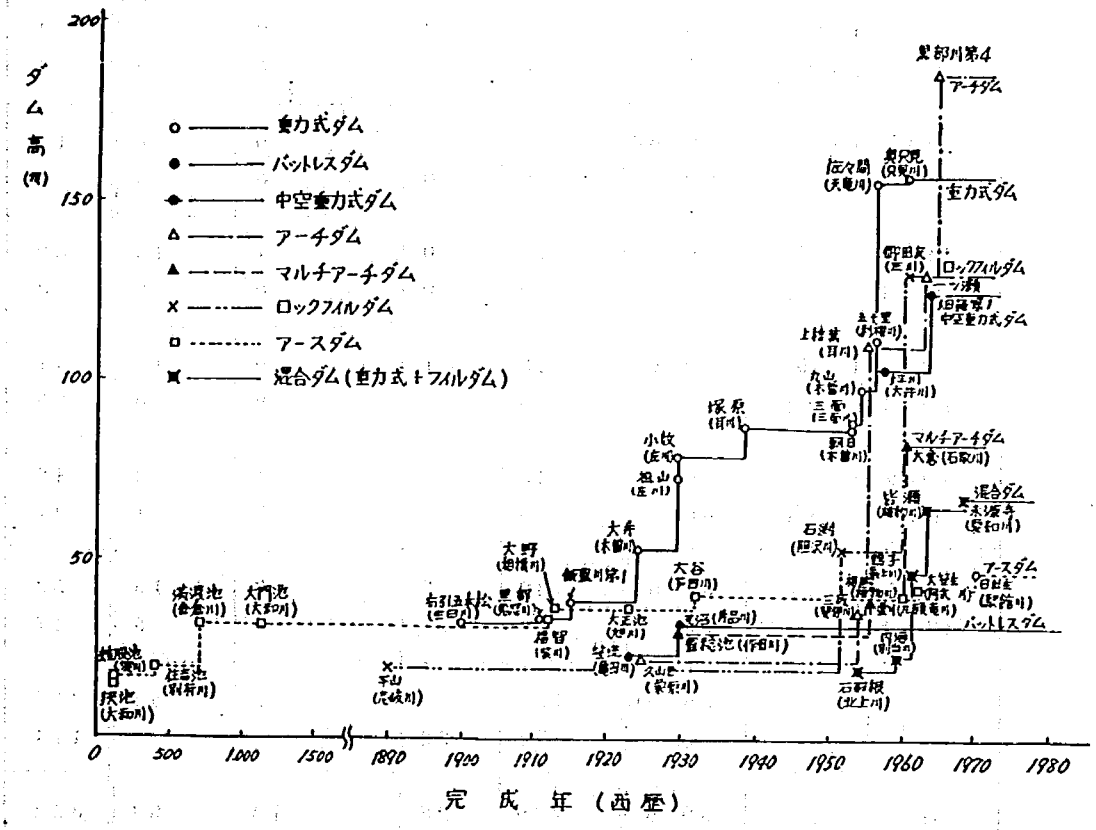
Collin　1850年

Ferzaghi　1920年代　Soil Mechanics

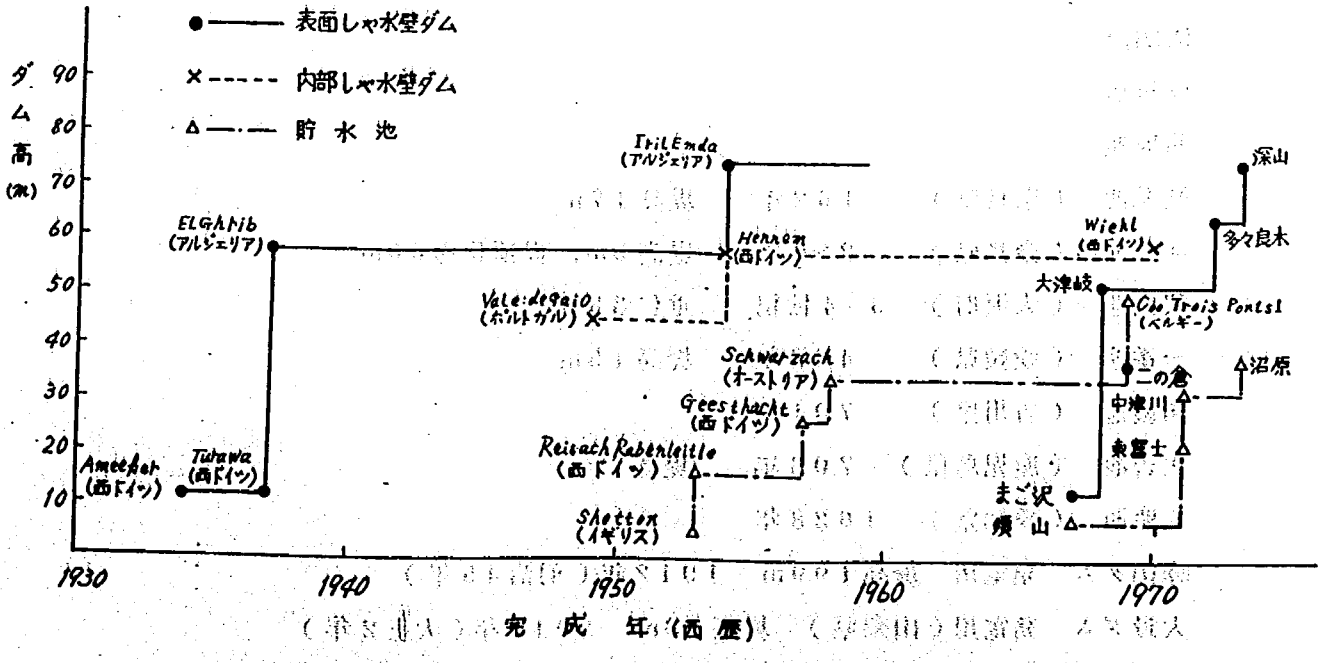
R.R.Proctor　1933年　転圧式アースダムの設計と施工

土質材料について最適含水比の存在を実証

(4)　日本のダムの歴史



日本のハイダムすう勢図



アスファルトしゃ水壁ダムおよび貯水池のハイダムすう勢図

1868年（明治元年）から現在までに建設されたわが国の高さ30m以上のダム数

完成年	高さ（m）	重力ダム	アーチダム	中空重力ダム（バットレスを含む）	フィルタイプダム	計
1868～1912（明治時代）	30～60	2	0	0	1	3
	60～	0	0	0	0	0
1913～1926（大正時代）	30～60	7	0	0	4	11
	60～	0	0	0	0	0
1927～1945（昭和元年～20年）	30～60	45	0	1	16	62
	60～	10	0	0	0	10
1946～1955（昭和21～30年）	30～60	28	1	0	12	41
	60～	18	2	0	0	20
1956～1960（昭和31～35年）	30～60	38	2	1	8	49
	60～	29	4	3	1	37
1961～（昭和36～）	30～60	32	2	3	16	53
	60～	20	17	5	5	47
計	30～60	152	5	5	57	219
	60～	77	23	8	6	114
合計	30～6	229	28	13	63	333

① フイルタイプダム

依網池

反析池

苅坂池

蛙又池　（奈良県）　162年　堤高17m

ニゴリ池（奈良県）　250年　堤高5m，堤頂長約60m

狭山池　（大坂府）　3～4世紀　垂仁35年

一番池　（愛媛県）　466年　堤高15m

満濃池　（香川県）　701年

住吉池　（鹿児島県）　708年　堤高20m

入鹿池　（愛知県）　1628年

峰山ダム　発電用　堤高19.9m　1912年（明治45年）

大野ダム　発電用（山梨県）　堤高49m　1913年（大正2年）

村山ダム　水道用（東京都）　堤高24m　1924年（大正13年）

山口ダム　水道用（東京都）　堤高32.7m　1934年（昭和9年）

昭和池　農業用（岡山県）　堤高32.5m　1938年（昭和13年）

野反ダム　東電　1945年（昭和20年）　表面遮水

石淵ダム　建設省　1952年（昭和27年）　表面遮水

山王海，西郷，羽鳥ダム　農林省　アースフィルダム

御田衣ダム　発電　1965年（昭和40年）　ゾーン型

牧尾ダム，九頭竜ダム，魚梁瀬ダム，水窪ダム等100m級続出

○アスファルト遮水壁

大津岐ダム（堤高52m　電発）　1968年

深山ダム　（堤高75.5m　農林省）

沼原ダム　（堤高38m　電発）

多々良木ダム　（堤高65m　関西電力）

② コンクリートダム

五本松ダム（神戸市）　明30年～明33年3月

堤高33.3m　堤頂長110.3m

西山ダム　（長崎市）　明37年3月　堤高32.8m

鬼怒川下滝発電所取水ダム　（鬼怒川水力電気）　大正元年

堤高30.6m

立ケ畑ダム（神戸市）　大正4年　堤高33m

飯豊川第1ダム（新潟電力）大正4年9月　堤高34.8m

アーチ重力式

美歎ダム　（鳥取市）　大正11年　堤高28m

曲淵ダム　（福岡市）　大正12年　堤高39.4m

志津川ダム（宇治川電力）大正13年　堤高35.2m

大井ダム　（大同電力）　昭和14年　堤高53.4m

小牧ダム　（庄川電気）　昭和44年　堤高79.2m

祖山ダム

塚原ダム　昭和13年　堤高80m

三浦ダム　昭和18年　堤高84.1m

丸山ダム　昭和29年　堤高98.2m

佐久間ダム，田子倉ダム，有峰ダム，奥只見ダム，小河内ダム

◎上流側フィレットダムの採用　早明浦ダム，鯖石川ダム，下条川ダム，遠部ダム，大渡ダム

③ バットレスダム

大正10年代　笹流ダム（堤高23.6m　亀田川，函館市）

高野山ダム（堤高19.6m　中津川，新潟県）

真立ダム（堤高21.8m　小口川，北陸電力）

丸沼ダム（堤高３2.9m　片品川，東京電力）昭和１2年

三滝ダム（堤高２4.3m　千代川，中国電力）

④　中　空　重　力

井川ダム（堤高１０3.6m　大井川，中部電力）

１９５７年（昭和３２年）

諸塚ダム（堤高５６m　耳川，九州電力）

大森川ダム（堤高７２m　吉野川，四国電力）

畑薙第１ダム（堤高１２５m　大井川，中部電力）

〃　第２ダム（堤高　６９m　大井川，中部電力）

⑤　アーチダム

三成ダム　（堤高　３９m　斐伊川，建設省，島根県）昭和２９年３月

上椎葉ダム　（堤高１１０m　耳川，九州電力）昭和３０年４月

雲川ダム　（堤高４０.5m　真名川，福井県）昭和３２年１１月

殿山ダム　（堤高６４.5m　日置川，関西電力）昭和３２年

鳴子ダム　（堤高９４.5m　江合川，建設省）昭和３２年１０月

佐々並ダム　（堤高６７.4m　阿武川，中国電力）昭和３４年

綾北ダム　（堤高７３.3m　綾川，宮崎県）昭和３４年１１月

二瀬ダム　（堤高９０.5m　荒川，建設省）昭和３５年１２月

大倉ダム　（堤高８２.0m　名取川，建設省）昭和３５年１２月

室牧ダム　（堤高８３.5m　井田川，富山県）昭和３６年３月

黒部第４ダム（堤高１９４.0m　黒部川，関西電力）昭和３６年

天ケ瀬ダム　（堤高７２.0m　淀川，建設省）昭和３６年３月

川俣ダム　（堤高１２２.0m　鬼怒川，建設省）昭和３７年３月

フラットアーチの採用　９０°

湯田ダム　（堤高８６.0m　和賀川，建設省）昭和３８年３月

一ツ瀬ダム　（堤高１３３.0m　一ツ瀬川，九州電力）昭和３８年

放物線アーチダムの採用

裾花ダム　　真名川ダム

矢作ダム　　川治ダム

青蓮寺ダム

新豊根ダム

3．軟弱地盤上の盛土の沈下

土木研究所　土質研究室
室　長　久　楽　勝　行

3. 軟弱地盤上の盛土の沈下

I はじめに

私は〝軟弱地盤上の盛土の沈下〟という題で，５０分程お話します。

地質学的な問題といえばやはり地表面から何十，何百メートルという深さだと思いますが，私のはせいぜい地表面から１０～２０ｍくらいの軟弱地盤の話です。

またダムの話が先ほどから出されていますが，ダムでいう高さは１００ｍ程度ということになりますけれど私の話は主に河川堤防，道路盛土のことなので高さも１０～１５ｍ程度のことです。

軟弱地盤の問題はまだわからない点が多くあります。

どのような点がわかっていてこれからはどのようなことを考えるべきかというようなことを話したいと思います。

軟弱地盤処理の問題で一番最初に脚光を浴びたのは昭和２０年代後半に我国に紹介されたサンドドレーン工法で，軟弱地盤に砂柱を打設して圧密沈下を促進させるというものです。その後３０年代，４０年代の前半にサンドコンパクション，ペーパードレーン工法などの工法が考えられました。それらと共に土質力学の分野でもテルツァギーの圧密理論が実際と合うかどうか圧密促進工法が現場とあうかどうかということが検討されました。そしてこの時代のいろいろな論文を見るとそれらの実測値と計算値が意外に良く合うといった論文が多かったように思います。

４０年代から５０年代にかけては軟弱地盤の問題についていろいろな地盤処理工法が実施され，その中でもサンドドレーン工法はそれほど効き目がないという話がでてきました。それは昭和４０年以後の論文の中で主に建設省，道路公団，国鉄という道路盛土を対象とした軟弱地盤ではサンドドレーン工法というのは，圧密促進効果が必ずしもあるとは限らないというものです。それに反して運輸省，農林省のような干拓・埋め立てということで盛土した場合にはサンドドレーン工法の実測値と計算値は合うということです。したがってサンドドレーンの有効・無効論という２つの大きな意見に分かれて４０年代後半にはかなり議論されました。それについては充分な結論が得られませんでしたが，１つには道路盛土は帯状の荷重であり，埋め立て地盤・盛土というのは広範囲なので一次元の解析とはよく合うことがあげられます。

埋め立ては海側，道路盛土は山側というケースが多いことも１つの理由だと思われます。海側と山側ではどう違うかというと次のようなことがあります。山側の地層では堆積状況として同じ軟弱地盤といっても砂や有機質のピートといった水平方向の透水係数が非常に大きい層が存在しサンドドレーンをうたなくてももともとサンドシーム・ピート等があるのでその上に盛土すれば圧密が促進されるということになります。したがってサンドドレーンの実施の有無によってそれほど差がないということになります。それに対して海岸ではある層・ある厚さによって比較的均一な軟弱層が存在しているため，圧密理論に合った沈下をすることになり，サンドドレーンの効果もでていることになります。これらのことから今，その軟弱地盤処理工法そのものをもう一度見直そうという時代が来ているという感じがします。

軟弱地盤対策工の最近の傾向としては，サンドドレーン，ペーパードレーン，サンドコンパクションなどの物理的な処理工法よりもむしろ化学的添加剤（セメント・石灰）を入れて撹拌混合し固結させて強度を高めるという化学的な軟弱地盤処理の工法が多用される傾向にあります。これが盛んに行なわれることが現在の軟弱地盤の問題ではないかと思います。この化学的な軟弱地盤処理工法に問題がないかというとそうではありません。いったいどの添加剤がどのような軟弱地盤・土地にどれくらいの量が良いかという基本的な問題があります。それにも増して実際の現場で均一に撹拌混合ができるかというのが一番大きな問題です。これにはまだ別の問題も含んでいます。例えば均一に撹拌できない場合には剪断抵抗に対してある弱い所ですべるということがあるし，昨今では地震の問題があり地震力が作用した場合には混合した土が抵抗力をもってくれるかということが問題としてあげられます。

これらの問題に対処するために，混合処理工法の合理的な設計，施工法を確立することが重要であると思われます。

II 軟弱地盤における道路土工の現状とその問題点（資料－1）

資料－1は昨年度の第13回日本道路会議で特定課題になり軟弱地盤における道路土工の現状とその問題点としてまとめられたものを道路会議決議案として認められたものです。

1. 各種対策工法の設計と施工の比較

昨年の道路会議の結論は1番として各種対策工法の設計と施工の効果を比較すると次の(1)～(5)の事項が指適できます。

(1) 過去においては軟弱地盤上に盛土した場合はすべり破壊を起して盛土が崩壊するということが非常に心配されていたわけです。例えば九州有明海の非常に軟弱な潟土が存在し堤防を造っても次の日にはもうなくなっていたとか，関東でも霞ケ浦の非常に軟弱な地盤で似たような例があります。しかし最近では軟弱地盤対策処理工法がかなり研究され実績を挙げていると思います。私共の研究室にも盛土がすべったという話はほとんどきませんし，まず今の技術レベルをもって入念な土質調査，設計，施工をすれば軟弱地盤の安定性の問題は生じないのではないかと思います。

前述よりも更に超軟弱な地盤，極端にいえば水の上に腐食土が浮いているような場所が最近対象になっています。N値が0のような所でも大規模な構造物を急速施工で造らなければならない社会情勢もあります。そこでそういう場合はかなり入念な検討が必要かと思います。

(2) 安定の問題は上述のような認識で良いのではないかと思いますが，沈下については問題があります。

沈下の問題は軟弱層が薄い場合，粘土層でいえば10m前後からそれ以下の場合には，圧密計算と即時沈下の両者を合わせ全沈下量として計算すれば実測値と計算値が合うという段階まできていると思います。しかし10mを超える軟弱層，ピート地盤，有機質の地盤ではクリープなどによる二次圧密が生じて長期的な沈下が続くというのが現場でもたくさんあります。このような軟弱層の厚い場合，高有機質の粘土地盤では即時沈下量，圧密沈下量で計

算したものでは必ずしも合致しないことがあるのでこの辺が今後進めて行くべき問題であるといえます。

(3) 軟弱層が厚い場合，泥炭地盤では総沈下量が予測できないことがあります。それではそのような場合に当面どうすれば良いかということでありますが，それに対しては試験盛土よりも一歩進んだ形で先行的に盛土をして観測調査を行ない，データと計算値とで圧密計算からもとめたものに修正を加えて将来の沈下量を予測していく方法が考えられます。

(4) 道路では供用後の残留沈下の問題があります。

この残留沈下を防ぐ方法としてはサンドコンパクション工法，石灰，セメント等の深層混合，混合処理といった軟弱地盤処理工法によって地盤を堅くし上載荷重が加わっても沈下量をおさえるということが考えられます。しかしこれについても，この方法で充分だという結論は得られておりません。

確かに処理工法を実施したところとそうでないところでは差が認められますが，それで残留沈下量がすべておさえられるというところまでは技術が至っていません。道路会議にもいろいろな現場の報告書が出されていますが現段階ではプレローディング工法，混合処理工法が有効であろうという程度の結論にとどまっています。

(5) 低盛土の問題です。最近では高盛土にするより低盛土にした方が工費が安く，また，取付け道路の関係等で低盛土道路がよいということで多く造られています。この場合には上載荷重が盛土に吸収されず軟弱地盤にそのまま荷重が伝わり，繰り返し荷重が常に軟弱地盤にかかるため繰り返し荷重による剪断変形とクリープとがはたらき沈下が長く続くという問題があります。これをうまく予測して処理しないとかなりの問題が生じます。我々が調べた結果によりますと一番ひどい例は九州にありボックスカルバートと路面との段差が1 mくらいできて前の車がボックスカルバートで見えないというところもあります。これは軟弱層が均一で一定であれば一緒に沈下するのでそれほど問題になりませんが，ボックスカルバートや橋台などがありますと必ず杭を打ちますので構造物は沈下せずに道路だけが沈下して段差が生じます。したがって単に杭を打てば良いというものではないと言えます。その辺を今後更に構造物との絡み合いで処理工法を検討していくべきだと感じています。

これらのことから現在のところ我々の考えをまとめますと工期的に許されるならば余分の荷重の余盛をするプレローディング工法が一番いいという見解をもっています。

2. 超軟弱地盤における対策工法

先程から述べている超軟弱地盤の問題でどんなものが良いか最近はいろいろな試みがなされています。例えばバンブーシートという竹で組んだいかだ状のものを敷いてその上にサンドマットを敷く工法とか高分子のネットを敷く工法，水平敷設のペーパードレーンをする工法などが試されています。これらの工法は新しく開発された工法で充分実績があるというものではありません。したがって従来の工法と組み合わせて今後検討していく必要があると思います。

3. 施工中の騒音・振動および盛土による周辺地盤への影響

最近では住宅地域に近接して処理工法を実施することが多くなりました。そのようなところで

盛土等をしますと必ず周辺部も沈下しそれをおさえることは困難です。この地盤の影響，それから騒音・振動という問題が大きくクローズアップされています。施工中の騒音については現在のところ低振動の施工機械というのは開発されていませんが，採石パイル工法，深層処理工法などが比較的振動も少なくて良いと思われます。更にはこれから低振動・低騒音の機械を開発する必要があると思います。

III　軟弱地盤における工事実施例（資料－２）

軟弱地盤がどういう場所に多いかということが図１－４－１に書いてあります。この図で説明しますと①と書いてある枝谷にはピートとか有機質粘土が堆積して軟弱地盤としては１５ｍ程度の厚さのものが多く，その上部には高有機質土が堆積して超軟弱地盤を形成することが多いようです。
②は後背湿地の地盤ですが，このような地盤では粘土と砂の互層がよく見られます。これは河川からの堆積物で有機質土や粘土が厚く堆積していることがあります。
③が三角州です。やはりこれも砂と粘土の互層が多いようです。そしてこれは下部に厚い海成の粘土層があり大規模な軟弱層の場合が多くあります。
④は埋立地です。埋立地盤はいろいろな土が入っている訳ですがその中でも比較的多いのが砂だと思います。この砂やシルトの互層がＮ値１０以下でゆるく締固まっている場合には地震時での流動化の心配もあります。
⑤が海岸砂州ですが，この海岸砂州は通常は砂で良好な地盤と考えて良いと思います。しかし先程の埋め立地盤と同じように砂がゆるい場合には地震時の流動化の問題も生じるかと思います。また，下部の方に厚い粘土層が堆積している場合があります。
図面で⑥と書いてあるのが小溺れ谷です。これは砂州や河川運搬物が湾口でとめられた場合にできる地盤で，泥炭や有機質土が上部にありその下に海成の粘土が厚く堆積しているところが多いようです。この場合には軟弱地盤の厚さが３０ｍにおよぶこともあります。

これらが比較的大ざっぱに言った軟弱地盤が形成される場所かと思われます。

我々が最近関係する地盤からまず，後背湿地，三角州埋立地盤とかを説明しましたがこれらはもともと地盤が良くないだろうということで土質調査や施工も注意して行なうので意外と問題が生じません。問題が多いのは枝谷，小溺れ谷のような小範囲のところで，たいした谷でもないから大丈夫だろうと思っていると沈下が生じて困ったということが多いようです。

最近では宅地造成で丘陵をくずして盛土するケースが多くなりましたが，このような場合には必ず防災調節池が設置されるわけです。この防災調節池も小溺れ谷に造られる場合が多いわけですがここに防災調節池を造ると軟弱な土壌が非常に多くこの処理をどうするかということでも苦労するようです。

この会議にはダム関係の方が多いのでご存知かと思いますが，防災調節池というのは高さ１５ｍ以下と規定されてあります。軟弱地盤の上に盛土して防災調節池を造った場合には水が貯まった時の安定性や，地震時の安定性が大きな問題となっております。

例えばダム築造の場合には軟弱層は当然掘削しますが，防災調節池のような１０ｍクラスの盛土

であれば軟弱層を土質なものに置き換えるのと本体をつくるのが同じようなボリュームになってしまいます。したがってそれをしない場合が多く地震力をどう考えるかが大きな問題となっています。

現在は堤体だけに地震力を加えて設計しており軟弱地盤を含めた調節池が安定かどうかチェックしている段階です。しかしだいたいこれで安定を保つケースはありませんのでサンドドレーン，サンドコンパクションというような地盤改良が必要となります。

Ⅳ　軟弱地盤の土質調査（資料－３）

軟弱地盤の土質調査はどのようにされているかについて述べたいと思います。

まず最初に１００～２００ｍピッチでボーリングを実施し軟弱層が認められた場合には適時フォイルサンプラーなどによる乱さない試料を採取して土質試験を実施します。しかし日本でもほとんど均一な軟弱層は存在しないので追加ボーリングした間をダッチコーンやスウェーデン式サウンディングテストなどを使ってサウンディング調査をするというように軟弱地盤全体の土質を把握する土質調査をしております。

これらの調査結果をもとにして柱状図を作成します。また，柱状図には単位体積重量・自然含水比・コンシステンシー指数・一軸圧縮強度などが記入されます。さらに三軸圧縮試験・圧密試験などを実施して安定問題や沈下についても検討を加える必要があります。

Ⅴ　日本の軟弱地盤（資料－４）

日本の軟弱地盤というのはどういうものを言うかというとその一例を資料－４に示してあります。

一般的な日本の軟弱層の特徴を述べると，外国では氷河で削りとられ過圧密されたかたい地盤が多いのですが日本では比較的新しく含水比の高いやわらかいものが多いようです。そして有機質を含む粘性土なり火山灰質の粘性土などの二次堆積物も多いことが特徴としてあげられます。

同一の土層であっても位置によって含水比，強度，変形係数などにはバラツキがあるものです。ヨーロッパやアメリカでは土の変形係数なり強度を求めるには三軸試験のＵＵ試験がいいという意見が多いわけですが，日本では簡単な試験を数多く実施してバラツキを考慮して土質定数を決めようという考え方が強く一軸圧縮試験で土質の強度を求めています。

土質も各層がバラバラなわけですが，たとえば複雑であっても軟弱地盤の安定計算・沈下計算をする場合には５層か６層の分類で最大と考えそれ以上には区切らないで実施しています。

比重は火山灰粘性土だと通常2.7～2.8，砂質土であれば2.6～2.75，シルト粘土の場合は2.6～2.7程度です。有機質土の場合は2.3～2.65程度で高有機質土やピートだと2.3以下のものが多くなります。

粒度では日本統一分類でピート，ＣＨ，ＭＨ，ＯＨと分類されることが多いと思います。含水比は砂質土ですと３０～５０％くらいが多いのですが普通の粘土ですと１００％以下，有機質土で１００～２００％，繊維質の高有機質土になると３００％くらいまた多い場合には，水に繊維が浮いている状態で１０００％を越えることもあります。例えば沼津の浮島ケ原というところは含水比が１０００％以上のものもあると聞いております。

Ⅵ　道路盛土における軟弱地盤対策（資料－５）

軟弱地盤とそうでないものとの区別は軟弱地盤としての定義は特にありませんが，表１０.５.１に示されているＮ値４以下を普通軟弱地盤と呼んでいます。Ｎ値４～２では盛土の安定性が問題になりＮ値２以下だと十分な調査・検討が必要です。

表１０.５.２は軟弱地盤の区分と一般的な土質ということで掲げられていますので参考にしていただきたいと思います。

土木研究所と各地建の間で一日土研というのが開かれていますが最近河川や道路で軟弱地盤上のボックスカルバートが開いて破損するケースが多くなったという話を聞きます。これは１つには私の個人的な考え方ですが昔は大型機械が少なくて土を盛るスピードと地盤の圧密がちょうどあっていたという気がします。しかし最近では大型機械を使って一気に盛土するケースが多いので，地盤処理工法を適用して地盤の強度を高めています。しかし，大型機械で一気に盛り立てた場合は，たとえここに地盤処理してあっても地盤の側方流動が起こるわけです。例えばここにボックスカルバートがあるとすればこれが引っぱられてジョイント部が開いたりするケースがかなりあると思います。皆さんは考え方として，ここにはすでに杭が打ってあるから動きようがないだろうと考えられるのではないかと思います。

しかし意外とこの側方流動というのが大きく横に引っぱられるのです。このような場合はやはり一気に盛り立てるのではなく，ゆっくり盛りながら周辺地盤の隆起などにも気をつけて施工していただきたいと思います。もう１つ地盤処理，サンドドレーンやサンドコンパクションをした場合には地盤が乱れますが，この乱れた土が強度を回復するには時間がかかります。したがって処理直後に一気に盛ると側方流動が大きくなるので，工期の都合等あるかと思いますが施工中は周りの地盤の変形等を見ながら盛土のスピードに注意していただきたいと思います。

Ⅶ　盛土による周辺地盤の変形量の求め方（資料－６）

次に盛土の載荷の周辺地盤への影響ですが資料－６を見て下さい。

図－１は一般国道及び高速道路で盛土した場合の周辺地盤がどのように沈下しているかを示した図ですが，図中黒丸印が実測値で沈下が影響している範囲は距離標で２０ｍから５０ｍの範囲です。したがって軟弱地盤の厚さが30ｍですから周辺地盤の沈下がすすむのはおよそ厚さと同じ距離というふうに考えて良いと思います。

次の図－２では沈下量を示していますが，盛土中央部で1.0とすると法尻で0.2くらいということになります。これは均一な軟弱地盤でこうなるということで，もし谷のようなところの軟弱地盤ですともっと広範囲に影響することがあります。このような場合には軟弱層の厚さ等を調査して影響の範囲を考慮していただきたいと思います。もし影響の範囲内に人家等がある場合は対策が必要なわけですが今のところこれという工法は確立されていません。図中に書いてありますような杭，矢板を打ったり固結工法や格子枠のスラブを用いたりして周辺地盤の沈下量をおさえる試みが現場でなされております。

資料－５の図１０.５.１０に軟弱地盤に鋼矢板を打った例がありその実測値が左側に書いてあ

ります。これによりますと一応矢板を打ったことで沈下量が少なくなっていることがわかると思います。

Ⅷ　沈下計算に関する資料（資料－７）

参考資料では先ほど述べた即時沈下量と圧密沈下量を求めれば軟弱地盤の全沈下量が求まるということでその計算方法をあげていますので参考にしていただきたいと思います。

質　疑　応　答

菅原（土研）：　私はあまり軟弱地盤に関しては知識がないのですが軟弱地盤の昔の対策工法はドレーン工法が主流ではなかったかと思っています。それが最近では混合処理工法が使われるようになったと聞きましたけれどもいろいろな地盤条件や許容沈下量等を考慮してトータルで考えた場合に，この混合処理工法は経済的に見てかなり高価になるのでしょうか。

久楽（土研）：　それは現場の土質，期待する改良土の強度にもよると思いますが，単位面積あたりに直した場合にはそれほど高くないと思います。しかし，置き換え率などが異なりますので，深層混合処理の方が実際の現場では高くなる場合があるように聞いております。

資料－1　軟弱地盤における道路土工の現状とその問題点

（第１３回日本道路会議会議記録，昭和５４年，日本道路協会）

課題－３　軟弱地盤における道路土工

軟弱地盤における道路土工については既に多くの施工実績があり，その設計・施工法は確立されつつあるが，地盤条件，施工条件などによって解明を必要とする問題がなお残っている。たとえば各種対策工法の効果の予測，超軟弱地盤上の盛土工法，施工中の騒音・振動あるいは周辺への影響などの問題である。

これらについて道路の維持管理を考慮した適切な解決策を見いだすために，対策工法の施工ならびに施工後の挙動観測を行い，検討を加えて次の結論を得た。

1.　各種対策工法の設計と施工の効果を比較すると，次の事項が指摘できる。

(1)　入念に行った安定対策工では，設計値と実測値とがほぼ同程度の値を示し，期待した改良効果が認められた。最近は地盤がすべり破壊を起こす事例は少なくなっており，改良効果は一応期待できるとの評価を得ているが，超軟弱地盤については，なお問題が残されている。

(2)　沈下対策工を適用した盛土については，軟弱層が薄い粘土の場合，計算による沈下量が実測値とかなりよく一致する。しかし，泥炭地盤や厚い軟弱層上の盛土では二次圧密などの沈下があるため，長期沈下の予測は困難である。

(3)　沈下予測が困難な地盤については，先行盛土区間を設けるなどして観測を行い，本工事における沈下予測を修正することが有効である。

(4)　供用後の長期の残留沈下に対しては，沈下を促進するためのプレローディング工法と沈下を阻止するための混合処理工法などが有効である。しかし，この場合も軟弱層が厚くなると，長期の沈下に対しては効果を期待できない場合が多い。

(5)　低盛土の交通荷重による不等沈下対策工法にはプレローディング工法や表層処理工法などが効果的である。表層処理工法については，改良深さおよび長期的な改良効果などについて今後検討すべき問題が残されている。なお，低盛土における交通荷重の効果は約2～3 t／m^2の上載荷重に相当するという意見があった。

2.　超軟弱地盤における対策工として生石灰パイル工法および混合処理工法などの化学的処理工法の適用例が多くなってきている。施工例としてトラフィカビリティ確保のために，竹組シート，水砕スラグマット，敷網，水平布設のペーパードレーンなどの工法や沈下を促進するためのディープウエル工法が報告された。これらの各工法のなかには，新しく開発されたもので施工実績の少ないものもあるが，一応の効果は認められた。工期の短縮や良質の砂の入手の困難なことなどから，これらの工法は今後多用される傾向にある。各工法の効果について今後さらに検討を加え，地盤条件に応じた合理的な設計・施工法の確立が望まれる。

3.　施工中の騒音・振動および盛土による周辺地盤への影響などについて，次の点が明らかにされた。

(1)　住宅地区などの施工が多くなっているので，低騒音・低振動の施工機械および施工法の開発が望まれる。混合処理工法および砕石パイル工法を採用し，ほぼ満足すべき結果を得たという報告があった。

(2)　周辺地盤への側方流動および周辺地盤の沈下を抑制するため，石灰パイル工法，混合処理工法およびシートパイル工法などを施工して効果をあげた例がある。しかし，その効果は軟弱層厚，土質，地層構成，盛土の形状，地盤改良の規模などによって異なっているので各工法の適用性の解明が今後期待される。

1.4 軟弱地盤の成層と土質

1.4.1 軟弱地盤の土層

冲積層のたい積過程で，ある種類の土がある場所に成層し軟弱地盤を形成するかどうかは，たい積する場所の地形と環境条件に支配されるところが大きい。すなわち，

① 上流に侵食運搬される細粒土（鉱物質，有機物質など）が存在する。

② たい積土の主たる運搬営力となる流水の速度がほぼ停滞していて，細粒土のたい積のみが可能である。

③ 植積土を形成する植物の腐朽たい積作用が行われる環境である。

④ たい積が新しく，土カブリ，地下水位の変動あるいは化学作用などによる著しい先行圧を受けていない。

⑤ 土カブリ深さは一般に 30m 程度よりも小さく，浮力を受けて土カブリ圧は大きくない。

以上のような条件が満足されるのは，

① 緩流河川の河口三角州低地とそれに接する海底

② 緩流河川によって形成された自然堤防背後の湿地

③ 海岸砂州などで湾口を閉ざされた小オボレ谷

④ 本流のたい積物で出口を閉ざされた枝谷

などである。

図-1.4.1 は軟弱地盤の形成される代表的な場所と，成層および土質の状態を模式的に示したものである。

（1）三角州，埋立地および海岸砂州　一般に下部の洪積層を不整合に覆って河成たい積物が存在し，これが軟弱地盤の基盤を形成している。これより以浅に厚くたい積した海

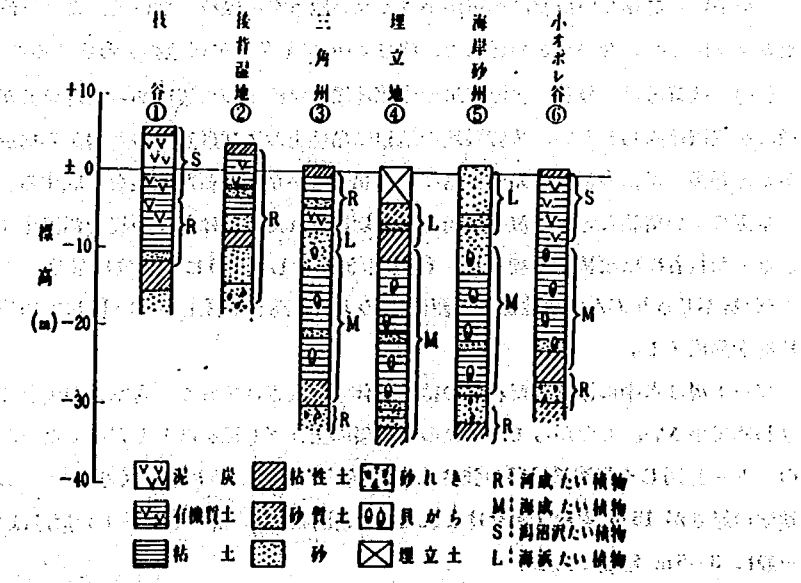


図-1.4.1　軟弱地盤の場所と成層

成粘土層は比較的均質であるが，深さごとの性質を細かくみると図-1.4.2 のように，かなりの相異が認められる。また海成粘土層の下位および中間には薄い砂または砂質土層をはさむことがある。

海成粘土層を整合に覆う海浜たい積物は砂質土と粘性土の互層からなることが多いが，海岸砂州の場合は厚い砂層を形成しており，ルーズな場合はしばしば地震災害の問題が生じる。三角州低地では一般に河成たい積物が海浜たい積物を不整合に覆っている。この層の厚さはほぼ 10～15m 以下であるが，有機質土や砂をレンズ状にはさみ，複雑な互層を形成する場合が多い。

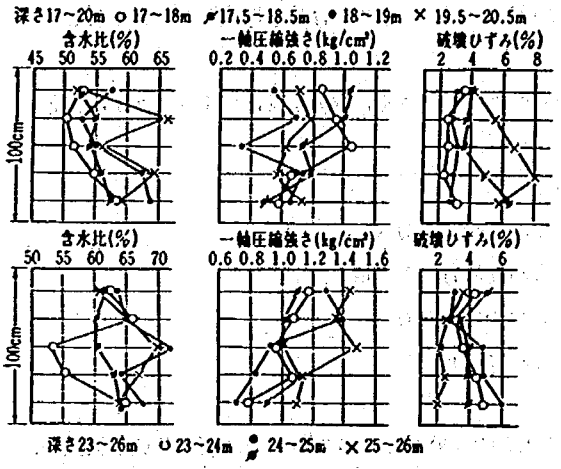


図-1.4.2 海成粘土地盤の深さによる土性の変化
（名神，大垣）

また，最近埋立てられた臨海埋立地盤は造成にあたって著しく乱されており，じゅうぶん圧密が進んでいないとき問題が多い。

（2） 小オボレ谷　あまり広くない湾口を砂州や大河川運搬物で閉ざされたとき，湾内は静かな内海に変り，運積土や植積土によって次第に埋積されて潟から沼沢湿地に変貌する。この過程で海成粘土上にきわめて微粒な潟湖たい積物が沈積して高有機質土層となり，泥炭地盤を形成する。したがって，上位に海浜たい積物の存在しないことが多い。潟湖たい積物は比重が小さく高い地下水を保持していて，より下位に大きい土カブリ圧を与えないなどの理由で，深さ 30m にも及ぶ軟弱地盤を形成することがある。

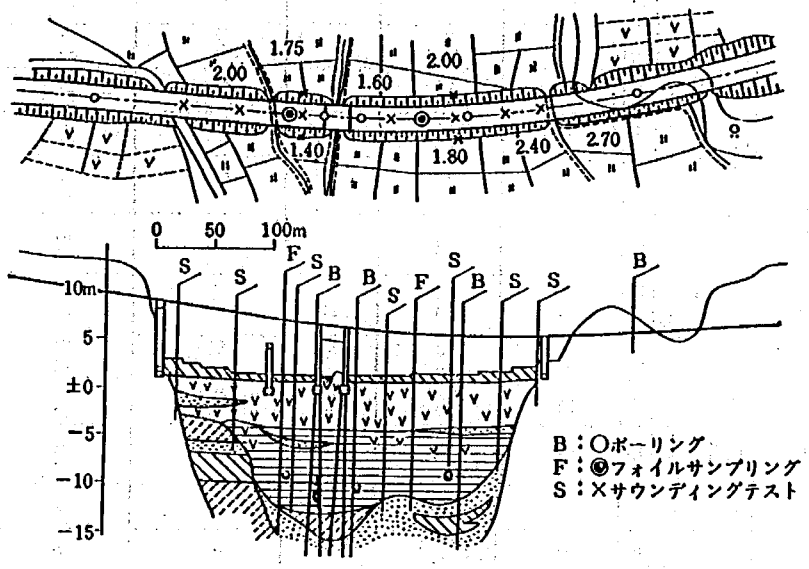
（3） 後背湿地，枝谷　緩流河川の中流地域またはその周辺にあって地盤高が高く，一般に海成層はみられない。後背湿地の地盤は粘性土および砂質土の互層から構成されていることが多いが，有機質の粘性土層に富む場合はかなり軟弱な地盤を形成する。

本流のたい積物などで下流部を先行して埋積された枝谷は多くの場合沼沢化する。沼沢となった枝谷には植積土が埋積し，図-1.4.3 に示したように，下位に黒泥，上位にピート（分解不じゅうぶんな植物遺体；泥炭）のような高有機質土がたい積して内陸の超軟弱地盤を形成する。

ピート層は水中に浮かんだ状態の植物遺体で構成されており，含水比が大きく，比重はきわめて小さい。したがって，下位の黒泥層に土カブリ圧をほとんど与えないから，海底のヘドロと同じく黒泥層浅部の強さは図-1.4.3 に示すように著しく小さい。しかし軟弱地盤の厚さが 15m を超す場合はまれであり，上位にたい積するピートの層厚は 8m 以内，一般に 3～5m 程度である。

資料－3　軟弱地盤の土質調査

（道路土工，軟弱地盤対策工指針，昭和５２年１月，日本道路協会）



土質断面図の例

土質試験結果一覧図は，縦軸に縮尺 1/100 程度で深さをとり，横軸には次の項目ごとに座標軸をもうけて試験値などをプロットする。

(1) 柱状図　土質名を「道路土工，土質調査指針」の分類規準による分類名で記載する。ただし軟弱地盤に関しては表１－２の分類を用いてもよい。

(2) 単位体積重量（湿潤密度 γ_t），土粒子比重（G_s），間げき比（e_0）

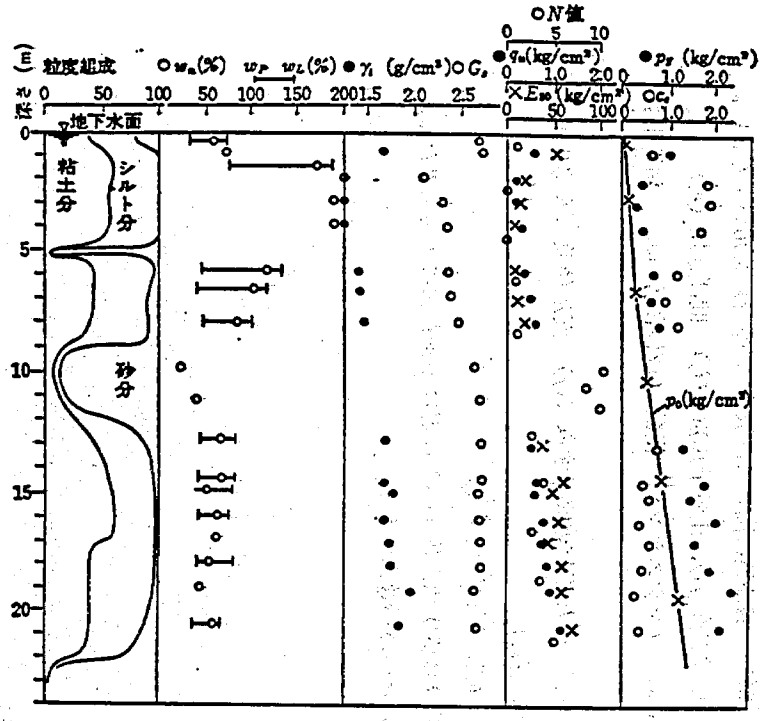
(3) 自然含水比（w_n），コンシステンシー指数（液性限界 w_L，塑性限界 w_p）

(4) 一軸圧縮強さ（q_u），一軸圧縮破壊ひずみ（ε_f），変形係数（E_{50}），三軸圧縮試験結果（c_{cu}，ϕ_{cu}）

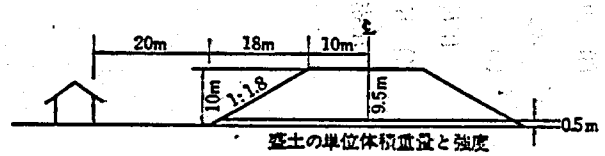
(5) 圧密降伏応力（p_y），圧縮指数（C_c）

圧密係数（c_v）及び体積圧縮係数（m_v）などは圧密荷重によって異なるため，一覧図には入れないのが普通である。

資料－４　土質調査結果の１例（道路土工，軟弱地盤対策工指針，昭和５２年１月，日本道路協会）



付図 1－1　土質調査結果



路体部 $\begin{cases} \gamma_E=1.8\,t/m^3 \\ c_u=2.0\,t/m^2 \\ \phi_u=25^\circ \end{cases}$　敷砂部 $\begin{cases} \gamma_E=1.8\,t/m^3 \\ c_u=2.0\,t/m^2 \\ \phi_u=30^\circ \end{cases}$

付図 1－2　盛土の条件

付表 1－2　土層区分と土質定数値

標尺(m)	柱状図	層名	層厚(m)	N値	自然含水比w_n(%)	間げき比e_0	比重G_s	単位体積重量γ_t(g/cm³)	液性限界w_L(%)	一軸圧縮強さq_u(kg/cm²)	変形係数E_{50}(kg/cm²)	圧縮指数c_c	圧密降伏応力p_y	強度増加率m	土層
1		ボ－ド	1	1	65	1.76	2.70	1.65	70	0.6	50	0.6	1.0	0.45	粘性土(盛土)
2 3 4		第二層	4	0	190	4.36	2.30	1.25	180	0.2	10	1.8	0.35	0.35	
5															砂
6 7 8		第三層	0.10 0.20 3.95 ≒4	1	95	2.58	2.45	1.40	120	0.4	20	1.0	0.6	0.40	(盛土) 有機質土
9 10 11 12		第四層	3	10	30	0.80	2.65	2.00		0 (ϕ_u=30)					砂
13 14 15 16 17		第五層	5	3	60	1.58	2.63	1.70	65	0.7	50	0.5	1.50	0.30	(盛土) 粘性土
18 19 20 21 22		第六層	5	4	50	1.30	2.60	1.80	65	1.0	60	0.4	2.0	0.30	
23				35											砂礫

10.5　道路盛土における軟弱地盤対策

10.5.1　軟弱地盤の判定

軟弱地盤とは粘土、シルトなどの細粒土または高有機質のピート、黒泥などからなり、沖積平野の河口付近にある低地や沼沢地、あるいは台地にはさまれた谷の湿地などに多く存在する高含水比の軟弱な地盤を指す。このような地盤上に盛土などの構造物を築造すると、工事上の支持力不足や過大な沈下などを生じ、構造物のみならず、周辺の隣接物にも悪影響を及ぼす。

軟弱地盤の判定は、単に軟らかさなどの地盤の条件だけでなく、その上に築造される構造物の種類、構造、規模あるいは施工工程などの設計、施工条件によって相対的に決まるもので、一定の数値にて軟弱地盤を示すことは一般に困難である。ところで、道路盛土のように盛土の形状や施工条件などが比較的類似している場合には、全線にわたって個々の盛土に対して地盤の判定を行なうよりも、標準的な盛土条件を設定して、それに対して問題の生ずる恐れのある地盤をまず選別し、重点的に盛土の安定および沈下を検討する方法がとられている。

このような道路盛土における軟弱地盤の判定基準としては、表10.5.1および表10.5.2に示すようなものがある。

表10.5.1　軟弱地盤の標準値[16]

標準貫入試験 N値	コーン貫入試験 q_c(kg/cm²)	盛土の安定および沈下
N＞4	q_c＞4	沈下，安定について問題はない，2次調査不要
4＞N＞2	4＞q_c＞2	盛土が特に高いと安定性が問題になることもあるが，一般には安定，沈下については一応の検討が必要
2＞N	2＞q_c	安定および沈下に対して十分な調査が必要

10.5.2　軟弱地盤の問題点とその検討方法

軟弱地盤上に盛土した場合に生ずる地盤の挙動とその検討方法をのべると、次のようになる。

(1)　沈　下

軟弱地盤上に盛土すると、図10.5.1に示すような沈下が生ずる。したがって、盛土本体への影響としては、沈下による盛土量の増大ならびに天端幅の不足などの問題が生ずる。また、盛土内にボックスカルバートやパイプなどの地下埋設物がある場合には、図10.5.2に示すような沈下が生じ、構造物にクラックがはいったり、所定の勾配がとれなくなる場合がある。さらに沈下が大きくなると、構造物が破損することもある。このような沈下は、その大部分が圧密沈下によるものであり、軟弱層の厚さが10m以下の薄い場合には、沈下は割合早く終了し、残留沈下量も比較的少ない。また、沈下量は盛土高や土質によって異なるが、盛土高5m程度の場合、最終沈下量は1～2mの場合が多く、地盤の土質によっては3～4m程度の沈下が生ずることもある。

図10.5.1　沈下による盛土の形状変化

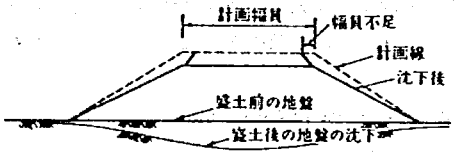


図10.5.2　ボックスカルバートの破損

全沈下量および圧密速度は第3編の1.5で示した計算方法で推定する。全沈下量については、圧密沈下量と盛土載荷による即時沈下量とを考慮すれば、計算値と実測値との比較からほぼ満足できる結果が得られるといわれている。沈下速度については圧密係数c_vの評価のしかたなどにより、計算値と実測値とがかなり異なる場合がある。

(2)　盛土載荷による周辺地盤への影響

軟弱地盤上に盛土すると、周辺地盤に変形が生ずる。この変形には盛土載荷中のせん断変形に伴う側方地盤の隆起と移動、および盛土施工後の圧密沈下に伴う側方地盤の変位とがある。

載荷中の周辺地盤の変形量とその範囲は、載荷重が地盤の限界支持力に近づくにつれて著しく増大し、地盤の

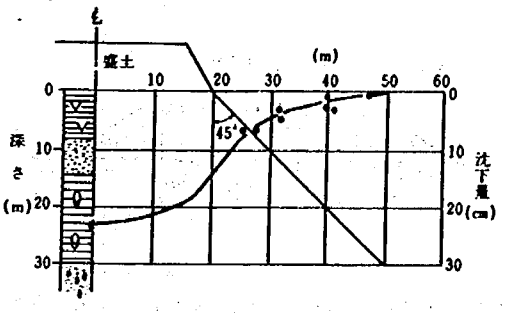
表10.5.2　軟弱地盤の区分と一般的な土質[17]

地形的分布地域	地盤区分		土層・土質区分			記号	土質 w_n(%)	e_n	q_u(kg/cm²)	N
枝谷 後背湿地	泥炭質 粘土質　砂質	泥炭質地盤	高有機質土 (Pt)	ピート [Pt]	繊維質の高有機質土		300以上	7.5以上	0.4以下	1以下
				黒泥 [Mt]	分解の進んだ高有機質土		300～200	7.5～5		
小おぼれ谷 三角州低地	粘土質 粘土質　砂質	粘土質地盤	細粒土 (F)	有機質土 [O]	塑性図A線の下，有機質		200～100	5～2.5	1以下	4以下
				火山灰質粘性土 [V]	塑性図A線の下，火山灰質二次たい積粘性土					
				シルト [M]	塑性図A線の下 ダイレタンシー大		100～50	2.5～1.25		
				粘性土 [C]	塑性図A線の上またはその付近，ダイレタンシー小					
臨海埋立地 自然海岸 地盤砂洲	砂質 粘土質　砂質	砂質地盤	砂粒土 (S)	砂質土 [SF]	74μ以下15～50%		50～30	1.25～0.8	0	10以下
				砂 [S]	74μ以下15%未満		30以下	0.8以下		

破壊に際して最大値となる。軟弱層の厚さに対して盛土幅が大きい場合には、破壊時のすべり面は、ほぼのり先の鉛直線上を中心とした軟弱層の底面を通る円弧となることが一般に知られている。したがって、そのような円弧を描くことによって周辺地盤への影響範囲を推定することは可能である。また、盛土がすべり破壊を起こさなくても周辺地盤の変形が著しく進むことがある。変形が著しい場合には、盛土側方で30cm程度浮き上り、側方に100cm移動した例もある。

次に、図10.5.3は高速道路の供用後における盛土中央部および側方地盤の沈下量の実測例[18]を示したものである。図10.5.3の場合、施工後の周辺地盤の沈下は軟弱層厚とほぼ等しい距離まで及んでいる。したがって、盛土の荷重分散がのり先から45°の角度で軟弱層の底面まで及ぶとして沈下の影響範囲を考えてもよいと思われる。

図10.5.3 供用後の圧密沈下と範囲[18]



盛土により周辺地盤に変形が生ずると、周辺の田畑が浮上がったり、既設の水路などの構造物が破損したりする。また、近接の重要構造物や人家に被害を及ぼすこともあるので、軟弱地盤上に盛土するような場合には周辺地盤に与える影響について十分注意する必要がある。

(3) 盛土による地盤の破壊

軟らかい地盤上に盛土を急速に施工すると、地盤の側方変形が急激に増大し、盛土荷重が地盤の限界支持力q_dに達した時点で地盤を含むすべりが発生することがある。すべりが生ずると、盛土本体にクラックや段差ができ盛土の機能が著しく損われるばかりでなく、周辺の構造物を破損させる場合もある。また、すべりによって地盤の粘土が著しく乱されるため地盤の強度が低下し、その回復にかなりの時間がかかるなどして、盛土工程が大巾に遅れることもある。

したがって、軟弱地盤上に盛土を施工する場合には、すべりに対して十分な検討をしておく必要がある。

すべりに対する検討は、前の盛土の安定の検討でのべたと同じの方法で、普通円弧すべり面を仮定して行なう。検討の方法には有効応力法と全応力法とがある。盛土施工中の過剰間隙水圧が既往のデータなどからわかっている場合には、有効応力法を用いるのがよいが、一般には全応力法が広く用いられている。その場合の粘土地盤の強さは一軸圧縮試験の結果から、$\phi=0$、$c=q_u/2$ として求める。なお、軟弱地盤の土が圧密によって強度増加する場合には、その増加分を考慮する。このようにして求めた最小安全率は1.2～1.25以上あることが望ましい。ただし、盛土などの施工中はこの値よりも、いくらか低い値でも止むえないものとしている。

地震時の軟弱地盤上の盛土については、従来あまり検討されていなかったが、地震時に盛土が崩壊し道路交通に重大な支障を及ぼす恐れのある重要道路や近隣構造物に被害を与える恐れのある個所では、将来の地震力なども考慮した安全率をとるようなことを検討していく必要があろう。

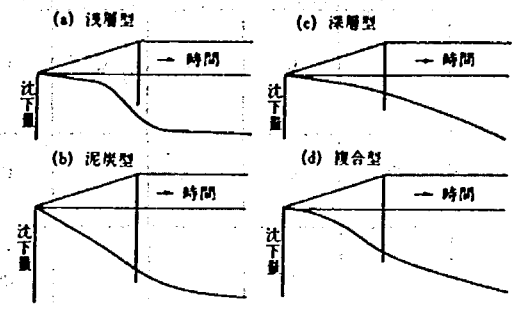
(4) 残留沈下

盛土上の舗装完了後、沈下がさらに継続すると、路面の平担性がなくなり、不同沈下が生ずる。このような路面の状態になると、車の走行性や路面排水に悪影響を及ぼすとともに舗装の破壊の原因にもなる。また、残留沈下の多い所では周辺地盤も沈下するので、排水が不良となったり、周辺の構造物へも悪影響を及ぼすことがある。さらに橋台のような構造物との取付部では、残留沈下によって段差が生じ、走行上の不快感や床板への影響などが問題となる。

一般に残留沈下量は軟弱地盤の土質にもよるが、層厚がかなり関係する。持永によると、盛土載荷による軟弱地盤の沈下曲線は図10.5.4に示すような4つの型に分類でき、それぞれの型は次のようになると述べている[19]。すなわち、(a)の浅層型（軟弱層の厚さが10m以下の薄い場合）は盛土を開始しても初期はあまり沈下しないが、盛土高が4m前後をこえると沈下が急速に進むようになる。盛土完了後もしばらく沈下は続くが、大体6ケ月以内に大部分の沈下は終了する。次に(b)の泥炭型は盛土高に比列して盛土期間中、直線的に沈下が進行する。沈下速度は割合早く、盛土終了後6ケ月程度で残留沈下のほとんどが終了する。地盤によっては残留沈下が長く続く場合もある。(c)の深層型（上部に厚さ10mの砂が堆積し、その下に粘土と砂の互層が約30m程度存在する場合）は、盛土高が6m程度以上になると沈下を始める。沈下が始まると一様に連続して沈下し、盛土終了後も少しずつではあるが、長い年月にわたって沈下し続ける。(d)の複合型（地表面から深さ30m前後まで軟弱層が存在する場合）

は、(a)または(b)の浅層型と(c)の深層型が同時に進行するため、盛土開始とともに沈下が始まり、また下部に起因する沈下がいつまでも続く形をとる。

図10.5.4 軟弱層の違いによる時間—沈下曲線の4つの型[19]



また、舗装完了後の路面の不同沈下は、基盤の変化で軟弱層の厚さが急変する所ほど生じやすい。

盛上に許容される残留沈下量は道路の重要性や舗装の種類などによって異なるが、道路土工指針では盛土の連続する区間では 10～30cm、橋梁などの取付盛土部では 5～10cm を標準の許容値としている。

供用中の残留沈下に対する補修は段差修正、オーバレイなどが普通行なわれるが、この場合、交通規制を必要とし、道路交通の支障や危険な作業を伴なうので、舗装完了後の残留沈下量はできるだけ少なくするのがよい。

10.5.3 対策工法の種類と適用

軟弱地盤上に盛土をする場合に、すべりに対する安定性に不安があったり、施工中および施工後に過度の沈下や不同沈下が予測されるときは、軟弱地盤対策工法を適用する。

軟弱地盤対策工法には種々の方法があるが、それらの工法の特徴を十分に理解し、(10.5.2)で述べた問題点に応じた適切な対策工法を工事に先立ち検討する必要がある。そこで、軟弱地盤対策工法の主なものについて、その工法の概略を次にのべる。

(1) 除去置換工法

軟弱層の一部または全層を除去して軟弱地盤を良質土と置換える工法で、その工法としては掘削除去、自重強制置換および爆破工法などがある。

(2) 緩速施工法

圧密による地盤の強度増加を利用して、盛土を長期にわたって段階的に施工していく方法である。

(3) 押え盛土工法

施工中の盛土のすべり破壊を防止するために、盛土本体ののり先付近に押え盛土を築造し、すべりに対する抵抗を増加させる工法である。

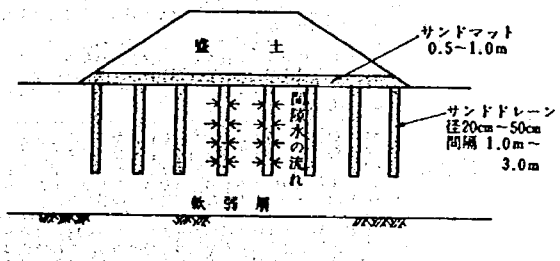
(4) 載荷重工法

載荷重工法には、サーチャージ工法とプレローディング工法とがある。サーチャージ工法は軟弱地盤上に計画高以上の盛土を行ない、計画盛土によって予想される以上の沈下を強制的に起こさせ、余盛り部を取除いた後の残留沈下を少なくする工法である。また、プレローディング工法は、構造物施工前に載荷重をかけ、あらかじめ沈下促進および強度増加をさせておき、構造物施工後の残留沈下を少なくする工法である。

(5) バーチカルドレーン工法

軟弱地盤中に図10.5.5に示すような排水路を人工的に設け、排水距離を短くすることによって圧密時間を短縮する工法である。このような圧密を促進させるバーチカルドレーン工法のうち、排水路を作る材料によってサンドドレーン、袋詰サンドドレーン、ペーパードレーン工などがあり、また排水路の設置方法によってもパイプロ式、ジェット式、オーガー式などの種々のものがある。

図10.5.5 バーチカルドレーン工法（サンドドレーンの場合）



(6) サンドコンパクション工法

衝撃荷重あるいは振動荷重によって、砂を軟弱層内へ強制圧入して、地盤内に密度の大きい強い砂杭を作る工法である。

(7) 石灰パイル工法

軟弱地盤内に生石灰によるパイルを打設して地盤を改良する工法で、土と石灰の化学反応による固結効果と生石灰が消石灰になるときの発熱、張膨による改良効果をねらっている。

上にのべたように軟弱地盤改良工法に多種のものがあり、それらの効果も異なるので、実際の工法の採用においては複数の工法を組み合せ、地盤改良の効果をいっそう増大させるように考えるのがよい。また、工法を選定する場合には、地盤条件(地形、地質、土層構造、土質、地下水)、盛土などの条件（盛土高、断面、形状、盛土の種類)、および設計・施工条件(許容沈下量、不同沈下量、

表 4-1 軟弱地盤対策工の種類と効果（道路土工，軟弱地盤対策工指針による）

工法			工法の説明	工法の効果						
				沈下対策		安定対策				
				圧密沈下促進	全沈下量減少	せん断変形の抑制	強度減少の抑制	強度増加促進	すべり抵抗の付与	液状化の防止
表層処理工法		表層排水工法 サンドマット工法 敷設材工法 添加材工法	基礎地盤の表面に砂，メッシュ，そだなどを敷き拡げたり，基礎地盤の表面を石灰やセメントで処理したり，排水工を設けて改良したりして軟弱地盤処理工や盛土工の機械施工を容易にする。 サンドマットの場合，圧密排水の排水層を形成することが他の工法と違っていて，バーチカルドレーン工法など圧密排水に関する工法が採用される場合はたいてい併用される。			◎	○	○	○	
置換工法		掘削置換工法 強制置換工法	軟弱層の一部または全部を除去し良質材で置き換える工法である。置き換えによってせん断抵抗が付与され，安全率が増加し，沈下も置き換えた分だけ小となる。 掘削して置き換えるか，盛土の重さで押し出して置き換えるか，爆破し置き換えるかなどで名称が分かれる。		○	○			◎	
押え盛土工法		押え盛土工法 緩斜面工法	盛土の側方に押え盛土をしたり，のり面を緩にしたりして，すべりに抵抗するモーメントを増加させて，盛土のすべり破壊を防止する。 盛土の側面が急に高くはならないので，側方流動も小さくなる。 圧密によって強度が増加した後，押え盛土を除去してしまうこともある。			○			◎	
軟弱粘性土層の圧密排水	緩工速載荷法	漸増載荷工法 段階載荷工法	盛土の施工に時間をかけてゆっくり立上る。圧密による強度増加が期待できるので，短時間に盛土した場合には安定が保たれない場合でも安全に盛土できることになる。盛土の立上りを漸増していくか，一時盛土を休止して地盤の強度が増加してからまた立上るなどといった載荷のやり方で名称が分かれる。 バーチカルドレーンなどの他の工法と併用されることも多い。			○	◎			
	載荷重工法	盛土荷重載荷工法 大気圧載荷工法 地下水低下工法	盛土や構造物の計画されている地盤にあらかじめ荷重をかけて沈下を促進した後，あらためて計画された構造物を造り，構造物の沈下を軽減させる。載荷重としては盛土が一般的であるが水や大気圧，あるいはウェルポイントで地下水を低下させることによって増加した有効応力を利用するなどの工法もある。	◎				○		
	バーチカルドレーン工法	サンドドレーン工法 ペーパードレーン工法	地盤中に適当な間隔で鉛直方向に砂柱やカードボードなどを設置し，水平方向の圧密排水距離を短縮し，圧密沈下を促進し併せて強度増加を図る。 工法としては砂柱を袋やケーシングでつつむもの，カードボードのかわりにロープを使うものなど各種のものがあり，施工法も鋼管を打込んだり，振動で押し込んだ後，砂柱を造るものや，ウォータージェットでせん孔して砂柱を造るものなど各種のものがある。	◎		○		○		
	サンドコンパクション工法	サンドコンパクションパイル工法	地盤に締固めた砂ぐいを造り，軟弱層を締固めるとともに砂ぐいの支持力によって安定を増し，沈下量を減ずる。また，サンドドレーンと同じように圧密沈下を促進する効果もある。施工法として打込みによるもの，振動によるもの，また，砂のかわりに砂礫を使用するものなど各種のものがある。	○	◎	○			◎	◎
緩い砂質土層の締固め	振動締固め工法	パイプロフローテーション工法	緩い砂地盤中に棒状の振動機を入れ，振動部附近に水を与えながら，振動と注水の効果で地盤を締固める。この原機体の付近には砂または礫を投入して，砂ぐいを形成しゆるい砂質土層を締まった砂質土層にする。 振動締固め工法にはその他大きい振動機を地表面に置いて振動させたり，地盤中に火薬を格子状に配置して爆発によって緩い砂地盤を締まった砂地盤にする工法もある。		○				○	◎
固結工法		石灰パイル工法 電気浸透工法 薬液注入工法	石灰パイル工法は生石灰で地盤中に柱を造り，その吸水による脱水や化学的化合によって地盤を固結させ，地盤の強度を上げることによって安定を増すと同時に沈下を減少させる。単に石灰の柱を造るのではなく石灰と他の材料を混合した柱や，石灰と土を混合して柱を造るという工法，石灰のかわりにセメントなどを主材料とした工法もある。 電気浸透工法は地盤中に一対の電極を設置し，水を集めて脱水する。その場合，アルミニューム電極を用いたり土中に薬液を流し，土を電気化学的に固結させることも行われる。地盤中に土質安定剤となる薬液を注入して物理反応，化学反応をもたらし強度を増大させる工法もある。		◎				◎	
構造物による工法		矢板工法 打設ぐい工法 スラブ工法 カルバート工法	盛土の側方の地盤に矢板を打設して地盤の側方変位を減じて安定を高める。それによって周辺地盤への膨れあがりや沈下の影響も少なくなる。 矢板のかわりに既製ぐいを打設し同様な効果をねらう場合もある。この場合には盛土の下部にもぐいを打設して支持ぐいまたは摩擦ぐいとして作用させ，盛土本体の安定性を増し，沈下を減少させるという工法も取られる。 支持ぐいとしての作用をさらに高めるため支持ぐいの上にスラブを打設して盛土をその上に施工する工法がスラブ工法で橋台の背面の盛土箇所などに使われることがある。 盛土では荷重が大きく，不安定となり沈下量も大きいといった場合に盛土のかわりにカルバートを計画する場合もある。またカルバートのかわりに，コルゲートパイプをならべて盛土をするなどの工法もある。軟弱地盤に盛土をすると対策工の工費が高くなったり，将来の維持が問題になる場合は高架型式とすることもある。		◎ （矢板工法を除く）	◎			◎	

◎主効果　○副効果

表10.5.3 軟弱地盤対策工法とその特徴[20]

選定条件 ＼ 対策工法			除去置換工法			破砕施工法	押え盛土工法	載荷重工法		バーチカルドレーン工法							サンドコンパクション工法		石灰パイル工法
										サンドドレーン工法				パックドレーン工法	カードボードドレーン工法				
			掘削除去	自重強制置換	爆破			サーチャージ	プレロード	パイプロ	打込み	ウォータージェット	アースオーガー		マンドレル	浸打ち	パイプロ	打込み	
対策工の施工による効果	沈下	沈下時間を短縮できる	—	—	—	—	—	1	1	2	2	1	1	2	2	2	3	3	4
		沈下量を軽減する効果が大きい	—	—	—	—	—	—	—	3	3	3	3	3	3	3	2	2	1
	安定	破壊に対する安全性が増大する	1	—	—	1	1	—	—	3	3	3	3	3	4	4	2	2	2
		側方変位の防止効果が大きい	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	低盛土に対する効果	くり返し交通荷重による沈下が軽減できる	1	—	—	—	—	1	2	2	2	2	2	2	3	3	2	2	1
地盤条件		対策工に適した地盤	全部	泥炭 有機質粘性土 (極軟弱土)	同左	全部	全部	砂質土以外	—	有機質粘性土 粘性土 粘土	同左	同左	同左	粘性土 粘土 (極軟弱土)	有機質粘性土 粘性土 粘土	粘性土 粘土 (極軟弱土)	全般、ただし乱されやすい粘土、粘性土除く	同左	粘性土 粘土
		対策工に不適当な地盤	—	砂質土 粘性土 粘土	砂質土	—	—	砂質土	—	泥炭 砂質土	同左	同左	同左	同左	同左		乱されやすい粘土、粘性土	同左	泥炭 砂質土
対策工施工時の問題点	対策工の施工性能	単位面積当りの施工速度が早い	—	—	—	—	—	—	—	2	2	3	3	1	1	1	4	4	2
	施工技術上の信頼度	設計どおり施工できる	1	2	3	2	1	1	1	3	3	2	2	2	1	1	3	3	3
	処理した地盤の乱され方の程度	処理地盤の乱れ（強度低下）が小さい	—	—	—	—	—	—	—	3	3	1	1	2	1	1	4	4	3
	周辺への影響 側方変位	施工による側方変位が小さい	1	5	5	—	—	—	—	3	3	2	2	2	2	2	4	4	3
	周辺への影響 騒音・振動	施工時の騒音・振動が小さい	—	—	—	—	—	—	—	2	3	1	1	2	1	1	3	3	2

安全率、地震に対する配慮、周辺構造物への影響、工期、経済性、用地、施工の確実性、施工管理の難易）などを考慮して現地の条件に最も適合した工法、または工法の組み合わせを考える。そこで、上記の条件を考慮して軟弱地盤対策工法を決定する際の基礎資料として、高速道路調査会により軟弱地盤対策工法の特徴をまとめたものがあるので、それを表10.5.3に示す[20]。

10.5.4 軟弱地盤対策工法の実施例

軟弱地盤対策工法の効果について、試験盛土および道路盛土の工事例から検討を加えたものを次に示す。

(1) バーチカルドレーン工法の効果判定[21]

バーチカルドレーン工法は、一般に軟弱地盤の圧密を促進させる効果があるといわれている。そこで、建設省が行なった数箇所の試験盛土において、無処理の地盤とバーチカルドレーン工法で処理した地盤とで、実測された沈下曲線を図10.5.6に示す。なお、試験盛土区間の地盤の特性、盛土の形状、ならびに改良工法の概要は図10.5.6の上の一覧表にまとめてある。

図10.5.6の実測沈下曲線をみる限り、各試験盛土とも無処理と処理した地盤とで、ほとんど沈下の傾向に差のないことが認められる。このことは、道路公団および国鉄などの試験盛土においても認められており、一般に山側の道路盛土などを対象とする軟弱地盤では、ドレーン工法の改良による沈下の傾向は無処理の場合とほとんど差がないといわれている。これに対して、埋立てなどを対象とする海岸近くの軟弱地盤では、改良による効果が沈下傾向の差としてでてくるようである。その違いについては十分解明されていないが、地盤構成の違い（山側では薄いサンドシームなどが軟弱層のなかに存在している場合が多い）や盛土形状の違い（道路盛土は幅のせまい帯状の盛土であるのに対して、海側の干拓の盛土は幅が広い）などが原因としてあげられている。

次に、図10.5.7は新大宮バイパスおよび新岡山国道の試験盛土で測定された地盤の一軸圧縮強さの変化を示したものである。盛土前の地盤の強さにかなりのばらつきがあるが、盛土後の強さは改良個所と無処理個所で差が認められる。

以上述べたことから、道路盛土におけるバーチカルドレーン工法は、軟弱層の圧密促進工法としての効果はあまり期待できないが、地盤の強度増加に対しては有効であるといえる。強度増加については、ドレーン工法の施工による地盤の多少の乱れが強度回復後の増加に役立っていると考えらている。

(2) サンドコンパクションパイル工法の効果判定[22]

サンドコンパクションパイルの効果としては、バーチカルドレーン工としての圧密促進効果と砂杭自体が支持杭として抵抗する沈下軽減効果ならびにすべり破壊に対する複合地盤としての効果などがあげられる。

図10.5.6の新岡山国道試験盛土の例についてみると、サンドコンパクションパイルの施工個所では圧密促進の効果はないが、沈下量には他の工法と比較してはっきりとした差がでており、砂杭による沈下軽減効果はあると判断される。しかし、図10.5.6の角山試験盛土の場合には、サンドコンパクションパイルによる沈下阻止の効果は認め難い。これは、試験盛土をした区間が泥炭地盤であったことが関係していると考えられる。すなわち、泥炭地盤は対策工法を適用することによって地盤が乱され、さらに盛土荷重が加わると地盤が側方に流動しやすいことから、盛土載荷直後の沈下量が大きくなる。したがって、泥炭地盤では、サンドコンパクションパイル工法に限らず他の工法についても地盤を乱すような対策工法の適用は避けるのがよいと思われる。

次に、図10.5.8は軟弱地盤の側方流動を調べるために試験盛土ののり先から側方に打設された移動杭の水平移動を、酒田バイパス試験盛土および新岡山国道試験盛土の例について示したものである。図から、サンドコンパクションパイル施工区間では、側方の水平変位が極めて少なくなっており、砂杭による地盤の補強効果のあることが示されている。また、無処理の場合には、移動が盛土近くのみで起こっているのに対して、ペーパードレーン、サンドドレーンの個所では、のり先から9m離れた位置においてもかなりの移動が認められる。このように対策工法を施工することによって、効果とは逆の隣接構造物を移動させるような悪影響を及ぼすこともあるので、対策工法の施工にあたっては注意する必要がある。

10.5.5 残留沈下軽減のためのサーチャージ工法の実施例[23]

サーチャージ工法は残留沈下を軽減するための工法として最も一般的で、かつ安価で確実な工法である。時間的には3～12ケ月程度の放置期間を必要とする。サーチャージの放置期間が短いと、効果はあまり期待できないので、放置期間はできるだけ長期間であることが望ましい。

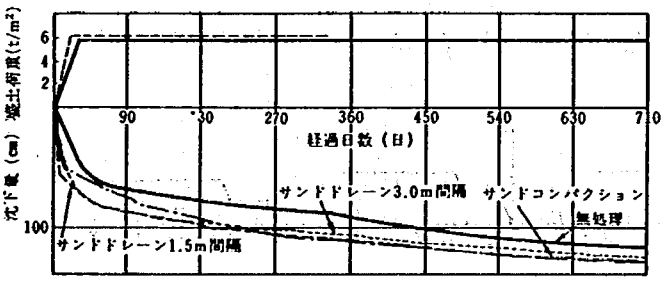
図10.5.9に道路盛土におけるサーチャージの実施例を示す。軟弱層の厚さは10mで、サーチャージの高さおよび放置期間を変えて、供用後の残留沈下量を比較した。

O－盛土の場合は高さ3m弱のサーチャージを約300日載荷し、除荷後、約200日間で舗装を行ない供用した。こ

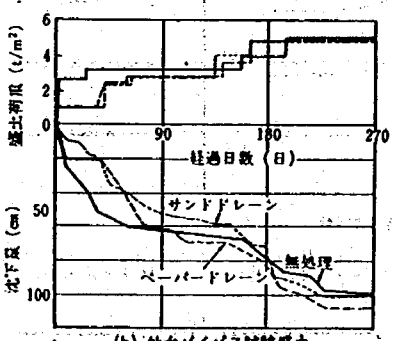
図10.5.6 試験盛土におけるバーチカルドレーン工法の改良効果[11]

(試験盛土の一覧表)

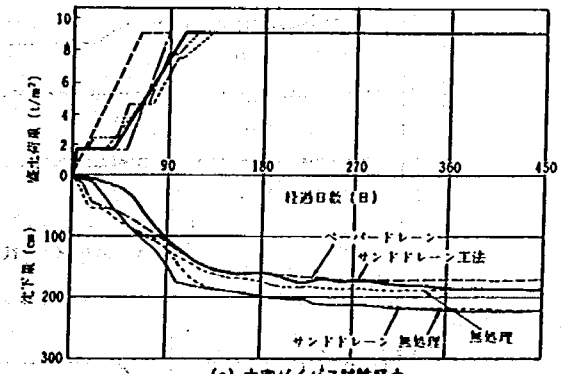
試験盛土の名称	軟弱地盤の層厚	軟弱層の一軸圧縮強さ (t/m²)	盛土の形状	改良工法の概要		
				サンドドレーン	サンドコンパクションパイル	ペーパードレーン
北海道角山試験盛土	泥炭層 4.5m 粘土層 3.0m	1.0~3.0 (ベーン試験による)	幅23mの一連の盛土40mごとに試験区間を区切る，高さ2.5m 斜面勾配 1:2	砂グイ φ30cm 三角形配置1.5m および3.0m間隔	φ50cm 三角形配置3.0m間隔	
仙台バイパス試験盛土	腐植土層 3.0m 粘土層 3.5m	1.0 3.0	各幅14m 長さ20m 高さ3.0m 斜面勾配 1:1.5	砂グイ φ40cm 三角形配置2.0m 間隔		幅10cm 厚さ3.5mm 三角形配置1.25m間隔
酒田バイパス試験盛土	上部腐植土層 4.0m 上部粘土層 4.0m 下部腐植土層 1.0m 下部粘土層 4.0m	1.0~1.5 3.0~6.0 6.0 8.0	幅30~15mの一連の盛土30mごとに区切る，高さ2.0~6.5m 斜面勾配 1:1.5	砂グイ φ40cm 正方形配置1.5m および2.0m間隔	φ60cm 正方形配置1.5m間隔	
平島築堤試験盛土	粘土および腐植土層 4.2~5.0m	1.5~3.0	各幅72.8m長さ44m 高さ5.7m 斜面勾配 1:2	砂グイ φ3.5cm 三角形配置1.5m 間隔	φ70cm 正方形配置2.0m間隔	
新大宮バイパス試験盛土	腐植土層 5.0~6.0m 粘土層 6.0~7.0m	1.5 3.0~5.0	幅30mの一連の盛土40mごとに区切る，高さ6.0m 斜面勾配 1:2	砂グイ φ40cm 三角形配置1.8m 間隔		三角形配置1.05m間隔
新岡山国道試験盛土	上部粘土層 1.5m 下部粘土層 6.0~7.0m	1.5 3.0~4.0	各幅21m 高さ25~30m 高さ3.5m 斜面勾配 1:1.5	砂グイ φ40cm 三角形配置1.5m 間隔	φ60cm 正方形配置1.6m間隔	幅10cm 厚さ3mm 三角形配置0.9m間隔



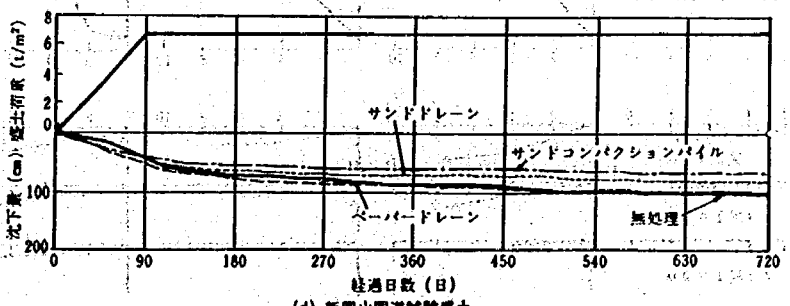
(a) 角山試験盛土



(b) 仙台バイパス試験盛土

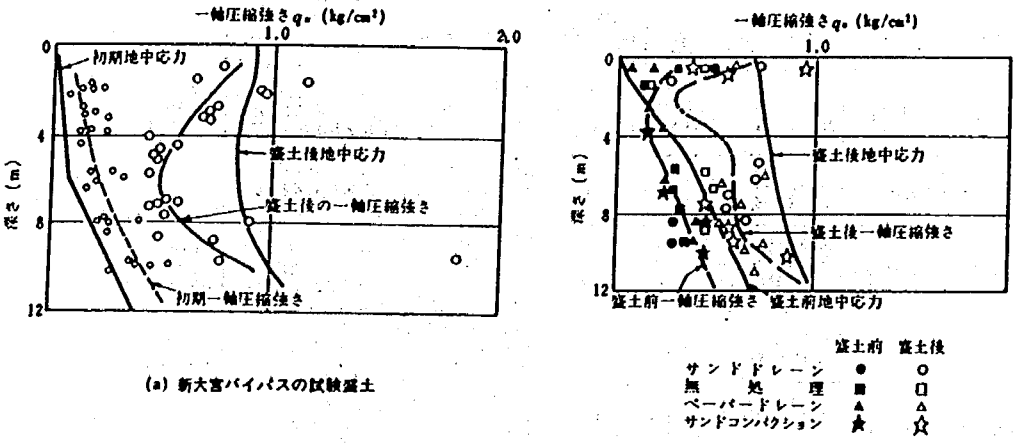


(c) 大宮バイパス試験盛土



(d) 新岡山国道試験盛土

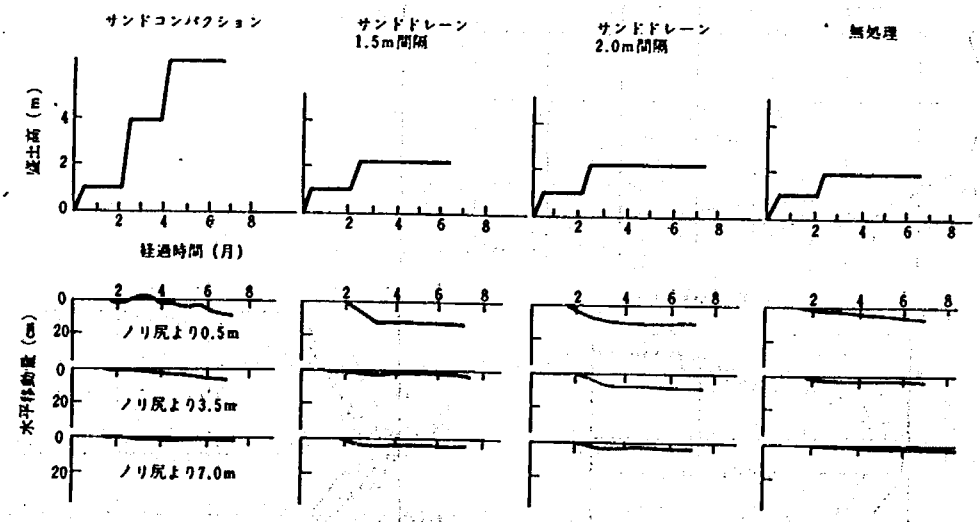
図10.5.7　地盤改良による一軸圧縮強さの変化[21]



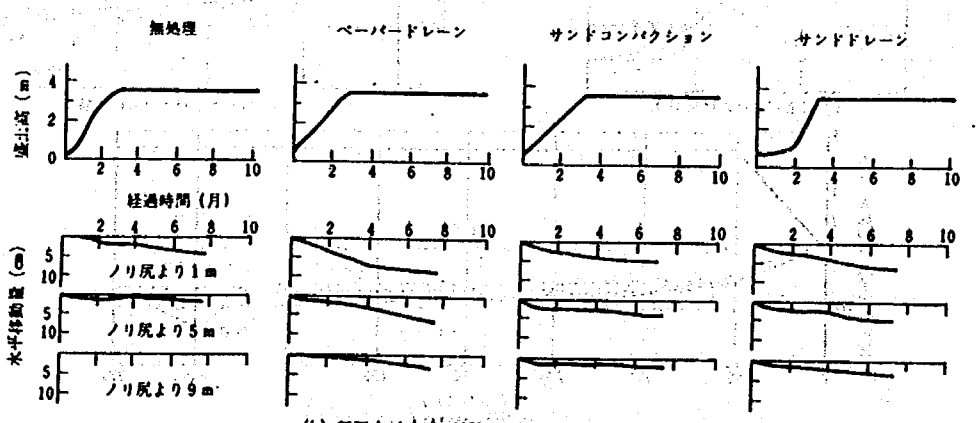
(a) 新大宮バイパスの試験盛土

(b) 新岡山バイパスの試験盛土

図10.5.8　試験盛土における周辺地盤の移動[22]

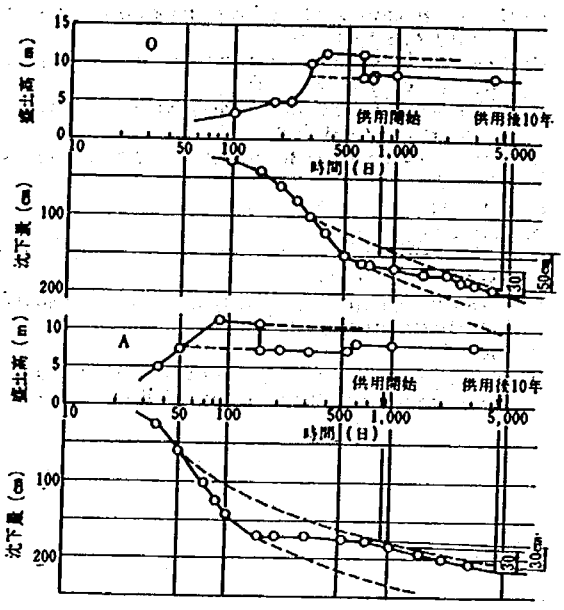


(a) 酒田バイパス試験盛土の周辺地盤の移動



(b) 新岡山バイパス試験盛土の周辺地盤の移動

図10.5.9 サーチャージ工法の実施例[23]



れに対して、A－盛土では高さ3m強のサーチャージを約100日載荷し、除荷後750日を経て供用を始めた。この結果、O－盛土では供用後に生ずる残留沈下量を大幅に減少させることができたが、一方A－盛土では載荷期間を短く、除荷から供用までの期間を長くとったため、供用開始の時点ではサーチャージの効果はほとんどなくなっている。したがって、サーチャージ工法の場合には載荷期間をできるだけ延長して、除荷から舗装、供用までの期間をできるだけ短縮するのがよい。

10.5.6 周辺地盤の沈下阻止のための工法例[24]

軟弱地盤上に盛土を施工すると、周辺地盤にも沈下が生じ、隣接構造物に悪影響を及ぼすことについてはすでに述べたので、それを防止するために図10.5.10に示すような鋼矢板を盛土両端に打設し、盛土完了後の周辺地盤の沈下量から鋼矢板の効果を検討した例を示す。

鋼矢板を適用した軟弱地盤は、遠賀川流域の沖積平野に存在し、軟弱層の層厚は10～15mである。軟弱層の土は粘着力 $c \fallingdotseq 0.75+0.1z\,(t/m^2)$、圧密係数 $c_v \fallingdotseq 5\times10^{-4}$ cm^2/sec 程度の軟弱な粘性土である。鋼矢板の打設深さは軟弱層が深いため、すべり破壊に対する安全率を考慮して8mとした。

図10.5.11は鋼矢板を設置した個所と設置していない箇所についての沈下量の比較をしたものである。まず、図10.5.11の(a)の周辺地盤の沈下量を比較したものをみると、盛土用地境界付近で明瞭な沈下量の差がでている。また、図10.5.11の(b)の沈下量と時間との関係をみても、鋼矢板を設置した箇所では沈下量の変動はそれほど大きくないのに対して、鋼矢板を設置していない箇所では時間とともに沈下量が増大する傾向を示している。したがって、図10.5.11の沈下測定結果から、周辺地盤の沈下阻止に鋼矢板が有効に働いているといえる。

図10.5.10 鋼矢板による周辺地盤の沈下阻止工法の例[24]

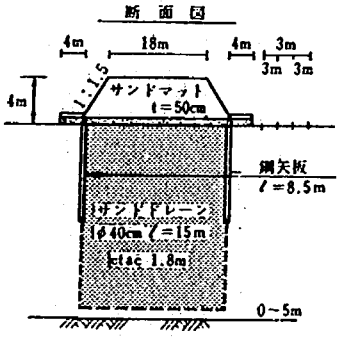
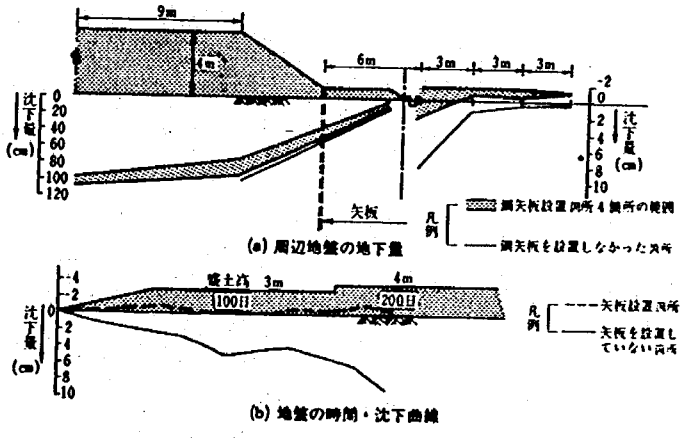


図10.5.11 周辺地盤における沈下量の比較[24]



参考文献

1）日本道路協会；道路土工・のり面工　斜面安定工指針、昭和54年4月
2）日本道路協会；のり面工と斜面安定工指針、昭和47年9月
3）建設省河川局防災課監修、土木施設防災工法研究会編；土木施設災害復旧工法、施工例編
4）　3）と同じ
5）　3）と同じ
6）目黒國清；崖錐地帯の崩壊例　その2、技術情報、切土ノリ面特集号、第17号、1973年3月、日本道路公団
7）奥園誠之；土中水による法面崩壊例と対策、第2回地すべり・斜面崩壊の調査と防止工事、シンポジウム・テキスト、1973年5月
8）　3）と同じ
9）　7）と同じ
10）日本道路協会；道路排水工指針、昭和48年6月
11）～14）　10）と同じ
15）日本道路公団；設計要領－土工、排水、1970
16）山村和也；最新土木工事ハンドブック、第6編　1スペース道路、建設産業調査会
17）日本道路協会；道路土工・軟弱地盤対策工指針、昭和52年1月
18）稲田信徳；軟弱地盤における工事実施例、第1章　総論、土質工学会編、土質基礎工学ライブラリー13
19）持永龍一郎；軟弱地盤における工事実施例、第2章　道路、土質工学会編、土質基礎工学ライブラリー13
20）高速道路調査会；軟弱地盤の調査設計施工維持管理に関する調査研究（その3）報告書、昭和51年2月
21）山村和也；圧密による軟弱地盤の改良効果、土と基礎、Vol.20、No. 8、昭和52年8月
22）　21）と同じ
23）　20）と同じ
24）森　将彦；軟弱地盤における問題点の1考察について、第26回建設省技術研究会報告（昭和47年度）
25）建設省土木研究所土質研究室；本州各地の1968～1977年の最大凍結指数、土研資料、第1439号、昭和53年12月
26）　10）と同じ
27）山内豊聡、久楽勝行；寒冷地舗装における気泡コンクリートの応用について（第2報）、九州大学工学集報、第41巻、第3号、昭和43年7月

資料－6　盛土による周辺地盤の変形量の求め方

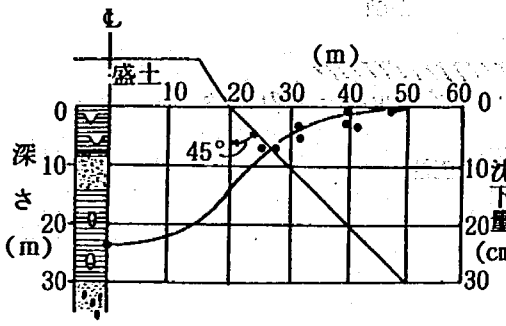
図－1は盛土中央部及び側方地盤の沈下量の実測例を示したもので，この場合，盛土施工後の周辺地盤の沈下は軟弱層厚とほぼ等しい距離まで及んでいる。従って，盛土の荷重分散はのり先から45°の角度で軟弱層の底面まで及ぶとして沈下の影響範囲を考えてもよいと思われる。次に，図－2は名神，東名その他の高速道路及び建設省一般改良工事などで実際に観測された盛土の沈下形状及び側方への影響を示したものである。側方地盤の沈下量及び水平移動量は図中のC_1，C_2を用いて次式から推定できる。

沈　下　量　　$S_t = C_1 \cdot S$

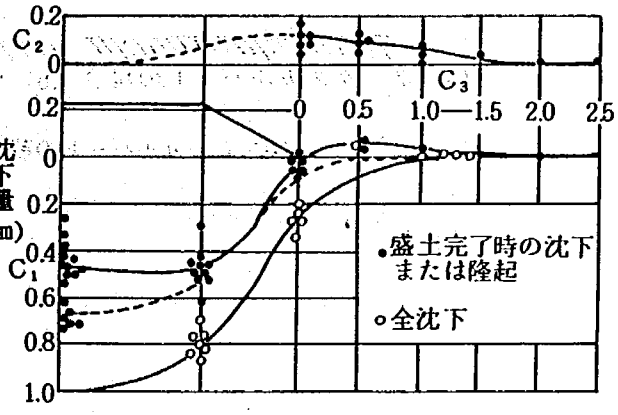
側方地盤水平移動量　　$G_x = C_2 \cdot S$

ここで，S：盛土中央における最終全沈下量

なお，地盤の沈下量は，軟弱層の土質，地層構成，盛土の施工方法などによっても異なるので，それらの条件を考慮して沈下量を求めることが大切である。

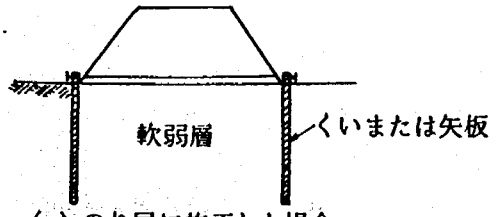


図－1　盛土による周辺地盤の沈下実測例

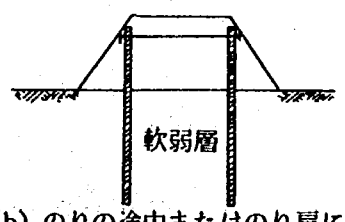


図－2　盛土の沈下形状と側方への影響（一般国道，高速道路）

盛土による周辺地盤への影響を低減する工法としては，図－3に示すような盛土のり尻またはのり肩にくいあるいは矢板を打設する工法が一般に多く用いられている。この場合，くいま

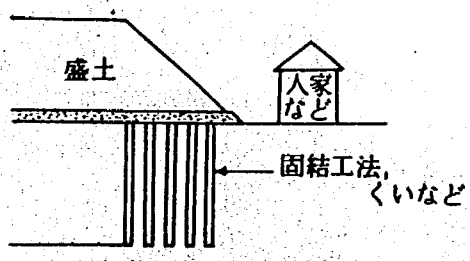


(a) のり尻に施工した場合

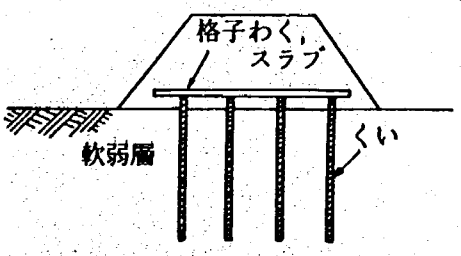


(b) のりの途中またはのり肩に施工した場合

図－3　くいまたは矢板などによる側方流動を防止する工法



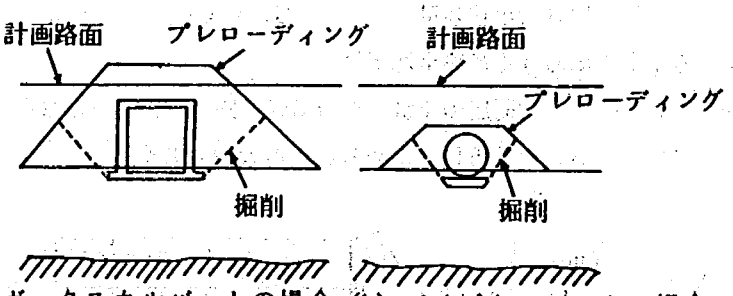
図－4　周辺地盤への影響防止工法



図－5　格子わく，スラブ工法

たは矢板を軟弱層下部の基盤まで打込んだとしても，上部の水平変位が大きくなる場合もあるので，両側の壁を連結するとか，他の方法でアンカーを設けるなどすると，効果が一層期待できる。また，図－4に示すような盛土のり尻に石灰やセメントを混合して柱を造る固結工法や場所打ちぐいまたはボーリングしておいて既設のくいを挿入し，その上にスラグを設けるなどの方式（図－5を参照）を用いる場合もある。

載荷重による地盤の不等沈下を少なくする方法としては，図－6に示すようなプレローディングを行い，側方流動を終らせ，残留沈下量が少なくなった時点で開削し，構造物を造る方法などが考えられる。



(a) ボックスカルバートの場合 (b) パイプカルバートの場合

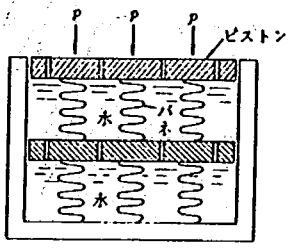
図－6　カルバートの載荷重工法

1.5　地盤の圧密

1.5.1　地盤の圧密現象とその理論

飽和した粘土地盤上に構造物を築造すると、構造物の荷重により地盤が沈下し、構造物の機能が著しく損われる場合がある。地盤の沈下には、構造物の築造直後に起こる即時沈下と長期にわたって生ずる圧密沈下とがある。粘土層が薄い場合には圧密沈下量はそれほど問題とはならないが、粘土層が厚い場合には圧密沈下量は相当大きいものとなり、構造物自体が大きな被害を受けるだけでなく、周辺地域に対しても被害を及ぼすことがある。このため、軟弱地盤においては十分な調査をし、事前に地盤の最終沈下量や沈下速度を予測して、その対策を検討するなどの特別の配慮が必要となる。

図1.5.1　圧密現象のモデル



粘土地盤の圧密現象は、地盤内の間隙水が排出されることによって生ずるもので、一般に粘土の透水性が低いため、間隙水が排出されるまでにかなりの時間を要する。この圧密現象を図1.5.1に示すようなモデルを用いて説明すると、次のようになる。地盤中の粘土塊をバネとピストンとの組合せに置き換えて考えると、荷重 p は有効応力(図1.5.1においてはバネの応力)と間隙水圧とで支持される。したがって、その増加分だけを考えると(69)式が成立する。

$$\Delta p = \Delta\sigma' + \Delta u \quad \cdots\cdots(69)$$

載荷直後では、ひずみが生じないので $\Delta\sigma' = 0$ となり、(69)式から Δp に等しい過剰間隙水圧が発生する。このため、ピストンの穴を通して間隙水が動水勾配に比例した速度で逐次、外に流れ出し圧縮が進行する。ピストンの穴の径は土の透水性に関係し、径の大きいものほど、すなわち土の透水性の高いものほど水の流出も多くなるため、圧縮が早く進行する。圧縮されるとバネに応力が働き、それに伴ない有効応力が増加し、一方では過剰間隙水圧が減少する。さらに圧縮が進むと、バネが荷重のすべてを受けもつことになり、過剰間隙水圧が0となり静水状態に達する。この時点に達すると水の排出がなくなるので、圧密も終了する。

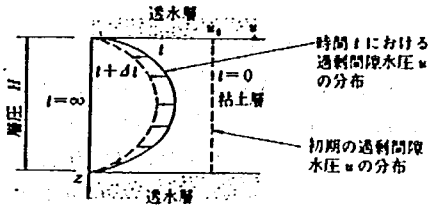
次に、圧密現象を理論的に解くためのTerzaghi理論について述べる。Terzaghiによると、一次元の圧密を解くための基本方程式は(70)式で与えられる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{m_v \gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \cdots\cdots(70)$$

ここで、u は粘土層内の過剰間隙水圧であり、m_v, c_v はそれぞれ体積圧縮係数、圧密係数と呼ばれるもので、圧密試験から求まる定数である。

(70)式を解くためには初期条件と境界条件が必要となるが、それらは(71)式に示すような形で与えられる。(図1.5.2を参照)

図1.5.2　両面排水の場合の粘土層の過剰間隙水圧の分布



$$\left.\begin{array}{ll} \text{境界条件；透水層の面上で} & u = 0 \\ \qquad\qquad \text{不透水層の面上で} & \partial u/\partial z = 0 \\ \text{初期条件；}\ t = 0\ \text{で} & u = u_i(z) \end{array}\right\} \cdots\cdots(71)$$

図1.5.2のような層厚 H の粘土層が上下面で透水層に接している、すなわち両面排水の場合について圧密係数が一定であるとして(70)式を解くと、任意の点 z における圧密度 U_z は次式のようになる。

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty}\frac{2}{M^2}\sin 2M\cdot\frac{z}{H}\exp^{(-M^2 T_v)} \quad \cdots\cdots(72)$$

ここで、$T_v = c_v \cdot t/\left(\frac{H}{2}\right)^2$

$M = \pi(2m+1)/2$、m：整数

T_v は時間係数と呼ばれるもので、無次元量である。(72)式の圧密度 U_z と深さ係数 z/H および時間係数 T_v の関係を図で示すと、図1.5.3のようになる。また、層全体の圧密度 U は(73)式で与えられる。

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty}\frac{2}{M^2}\exp^{(-M^2 T_v)} \quad \cdots\cdots(73)$$

片面排水の場合には、(72)式の T_v を求める排水距離 $H/2$ が H となるため、両面排水の場合の同一圧密度に達するのに4倍の時間を必要とすることになる。

図1.5.3　深さ係数と時間係数による圧密度の変化(初期間隙水圧が一定)

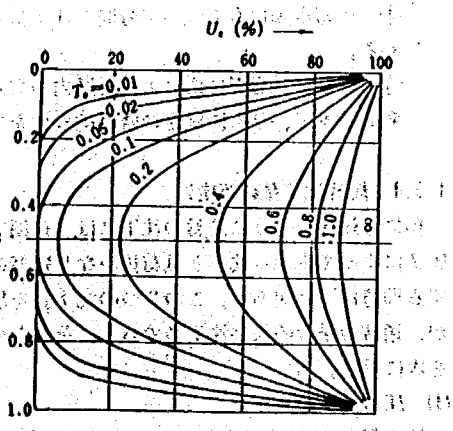
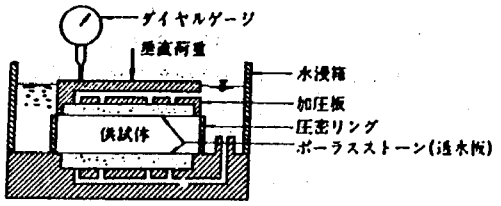


図1.5.4 圧密試験箱



1.5.2 圧密試験の方法

圧密試験は図1.5.4に示すような圧密試験箱を用いて行なう。試験は、まずできるだけ乱さないようにして整形した直径6cm、高さ2cmの供試体を圧密リングに収め、水浸させた後に、第一段階の垂直荷重0.1kg/cm²を供試体に加える。荷重が加わると、供試体内の水が透水板を通して上下方向に排出され、圧密が進行する。そのとき沈下量をダイヤルゲージで時間を決めて24時間測定し、第1段階の荷重に対する圧密試験を終了する。このようにして順次荷重を増やしていき、各荷重段階における沈下の時間的変化を測定する。荷重の大きさは通常0.1、0.2、0.4、0.8、1.6、3.2、6.4、12.8kg/cm²と前の荷重段階の2倍づつ増やしていく。この一連の試験により、圧密沈下量および圧密速度を算定するに必要な圧密荷重と間隙比の関係(普通e-log p曲線と呼ぶ)、圧密係数c_v、体積圧縮係数m_v、圧縮指数c_cおよび透水係数kなどの諸係数が求まる。なお、これらの諸係数の求め方についてはJIS A 1217土の圧密試験法を参照するとよい。

1.5.3 圧密計算の手順

圧密による粘土層の最終沈下量および沈下速度は次に示す手順によって算定する。

① 地層構成、土質(粒度、比重、液性限界、塑性指数)、土の状態(含水比、単位体積重量、間隙比、飽和度)、地下水位などを調べる。

② 粘土層から代表的な乱さない試料を採取して圧密試験を行ない、沈下計算に必要な諸係数を求める。

③ 粘土層の現段階における有効応力と、載荷により生ずる増加応力とを算定し、圧密試験から得られた諸係数を用いて圧密沈下量を求める。

④ 圧密理論にもとづいて時間と沈下量の関係を求める。

⑤ さらに、必要に応じて粘土層内の有効応力、過剰間隙水圧、せん断強さの時間的変化を求める。

1.5.4 最終沈下量の算定法

前にも述べたように地盤の沈下には、長期にわたって圧密によって生ずる沈下と載荷後かなり短期のうちに生ずる即時沈下とがある。この2つの沈下量を加えたものが、通常の場合の最終沈下量であり、それらの計算方法を次に示す。

(1) 圧密沈下の算定

粘土層の載荷前の有効応力σ_{z0}'、載荷後の増加応力$\Delta\sigma_z$および粘土層の圧密特性がわかれば、圧密沈下量は計算により推定することができる。

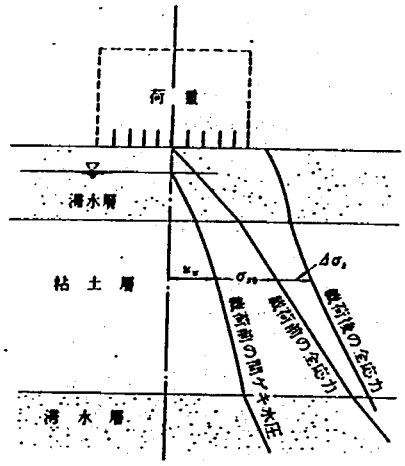
a) 載荷前の有効応力σ_{z0}'の求め方

σ_{z0}'は1.1.3で示した有効応力の求め方と同じ方法で計算する。すなわち、σ_{z0}'は図1.5.5の単位体積重量γ_tに深さ乗じた全応力σ_zから、間隙水圧u_wを差し引いたものになる。

b) 増加応力$\Delta\sigma_z$の求め方

載荷重によって地盤内に生ずる増加応力は、一般に

図1.5.5 地盤の応力状態[23]



Boussinesqの弾性理論やNewmarkおよびOsterbergなどが示した図表を用いて計算する。[23]増加応力としては鉛直応力$\Delta\sigma_z$をとるものとし、土かぶり圧の場合と同じ層の中央深度における値を求める。

盛土のような通常台形荷重とみなせるものについては、図1.5.6を用いてIを求め、(74)式から$\Delta\sigma_z$を計算する。

$$\Delta\sigma_z = I \cdot q_E \quad \cdots\cdots(74)$$

ここで、q_E; 地盤上の載荷重(図1.5.6においては$q_E = H_E \cdot \gamma_E$)。

盛土中央下では、図1.5.6からIを求めてすぐ計算できるが、盛土中央下以外の点では図1.5.7に示すような点線の部分も盛土としてまずI_1を求め、つづいて点線部分だけのI_2を求める。さらに、左側の盛土部分についてもI_3を求めると、影響値Iは$I = I_1 - I_2 + I_3$となる。このIを用いて、(74)式から$\Delta\sigma_z$を計算する。

c) 圧密沈下量の算定

粘土層の圧密沈下量S_cは、(75)式を用いて計算により推定することができる。

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} H \quad \cdots\cdots(75)$$

ここで、e_0; 粘土層の初期間隙比、e_1; 粘土層の圧密後の間隙比で、粘土層の中央部における応力$\sigma_{z0} + \Delta\sigma_z$を適用して$e$-log p曲線から求める。

H; 粘土層の厚さ。

また、正規圧密粘土からなる軟弱層の場合には、圧密試験から求めた圧縮指数c_cまたは体積圧縮係数m_vを用いて、次式より粘土層の圧密沈下量を推定することもできる。

図1.5.6　台形荷重による鉛直地中応力の影響値

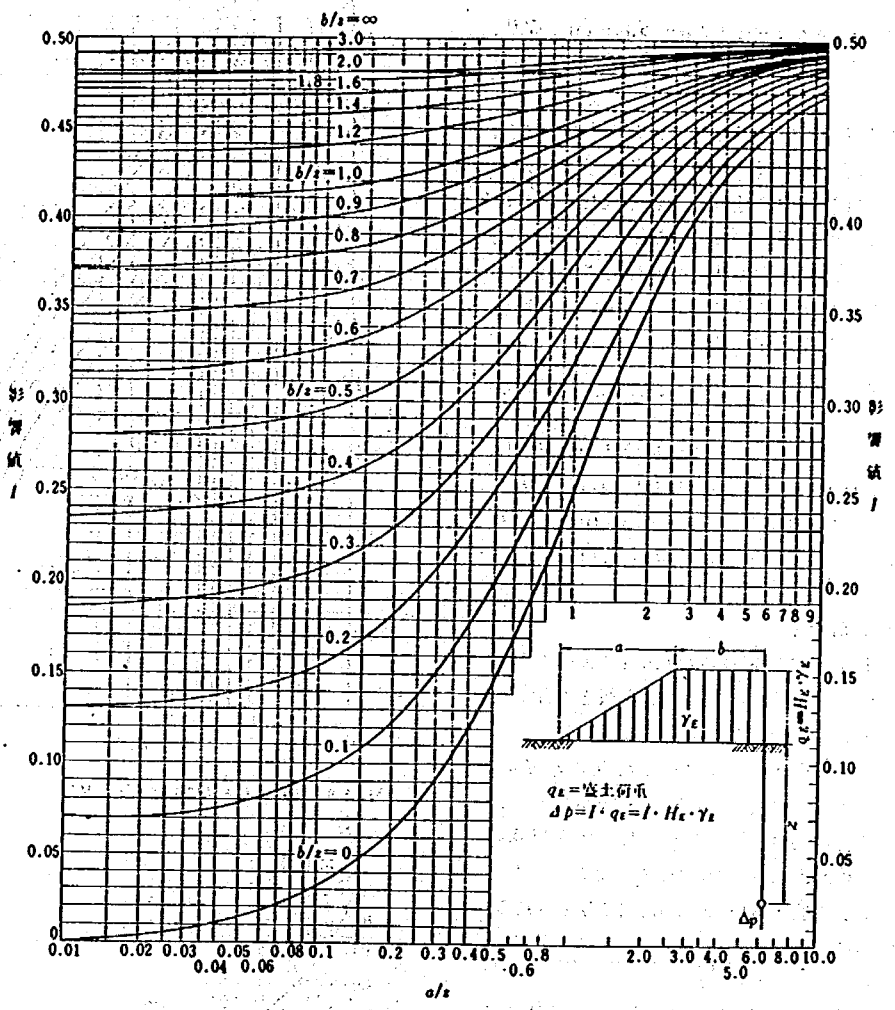
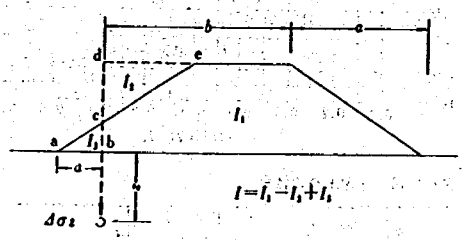


図1.5.7　影響値Iの求め方



$$S_c=\frac{c_c}{1+e_0}\cdot\log\frac{\sigma_{z0}+\Delta\sigma_z}{\sigma_{z0}}\cdot H \quad\cdots\cdots(76)$$

$$S_c=m_v\cdot\Delta\sigma_z\cdot H \quad\cdots\cdots(77)$$

ここで、c_cは圧縮指数と呼ばれているもので、$e-\log p$曲線に現われる直線部分の傾度をいう。したがって、$e-\log p$曲線の直線部分上で2点a、bの座標を読めば、圧縮指数c_cは次式によって求められる。

$$c_c=\frac{e_a-e_b}{\log_{10}\dfrac{p_b}{p_a}} \quad\cdots\cdots(78)$$

(79)式に示した圧縮指数c_cと液性限界w_L、または自然含水比w_nとの関係は、c_cの概略値を推定する場合に用いる。

$$\left.\begin{array}{l}\text{粘土に対して、}c_c=0.014(w_L-20)\\ \text{泥炭に対して、}c_c=0.0075w_n\end{array}\right\}\quad\cdots\cdots(79)$$

なお、軟弱層が複雑な地層をなしている場合には、各層ごとに圧密沈下量を求め、それらを合計して軟弱層全体の沈下量とする。

(2)　即時沈下量の推定

載荷によって生じる地盤の即時沈下は、圧密変形のよ

うに著しい時間的な遅れを伴わないで、載荷後かなり短時間のうちに通常終了する。したがって、即時沈下量S_{it}は地盤の圧密が終るまで変らず$S_{it}=S_{it0}=S_i$となり、載荷後の沈下速度には無関係で、単に全沈下量を増すだけになる。

即時沈下量は地盤が軟弱な場合には、載荷速度や載荷重の大きさなどが関係し、複雑な挙動を示すことが多い。また、載荷前または載荷中に地盤を著しく乱した場合には、即時沈下量は一般に増大する。このようなことから、即時沈下量を正確に計算する方法はまだ確立されていないが、道路盛土などでは、(80)式に示す式を用いて即時沈下量を推定する方法が用いられている。[24]

$$S_i=\frac{H_E\cdot\gamma_E}{E_{s0}}\cdot N_i\ (\mathrm{m}) \quad \cdots\cdots(80)$$

ここで、H_E；盛土高(m)、γ_E；盛土の単位体積重量(t/m³)、E_{s0}；軟弱層の平均変形係数(t/m²)、N_i；沈下数と呼ばれるもので、平均盛土幅B_mおよび軟弱層厚Hより図1.5.8を用いて求める。(m)

1.5.5 圧密速度の計算法

比較的均質な軟弱層の圧密速度は1.5.1で述べた理論解と圧密試験などによって得られた土質定数とを用いて計算によりある程度推定することができる。

(73)式で示したように全体の圧密度Uは時間係数T_vの関係として表わされるので、その関係を図示すると図1.5.9のようになる。軟弱層の厚さをHとし、両面排水の場合を考えると、最大排水距離Dは$H/2$となる。したがって、(72)式から圧密に要する時間tは(81)式で与えられる。

$$t=\frac{(H/2)^2}{C_v}\cdot T_v=\frac{D^2}{C_v}\cdot T_v \quad \cdots\cdots(81)$$

ここで、T_vは軟弱層の平均圧密度Uに応じて、図1.5.9に示した値を用いる。

圧密度がUに達したときの沈下量をS_{ct}とすれば、圧密沈下量S_cとの間に次式が成り立つ。

$$S_{ct}=S_c\cdot U \quad \cdots\cdots(82)$$

したがって、(82)式から時間tと沈下量S_{ct}の関係で、すなわち沈下速度が求められる。

図1.5.10に示すように軟弱層が単一土層でない場合には、軟弱層を構成する各土層ごとのc_v値の中から任意の土層のc_vをとって軟弱層全体を代表させ、代表c_vをもつ単一土層に換算したときの層厚を(83)式で計算する。

$$H_0=H_1\sqrt{\frac{C_{v3}}{C_{v1}}}+H_2\sqrt{\frac{C_{v3}}{C_{v2}}}+H_3 \quad \cdots\cdots(83)$$

上式は図1.5.10に示したようにc_vの異なる3層からなる軟弱層を単一のc_{v3}をもち、圧密速度が等値になる層に置き換えたときの層厚を示したものである。このc_{v3}とH_0を(81)式に代入し、単一土層の場合と同様の計算をすれば、異なる土層をもつ軟弱地盤についても圧密速度が求まる。

図1.5.8 沈下数N_iの値

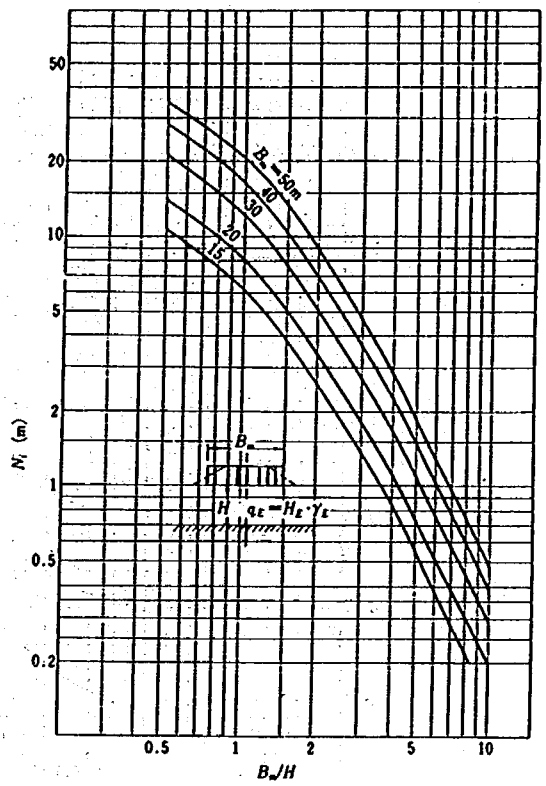


図1.5.9 圧密度Uと時間係数T_vとの関係

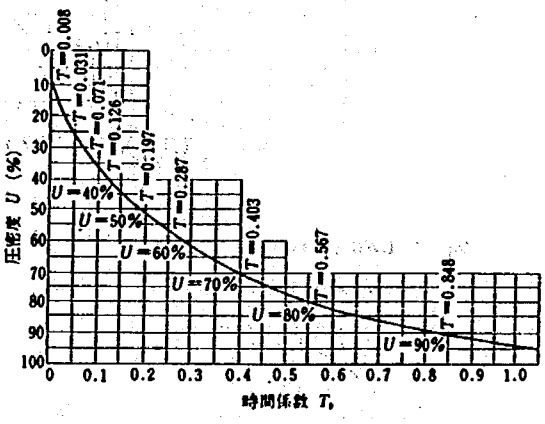
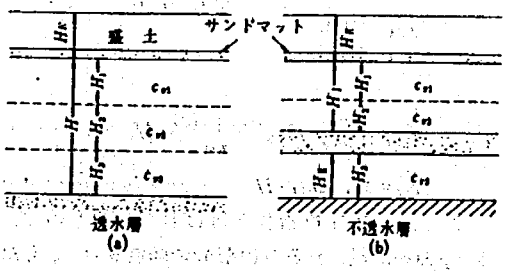


図1.5.10 圧密土層の区分



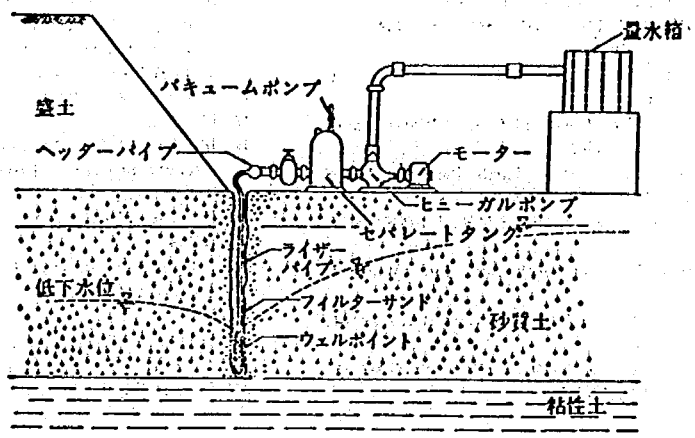
参 考 文 献

1）山村和也、久楽勝行；堤防への浸透と堤体の安定性、土木研究所報告、第145号の3、昭和49年2月
2）Finn, W.D.;Finite Element Analysis of Seepage through Dams, Proc., ASCE, SM 6, 1967
3）川本眺万、駒田広也、富口友延；堤体および基礎における浸透流の有限要素解析について、土と基礎、Vol.18、No12、1970
4）河野伊一郎；有限要素法による堤体浸透問題の解析、土と基礎、Vol. 21、No 8、1973
5）赤井浩一、宇野尚雄；土中の単一次元非定常浸透流に関する研究、土木学会論文集、No127、1966
6）Polubarinava-Kochina, P.Ya；Theory of Ground Water Movement, Prinseton Univ. Press, 1962
7）Cedergren, H.R.;Use of Flow Net in Earth Pam and Levee Design, Proc 2nd ICSMFE, Vol.5, 1948
8）山村和也、久楽勝行；堤防の地盤漏水に関する研究、土木研究所報告、第145号、昭和49年2月
9）Lambe, T.W., Whitman R.V；Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc.
10）山村和也；土と基礎－実用数式・図表の解説－第3章 土質工学会編、土質基礎工学ライブラリー7
11）山村和也、久楽勝行、川口九雄；降雨実験からみた斜面の安定解析法、土木技術資料、Vol.15、No 2、1973.3
12）1)と同じ
13）土木学会編；土木工学ハンドブック、第6章 岩盤力学、上巻、技報堂
14）Rowe, P.W.;The Stress-Dilatany Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact, Proc. Roy.Soc., A 269, 1962
15）Bishop, A.W.;The Strength of Soils as Engineering Metarials, Getechque, Vol.16, No 2, 1961
16）内田一郎、松本純三、鬼塚克忠；不飽和土のせん断強度について、第2回土質工学研究会講演集、1967
17）土質工学会編；土質工学ハンドブック、第7章 土のせん断、技報堂
18）17)と同じ
19）Jennings, J.E.B & Burland, J.B；Limitations to The Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils, Geotechnique, Vol.12, No 2, 1962
20）植下 協；路床土の含水状態について、土と基礎、Vol.8、No 2、1960.4
21）日本道路協会；道路排水工指針、昭和48年6月
22）土質工学会編；土質工学ハンドブック、第6章 土の圧縮と圧密、技報堂
23）例えば、土質工学会編；土質工学ハンドブック、第5章 弾性的地盤内の応力、などを参照するとよい。
24）日本道路協会編；道路土工・軟弱地盤対策工指針、昭和52年1月

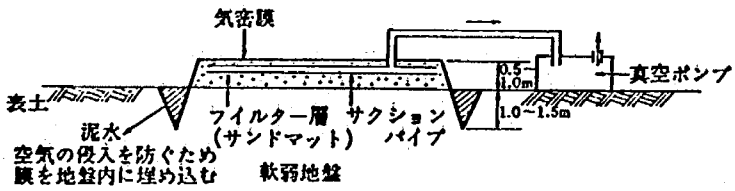
（久 楽 勝 行）

資料－8　軟弱地盤対策工に関する資料

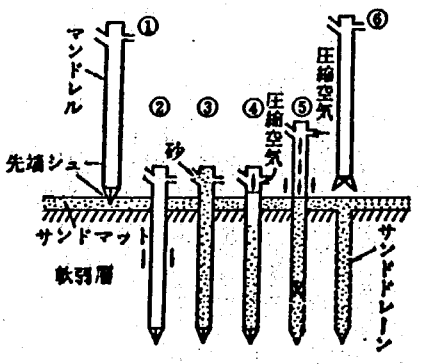
1）　地下水低下工法



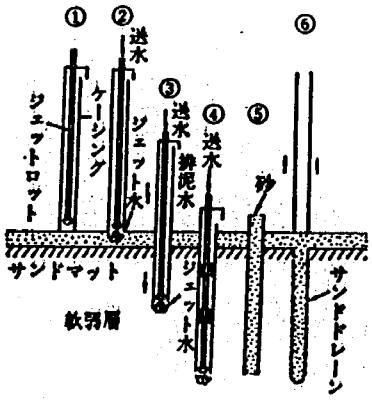
2）　大気圧載荷工法



3）　サンドドレーン工法

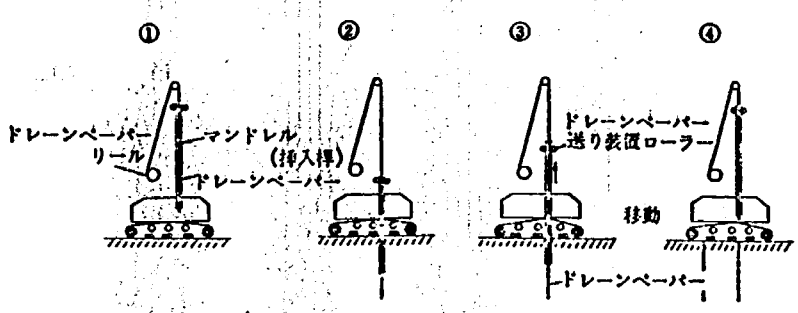


打込式サンドドレーンの施工順序

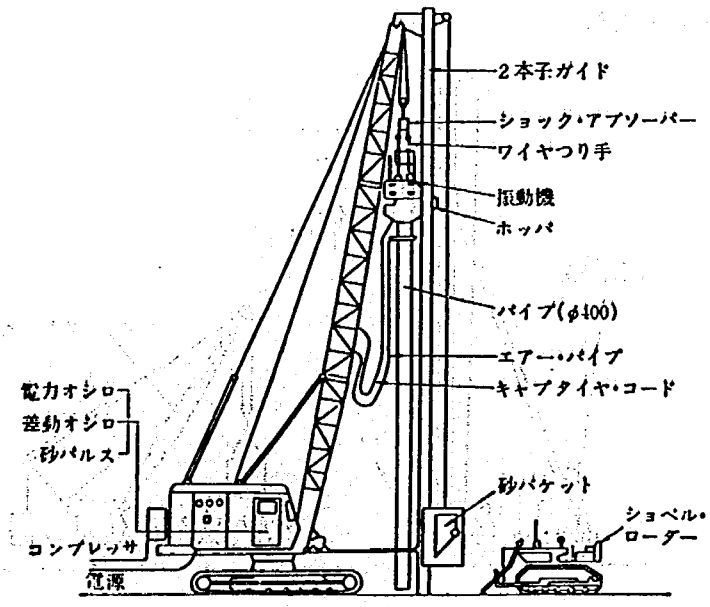


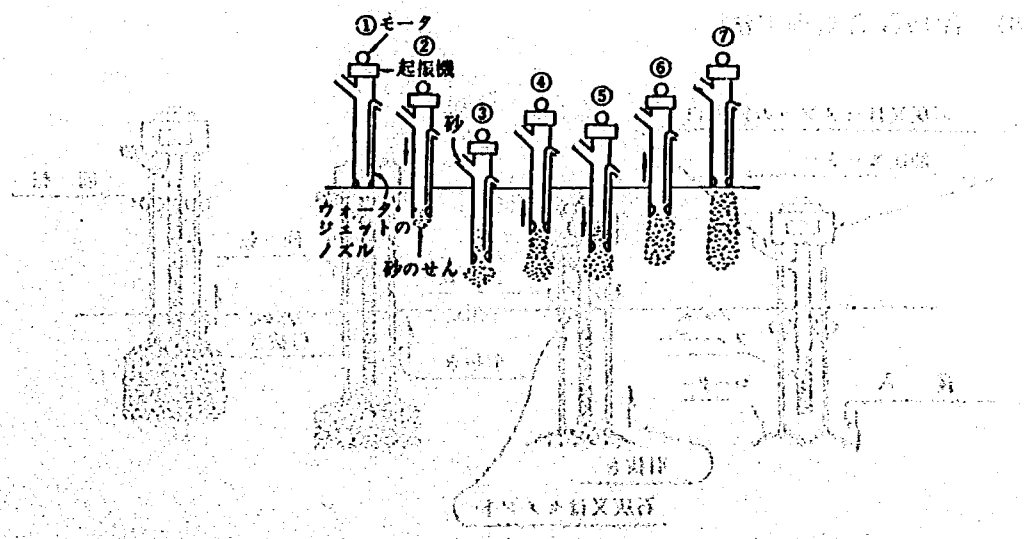
ウォータジェット式サンドドレーンの施工順序

4) ペーパードレーン工法

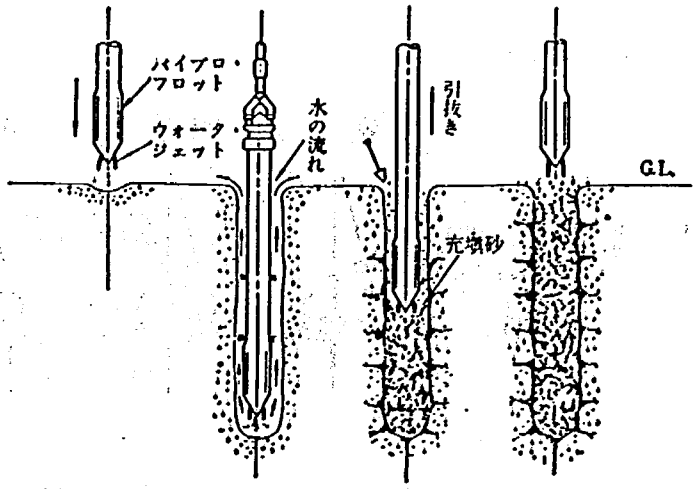


5) サンドコンパクション工法



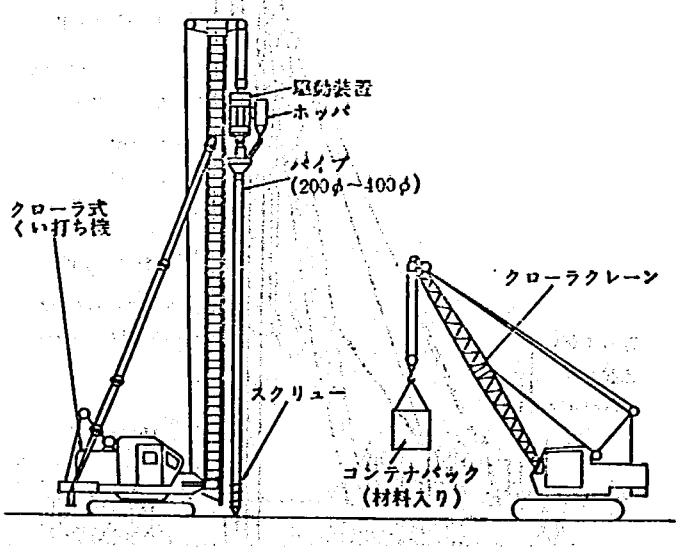


6) バイブロフローテーション工法

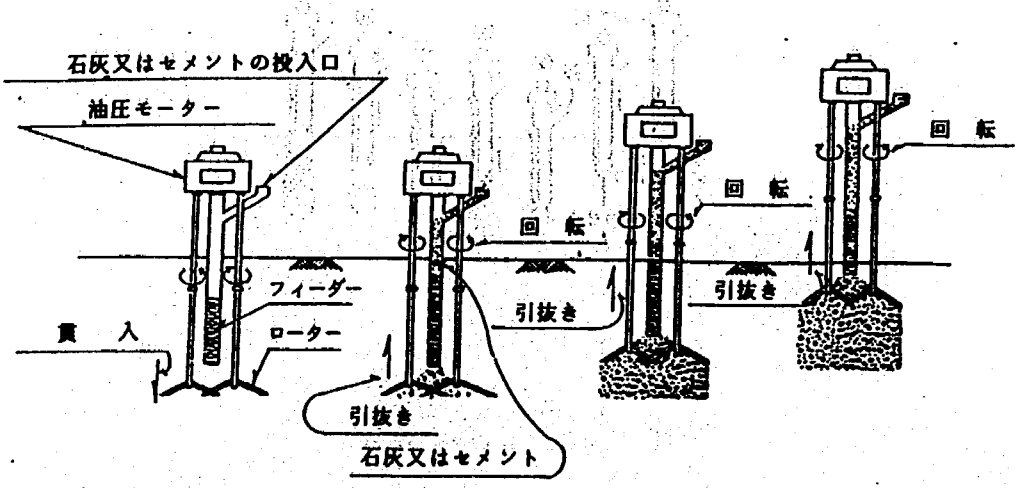


(a) 貫入開始　(b) 貫入完了　(c) 締固め骨材充填　(d) 締固め完了

7) 石炭パイル工法



8) 深層混合処理工法



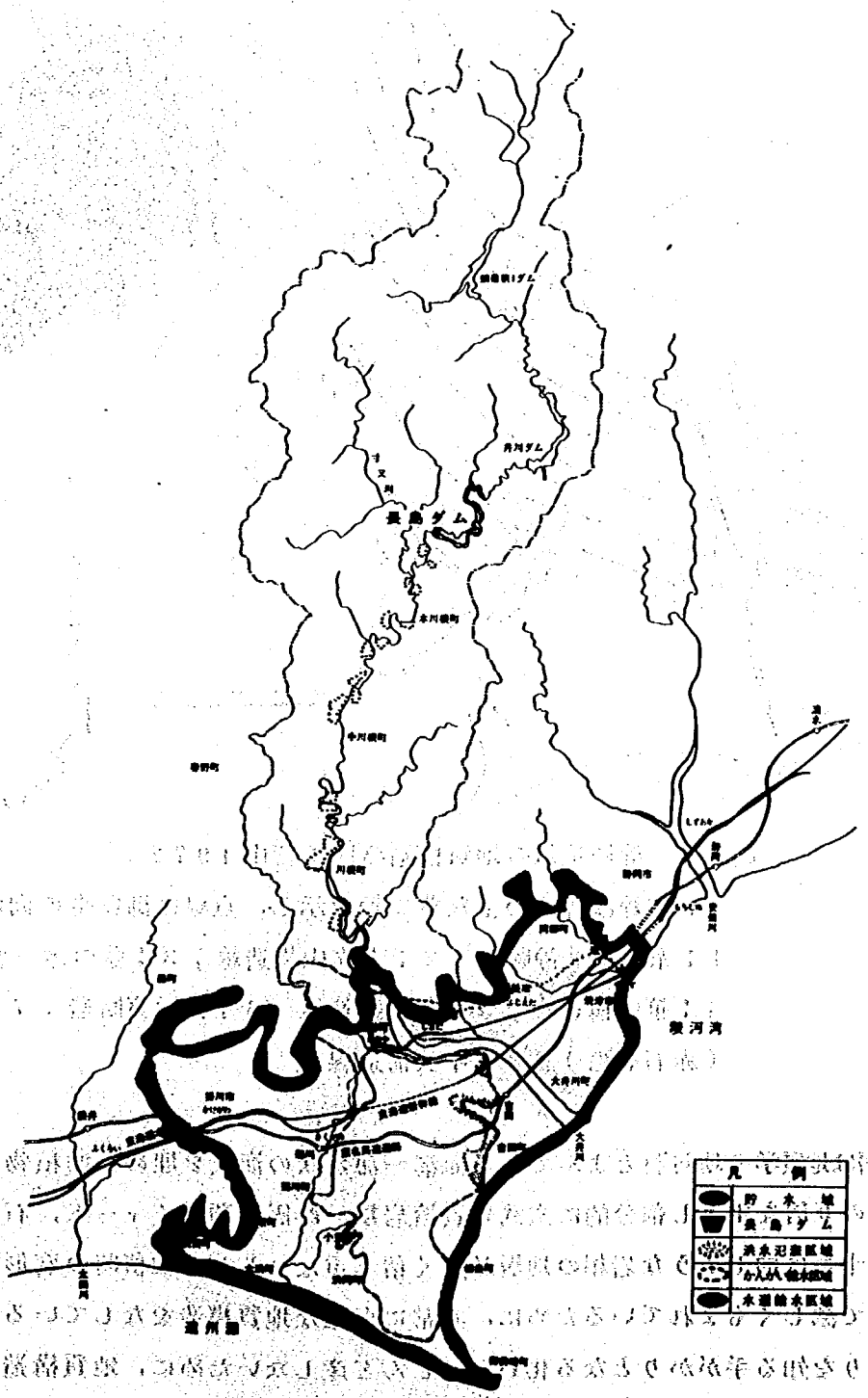
4．長島ダムの地質構造について

土木研究所 地質研究室
研究員 平　野　　勇

4. 長島ダムの地質構造について

1. 長島ダムの概要

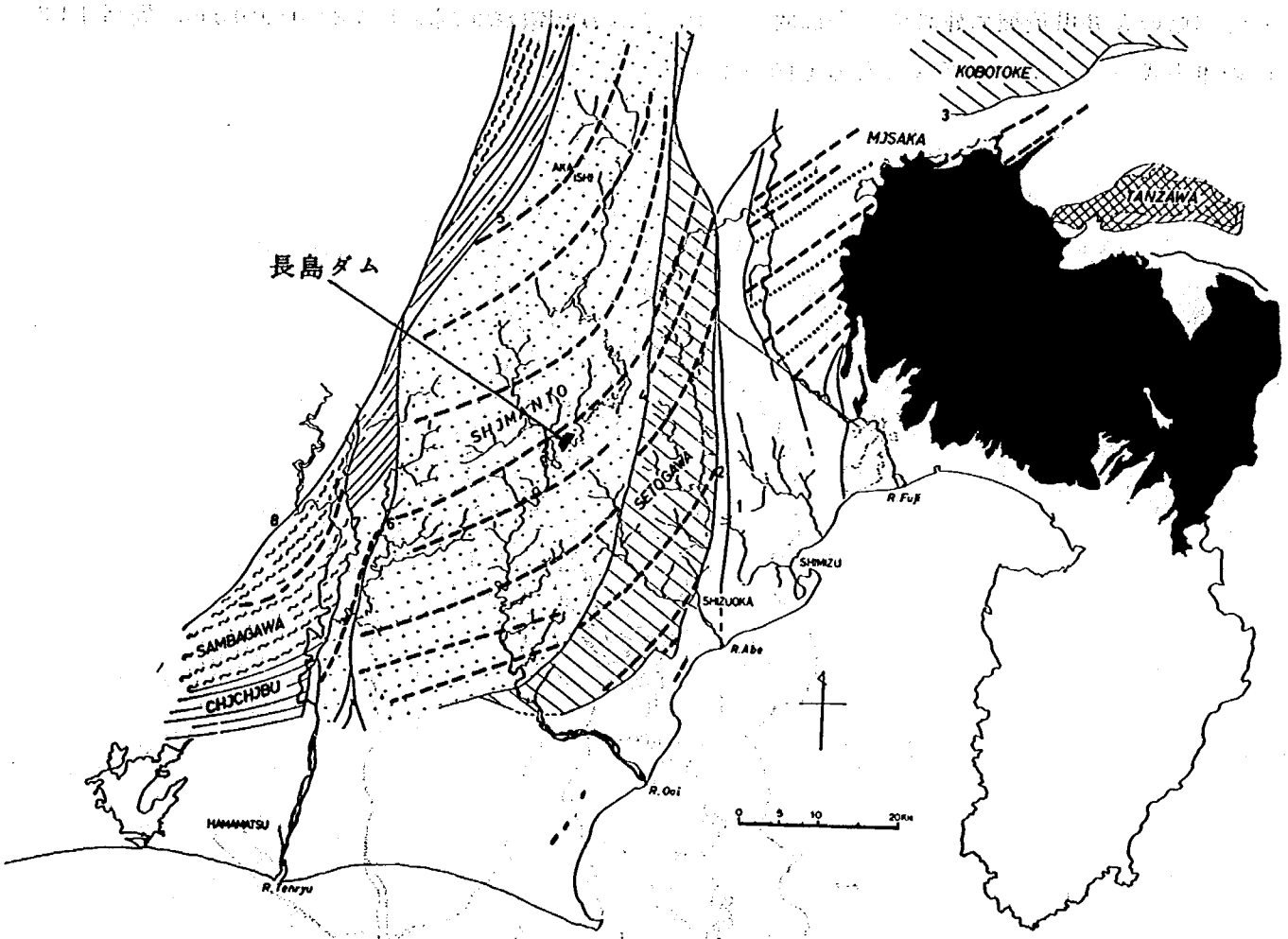
長島ダムは洪水調節，流水の正常な機能の維持，かんがいおよび水道用水の供給などを目的として静岡県の大井川流域に建設する多面的ダムで，ダムの規模は総貯水容量78,000,000㎥，堤高112mの重力式コンクリートダムである（図－1）。



図－1 長島ダムの計画

この長島ダムの建設事業は昭和４１年度に予備調査を開始し昭和４７年度に予備調査の結果をふまえ実施調査に入り，昭和５２年に建設工事に着手したものである。

長島ダムは北西側を中央構造線と赤石裂線に東側をフォッサマグナの西縁をなす糸魚川－静岡構造線にはさまれたいわゆる赤石楔状地のほぼ中央部に位置しており，流域のほとんどが中生代の四万十帯の堆積岩類よりなっている（図－２）。



図－２　静岡地域の地質構造略図（徳山１９７２）

太い破線は各帯の主な背斜軸を示し，点線は御坂帯の向斜軸を示す。

１：糸魚川－静岡線；２：十枚山構造線，３：藤の木－愛川線，

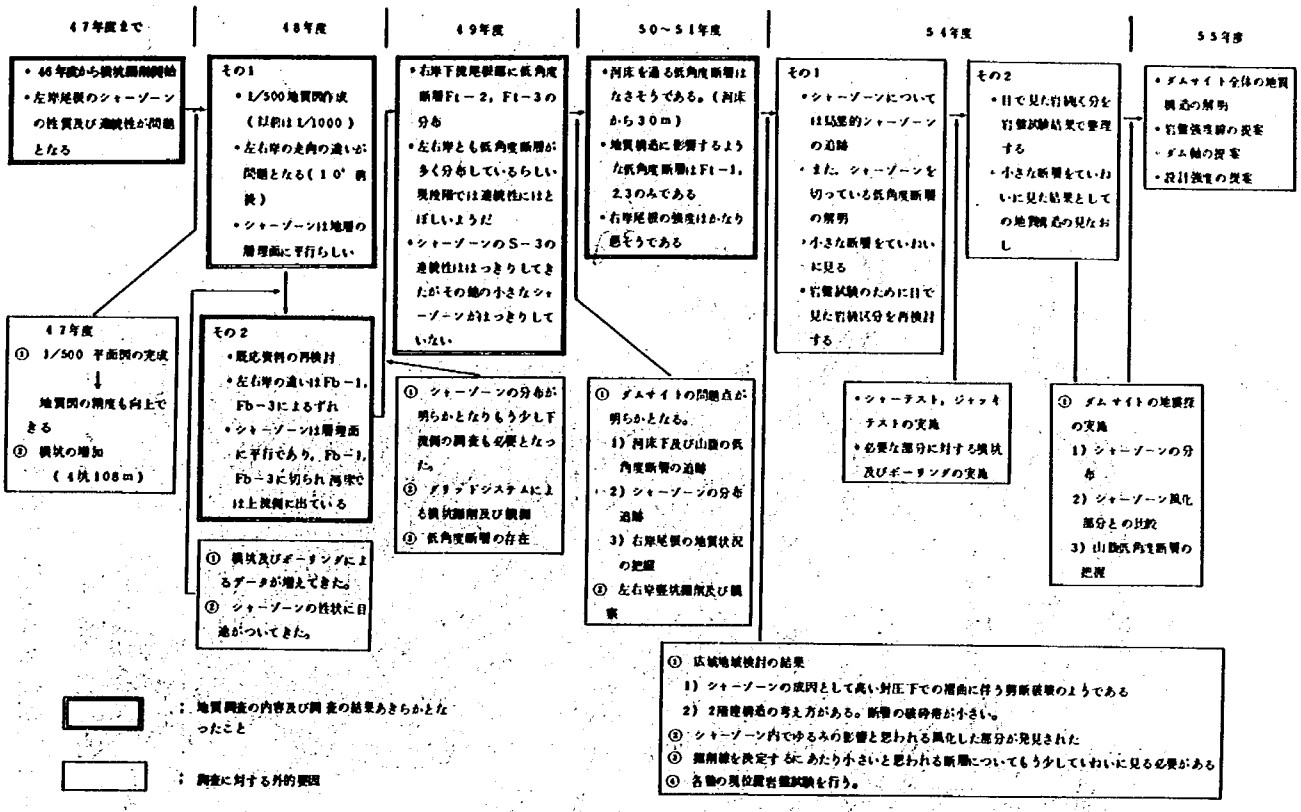
４：笹山構造線，５：仏像構造線，６：光明東断層，７：光明西断層

（赤石裂線），８：中央構造線

これらの地層は地質学で地向斜とよんでいる海溝～海盆状の海底を埋めた堆積物で，砂岩や粘板岩およびこれらの互層を主とし部分的に玄武岩質熔岩類，凝灰岩類，チャート，石灰岩などをはさんでいる。四万十帯は同じような岩相の地層が厚く積み重なりしかも堆積時の変形が著しく褶曲や断層運動を受けて激しくもまれているために，非常に複雑な地質構造をなしている。その上，地層の時代やつながりを知る手がかりとなる化石をほとんど産しないために，地質構造や地質層序（地層の積み重なりの順序）の解明は日本列島の地質のうちでも最もむずかしいものとなっている。この

ような四万十帯の特徴は長島ダム流域でも同様である。

長島ダムの地質は「シャーゾーン」や低角度断層がみられるなど，当初地質的に非常にむずかしいダムの１つと考えられていたが，これらの問題点を解決するために精力的な調査を実施した結果，本年度に至ってダムサイトの地質について明解なモデルを見い出しダム軸の選定について確信を持って当ることができるようになっている（図－３）。



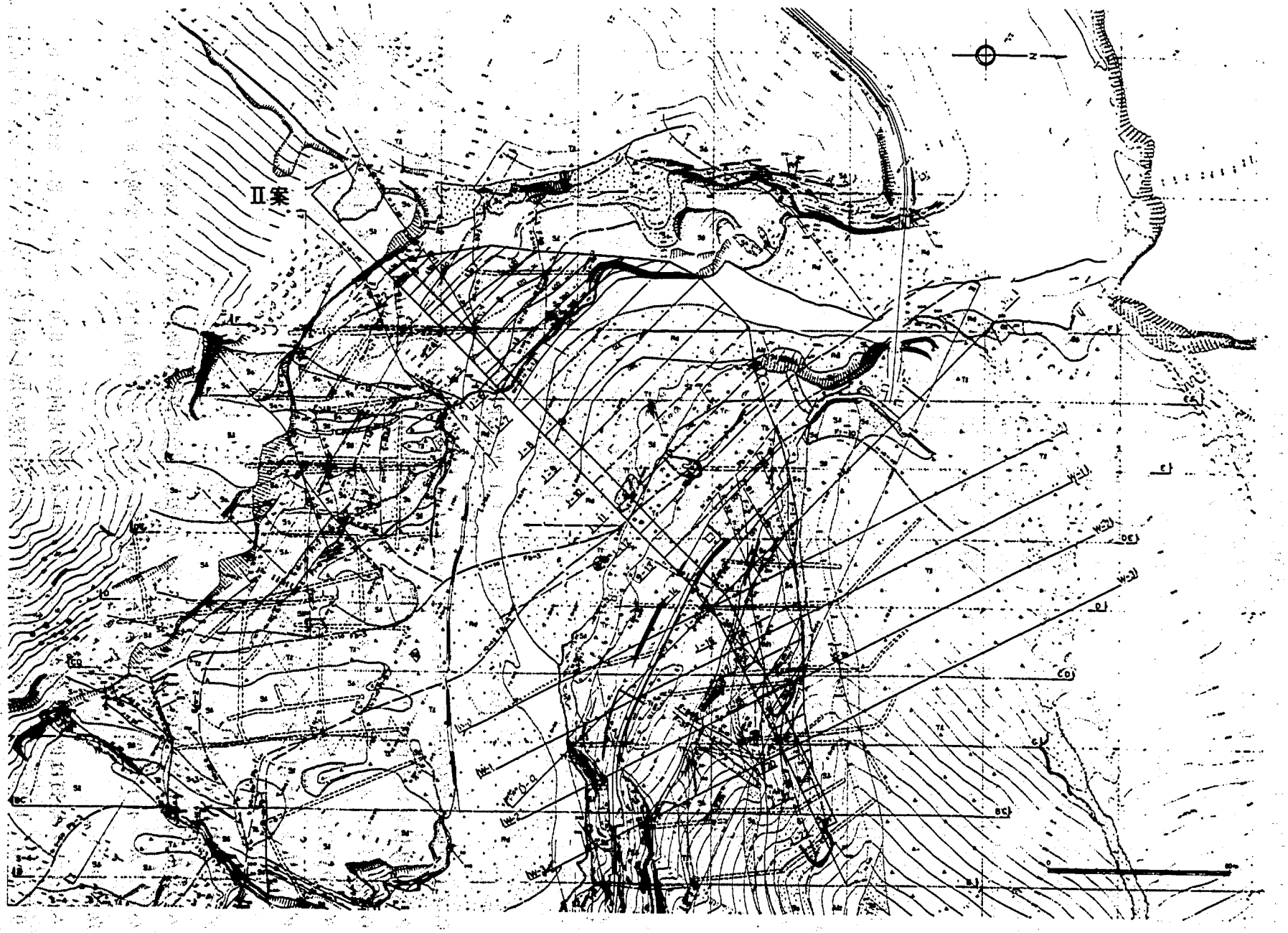
図－３　長島ダムサイト地質調査のフロー

長島ダムの地質調査を通じて言えることはダムサイトのように狭い範囲の地質構造は，その周辺の大きな地質構造に支配されているため，マクロ（広域）からミクロ（ダムサイト）を見ることがきわめて重要であるということである。長島ダムのケースは，当会議において河川局開発課長補佐よりダム地質調査の問題点として指摘された「広域的な地質概査，及び地質構造がキーポイントとなるダムサイト」に相当するものである。

2. ダム周辺の広域地質

ダムの地質調査は当初①「シャーゾーン」の分布，②低角度断層の分布と連続性を主眼に実施されたが，ダムサイト範囲での地表踏査，横坑観察，ボーリング調査ではこれらを明確にすることが出来なかった。

ダムサイトの地質は図－４のようになっており全体の走向はＮ５０°～７０°Ｅ，傾斜は５０°～６０°Ｎで一見北西上位の単斜構造に思われたが①下流の厚い砂岩と「シャーゾーン」の分布はこの傾斜より緩い　②左岸の中流にみられる厚い２枚の砂岩が右岸の走向方向に連続しない　③低



図－4　長島ダム地質平面図

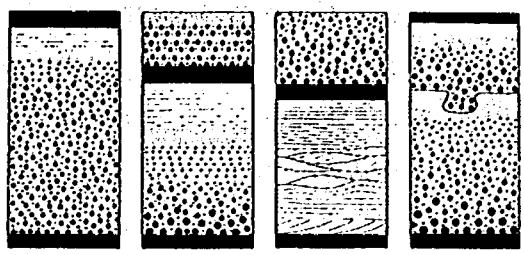
角度断層の分布と連続性については見当がつかないなどダムサイトの地質構造にまつわる基本的な問題点が残されたままとなっていた。

このため「群盲，象を撫でる」ということもあり，まずダムサイトの地質構造の全体像を把握し広い範囲にわたって露頭の規模での「シャーゾーン」や断層のイメージをつかんでから，ダムサイトの地質を理解しようということで広域的な地質調査が実施された。

長島ダム周辺の地質は四万十帯特有の著しい褶曲構造をなしているので，通常行われている地質調査に加えて地層の上下（堆積の順序）判定や露頭サイズの小さいスケールの地質構造の観察を綿密に行った（図－５）。

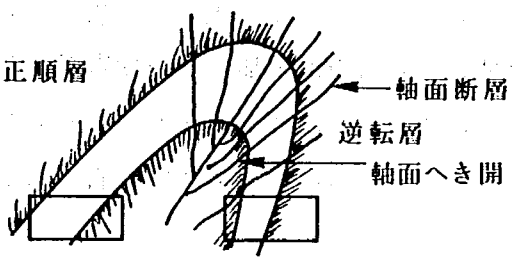
長島ダム周辺に広く分布し玄武岩質熔岩類や酸性凝灰岩，チャートをはさむ黒色の珪質粘板岩がいずれも同一層準のもので，その上位に砂岩，粘板岩の互層を主体とする厚い地層が発達していることが確認された。また玄武岩質熔岩類をはさむ黒色粘板岩層の下位には未固結の砂層などがちぎれて礫状となったスランプ礫や，堆積物が未固結のまま流動変形してできたスランプ褶曲がみられる泥質互層の厚い"海底地すべり堆積物"が発達していることが知られた。さらにこれらの地層の下位には粘板岩～結晶片岩状の泥質岩が発達していることが確認された。図－６，表－１に長島ダム周辺の地質層序，図－７に地質図を示す。

広域的な地質構造からみると長島ダム周辺地域は四万十帯第１級の褶曲構造である千頭背斜（井川湖左岸から千頭を通る複背斜）とこれより北西へ約１０km隔てたところにある倉沢向斜（栗代川上流域から千頭ダムの下流付近を通る複向斜）にはさまれた大褶曲構造の翼部に相当している。この地域の地層は一般に走向N５０°～６０°Eを示しさらに数１００m～数kmの波長で著しく褶曲している。このために同一層準の地層が数１００m～数kmごとに繰り返し帯状に分布しており，大局的に見ると千頭背斜に近い南東部に古い地層が露出し倉沢地向斜に近い北西部に新しい地層が分布している。



(1) 級化層理

砂岩の単層にみられる砂粒の大きさの変化に着目する。



(2) 褶曲に伴なう軸面へき開と軸面断層

褶曲の軟部付近では，割れ目は放射状に拡がっている。上下判定は，地層と割れ目の傾斜の大きさに着目する。

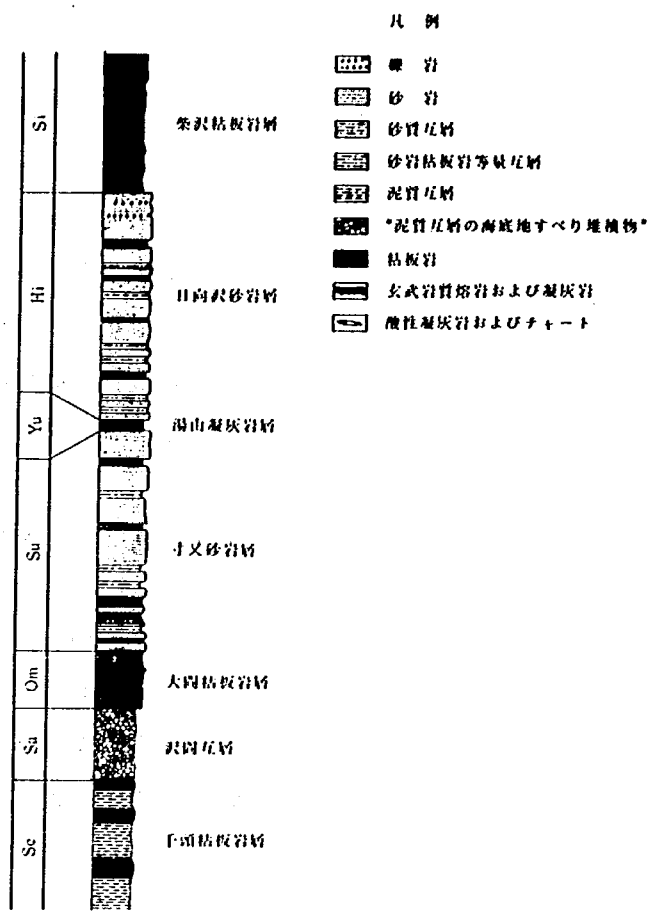
(3) ひきずり褶曲による地層の上下判定法

(4) 砂粒子や礫の回転

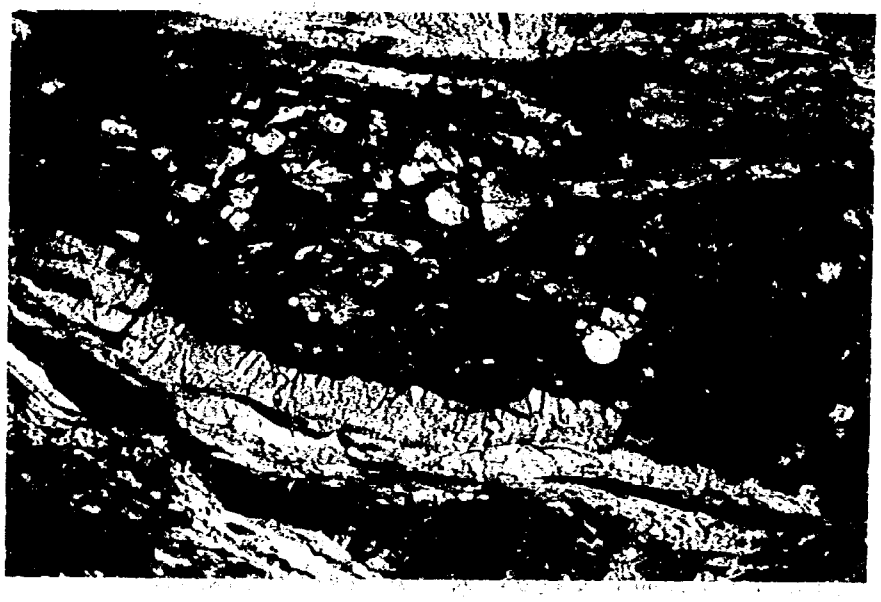
図－５　地層の上下判定法

このような広域の地質図に表示できる程度の大きさの褶曲構造の他に数mから数１０mの短い波長の小さいスケールの褶曲構造がしばしば見られる。したがってこの地域の四万十帯の褶曲構造はいくつかのオーダの褶曲が重なりあった複合褶曲構造をなしていると言えるが，褶曲の様式は地層全体の厚さと層準などによって決まる埋没の深さや堆積物の性質などによっても異なるために（図－８），褶曲構造はさらに複雑になっている。この地域には褶曲運動に伴ってできた走向断層をはじめ数多くの断層がみられ，地質構造をなお一層複雑にしている。

地質層序からみると長島ダムサイトは黒色の珪質粘板岩を主体とする大間粘板岩層（写真－１）と寸又砂岩層の最下部の厚い砂岩層よりなっているが，岩質的には「シャーゾーン」（写真－２）はみられるもののきわめて堅い岩である。



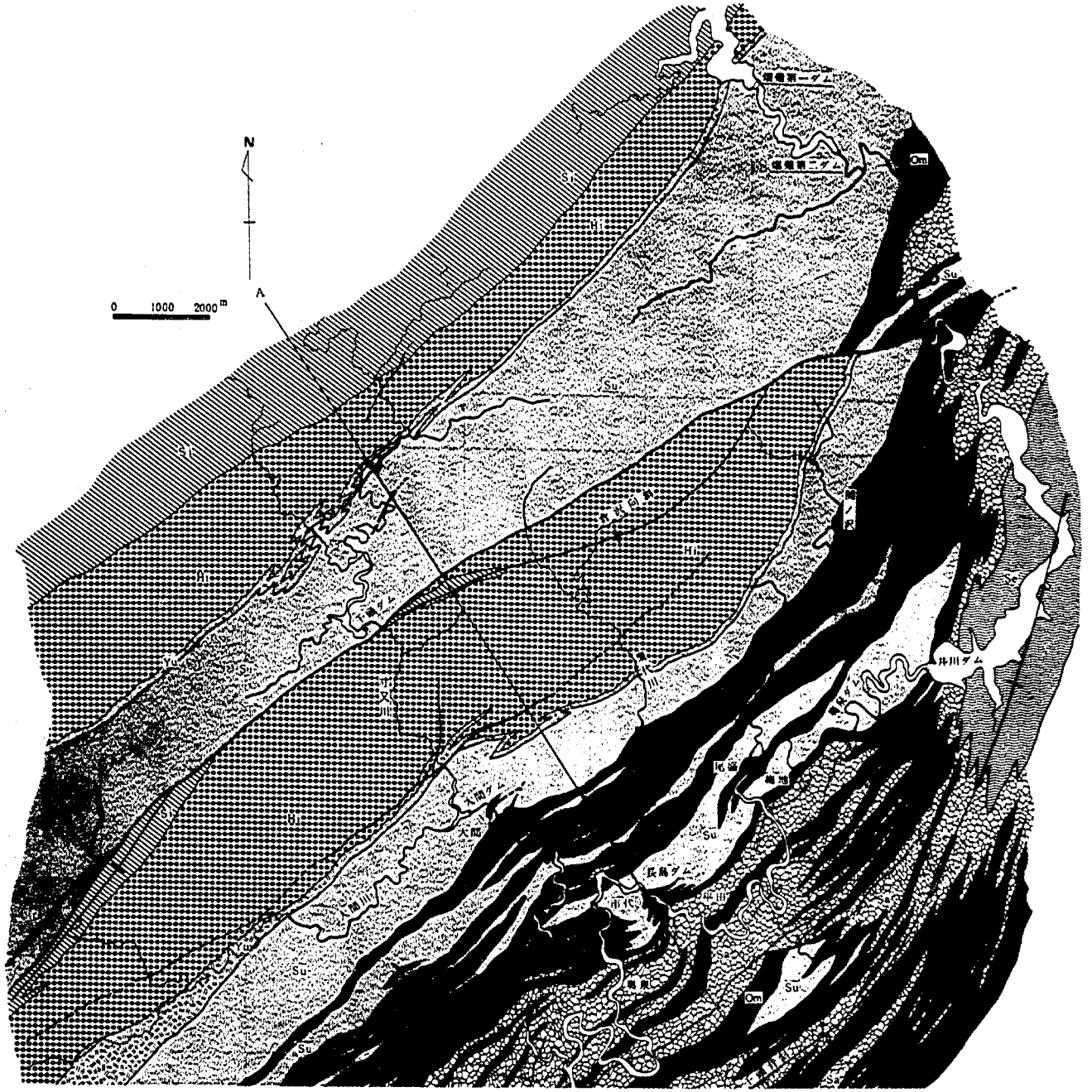
図－６　大井川長島ダム周辺四万十帯地質柱状図

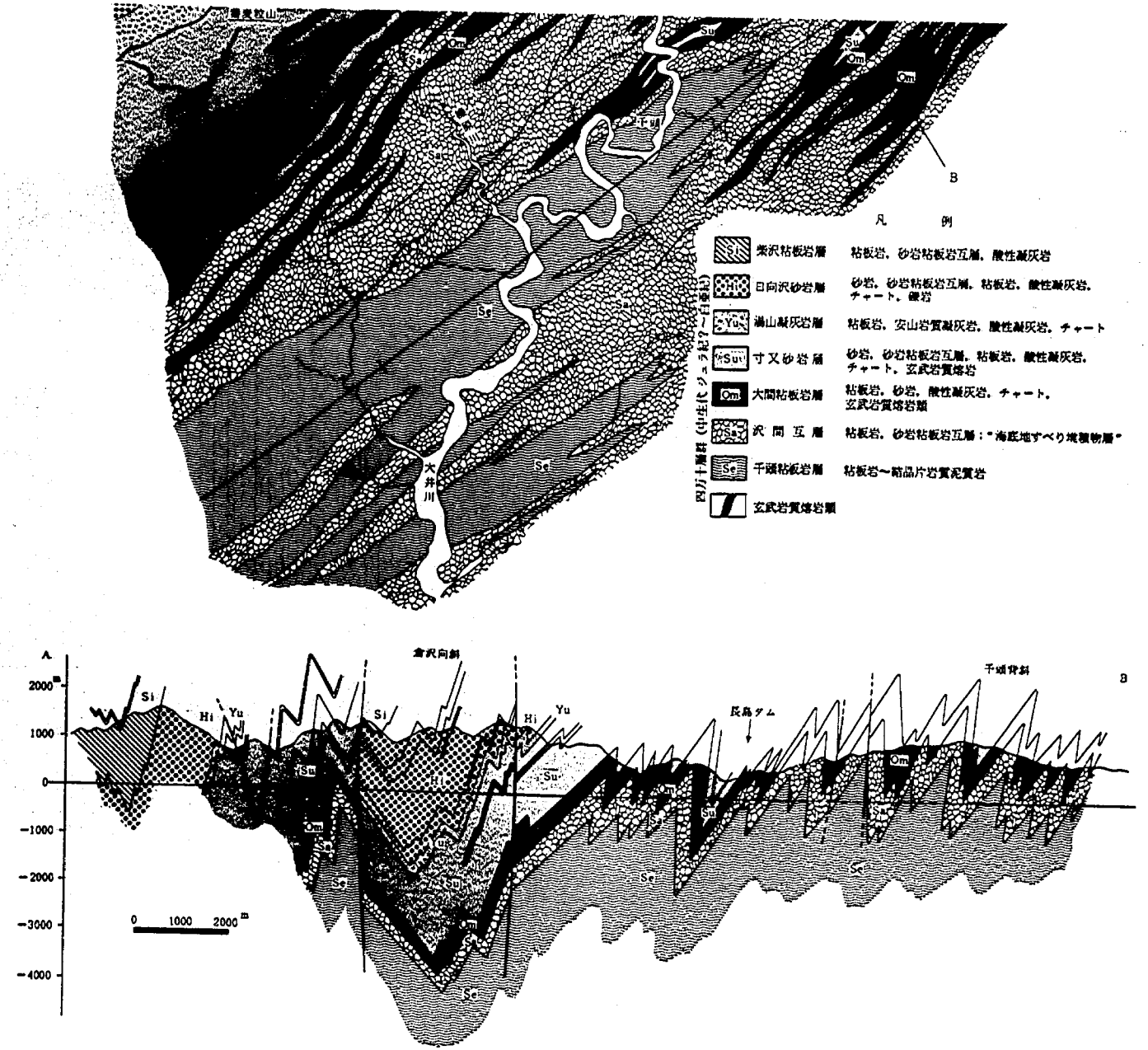


写真－１　長島ダムサイトの大間粘板岩層

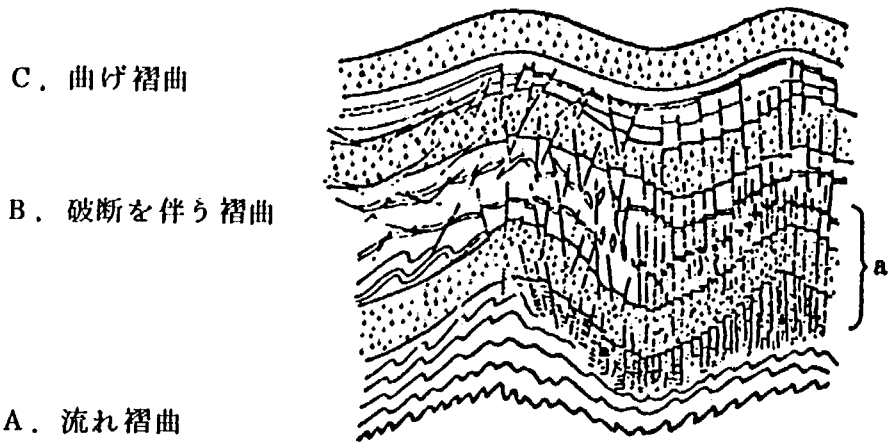
表－1　大井川長島ダム周辺四万十帯地質層序表

長島ダム周辺四万十帯			赤石山地四万十帯（徳山１９７２）	
記号	地層名	岩相および分布	層序	地層名
		?	１０	石英安山岩質凝灰岩および凝灰質砂岩
Si	柴沢粘板岩層	黒色粘板岩を主体に砂岩粘板岩互層，凝灰質砂岩酸性凝灰岩，石灰岩からなる。千頭ダムから黒法師岳および畑薙第１ダム付近から逆河内にかけて分布している。	9	黒色頁岩および石灰岩
Hi	日向沢砂岩層	灰色～灰白色の塊状砂岩を主体に礫岩および酸性凝灰岩，チャートをはさむ黒色粘板岩よりなる。関ノ沢から栗代川流域ならびに鋸山にかけて，畑薙第１ダム付近から逆河内にかけて分布している。	8	上部タービダイト
Yu	湯山凝灰岩層	粘板岩，安山岩質凝灰岩，酸性凝灰岩からなり砂岩の薄層をはさむ。湯山発電所から蕎麦粒山にかけて分布している。	7	安山岩質凝灰岩および凝灰質頁岩
Su	寸又砂岩層	灰色～暗灰色塊状砂岩，砂岩粘板岩互層および酸性凝灰岩，チャートをはさむ黒色粘板岩よりなる。まれに玄武岩質熔岩をはさむ。井川，寸又峡，蕎麦粒山にかけて，畑薙第２ダムから千頭ダム付近にかけて分布している。	6	下部タービダイト
Om	大間粘板岩層	黒色粘板岩を主体に砂岩粘板岩互層，酸性凝灰岩，チャート，礫岩よりなる。下部に玄武岩質熔岩および凝灰岩からなる緑色岩類をはさむ。"海底地すべり堆積物"状の部分がみられる。関ノ沢，閑蔵，長島ダムサイトを経て大札山に至る地域に分布している。	5	黒色頁岩
			4	玄武岩質熔岩および凝灰岩
Sa	沢間互層	砂岩粘板岩互層を主体とする泥質の"海底地すべり堆積物"よりなる。所々に正常な互層をはさむ。栗尾川から沢間を経て下長尾にかけて分布している。	3	砂岩および砂岩頁岩互層
Se	千頭粘板岩層	粘板岩～結晶片岩状の泥質岩からなり砂岩，チャートの薄層をはさむ。部分的に凝灰質である。井川湖および千頭から下泉にかけて分布している。	2	黒色頁岩
		?	1	泥質結晶片岩


N
0 1000 2000 m
A
Si
Hi
Su
Yu
Om
Sa
Se
井川ダム
大間ダム
長島ダム
市代

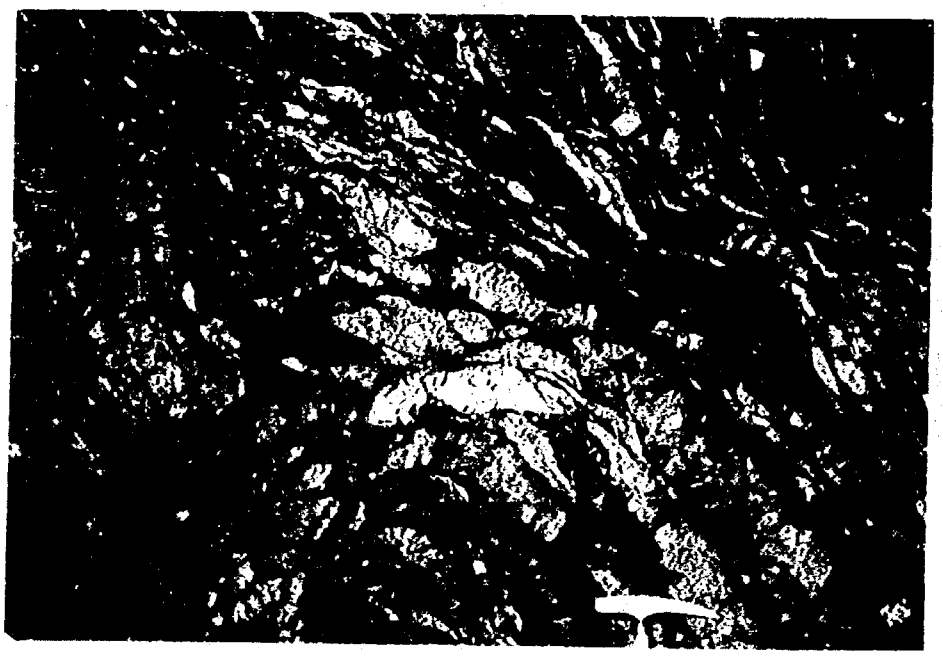


図－7　大井川長島ダム周辺地質図



図－8　褶曲の階層構造

仮りに大すべり帯ができてaの部分が欠けると，構造が著しく異なる階層が上・下に直接重なる。レンズ褶曲（Bの左方），剪断褶曲（Bの右方）は破断を伴う褶曲の一員である。この図は概念的なもので，図に示した構造は数m以下の大きさの小構造としてのみあらわれる。その無数の積み重なりによって階層構造ができる（木村 1973）。



写真－2　長島ダムサイトに分布している「シャーゾーン」

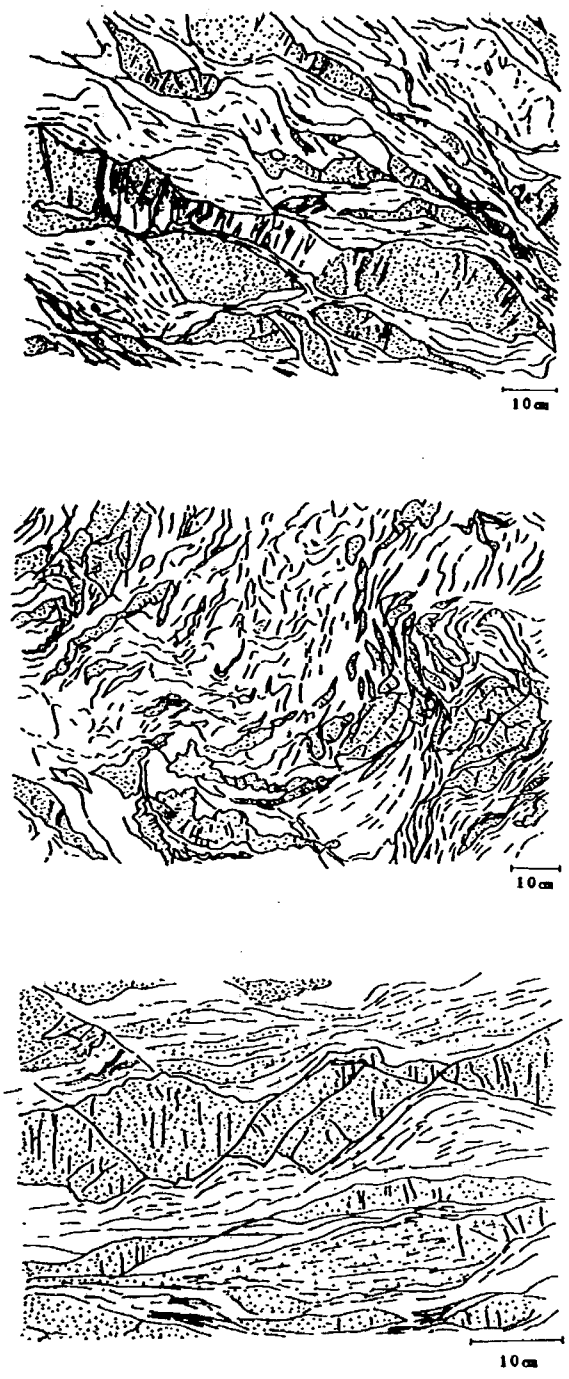
3. 「シャーゾーン」

ダムサイトに分布している「シャーゾーン」は当初，断層破砕帯に近い性質を持つものとしてとらえられていたがこれについて広域的な地質調査から顕微鏡観察やX線解析に至る綿密な調査を行った。これらの検討結果を要約すると次のようになる。

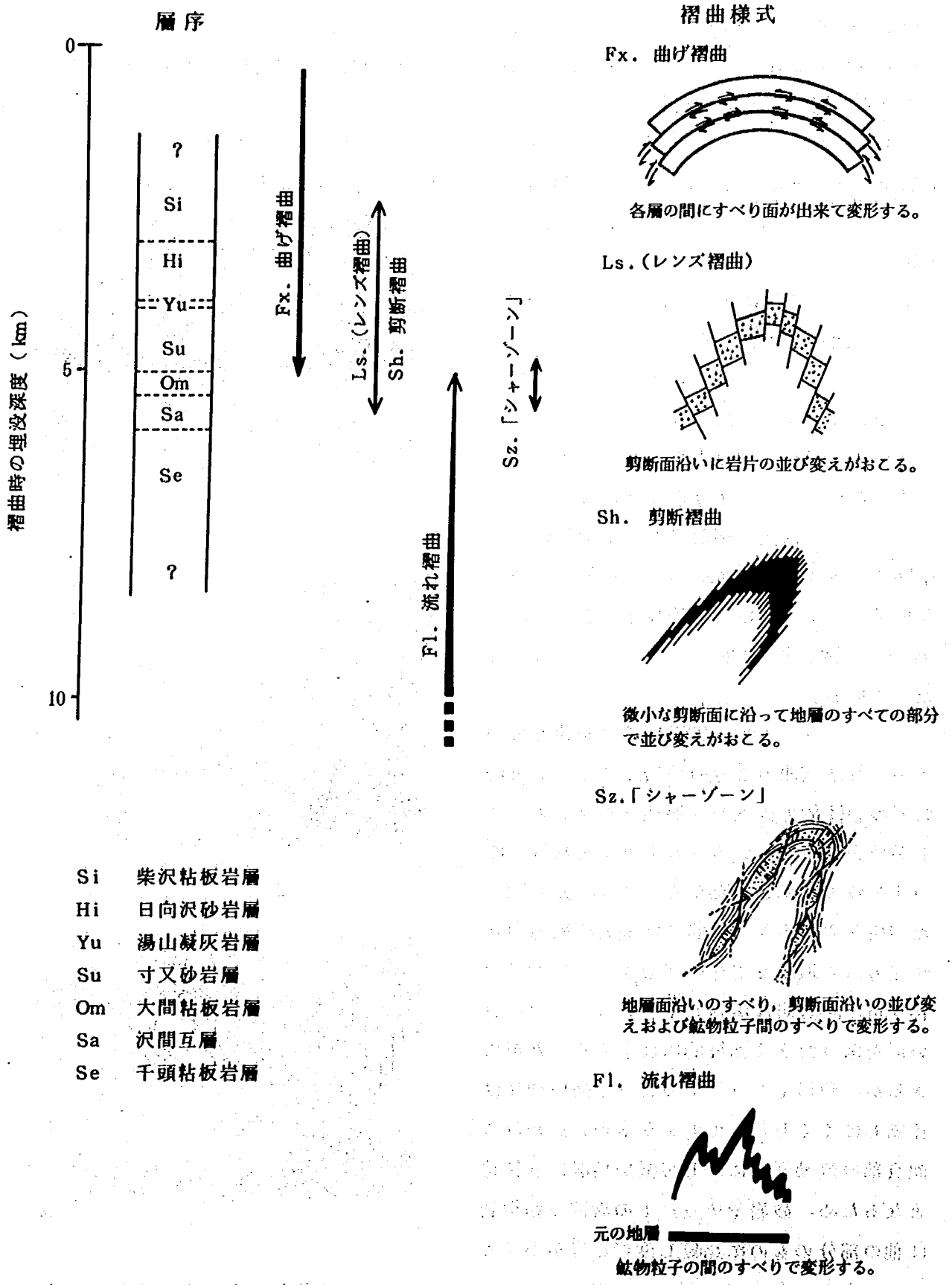
① 「シャーゾーン」は特定の層準の砂岩またはチャートと粘板岩の細互層部に発達している。砂岩やチャートは引きのばされたり剪断を受けたりしてレンズ状になっている（図－９）。レンズとレンズの間の粘板岩層にはピカピカの細かいすべり面がレンズに沿うように発達している。全体的に細かく褶曲し小さな断層やすべり面が所々にみられる。ダムサイトの「シャーゾーン」は厚さ３０ｍ程度であるが褶曲や断層に伴う膨縮が著しい。

② 長島ダム周辺の四万十帯の地層の変形を模式的に表わすと図－１０のようになる。「シャーゾーン」は流れ褶曲帯と剪断褶曲帯との中間の領域に発達している。大局的には埋没深度が大きくなるほど鉱物粒子や岩片の再配列，へき開や断層，褶曲などのオーダが細かくなっている。

③ 「シャーゾーン」は細互層部に発達しているがこれは褶曲のときの砂岩やチャートと泥質岩の物性的（強度や延展性）なコントラストが要因となっているものと考えられる。四万十帯のように扇をたたんだように強く閉じた褶曲をするとき，翼部では最大圧縮応力と直交方向に地層を引きのばそうとする変形を伴うが，泥質岩は流動しやすいので原型に近い形を保ったまま連続的に変形することができるが，砂岩やチャートのような堅い地層は流動しにくくちぎれてしまうものと思われる。泥質部の流動変形に対して堅い地層は抵抗体となるため，砂岩やチャートの周囲の粘板岩は他の部分のものに比較し変形速度が小さくなると考えられるが，「シャーゾーン」にみられる細かい割れ目はこのように物性の異なった地層間に生じる変形速度の差によって生



図－９　長島ダムサイト「シャーゾーン」



Si　柴沢粘板岩層
Hi　日向沢砂岩層
Yu　湯山凝灰岩層
Su　寸又砂岩層
Om　大間粘板岩層
Sa　沢間互層
Se　千頭粘板岩層

図－10　大井川長島ダム周辺四万十帯の褶曲構造の深度変化概念図

じたすべり面であると考えられる。「シャーゾーン」は図－１０に示すように沢間互層と大間粘板岩層の互層部にみられるが，この層準が砂岩やチャートと粘板岩との物性のコントラストが大きくなる埋没深度領域であったと思われる。この地域の四万十帯の層厚から推定すると「シャーゾーン」の領域は深さ5,０００m程度であったと思われる。

④ 「シャーゾーン」には細かいすべり面が発達しているが大きな埋没圧のもとで生じたものであるために初生的には開口した割れ目ではなく密着したものである。しかしながら断層運動や岩すべり，地下水の浸透，風化および発破等によって緩みを生じやすい岩質である。

4. 広域地質とダムサイトのすり付け

広域的な地質調査によって得られた知識からダムサイト地質の検討を行ってみる。

(1) 地質層序からの検討

長島ダムサイトをなしている地層は大間粘板岩層と寸又砂岩層の最下部の砂岩である。長島ダム周辺の各地から得られた標準地質柱状図を示す（図－１１）。ここで長島ダムサイト付近で得られたものはダムサイトには褶曲がなく単斜構造と考えたものである。層厚を他の地域と比較するとダムサイト付近の大間粘板岩層は厚なり，しかも厚い２枚の砂岩がはさまれていることになる。しかしながらダムサイト付近だけ特別だと考えることは問題である。むしろダムサイトも他の地域と同じ極く一般的な地質であるというのが自然であろう。したがってダムサイトが単斜構造であるという地質解釈に疑問が生まれる。

(2) 褶曲構造からの検討

長島ダム周辺の褶曲構造は波長の少なくとも１０倍は走向方向に延長されるということが，広域地質調査から知られている。したがってダムサイトの全体的な地質構造を知るには，ダムサイトの両サイドで地質断面図を作成しそれから内挿すればよいことになる。

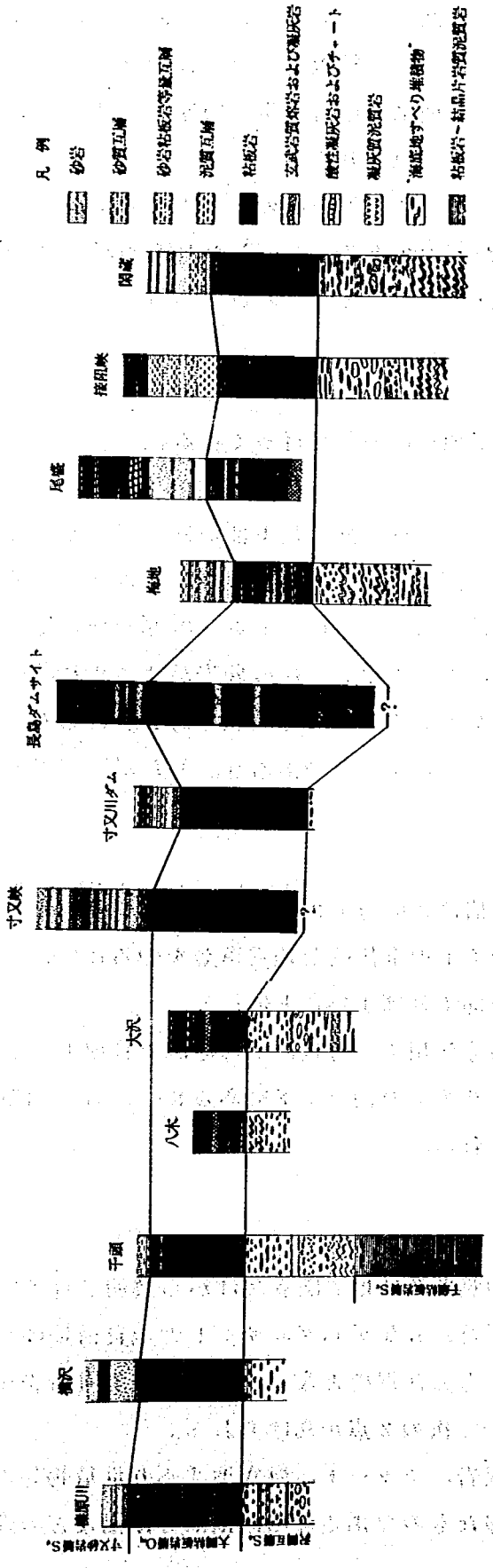
図－１２はダムサイトの地層がのびている梅地から寸又川ダム付近に至る地域で作成した各地質断面図を模式的に表わしたもので，これからダムサイトの両サイドにあるS_1，S_2 向斜に相当する褶曲がダムサイトを通ることが強く示唆される。

5. 長島ダムサイトの地質構造

ダムサイトの両サイドの褶曲構造を含め，広域的な地質構造は地表踏査だけから解明されているのに対し，3,000mにも達する横坑やボーリング調査が行われながらダムサイトの地質構造についてつい最近まで解明できなかったのは，長島ダム周辺で有力な鍵層となっている玄武岩質熔岩類がダムサイト付近の大間粘板岩層にみられないことに加えて次の２点があげられる。

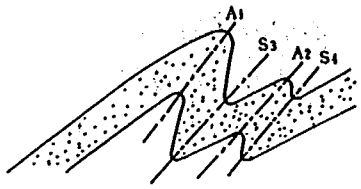
① 厚い砂岩，砂岩粘板岩互層，珪質粘板岩，酸性凝灰岩，チャート，海底地すべり堆積物等の多種の地層が分布しておりこれらは強度や延展性で多様なものであるために褶曲や断層などの変形の過程においてそれぞれ違った挙動をしている。

② ダムサイトでは圧倒的に西上位の地層が多く，特にダムサイト左岸の厚い２枚の正順の砂岩層に相当する逆転層がみられない。これらの砂岩層はダムサイトの主体をなす大間粘板岩層にはさ

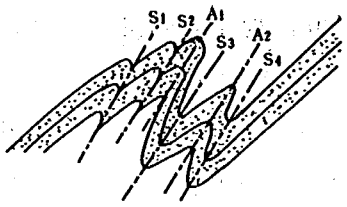


図－11　長島ダム周辺大間粘板岩層と上下の地質柱状図

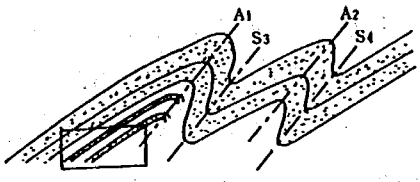
(1)　梅　地



(2)　林道平田線

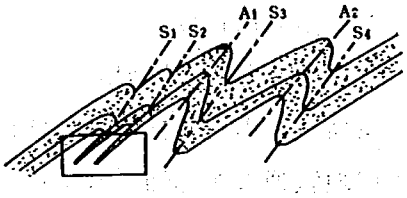


(3)　ダムサイト



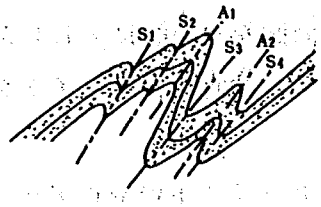
（単斜構造と考えたとき）

(4)　ダムサイト

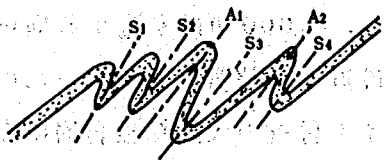


（等斜褶曲構造と考えたとき）

(5)　市　代



(6)　寸又川



図－12　長島ダムサイトを通る褶曲構造の模式図

まれた形で分布しているために，大間粘板岩層の上位の寸又砂岩層と考えることは顕著な断層もみられないことから著しく困難である。しかしながら４－(1)で述べたように大間粘板岩層には厚い砂岩層が含まれる可能性が少ないことが分かっている。

そこでダムサイト周辺での露頭，横坑についての詳細な上下判定と鍵層の検討，数m～数10mオーダの褶曲構造の見なおしが行われた。その結果ダムサイトの褶曲構造について次のような概念が導かれた。

(1) 二階建構造とすべり面

ダムサイトに分布する低角度断層は初生的には褶曲運動を受けたときの地層の挙動の違いによる二階建構造のすべり面で説明されるということが知られた。

この二階建構造のすべり面とは物性の異った地層が褶曲するとき構造が不調和となって地層の境目付近に生じたすべり面をいい，このような面の上下で褶曲の形が異っている構造を二階建構造とよんでいる。図－１３はそのメカニズムを模式的に示したもので図－１４は露頭での実例である。

(2) 褶曲の軸部における破断

砂岩のような延展性に乏しい地層が褶曲するとき変形が最も大きくなる軸部付近は連続性を保ったまま変形することができず破断を生じることが考えられ（図－１５），このようなメカニズムで生じたと思われる露頭の例を図－１６に示す。

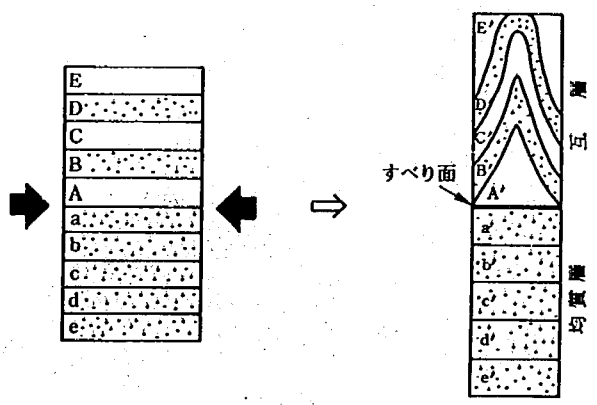
(3) 共役断層

沢間互層から寸又砂岩層にかけての層準は図－１０に示すような剪断褶曲がみられるゾーンに当るが，図－１７，１８は剪断褶曲に伴なう小断層の実例で地層は共役断層に切られてレンズ状になっている。このような共役断層は褶曲軸面を切っている（図－１８）ので四万十帯の褶曲運動の末期にかけて生じたものと考えられる。

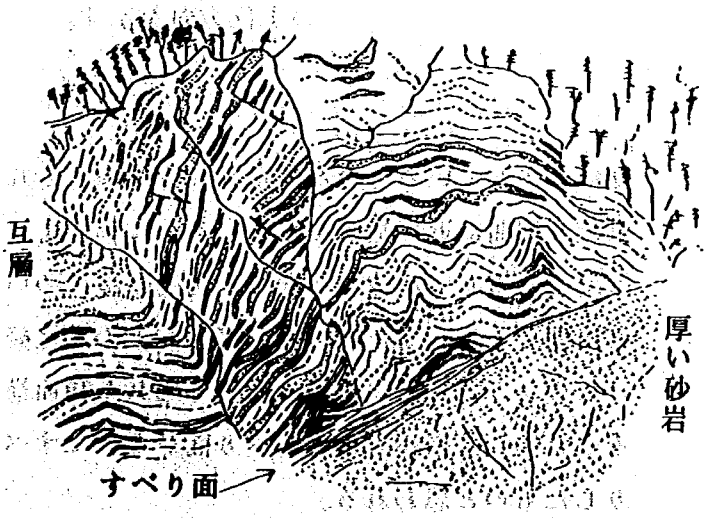
以上の結果，図－１９のような地質層序と褶曲を考えるに至り，ダムサイトの地質構造は図－２０に示すようなモデルで明解に説明できることがわかった。

この構造は上部の厚い砂岩層と下部の「シャーゾーン」・玄武岩質熔岩（

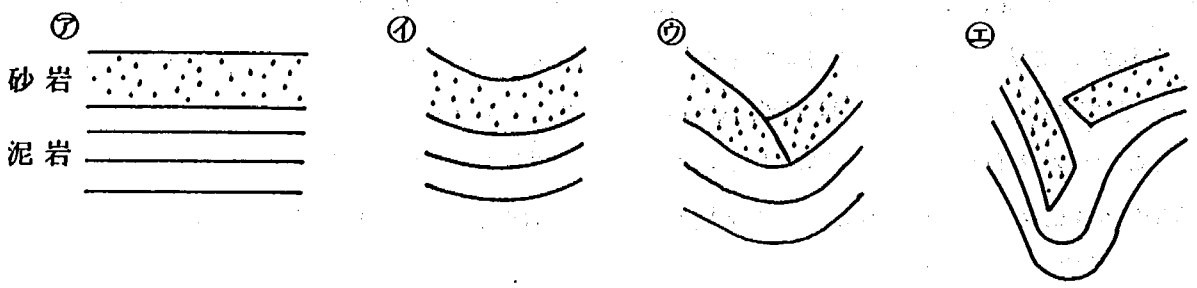
ダムサイトでは「シャーゾーン」の下



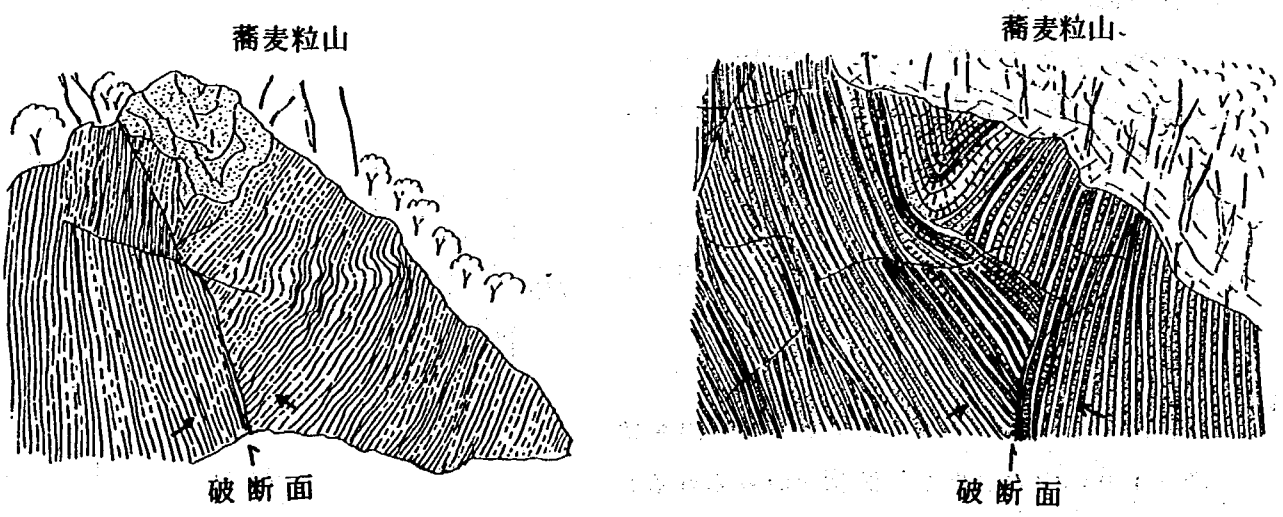
図－１３　二階建構造のメカニズム
（徳山１９７２より）



図－１４　二階建構造（栗代林道）



図－15　褶曲に伴う砂岩層の破断
砂岩は封圧の低い状態ではぜい性を示し可塑性がないので，曲率がある程度になると折れ（㋒），さらに変形が進むと㋓のようになる。

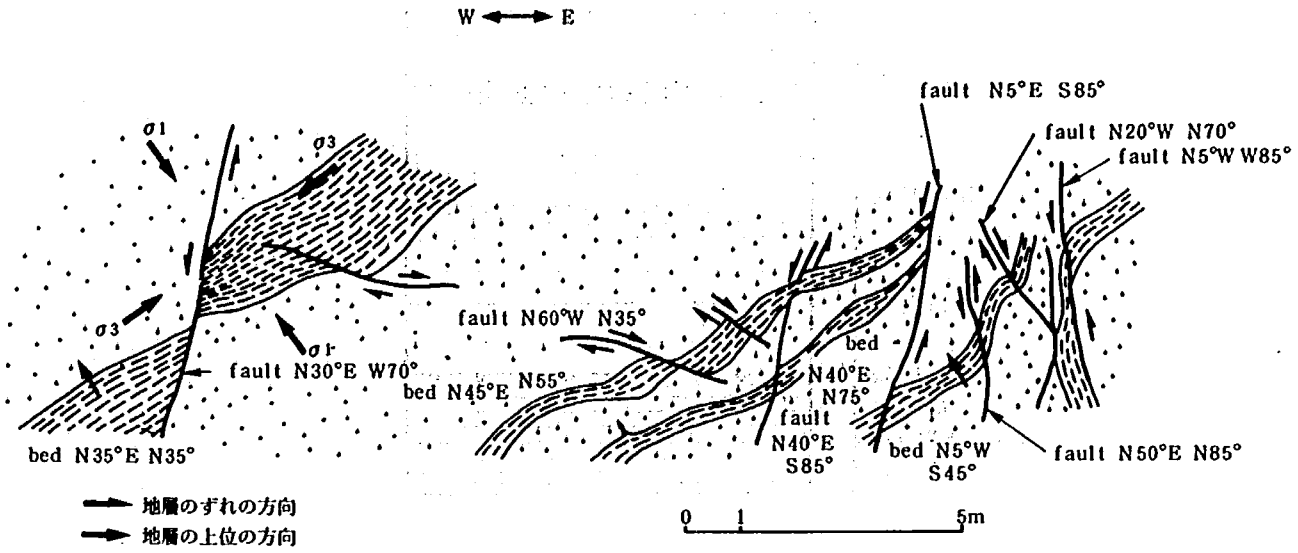


図－16　長島ダム周辺の褶曲
向斜軸での破断がみられる。→は地層の上位方向を示す。

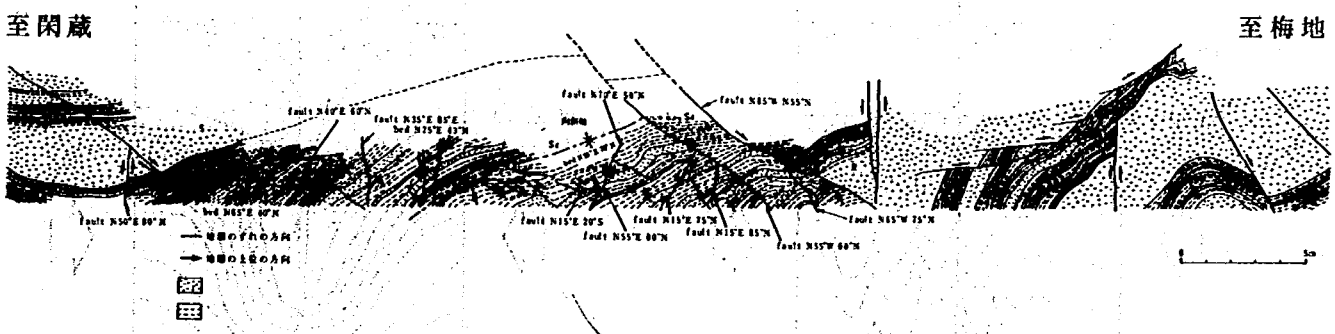
位に存在しているものと推定されるが確認されていない）との堅い地層に規制され，その間では流れ褶曲に近い褶曲をしている。これにより地層面の傾斜は急であるが地層全体としては緩傾斜で分布していることや，低角度断層についても「二階建構造のすべり面」として生じたことが説明できる。また「シャーゾーン」や酸性凝灰岩の分布もうまく説明できる。

このような二階建構造で形づくられた褶曲構造はさらに共役断層を伴ったものと考えられる。そのために二階建構造のすべり面がさらにすべったり新たに低角度断層や高角度断層を生じたりしたものと思われる。

長島ダムサイトの地質構造は図－２０のようなモデルで説明できるが，褶曲軸が右岸（北東）



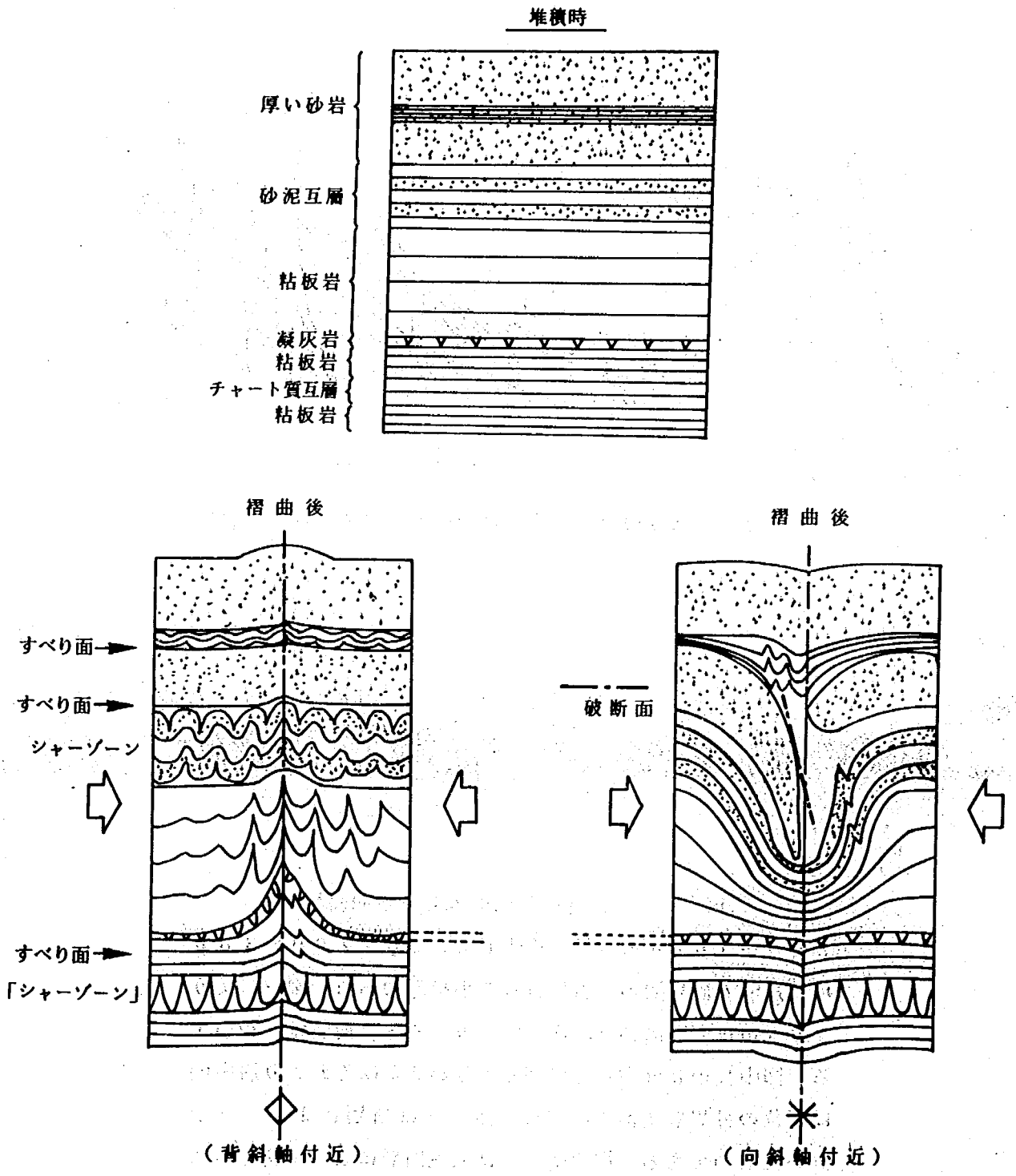
図－１７　林道閑蔵線梅地一号橋付近の砂岩層にみられる共役断層



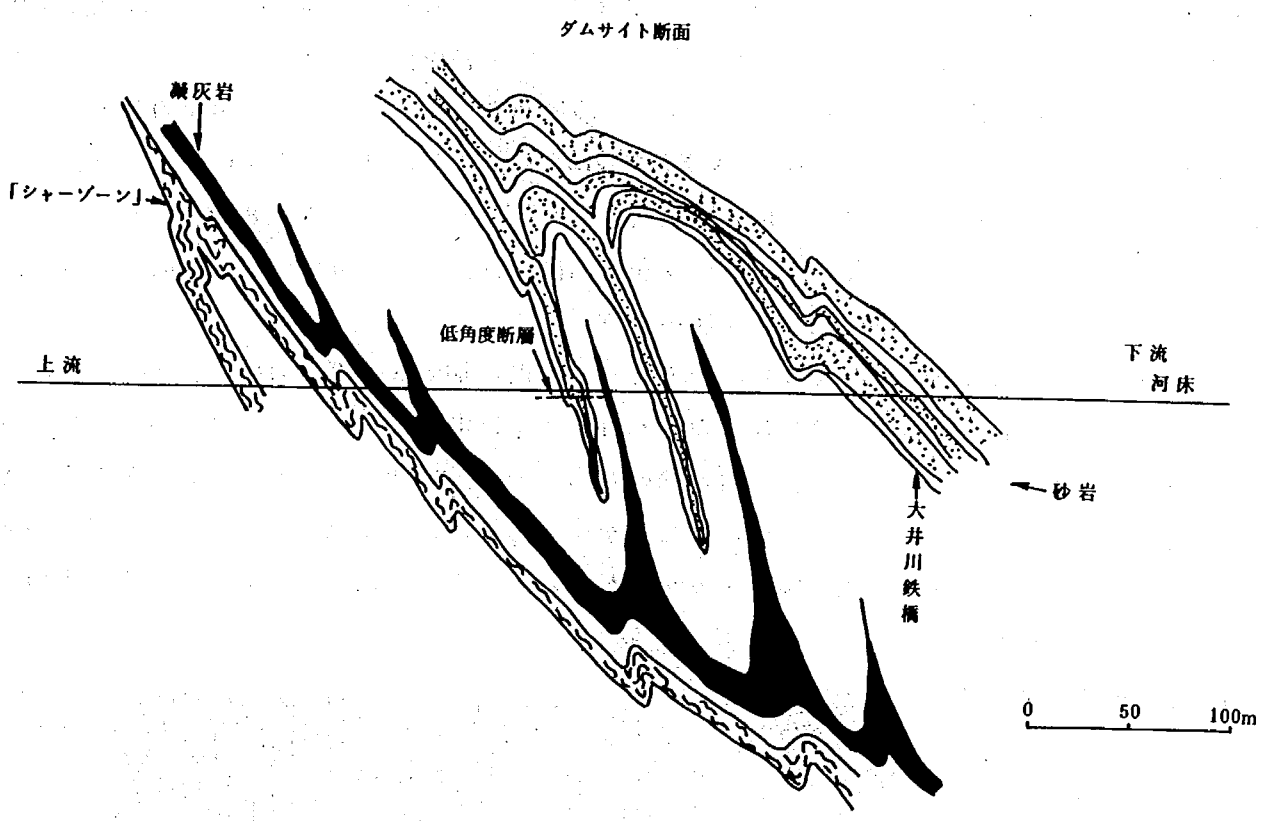
図－１８　林道閑蔵線にみられる向斜軸

３００～４００ｍの波長で褶曲している厚さ２００～３００ｍに達する砂岩層の向斜軸付近の小構造である。図－17より１００ｍほど西にあり，図－12におけるS_4向斜軸に相当する。図中央のＲは逆転部で図左のＳかまたはそれより層序的に下位の砂岩層である。褶曲に伴う共役断層によってずれ動いたものである。褶曲軸S_4は共役断層によって切られている。

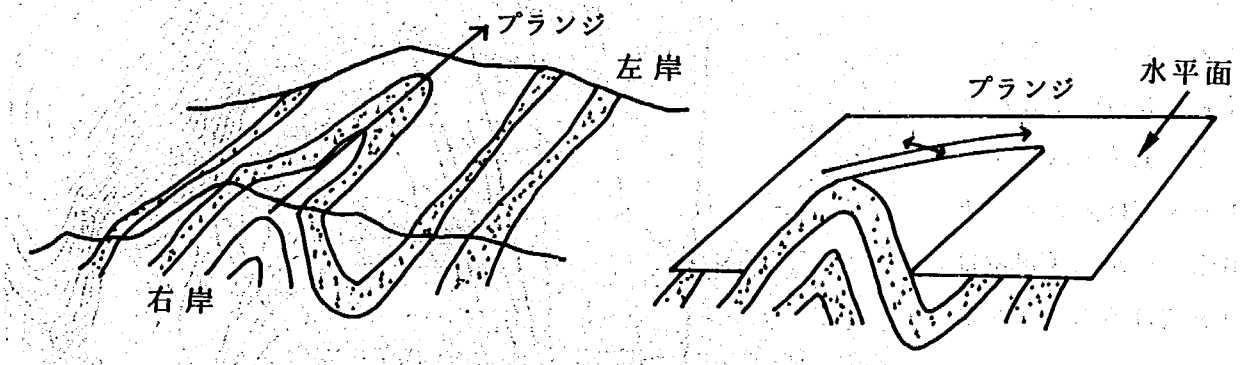
から左岸（南西）に向ってプランジ（図－２１参照）しているために右岸に下位の地層が分布していることになる。さらにダムサイトの地層の分布に大きく影響しているものに河床断層(Fb系)（図－４）があり，これによって右岸の地層が相対的に上流側へ６０ｍ程度ずれている。



図－19　長島ダム周辺褶曲構造模式図



図－２０　長島ダムサイト地質模式図



図－２１　褶曲のプランジと地層の露出

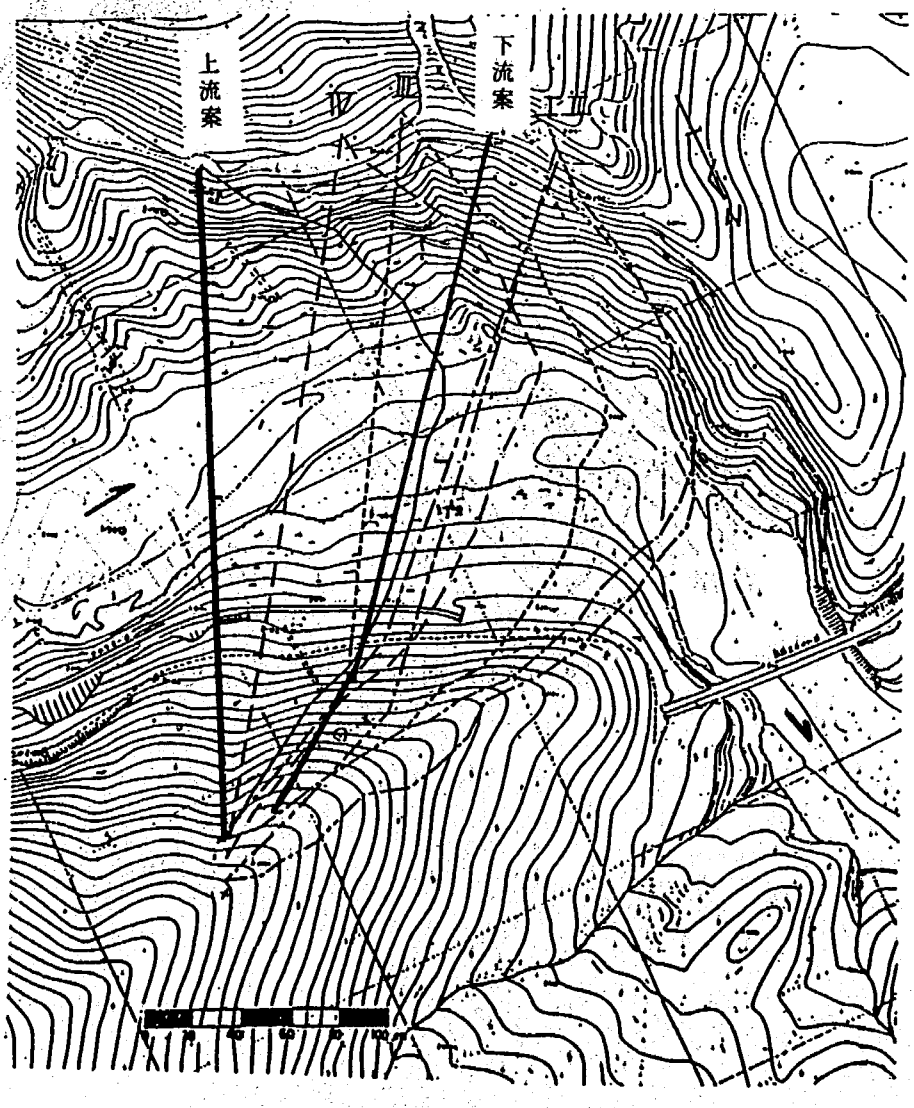
6. ダム軸の比較検討

ダム軸については上流案と下流案（図－２２，２３）が考えられるが，両案について問題点を比較すると表－２のようになる。両案を比較する上で，大きな影響を持つのは，「シャーゾーン」の分布，尾根の厚み，左岸山腹の長大斜面，減勢工，仮設の問題である。特に左岸山腹の長大斜面の問題は，長島ダムサイトの岩盤は割れ目が多くまた発破による緩みの影響を受けやすいことから大きな問題である。上流案の左岸ダム取付部の山腹の傾斜は５０°～６０°（１：0.８）であり，平均１：0.８（１：0.５の掘削で１０ｍ毎に３ｍの小段）の掘削を行えば１８０ｍの長大法面となる。掘削時および将来の維持管理に問題を残す可能性がある。

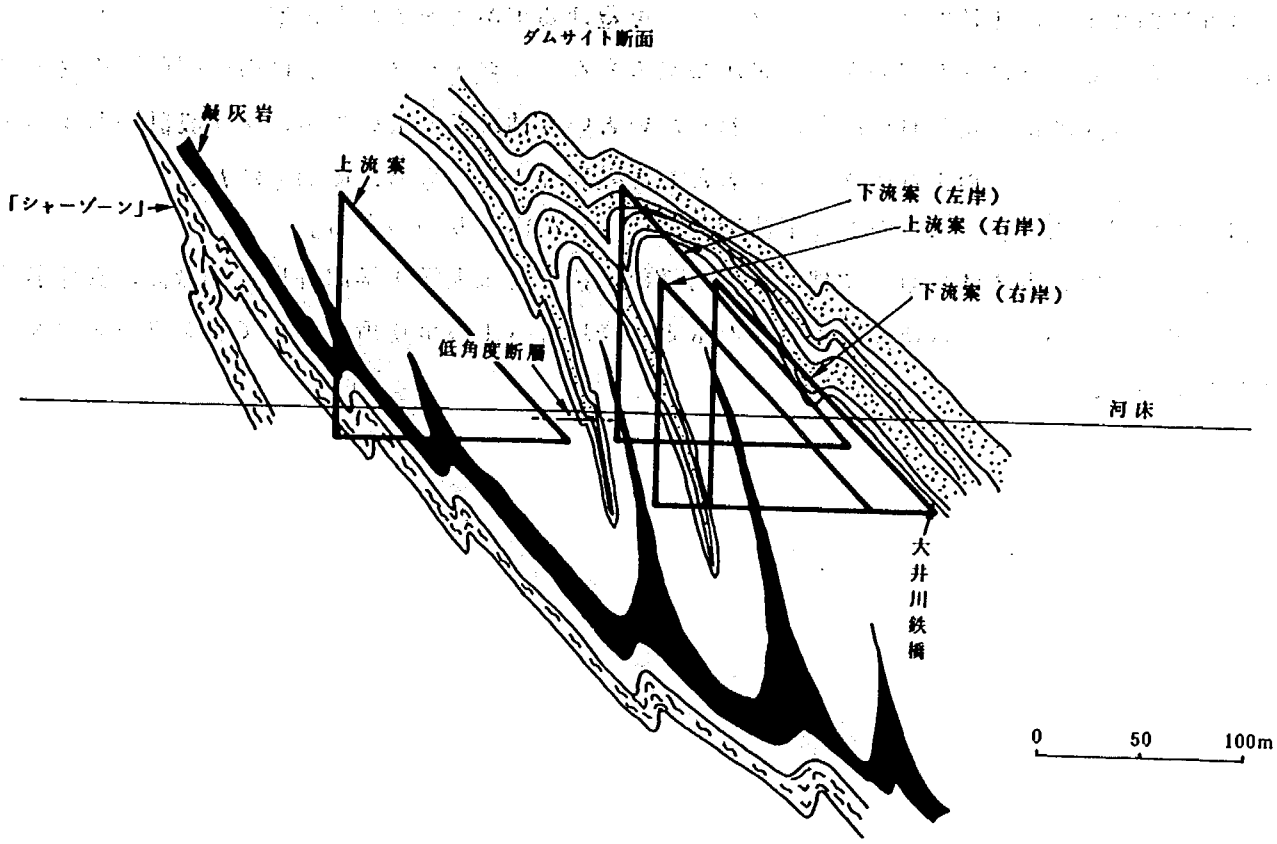
右岸尾根は，もともとあまり厚くない尾根であり，尾根を切る低角度断層の存在が心配される。そのうち低角度断層Ｆｔ－2の上盤は鱗片状の割れ目が多く風化していてクリープをおこしているものと思われる。さらに，砂岩層と粘板岩層の間の互層が一部鏡肌状となりもめているが左岸に比べ岩の粘着力はある。右岸尾根については，下流案を選ぶときには，将来ともクリープの影響がＦｔ－２の下盤に及ばないよう対策工を実施する必要があるが，下流案はダムの堤趾と堅岩線との間に２０ｍ程度の余裕があり，対策工を実施する余地はある。

左岸の地質を考える上で，注意すべき断層はFt－１断層である。雁行しているため全体的な破砕幅はゾーンとして考えると最大で５ｍ程度となっている。上流案は，Ｆｔ－１の主部は避けることが出来ないが，下流案はこれを避けることができる。

「シャーゾーン」は剪断試験の結果では200ｔ/㎡程度の剪断強度を示しているがこれは，「シャーゾーン」の中でも比較的良い箇所の剪断強度であり他の岩盤より強度が小さく「シャーゾーン」の設計値をどうとるかは，



図－２２　ダム軸の比較検討



図－２３　長島ダムサイト地質模式図とダムの位置

表－２　ダム軸についての問題点比較

項　目	要　　点	上流案	下流案
シャーゾーン	・よくもめており緩みもある。 ・層理面沿いの剪断強度が小。 ・掘削・発破による緩みが大きい。	×	○
左岸河床部低角度断層	・連続性がよく何枚かの断層の組合せとなっている。 ・断層沿いのせん断強度が小，又，上盤が緩んでいる。 ・高角度断層との組合せですべり面を形成し易い。	×	△
右岸尾根の厚み	・尾根の下流側の厚みがない。 ・Ft－2断層の上盤が緩んでいる。 ・砂岩と粘板岩の間の互層がもめている（一部鏡肌化している）。	○	△
右岸の掘削	・ダム底が著しい上流下がりとなる。 ・掘削深大となる。	○	△
左岸尾根の厚み	・尾根の下流側の堅岩層の厚みが小さい。	○	△
左岸山腹の掘削	・ダム軸が上流に移ると１８０ｍもの長大法面になる。 （法面勾配　１：０.８）	×	○
減　勢　工	・ダム軸が下流のときは水海深の大きな減勢工が必要となる。 ・右岸下流沢の処理を要する。	△	△

○：対策の必要なし
△：対策工の必要あり
×：対応が非常に難しい

大きな問題である。下流案は「シャーゾーン」を避ける事ができるが上流案は「シャーゾーン」の上にダムが載ることになり何らかの対策が必要である。「シャーゾーン」は横坑掘削時の発破による緩みをとり除けば，見た目の印象ほど悪くないという結果がでているが，ダム設計の基本方針として「シャーゾーン」のようにダム技術者として経験の少ないものは極力避けたい。

以上の検討から総合的に判断して下流案の方に意見が固まりつつある。

長島ダムの地質調査は東京大学理学部木村敏雄教授，埼玉大学工学部芥川真知教授，兵庫教育大学徳山明教授ならびに土木研究所の指導のもとに長島ダム工事事務所において実施されとりまとめられたものである。

質　疑　応　答

司会（菅原）：

ダムサイトの地質調査としては，非常に地質構造の複雑な長島ダムの例を御紹介いただいたわけですが，図－２０でダムサイトの断面がありますがこれはどちらから見た図なのでしょうか。

平野（土研）：

これは右岸から左岸を見たものです。そして右側が下流，左側が上流です。

菅原（土研）：

縦横方向のスケールは合っているのでしょうか。

平野：

この図はモデルですからスケールは合いません。

図－２３もスケール，ダムの形は合わないところがありますが御勘弁願いたいと思います。実際の詳細な地質断面は，現在長島ダム工事事務所で作成中です。

菅原：

それからもう一点ですが，広域地質構造とダムサイト付近の狭い所の地質構造とは整合性がうまく説明できるのですか。

平野：

私は非常に整合性は良いと思っています。

菅原：

よく，ダムサイトの調査をしておりますと地質構造的につじつまが合わなくなり説明がつかないというようなことがあります。そういう場合に再度広域的地質調査をやりなおし，地質構造の解析をやりなおすという方法が遠まわりでもかなり有効な方法といえるようです。やはり長島ダムもその良い例ではないかと思います。

5．遮水技術の現況と地下ダムへの適用性

土木研究所 地質研究室
研究員　中 村 康 夫

5. 遮水技術の現況と地下ダムへの適用性

まえがき

近年の急激な水需要の増大に対処するためには，ダム等による地表水の利用のみならず地下水の開発も急務になっている。また従来地下水の過剰揚水によって地盤沈下等の社会問題を引き起こしているが，これらの問題を解決するためには地下水の適正な利用や管理を行わなければならない。さらに地下水の人工涵養を行ったり，地下ダムを建設して積極的に地下水の開発を計る必要がある。

建設省では上記諸目的を達成するため昭和51年度から総合技術開発プロジェクトとして「地下水涵養技術の開発」に関する研究を実施している。地質研究室はその一環として昭和53年度より「地下水止水工法の技術開発」を担当しており，地下の一部を鋼矢板や地中連続壁，注入等によって遮水し，地下水を貯留したり塩水等の浸入を防ぐ技術を開発しようとしている。本報文は地下ダムとして適すると考えられている砂礫層に対する有効な遮水工法を開発するため第一段階として，土木の各分野で独自に発展している各種遮水工法の現況を整理するとともに，それらの地下ダム遮水壁への適用性を各種条件を勘案して検討した結果を報告するものである[1)]。なお本報告結果をふまえた現地実験を実施しているが，これに関しては後日別途報告する予定である。

1 遮水技術の現況

現在各種の土木工事に伴って実施されている遮水工法（ダムやトンネルの分野では止水工法という）には，土留め工法に付随して発展してきたものと，全く独自に遮水工法として発展してきたものと2系統がある。土留め工法の目的は掘削壁面の安定を保つことであるから，地下水面下の工事においては必然的に地下水の流動を阻止しなければならないため，遮水工法が必要不可欠となる。この場合に用いられる遮水工法としてまず矢板工法が開発され，続いて地中連続壁工法（地下連続壁工法ともいう）が実用化されたが，近年においては適用性の大きい後者の施工例が多くなってきている。他方トンネル掘削に伴う湧水対策あるいはダム基礎地盤における浸透流対策のように元来止水を第一義として発展してきたものとして注入工法がある。注入工法は現在では単なる遮水に止まらず，地盤の固結および強化を目的とした地盤改良工法としても広い分野で施工されている。さらに他の遮水工法としては凍結工法，ウォーターカーテン工法，エアカーテン工法等がある。凍結工法は我が国のように永久凍土が存在せず，地中温度が高い地域では専ら仮設工法として用いられ，長期間の遮水には使用できない。ウォーターカーテン工法，エアカーテン工法等もまだ実用化に至っていない。以下，地下ダム遮水壁築造に採用可能な工法として矢板工法，地中連続壁工法および注入工法をとりあげ，これら各工法の現況について概説する。

2 矢板工法

2.1 概要

矢板工法は矢板を交互にかみ合せながら打込んで連続した壁を作り，土留め壁あるいは遮水壁とするものであって矢板と打込み機械の組合せにより優れた施工性を有するため古くから施工されている。矢板の種類としては木矢板，コンクリート矢板，鋼矢板の3種が主要なものであるが，種類の豊富さや施工性の良さ等から鋼矢板の使用例が最も多い。したがって以下では鋼矢板工法につい

て述べる。鋼矢板工法の長所として，①鋼矢板と打込み機の組合せにより，軟弱な粘性土からかなり締った礫層まで適用できる，②継手部を工夫することにより高い水密性が得られる（特に鋼管矢板の場合），③鋼矢板の材質のばらつきが少ない等がある。他方短所としては，①礫層や硬質層には不適であり，それらが厚い場合や中間層を構成する場合には適用深さが著しく制限される，②このような地盤に打込んだ場合，あるいは著しく深くまで打込んだ場合には継手がはずれる可能性が大きく，十分な遮水効果が期待できないことがある，③一般的に大きな騒音，振動を発生する等がある。

2.2 鋼矢板の種類

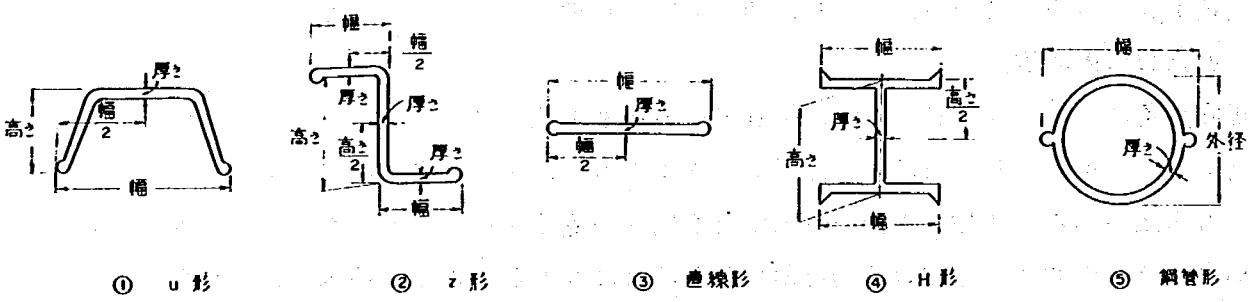
鋼矢板はその断面形状によりU形，Z形，直線形，H形，鋼管形の5種に分類され（図－1）それぞれの特徴は以下に示すとおりである。

1） U 形

一般に最も多く使用され，種類も多く，曲げやねじれに強く，取扱いおよび保守が簡単である。

2） Z 形

単位重量に比較して断面係数が大きく経済的であるが，製造も難しくU形鋼矢板に比べると施工



図－1 鋼矢板の種類

性が劣り，取扱いや保管の面でも不便が多い。

3） 直 線 形

セル専用の鋼矢板で主に大規模構造物の締切工事として使用され，厳しい条件の打込みには適さない。

4） H 形

隣接するもの同士が構成する箱形空間に遮水材を充填することにより高い水密性が得られる。打込み性能が良く中間礫層の打抜きにも有利である。

5） 鋼 管 形

鋼管に継手部を取付け，矢板の機能を持たせたもので大きな断面係数を有し，打込み性能は最も優れている。

2.3 施 工 性

鋼矢板工法の施工性は主に鋼矢板の種類と打込み機の特性によって決まる。鋼矢板の種類による施工性は断面性能の大きさによって決定され，鋼管形の施工性が最も良く，次いでH形，Z形，U形，直線形の順となる。

打込み機には大きく分けて衝撃式，振動式，静的打込みの3種があり，その特徴は以下に示すとおりである。

1） 衝撃式打込み工法

これにはドロップハンマ，スチームハンマ，ディーゼルハンマがある。ドロップハンマは重錘をウインチにより巻き上げ，重力により落下させ矢板を打込む工法である。設備が簡単なので小規模工事に用いられるが，砂層以上の硬質地盤には適さず，打込み深さも浅く，能率も悪い。スチームハンマは蒸気圧によるピストン往復機構によって衝撃体を強制落下させ矢板を打込む工法である。仮設備が大規模で動力費も高く，大工事でないと不利なので最近ではその使用例は少なくなっている。ディーゼルハンマはディーゼル機関のピストン往復機構によって衝撃体を強制落下させ矢板を打込む工法である。打込み能力や施工能率に優れ，鋼矢板の種類，工事規模に対応した多様なハンマーが製作されており，最も多く使用されている。その反面，大きな騒音や振動を発するため作業場所および作業時間の制約を受ける。

2） 振動式打込み工法

バイブロハンマで代表される振動式は，起振機により矢板に上下方向の振動を与えて地盤との摩擦を減少させ貫入させるものである。仮設備も簡単で施工能率も高く騒音が少ないので使用例が多くなっている反面，近接構造物や地盤の種類によっては予想外のところへ大きな振動が伝わることがある。

3） 静的打込み工法

騒音や振動対策として生まれたもので，油圧押込み式，オーガー先掘り油圧押込み式，水ジェット式等があるが，いずれも適用地盤，深さとも衝撃式の多様性に及ばない。

これらの打込み機械を選定する際考慮すべき事項は鋼矢板の長さ，寸法，形状，数量，地盤条件（土質特にN値等），施工条件（搬入路，作業空間，騒音振動規制等）等である。

2.4 遮 水 性

鋼矢板壁の遮水性は主に継手の水密性および下部不透水層への根入れ程度によって決定される。継手に関しては水密性の優れた形状のものを用いることが第一であるが，継手がきつ過ぎれば打込み時の障害になる。また硬質地盤に無理に打込めば継手がはずれることがあり，打込み後掘削をしない場合には継手の損傷の確認ができないから，補助グラウト工等を行うにしてもその場所を限定することが困難である。積極的な漏水防止対策としては継手構造自体にシール材を充填するか，継手周囲にグラウト注入するかである。

下部不透水層への根入れの程度は，他工法にも共通する問題であるが，遮水壁下端が下部不透水層に達していない場合の遮水効果は著しく劣ることが報告されている[2),3)]。地質的には下部不透水層が鋼矢板の打込み可能な程度に軟質な場合は問題ないが，硬い岩盤やその上に基底礫層を有するような場合は十分な根入れができないことになり鋼矢板による遮水壁全体の遮水性を低減させる。

3 地中連続壁工法

3.1 概 要

あらかじめ深い溝や円孔を掘削した後，溝（孔）内にモルタル，コンクリート（鉄筋入りが多い）

を打設するか，既製のコンクリートパネル等を建込み，それらを連続して一体の壁を形成し，土留めおよび遮水の目的に供するものを地中連続壁という。一般に掘削溝（孔）壁の崩壊防止にはベントナイト泥水等の安定液を用いるが，円孔の場合はケーシングパイプによることもある。現在では本工法による地中壁が単なる仮設物としてのみならず，本体構造物の一部として利用されるに至っている。地中連続壁工法の長所は，①軟弱層から硬岩に至る広い範囲の地盤に適用できる，②剛性の大きいものからたわみ性のあるものまで目的に応じた材料を選定できる，③遮水性が優れている，④低騒音，低振動で施工できる等である。また本工法の短所としては，①地質に応じた工法の選定と地質の変化に対応できる最適補助工法の選定が難しい，②掘削溝（孔）の崩壊は致命的であり，素早い対応が必要である，③廃泥や廃液処理が必要である，④設備が大規模で高価であること等があげられる。

3.2 種　類

地中連続壁工法は，施工上の形態から壁式地中連続壁工法と柱列式地中連続壁工法の２つに大別されるが，狭義には壁式のみを連続壁ということもある。

1）　壁式地中連続壁工法

長さ数m単位の地中壁を順次施工し，これを連続して一体化した形式のものをいい，掘削方式の相違により表－１に示されるように分類される[4]。

表－１　掘削方式の分類[4]

- バケット式
  - クラムシェル式
    - ワイヤー式
    - ロッド式
  - 掻揚げバケット式
- 衝撃式
  - バーカッション式
  - 掻降し式
- 回転式
  - 単軸
  - 多軸
    - 垂直
    - 水平

2）　柱列式地中連続壁工法

くいのような柱状体を隣接して打設し，一体の地中連続壁とするものである。技術的にはくい打ちと同質であり，場所打ぐい方式と既製ぐい方式に分類される。柱列式を壁式と比較した場合の特徴は以下のとおりである。

a）　工法によっては設備が簡易で機動性に富み，小規模工事，狭あいな場所での作業にも適している。

b）　単独くいの施工の繰返しなので，時間的に制約をうける条件下での作業が可能である。

c）　既製くい方式では強度，品質に対する信頼性が高い。

d）　あまり深いものには適さず25m程度までが望ましい。

e）　本体構造物として用いられることは少ない。

3.3 施　工　性

地中連続壁工法の施工性は掘削機械の能力や地質に対する適応性によって決定される。各掘削方法と施工性との関連をまとめると以下のようになる。

1）　バケット式

一般には軟質地盤で高い掘削能率を示し，N値30以上から掘削速度が低下し，50以上では掘削

困難となる。掘削土砂はバケットにより1回ごとに断続的に排土されるから，硬質地盤になるほど掻取量が少なくなり，また深くなるほど昇降時間がかかること等のため掘削速度は低下する。さらにバケットの昇降は掘削壁に衝撃を与えやすいから崩壊性地盤では慎重な施工と適正な安定液の管理が重要である。

2) 衝 撃 式

転石，岩盤等でも破砕して掘削するため，これらが主体をなす地盤には衝撃式が適用される。衝撃式による掘削は，ビットまたはチゼルの重量が大で打撃数が多いほど高能率であるが，重量を増して衝撃力を大きくすると単位時間の打撃数が減ることになり掘削速度に限界があり，他方式に比較して掘削速度は遅い。排土方式は削孔型のものは正循環方式であるが，溝型のものはリバースサーキュレイション方式である。

3) 回 転 式

一般には，切削，粉砕，掻起し等の数種の機能をもった複数多軸のビットあるいはカッタを備えており機械的に高度な掘削機である。単軸のビットのものは主に先行ボーリングに用いられる。回転式掘削機は，均質な地盤では良い掘削方向性を有し，玉石，転石以外の地盤の掘削速度は比較的速く，深くなっても能率はあまり低下しない。逆に不均一な地盤では，地盤の変化に操作が追従しきれず部品の破損や修理等のため全体の能率が低下しやすい。排土方式は，一般にリバースサーキュレイション方式であるが，正循環方式や両者併用の方式もある。

3.4 遮 水 性

地中連続壁の遮水性は主として壁材料の水密性，継手の水密性および下部不透水層への根入れ程度の3つの要素によって決定される。壁材料の水密性はコンクリート系，アスファルト系およびセメント・粘土・水ガラス系等であれば 1×10^{-6} ～10^{-8} cm／secの透水係数を得ることは溝（孔）の掘削と材料の打設が適正に行われれば特に困難ではない。したがって，継手部の水密性が遮水壁の遮水性と密接な関係をもってくる。継手にはさまざまな種類があるが，どのような形式の継手を採用するにせよ掘削の垂直精度の高いことが必要であり，完全な相互の接触あるいは適正量のオーバーラップが要求される。地質条件や作業条件により垂直精度の確保が難しいとあらかじめ予想される場合は，継手部分に対する注入等の補助工法や複列の施工等を検討しなければならないことがある。

下部不透水層への根入れの程度は矢板工法の場合と同様重要な問題であるが，岩盤付近の基底礫層あるいは岩盤そのものに対しても適応可能な工法があるので，鋼矢板工法と異なり不透水層へも十分良く根入れすることができる。ただし，帯水層と不透水層の地質が極端に異なるとそれぞれに適応する工法も異なるので，2種の工法の組合せ施工となる場合もある。

4 注 入 工 法

4.1 概 要

注入工法は地盤に注入孔を削孔し土粒子の間隙や地層の割れ目，空洞等にセメント，粘土，薬液等の注入材を注入して地盤の強度増加や不透水化をはかるものである。本工法の長所は，①軟弱層から硬岩まで広い範囲の地盤に適用できる，②施工機械は一般に低騒音，低振動であり作業条件の

制約が少ない，③効果を確認しながら継続的に施工できる，等である。他方短所としては，①地質に応じた注入材料，注入方式の選定が難しい，②施工後の地盤の工学的性質をあらかじめ数量的に把握することが困難である，③他工法のように施工範囲を一義的に限定できないため工費等に不確定要素を有す，等である。

4.2 種　類

注入工法は注入材料や注入方式，削孔方式の相違によって分類されている。表－2に注入材の，表－3に注入方式の分類の一例を示す。また削孔方式には大別してロータリー式，ロータリーパーカッション式，パーカッション式の3つがある。紙数の関係上これらに関する説明は他の成書[5),7),8)]にゆずるが，薬害問題を契機とした「暫定指針[9)]」発表後現時点においては薬液の使用は事実上水ガラス系のみに限定されている点に留意する必要がある。

4.3 施　工　性

注入工法の施工性は注入材料の地盤への適用性，注入方式，注入孔の削孔方式の3点によって決定される。

4.3.1 注入材料の地盤への適用性

砂や礫の粒径が大で粒度の揃っている地盤あるいは開口した割れ目をもつ岩盤に対してはセメント・粘土系グラウト，粒径が小さい地盤に対してはセメント・薬液系グラウトあるいは薬液単味のグラウト，また地下水流速の大きい地盤では瞬結性薬液グラウトがそれぞれ使用されている。一般論としては，透水係数の大きい地盤，例えば10^{0}～10^{-1} cm/secを注入工法によって10^{-2}～10^{-3} cm/secに低下させることは比較的容易であるが，10^{-3}～10^{-4}cm/secの地盤をさらに不透水化するためには多大の労力と困難を伴う。通常の施工法によるセメントの実用的な適用限界は10^{-1}cm/sec程度の地盤までであるから，さらに不透水化するためには薬液を使用することになる。この場合の改良透水係数は，概略的に懸濁液型水ガラス系薬液で10^{-4} cm/sec程度，溶液型水ガラ

表－2　注入材の種類[5)]

- 懸濁液型
  - 懸濁液
    - モルタル，セメントミルク系
    - セメント－粘土系
    - 粘土系
  - 半懸濁液
    - 水ガラス－セメント－（粘土）系
    - 水ガラス－粘土－硬化剤系
- 溶液型
  - 水ガラス－硬化剤系
  - ウレタン系
  - アクリル系
  - 尿素系

表－3　注入方式の種類[6)]

対　象	注　入　方　式
岩　盤	パッカー注入
未固結層	ロッド注入
	シングルストレーナ注入
	二重管注入：ダブルパッカー式
	二重管注入：二重管ロッド式
	超高圧噴流工法：強制攪拌式
	超高圧噴流工法：置換式

ス系薬液で10^{-5} cm/sec程度と考えられている。

4.3.2　注入方式と施工性

パッカー注入やロッド注入は施工も比較的単純であるが，反面適用できる地盤が限定される。すなわち前者はパッカーが効くということが前提であり，後者は十分な注入圧をかけることができない。二重管ダブルパッカー方式は軟質地盤や崩壊性地盤に対してパッカーを使用でき，その結果注入材に十分な圧力と方向性をもたせることができるが，外管を建込んだり，それらのまわりにシール材料を充塡したりする手順が別に必要になるから，作業は前2者に比較して複雑になる。二重管ロッド注入方式はほぼ完全な2ショット方式であるが，作業は1ショットあるいは1.5ショット方式の従来のロッド注入方式と同程度に単純である。超高圧噴流工法は他の注入方式と比較して複雑困難ということはないが，粒径の大な砂礫層では遮水体の形成が不確実となり水みちの残る可能性がある。

4.3.3　削孔方式と施工性

削孔機の施工限界深度は砂礫層の締り程度，礫質，礫径によって左右されるが，ロータリーパーカッション式のものでは仮設条件さえ許せば玉石混りの厚い砂礫層でも掘削可能である。孔の垂直程度はかなり念入りに施工しても1／100～1／200が限界といわれているので，施工深度が深い場合には遮水壁にすき間ができることも考えられるから，安全を期して注入孔間隔を詰めたり，施工列を増す等の対策が必要になる場合もある。

4.4　遮　水　性

注入工法による遮水壁の遮水性は遮水壁自体の水密性と下部不透水層への根入れ程度によって決定される。前者については，他工法で用いる遮水壁材料自体はほぼ完全な水密性を有しているのに対し，注入工法による遮水壁は地盤特性，施工方法，経済性等の制約から一般には完全な不透水体を形成できないという特色がある。したがって注入工法による改良限度が大きな透水係数に止まる場合には施工列を増し，幅の広い遮水体として遮水効率を高めることが必要になる場合がある。下部不透水層への根入れ程度に関しては他の2工法と同様であるが，本工法はこれら3つの遮水工法のうちで，下部不透水層とのなじみは最も良く施工性も優れている。

5　遮水壁の施工条件と遮水工法の適用

5.1　遮水壁の施工条件

具対的にある地点に遮水壁タイプの地下ダムを築造する時に考慮すべき条件を示せば表－4のようになる。表－4に示す各種条件はそれぞれのサイトによって重要度が異なるのが普通であるから工法の選定に際してもその優先順位が重大な影響を与える。しかし，地盤条件は各サイト固有のもので，それ自体はほとんど変更できないものであり，さらに遮水壁の規模品質条件を規定するものであるから，どのようなサイトでも最も重要で最優先される。これに対してその他の条件は比較的選択，変更等の自由度が大きく，場合によっては遮水工法に合致するように条件づくりをすることが必要になる。

5.2　遮水工法の適用性

前節で述べた遮水壁の施工条件に対してそれぞれの遮水工法がどのように適用できるかを考察し，

適用性の大小を相対的に評価する。ただし，ここでの評価はそれぞれの工法の一般的特性を明らかにしたものにすぎず，適用性が大と評価された工法がある特定のサイトに最も良く適合するとは限らないという点に留意しなければならない。表－5は表－4の施工条件のうちいくつかを選定し，各工法の適用性の大まかな比較を行ったものである。またそれぞれの条件に対する各工法の適用性の詳細を示したのが表－6～表－9である。各表における不等号は適用性の大小を示している。

表－4　地下遮水壁及び遮水壁サイトの施工条件

施工条件	条件の要素	細目
地盤条件	地質	地質構成 最大粒径 N値（強度）
	地下水	地下水位 透水係数 流速 水質
規模品質条件	遮水壁の規模	深さ 幅または厚さ 延長 遮水断面積
	遮水性	目標透水係数
	耐久性	供用年数
仮設条件	搬入路及び足場まわり	許容機械重量 許容車両等
	作業空間	許容面積 許容高さ
	用水及び動力	供給可能用水量 供給可能電力量
	廃液及び廃泥	廃液処理 廃泥処理
	騒音及び振動	騒音規制 振動規制
安全条件	安全性	地下水汚濁汚染 周辺地盤構造物への影響
経済条件	経済性	工事規模と工法 遮水効果と工事費

（注）具体的な遮水壁サイトにおいては，それぞれの条件の重要度と優先順位について検討すること。

表－6の地盤条件に関しては，地質条件が重要な場合と，地下水条件が重要な場合とでは適用性が全く逆になっており，両者の要素がからみ合っている地下水の遮水の場合は地中連続壁工法の適用性が最も大きいといえる。

表－7より，遮水壁の規模，品質に関しては地中連続壁工法の適用性が最も大きいと解釈される。注入工法と鋼矢板工法では施工深さと遮水性のどちらを優先するかによって適用性が決まる。

表－8より，仮設条件に関しては注入工法の適用性が最も大きく，地中連続壁工法と鋼矢板工法

がほぼ同程度といえる。仮設条件については選択や変更が可能であるので場合によっては遮水工法

表－5　各種遮水工法の施工条件とその適用性の比較

条件	細目	鋼矢板工法	地中連続壁工法	法入工法
地盤	地質構成	粘土，砂，細礫	粘土，砂，砂礫	粘土，砂，砂礫，岩盤
	最大粒径	鋼矢板の種類および地盤の締り程度による	300 ～ 500mm	無制限
	N値	鋼矢板の種類および打込み方法によるが50以上不可能	掘削方法によるが50以上でも可能なものが多い	無制限
	地下水流速	影響なし	特に大きいと不可	特に大きいと不可
	地下水水質	塩水および酸性水では防食対策必要	安定液の塩水対策必要	注入材の性質による
規模品質	最大深さ	20～30m	40～60m	任意
	最大幅	任意	1.0～1.5m	任意
	遮水性	完全止水（継手に注意）	完全止水（継手に注意）	任意
仮設	機械重量	大型・重	大型・重	小型・軽
	作業面積	10×7m	大部分　12×5m（工法によっては20×20m）	4×3m
	作業高さ	21～25m	大部分10m以下（工法によっては　25m）	5～8m
安全性	地下水	影響なし	安定液流失注意	使用薬液の制限
	周辺地盤構造物	振動	掘削壁崩壊	隆起
経済性	工事規模	大工事	大工事	任意

表－6　地盤条件に関する適用性のまとめ

区分	適用性の大小
地質条件	注入＞地中連続壁＞鋼矢板
地下水条件	鋼矢板＞地中連続壁＞注入
総合的な適用性	地中連続壁＞注入・鋼矢板

表－7　規模品質条件に関する適用性のまとめ

区分	適用性の大小
施工深さ	注入＞地中連続壁＞鋼矢板
遮水性	鋼矢板・地中連続壁＞注入
耐久性	特に優劣なし
総合的な適用性	地中連続壁＞注入・鋼矢板

側の適用性に合わせる条件づくりをすることも必要になる。

表－9に関しては経済的な工法とは単に工事費絶対額が小さいということではなく，所定の費用で遮水効果の達成率が高いということであり，それは主として遮水工法の地質条件に対する適用性によって決定されるという点に留意する必要がある。

5.3　地下ダム遮水壁のための遮水工法の選定

ここでは遮水壁サイトが決められた場合にどの工法が最もよく適合するかを判定し，遮水工法を選定するための手法を示す。まず表－4に従い，それぞれの条件に対する工法の

適用性を検討し，例えば適，可，不可等と評価する。その後各条件の評価結果を工法ごとに集計して総合判断するが，その場合各条件の重みは同一ではないから，重要度に応じた優先順位により判定すべきである。このようにして最終的に選定されるべき遮水工法は以下のようなものと考えられる。

1) 重要度の高い条件については「不可」のない工法
2) 重要度の低い条件については「適」の多い工法
3) 全体として「不可」が最も少ない工法，あるいは「適」が最も多い工法

表－8 仮設条件に関する適用性のまとめ

区分	適用性の大小
搬入路及び足場まわり	注入＞地中連続壁・鋼矢板
作業空間	注入＞地中連続壁＞鋼矢板
用水	鋼矢板＞地中連続壁・注入
動力	注入＞地中連続壁・鋼矢板
廃液及び廃泥	鋼矢板＞注入＞地中連続壁
騒音及び振動	注入＞地中連続壁・鋼矢板
総合的な適用性	注入＞地中連続壁・鋼矢板

表－9 経済条件に関する適用性のまとめ

工法区分	高い信頼性と優れた経済性が期待できる地質
鋼矢板工法	粘性土，砂質土，緩い細礫
地中連続壁工法	締った砂，硬質粘土，礫
注入工法	玉石，軟岩，硬岩

(注) どの工法も施工可能な深さで，地下水の影響は考慮しない。

また「不可」となった条件については遮水壁サイトの施工条件の変更や他工法との組合せ等を考慮し，その工法の有意性を生かすことを検討する必要がある。

あとがき

各種遮水工法については1～4に概説したとおり種々の分野においてそれぞれ特色のある工法が開発されつつあり特に地中連続壁工法，注入工法の発展が著しい。またこれら種々の遮水工法を地下ダム遮水壁築造に適用するためには5に示したような各条件を勘案して最も適用性の優れた工法を選定しなければならない。しかし本文はそれぞれの工法の一般的特性を明らかにしたものに過ぎないから，具体的な個々のサイトに適用する際にはそのサイト固有の条件を重みをつけて考え独自の評価を行う必要がある。

本報文は土木研究所地質研究室が担当し，作業を（財）国土開発技術研究センターに委託して実施した内容をもとに筆者がとりまとめたものである。本研究を行うにあたっては，「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，調査の進め方や結果のとりまとめ等について検討した。委員長をはじめ各委員およびとりまとめにあたって貴重な御意見をいただいた岡本隆一地質官および南雲貞夫前地質化学部長（現機械施工部長）に心からお礼申し上げる。

引　用　文　献

1. 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，182pp. 1979
2. 松尾新一郎・河野伊一郎：地下止水壁による地下水規制の実験的研究，土木学会論文報告集，No.178，p.53－60. 1970
3. 中村広昭・佐藤邦明・池田駿介：地下ダムの貯留機能に関する基礎的研究，昭和52年度文部省特定研究，地下ダムの貯留機能と制御・管理システムの研究報告書（研究代表者，佐藤邦明），埼玉大学工学部，p.11－17. 1978
4. 日本建設機械化協会編：地下連続壁工法設計施工ハンドブック，技報堂，p.187. 1978
5. 島田俊介・兼松陽：最新の地盤注入工法，理工図書，254pp. 1977
6. 日本薬液注入協会編：薬液注入技師資格検定試験講習テキスト，p.152－156. 1977
7. 柴崎光弘・下田一雄・野上明男：薬液注入工法の設計と施工，山海堂，284pp. 1977
8. 坪井直道：改訂版，薬液注入工法の実際，鹿島出版会，286pp. 1980
9. 建設省：薬液注入工法に依る建設工事の施工に関する暫定指針，1974

質疑応答

三村（河川局）：

中村研究員の説明ですと注入工法は非常に汎用性があり，いろいろな面に使われているが，その反面設計上の遮水の程度と実際施工後の遮水効果の確認が非常に難しいといわれたのですが，その確認方法についてお聞きしたい。

またその方法によって欠点といわれるところも補えると思うのですがいかがでしょうか。

中村（土研）：

遮水効果の確認は非常に難しい問題です。様々な方法が試みられておりますが，今のところチェック孔を掘りルジオンテストをする，あるいはピットを掘り水位回復法で検討するしかないと思われます。ある程度の目度はついていますが正確で実用的な効果の確認ということに関しては，これからの課題であろうと思われます。

水野（土研）：

中村研究員の話ですと，地下ダムというものは地下水をほとんど止めてしまうという発想のように聞きとれました。透水係数をかえて作った遮水壁の検討もしているとは思いますが，地下水面を上げるという目的から考えますと完全な止水は必要ないような気がしますがいかがでしょうか。また先ほどの地下ダムのスライドで余水吐的な構造物を作っておりましたが，地下ダムというものは地表面まで完全に止水してしまうものでしょうか。あるいは地下の適当な深さに止水壁をとどめておき，越流させるという考え方なのでしょうか。

中村：

まずスライドの方の御質問ですが，地下ダムでは地表の農作物等に影響がでるので完全に地表まで止水する考えはないようです。

地表面から何mか余裕をとって建設し，かなり水が増した場合でも自由に越流できるように考えているようです。また宮古島の皆福のように地下ダム本体にも穴をあけて，そういった危険性に対しては二重の安全策をとっているところもあります。それから完全な遮水壁にする必要はないという御意見ですがまさに，そのとおりであると思います。地下ダム自体の構想がはっきりしておらずどういうものを作るかというのは各サイトによって違うと思われます。

そして完全に遮水すると下流の土湿の低下等，問題が多いのではないかと思います。そこで私としては注入等による工法が任意の透水係数のものができるので，地中連続壁工法や矢板工法よりも良いと考えています。

しかし海岸等に接している場合には，塩水の浸入を防ぐために完全に遮水することが要求されると思います。

6．物理探査法の地質調査への応用

土木研究所 地質研究室
室　長　菅原　　捷

6. 物理探査法の地質調査への応用

1. まえがき

地下に存在する物質の物理的，化学的性質と直接あるいは間接的に関連して，自然的または人為的に生じた現象を測定し，解析することにより地質および地質構造など地下の状態を解明する調査法を物理探査法または物理探査という。

原理は早くから開発され主として地球物理学で，もっぱら研究用に使われていたが１９２０年代頃から金属資源の探査用として，さらに石油資源の探査用として多用されていた。この段階では調査精度が粗く土木の分野ではあまり使われてはいない。しかし近年のエレクトロニクスの発展に代表されるように計測機器が長足の進歩を遂げ，また電子計算機を利用した解析技術が進み，物理探査による調査精度が著しく向上した。現在では鉱物資源や石油資源の探査では物理探査は必要欠くべからざる調査法となっている。

前述のように，計測機器や解析技術の進歩発展は調査精度の向上をもたらし，土木地質調査でもその活用が期待されるような段階に達している。とくに弾性波探査法や電気探査法は実用の域に達しており，現在でもかなり利用されているがその他の方法でも活用できる段階にきているので，物理探査法全般をリビューし，土木地質調査への利用の可能性とその限界をまとめた。

なお，地質研究室ではこれまでにも物理探査法について各種の調査研究を行ってきたが，現在弾性波探査法（屈折波法および反射波法）と速度検層法（Ｓ波法）を中心に，計測機器の改良や調査・測定法・解析法の研究等をすすめている。

2. 物理探査法

物理探査法は利用される物理的・化学的性質によって，弾性波（地震），電気，磁気，重力，放射能，地温探査等に分類される。とくにボーリング孔内で行われるものを物理検層といい，物理探査に対応する各種物理検層法がある。物理探査は使用するセンサー（探査子）の場所により，地表または地上，空中，海上，海底，坑内探査等と呼ばれることもある。

物理探査の結果は定量的に示され，かつその境界は明瞭であるが必ずしも地質的な要素や工学的性質を一対一に反映するとは限らずまた境界も一致しない場合も多い。したがって測定結果は他の多くの地質調査手法を動員しかつ地質学的な検討を加えて統合的に判断する必要がある。

物理探査法では地表や空中から探査が行われるが，物理検層はボーリング孔中で行うのでより精度の高い調査ができる利点がある。

表－1　土木地質調査に利用される主な物理探査法

探査方法	目的・内容	適用性	備考
弾性波探査	岩盤を構成する岩石は弾性波を伝え固有の速度をもつ。起振点で発振した弾性波を受振点でとらえ，その経路の距離を伝わるのに要した時間によって，地質や地質構造を推定する方法である。土木地質の分野では主として屈折波法が用いられているが，直接波法や反射波法等も研究されている。	岩種や岩盤状態(地質)によって速度値が異なり，地形や地質構造が複雑な場合には解析が困難となる。通常P波を計測するが水の影響を強く受ける。S波は特に軟岩や地震時の岩盤挙動を調べるのに適する。	地形や地質構造によって精度が左右される。反射波法は浅部の調査がむずかしい。
電気探査	岩盤の電気的性質（抵抗，自然電位等）およびその変化を計測し，地質および地質構造を推定する方法である。	岩盤の電気的性質は地下水の有無によって左右され，特に導電性のイオンの影響を受けるので岩盤や地層の透水性，キレツの調査等に適する。	弾性波探査ほど工学的な性質とは合わないので，地下水調査や変質帯（粘土化帯）調査，沖・洪積層調査の他あまり採用をされていない。新手法が開発されつつある。
磁気探査	地球磁場の大小や偏から地下の磁性体（岩石）の分布を求めることにより，地質および地質構造を推定する方法である。	蛇紋岩等の特殊な岩石や大きな地質構造の調査に適する。	計測機器の進歩と精度の向上により調査例が多くなってきた。
重力探査	岩石密度の差から地質および地質構造を推定する方法である。	塩基性岩等の検出，火成岩等の大岩体の検出に適する。	
放射能探査	岩石または地下から放出される放射能を検出して地質構造や断層等を推定する方法である。	天然放射性鉱物，断層（特に新期断層）の検出に適する。	

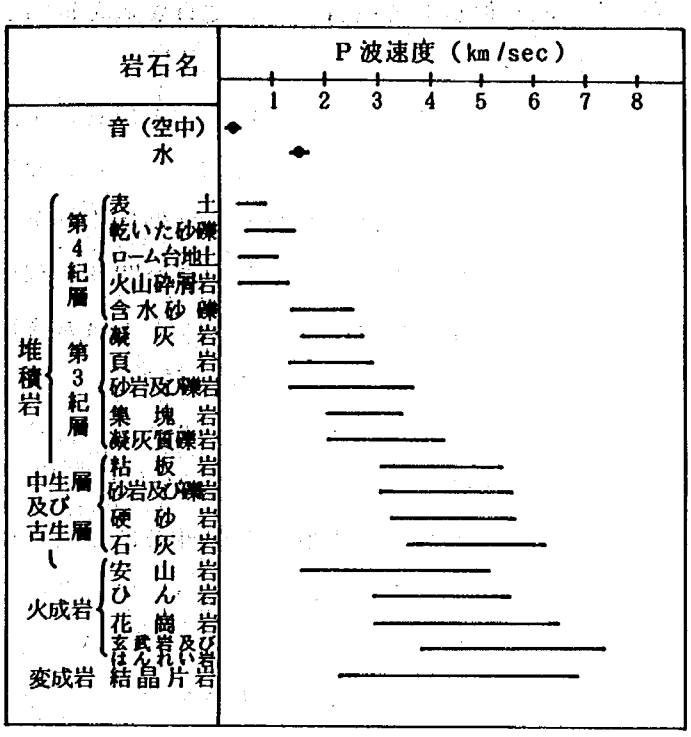
3.　弾性波探査法（地震探査法）

人工的に起こした弾性波動（人工地震動）によって地質構造や地下の物質を推定する方法である。対象の深さにより土木工学のための浅層探査と石油やガス，金属鉱物等の鉱床探査を目的とした深層探査に大別される。また利用する波の種類により，地層境界からの反射波を解析する反射波法，下位の高弾性波速度層を伝わる屈折波を利用する屈折波法に分類することもできる。反射波法や屈折波法以外に直接波を利用する方法もダムの横坑間とかトンネル等の調査に用いられることがある。いずれの方法も弾性波としてはP波を使用するのが一般的であるが，軟岩等速度の小さい場合とか，地震動解析のためにS波を使用して探査を行う場合もある。

一般的には，震(振)源と受振器をともに地上あるいは海面付近に設置し，反射波もしくは屈折波を検出し記録するが，その他目的に応じて，震源もしくは受振器を孔中やトンネル内に設置する方法も使用される。震源としては爆薬震源の他各種の非爆薬震源が用いられ，受振器としてはジオフォ

ンやハイドロフォンが利用される。S波を発生させる場合は特殊な震源を用いることが多い。

マルチチャンネルあるいはシングルチャンネルの繰り返しによって得られた地震記録は，直接ペーパー記録として出力されることもあるが，今日ではほとんどすべて磁気記録されるようになっている。記録は解析に先立ち各種の処理を行うのが普通で，特にディジタル式のマルチチャンネルによる反射波法の場合には大型電子計算機による複雑なデータ処理を行うようになっている。



図－1　主な岩石のP波伝播速度

弾性体の中を伝播する波動の速度は，媒質の密度と弾性定数で決まる。等方等質の弾性体の密度をρ，体積弾性定数をK，ヤング率をE，剛性率をG，ポアソン比をσとすると，縦波の速度（Vp）および横波の速度（Vs）は，

$$Vp=\sqrt{(K+4G/3)/\rho}$$
$$=\sqrt{\{E(1-\sigma)/(1+\sigma)(1-2\sigma)\}/\rho}$$
$$Vs=\sqrt{G/\rho}$$
$$=\sqrt{\{E/2(1+\sigma)\}/\rho}$$

で表わされる。またラーメの定数λ，μを用いて

$$Vp=\sqrt{(\lambda+2\mu)/\rho}$$
$$Vs=\sqrt{\mu/\rho}$$

で表わすこともある。上の関係式から$Vp/Vs=\sqrt{\lambda/\mu+2}=\sqrt{2(1-\sigma)/(1-2\sigma)}$となる。上式からVpが常にVsより大きいことがわかる。また$\sigma=0.25$（$\lambda=\mu$，硬岩相当）の場合には$Vp=\sqrt{3}\,Vs$になる。

上の各関係式を変形し，弾性定数を密度と速度で表わせば次のようになる。

$$K=\rho(Vp^2-4Vs^2/3) \qquad E=\rho Vs^2(3Vp^2-4Vs^2)/(Vp^2-Vs^2)$$
$$G=\rho Vs^2 \qquad \sigma=\{(Vp/Vs)^2/2-1\}/\{(Vp/Vs)^2-1\}$$
$$\lambda=\rho(Vp^2-2Vs^2) \qquad \mu=\rho Vs^2$$

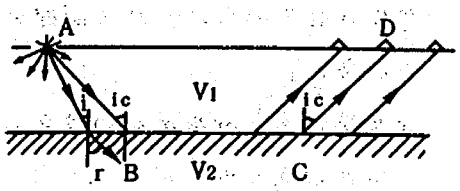
3－1　屈折波法

屈折波法は地表付近または地中で発破などによって人工的に弾性波を発生させ，縦波（P波）または横波（S波）が直接または異なった地層間で屈折して地層中を伝播する状況を地表に設置した

受振器で観測し解析して地質および地質構造を推定する方法である。

(1) 屈 折 波

図－2のような2層構造において，上部層と下部層の弾性波速度をそれぞれV_1，V_2（$V_1 < V_2$）とする。起振点Aで発生した弾性波は，初めは球面波として伝播するが，波面が地層の境界面に達すると入射角iが小さい間は一部は反射し，一部は屈折して下の地層に入る。V_1，V_2，iおよび屈折角rの間には



図－2　屈折波の伝播経路

$$\sin i / \sin r = V_1 / V_2$$

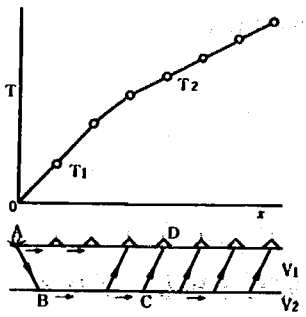
の関係がある（スネルの法則）。この式で屈折角rが90°となる入射角iを臨界角（ic）といい

$$\sin ic = V_1 / V_2$$

の関係がある。臨界角で入射した弾性波は地層の境界面に沿って進むが，途中で波動の一部は臨界角で再び屈折して上部の地層に入る。図－3のように起振点Aで発生した弾性波の経路に対応する走時曲線が得られる時，T_1は上部層をV_1の速度で伝播してきた弾性波の走時を示し，T_2は下部層を屈折してきた弾性波の走時を示して，原点Oからある距離に達すると曲線はT_2のように折れ曲がる。これはV_2層を屈折してきた波動が，V_1層を直接伝播してきた波動よりも早く到達するためである。表面のV_1層を直接伝播してきた波動を直接波，下のV_2層に臨界角で入りふたたび臨界角で出て地表に到達した波動を屈折波という。

(2) 屈 折 波 法

地表付近または地中で，発破等によって人工的に弾性波を発生させ，地表に設置した受振器によってキャッチし各受振点までの距離と到達時間から地質および地質構造を推定する方法である。受振する波動は主として地層境界等で屈折したものであるのでこの探査法は屈折波法と呼ばれている。



図－3　弾性波の伝播経路と定時曲線

横軸に起振点から各受振点までの距離(x)を，縦軸に到達時間(T)をとってプロットしたものを走時曲線（図－3）という。走時曲線を解析して弾性波伝播速度の異なるいくつかの速度層からなる速度断面図を作成する。速度断面図は必ずしも地質断面図とは一致しないので他の地質調査資料を検討して〝地質解釈〟を誤らないように注意する必要がある。

3－2 反 射 波 法

諸種の方法により媒質に衝撃または波動を発生させ，それが地層中を伝播し地下の反射面（すなわち音響インピーダンスの変化する地層の境界面）から反射してくる反射波を適当な震源や受振器展開により受振・記録して，その記録データの処理および解析により信号・雑音比（S／N 比）の向上をはかりつつ記録断面を作成し，走時・速度・振幅ならびに波形変化等の解析およびパターン認識を通じて地下反射面の深度およびその地質状況を探査する方法である。

反射波の到達走時を追跡することによりその反射面深度を描くことが主目的であるが，反射波の

ノーマルムーブアウトによる速度解析や振幅ないし波形特性の解析等により岩相分布等を推定する手段としても利用される。屈折波法に比し，反射波法は比較的に短い展開（測線長）により数千mを超える深部をも高精度で描くことができる利点があり，特に石油探鉱においては最も重要な探査手段となっている。

調査の手順としては，データ集録（現場測定），データ処理および地質解釈に分けられるが，現在ではそれら各段階に応じてハードウェアならびにソフトウェアの面できわめて高度の技術進歩が達成され，精度と分解能の向上および調査能率の改善がはかられている。特にパイプロサイス等の一部陸上調査および海洋での反射波法のほとんどは，非爆薬震源を用いるのが普通であり，測定方式やデータ処理方法において特別の進歩を遂げている。

海洋土木工学的分野においては，海底下深度が比較的に浅い地層を対象として高分解能により探査する方式を音波探査法（スパーカー法）と呼ばれている。

通常の深部反射法に比して割合浅い反射層を，より高分解能・高精度をもって追跡する方式を特に浅層反射波法と呼び，特別の技術開発が試みられている。

3－3　浅層反射波法

浅層を調査対象とした反射波法で，通常海域において用いられる音波探査法はこれに含めない。いわゆる反射波法は石油の探査を目的としているため，地下数百メートルから数千メートルを対象として技術が開発されている。これに対して浅層反射波法は地下浅層の探査を目的としており，高い分解能で調査する必要があるので，前者に比べ1桁高い周波数帯域すなわち１００～４００Hz程度の帯域が問題となり，震動のパルスも非常に短くなければならない。高周波数の震動パルスの発生と受振の技法，観測装置，データ処理，解析の技術等が重要であり，各種の雑音，特に震源に起因する優勢な雑音の除去およびＳ／Ｎ比の改善が重要である。

震源として，板たたき等の地表面衝撃のタイプや坑井内の各種小規模震源等で目的に応じて用いられる。自己相関関数を計算する接続型震源も試みられている。雑音を軽減するため坑井中の受振器も用いられ，群設置受振器も有用とされている。高周波数帯域の短いパルスの発受振は最も重要である。観測装置としてアナログと共にディジタル型の浅層反射用のものも開発されている。データ処理も重要で目的に応じて適切なものが用いられなければならない。得られる結果と費用のバランスは目的により異なるので画一的に考えられない。主たる応用分野は，土木建設，地熱，金属鉱床探査，地震予知に関連した活断層調査など多方面にわたる。なお探査技術としては新しいものでありまだ今後研究すべきことが多い。

(1)　反　射　波

震源より発生した波動が地中を伝播し，音響インピーダンスの異なる地層境界面（反射面）または一連の反射面の組合せで反射して戻ってくる波動を反射波という。

相異なる媒質の境界面に弾性波が入射すると，そのエネルギーの一部は境界面で反射し，残りの部分は境界面で屈折する。この現象を弾性波の反射・屈折といい，入射角・反射角・屈折角と弾性波速度との間にはスネルの法則がなりたつ。

(2) 展 開 法

弾性波探査における震源（起振点）と受振点の配列を展開という。受振点は通常あらかじめ計画された測線に沿って直線にとることが多く，その受振点間隔は，5，10，25，50m，あるいは100mが多用される。1展開あたりの受振点数は24，または48が多用されているが，最近ではさらに増えて60，72，96あるいはそれ以上採用されている。反射波法では，通常1受振点当り12個から36個程度の受振器群を設置し，その受振点での振動を1つのチャンネルに記録する（群設置法）。

震源と受振点の配列の位置関係は，地表面に沿って伝播するさまざまな雑音が強く発生する地域では，反射波信号をこれら雑音からの妨害を避けるため，数100mの距離（オフセット）を設けることがある。また河川とか密集家屋地域などの障害のため受振器を配置できない場所で地下の情報を得るためこのオフセット展開は重要な手法である。さらに考え方を拡張して，反射点を面的に追及するいわゆる3次元的調査法も精密調査法として採用されている。震源と受振点配列との位置関係によってクロス展開，振り分け展開（スプリット展開），オフセット展開という展開名がつけられている。

(3) 多孔爆破法

複数孔の爆破孔に火薬を装塡し，同時に発破して地震波を発生させる起振法である。主に反射波法で，受振器の群設置法と共に用いる。多孔爆破は地下鉛直方向への爆破エネルギーを増し，水平方向への表面波等の発生を弱める効果がある。また多孔爆破は鉛直下へのエネルギーの発生が最大で斜め下方に弱くなるという指向性がある。指向性は爆速を変えたり，各孔の発破時間をずらすことによって，ある程度コントロールできる。線状震源は，指向性を効果的に利用している。多孔爆破による反射記録の質は，爆破深度が同一なら孔数が多いほどよいが，爆破点の地質状況や爆破深度に大きく影響を受けるので，実際のパターンの計画は爆破深度テスト，薬量テストおよびノイズテストの結果を総合的に検討してきめる。通常は1つの爆破点あたり3～6孔，爆破間隔7～15mの等間隔，深度15~40m，薬量10~40kg程度が多い。しかし爆破孔の掘削がむずかしい地域では浅掘，多数孔とし，風化層の厚い地域では深掘し薬量を増すこともある。

(4) 群 設 置 法

S／N比向上のため1つの受振点あたり複数個の受振器を設置し，それぞれの出力を結合して，1つのチャンネルへの入力とする方法である。この方法は，入力を離散的に取り出して合成するいわゆるサンプリングフィルター法である。群設置は起震により発生する進行性妨害波や風雨等によるランダムノイズを減少させ反射波を強める働きをする。反射波法において通常使われる1つの受振点あたりの受振器の数は12~18個，受振器群が覆う長さは30~120m程度である。群設置は，斜め下方からの反射波のような孤立波に対しては振幅を減少させ波形を歪ませるが完全に遮断することはない。受振器の設置方法はノイズテストにより調べられる妨害波の性質，反射波の性質，使用可能な受振器の数および現場の状況によって決定されるが，経験的にノイズテストで観測される妨害波の最大見掛波長の1.5倍程度の広がりを持つ受振器配列が良いようである。

ランダムノイズに対しては，信号ノイズの比（S／N比）は，$\sqrt{n}$倍になる（n：受振器の個数）。

これは各受振器の間隔が十分離れていることが必要で，地面の振動が独立と見なされる場合であり，それ以下の間隔では効果が悪くなる。群設置の方法としては直線配列，２列配列，個数または間隔の重みつき配列および星形配置のような面的配置がある。

(5) スタッキング法（重合法）

異なった発破により録音されたそれぞれの記録から適当なトレースを選び，必要な場合は時間補正，デコンボリューション等のフィルター操作，各成分に対する重み付けなどの処理を行ったのち，それらの出力を加算することをスタッキングという。重合には，ＣＤＰ重合や垂直重合のほか，同一爆破点であるが異なった爆破深度で得られた記録をアップホールタイムの補正後に重合するアップホール重合，共通オフセット重合，各成分の平均出力に逆比例した重みをつけて重合するダイバーシティ重合などがある。

(6) 反射波法の長所および短所

反射波法は屈折波法に比し，次のような長所や短所がある。

（長所） (i) ブラインド層がない。下位に低速度層が存在しても検出が可能である。

(ii) 細部構造の判別が可能で調査精度が高い。

(iii) 測線長が短かくできる。

(iv) 岩石または岩盤の物性情報がより豊量で詳細である。

(v) 位置情報がより正確である（調査精度が高い）。

（短所） (i) 複雑な計算処理が必要である。

(ii) 現時点では計測機器費や解析費が高い。

(iii) アフターフェイスも観測するので測定条件に注意を要する。

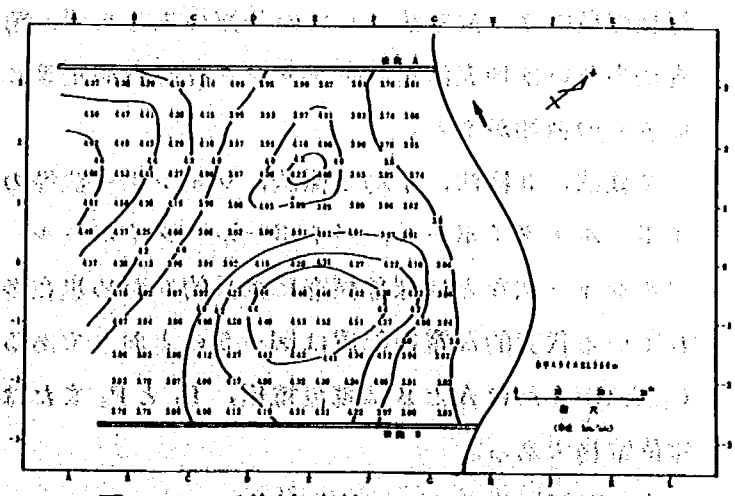
(iv) 岩石や岩盤の速度値がそのまま求められず，他の方法を併用しなければならない。

(v) 地表の凹凸が著しい場合には調査が困難である。

3－4 平均速度法

ダムサイトのように精度の高い地質調査をし詳細な岩盤評価をする場合に用いられる調査方法である。調査しようとする地域またはブロックの両側に横坑を掘削し，お互いに相異なった横坑間でそれぞれ起振点と受振点を設け弾性波の到達時間を計測するものである。伝播波は直接波を用いるので直接波法と称されることもあるが，横坑間を両側から測定しかつ多くの経路データを平均化するので平均速度法と呼ばれている。

解析は各々の経路ごとに平均化する方法が一般的であるが，メッシュを組み計算機により各地点のより詳細な区分を行うことができるようになった（図－４）。



図－４　平均速度法による速度分布図

4. 電 気 探 査 法

岩石や鉱物などの比抵抗，誘電率あるいは電気化学的分極等，電気的属性の差異に着目して，人工的または自然的要因によって発生した電界ないし電磁界の諸量を地表や空中などで測定し，そのデータから地下の構造や状態を推定し，あるいは鉱床等を検出する探査方法を電気探査法という。他の物理探査法が単一の力の場を利用しているのに対して（例えば，重力，磁気，弾性等），電気探査法は電磁界の形式やその観測方法がきわめて多岐にわたっている点が特徴的であり，利用する周波数範囲も直流から放送用の周波数帯域以上に及び，電気探査法に属する探査法の種類もきわめて多い。

電気探査法の分類の仕方は種々あるが，自然のエネルギーを利用する方法（自然電位法，地磁気地電流法，Afmag法）と人工的なエネルギーを利用する方法（比抵抗法，IP法，電磁法等）とに大別される。また，利用しようとする電気的属性に基づいて分類されることもある。初期の段階では，静的または定常電界の観測に基づく方法（自然電位法，比抵抗法等）が実用化され，最近の電子技術の進歩に伴って，微小の過渡的電磁界や交流電磁界等の観測が精度よく測定されるようになって，IP法，電磁法，地磁気地電流法等が急速に発展した。

電気探査法はまた電気的属性の平面的分布や測線沿いの変化を求める水平探査として広い応用範囲をもつが，垂直的分布を求める垂直探査にも用いられる。電極間隔などの幾何学的パラメータを変える垂直探査法の他，電流透入深度の周波数依存性を利用する垂直探査法も開発されている。前者の例として比抵抗垂直探査法（シュランベルジャー法，ウェンナー法，双極子法等）があり，後者には地磁気電流法や電磁垂直探査（AFMT法等）がある。

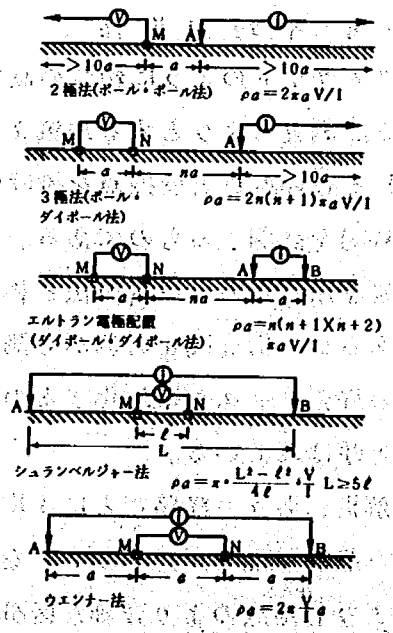
電気探査法はボーリング孔内の測定にも利用されており，代表的な応用として電気検層，鉱体流電法，試錐孔IP法などがある。

電気探査法は金属鉱床，地下水，地熱等においては最も重要な探査法となっており，また，地質構造調査法としても適用分野が広い。

(1) 電 極 配 置

電気探査法において大地比抵抗やIP等，電気的物性を測定する時の電流電極と電位電極の定められた位置関係をいう。電極配置には，測定法としての分類のみならず，精査法，概査法あるいは地表測定，ボーリング孔孔内測定等により非常に多くの種類がある。

2極法，3極法，平均3極法，ウェンナー法等のほか，ダイポール・ダイポール，パイポール・ダイポール，シュランベルジャー法などは深部探査に効果的なため現在多く利用されている代表的な電極配置は図－5のとおりである。ここでC_1とC_2またはAとBは電流電極，P_1とP_2またはMとNは電位電極である。



図－5 電極配置法

(2) 水 平 探 査

電気探査法の比抵抗法で，比抵抗の水平分布を探査することである。異なる比抵抗を示す岩石の分布，脈状構造，断層，破砕帯，珪化帯あるいは粘土化等の鉱化変質または熱変質帯，金属鉱床などの平面的広がりを調査するのに用いられる。電極配置は4極法を基本とし3極法，2極法などがあり，これらの電極間隔を一定に保って測点ごとに移動して測定を行う。電極間隔は2～3種類を選んで実施するのが普通である。電極間隔によって探査深度が異なる。測定結果は電極間隔ごとに比抵抗平面分布図として表示する方法と測線上の比抵抗曲線として表示する方法がある。後者については地下構造モデルによる曲線が種々の電極配列について多数発表されているが，水平探査の解析は地下構造の平面分布を定性的に判定することが多い。

(3) 垂直探査

比抵抗法や電磁法により成層構造の状態を調べることを垂直探査という。

① 比抵抗法の場合は選定された電極系の中心を固定測点（垂直探査測点という）として，電極間隔を小さい方から大きい方へと次第に増大していったとき，おのおのの電極間隔に対する見掛比抵抗値を決定し，この値と電極間隔との関係を対数表示して垂直探査曲線（VESカーブ）を作ると，解析用のデータが得られる。

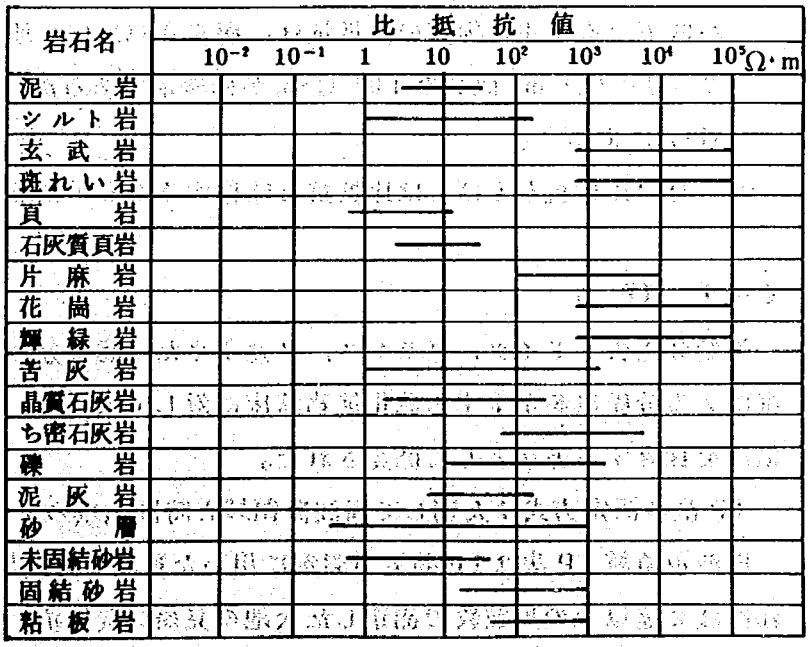
もし地下構造が成層構造をなすなら，垂直探査曲線を解析して，地層の数や各地層の比抵抗，各地層の境界面深度を決定することができる。

② 電磁垂直探査の場合は送・受信機の位置を固定して，周波数を変化させることにより，水平成層構造を探査する。この方法は，パラメトリックサウンディングとも呼ばれる。これに対して垂直探査は電極間隔を変化させるので，ジオメトリックサウンディングと呼ばれる。

4－1 比抵抗法

大地の比抵抗を調査する手段として大地に流される電流（その周波数は非常に低いかあるいは直流）によって生ずる電場を観測する。この方法は電極系の移動の仕方によって2種類に分けることができる。その1つは，電極系を構成する電極が一定の位置関係に保たれたまま測線に沿って移動されるもので，比抵抗水平探査と呼ばれ，水平方向の比抵抗の変化を示す見掛比抵抗曲線プロファイルが解析の対象となる。他の1つは，浅所から深所までの比抵抗を地表で計測するために，電極系は固定測定を中心としてその電極間隔の小さい方から大きい方へと次第に拡大して計測するもので，比抵抗垂直探査法と呼ばれ，比抵抗の

表－2 主な岩石の比抵抗値



垂直方向分布を反映する垂直探査曲線が探査データとなる。

(1) 比　抵　抗

① 電流の流れに抵抗する物質の特性で，導電率の逆数である。等方性導体についての物質定数で，断面積Sの一様に均質な導線の長さℓの部分の抵抗RはR＝$\rho \cdot \ell / S$となる。このときρはその物質の比抵抗である。

地層の比抵抗ρaは

$$\rho a = \frac{\rho w}{p^m \cdot \omega^2}$$

ρw：地層水（空隙水）の比抵抗

p：空隙率

ω：空隙中の含水率

m：定数（砂層で1.3～2）

地層の空隙が水で満たされていれば，比抵抗は空隙率が小さいほど大きく，空隙率の増加につれて小さくなる。地層の比抵抗値は空隙水の比抵抗値（ρw）と比例する。

空隙水の比抵抗ρwは

$$\rho w = \frac{10}{\Sigma \ell c} = \frac{1}{\left(\frac{1}{\rho Na} + \frac{1}{\rho K} + \cdots\cdots \frac{1}{\rho HCO_3} + \frac{1}{\rho SO_4}\right)}$$

c：溶存電解質濃度

ℓ：各イオンの移動量

ρNa，ρK……：Na，K……等のイオン濃度に対する比抵抗

空隙水の比抵抗値は，その溶存電解質の量に逆比例する。一般に粘土分が多くなければ比抵抗が低下する（主な物質の比抵抗は，海水0.3Ω・m，地下水0.05－80Ω・m，鉱物では自然銀の2×10^{-8} Ω・m，硫黄の10^{16} Ω・mが両極端であるが，電気探査で取り扱う範囲は10^{-2}～10^{7} Ω・mにある）。

表－3　主な岩石の空隙率

岩石名	空隙率(%)
花崗岩	0.2～1.7
同上（風化）	9.1～9.5
閃緑岩	0.25～1.1
同上（風化）	7.4～8.9
斑れい岩	0.6～0.7
石英粗面岩	9.4
安山岩	3.6～18.2
玄武岩	0.1～2.3
千枚岩・片岩	0.5～4.0
珪岩・硬砂岩	0.4～4.2

② 見掛比抵抗をしばしば比抵抗と略称することがある。

4－2　IP 法

強制分極法（ドイツ，フランス，ソ連）または誘導分極法（イギリス，アメリカ）ともいう。電流による分極現象を生ずる硫化鉱物鉱床に対して人工的に通電して分極せしめ，分極率を測定して鉱床を探査する方法として開発された。

IP法の測定方式は大別して周波数領域と時間領域の2種の方式からなる。

周波数領域IP法はIP効果が測定に用いた電流の周波数に関係することを利用した測定法で，これには2種以上の周波数で測定した大地の見掛体積抵抗率（比抵抗）の変化率としてFEを測定する方法，通電した電流に対する位相変化を測定する方法（位相角IP法），複数インピーダンスを測定する方法（スペクトルIP法）の3種がある。

時間領域IP法（過渡現象IP法，タイムドメインIP法，パルスIP法）は，IP効果が通電した電流波形と異なった過渡電位波形となって現れることを利用した測定法で，一般にはパルス電流による一次電位と電流切断後の二次電位（過渡電位）とからチャージアビリティ(M)を測定する。

測定電極配置は比抵抗法の電極配置が主として採用され，ダイポール・ダイポール配置，ポール・ダイポール配置または傾度法配置が多く用いられる。

測定機は大地中に通電する送信機と大地電位差を測定する受信機とに分かれ，測定法と探査能力に応じて多くの機種がある。送信電流は0.1～10A，0.01～100Hzの定電流で，方形波交流は周波数領域によるFEの測定に，また方形波断続交流は時間領域によるMの測定に多く用いられる。

地電流，空電等による雑音，電磁結合効果等によって低比抵抗の大地ではS／N比が悪くなるので，対策としてSP自動補正，スタッキング，ディジタル記録，波形分析等の可能な測定機が作られている。

調査結果の解析は，通常の電極配置のときは二次元擬似断面図または平面図にプロットした分極率の分布姿態と，モデル実験またはモデル計算した分極率分布と比較し地下の分極率分布構造を判定する手法が一般的である。特殊電極配置に対しては分極電位分布に変換して数値解析することも行われる。

(1) IP現象

鉱物や岩石の電気化学的性質に起因する分極現象でIP法の基礎となる現象。通常は0.01～100Hzの範囲内で観測される。この現象は大別して電極分極現象によるものや岩石の膜分極や電気浸透現象によるものなどがある。

電極分極は金属，金属硫化物，砒化物，ある種の酸化物，黒鉛等のごとき電子電導性鉱物と各種の電解質を含む水溶液との界面で発生するものであり，これによる分極現象は過電圧効果ともいう。黄銅鉱，黄鉄鉱，輝銅鉱，磁鉄鉱，黒鉛，方鉛鉱，輝銀鉱，鉄閃亜鉛鉱，鉄マンガン重石，ウラン鉱など多くの有用鉱物がIP現象を示す。

膜分極はイオン交換性鉱物の存在やイオンの吸着などが関係し，モンモリロナイト，ゼオライトなどの粘土鉱物を含む岩石や堆積層，蛇紋岩，鉄分の多い超塩基性岩などに見られ，一般に分極は弱く，normal effect ともいう。

分極現象が鉱物や鉱体の表面で生じていると考えられるとき表面分極といい，鉱染状鉱体のごとく岩体内部に分布すると考えたとき体積分極という。

(2) IP効果

IP現象を示す鉱物や岩石の存在により生ずる電磁場異常の度合を総称してIP効果あるいは分極率という。以下のように種々の定義とそれに応じた測定法とがある。

分極率mは主として理論面で用いられる。ワーブルグ領域といわれる10^{-2}～10^{2} Hz付近の周波数fでは鉱石の比抵抗ρfは近似的に次式で示される。

$$\rho f = \rho o - m \log f$$

ρoは直流通電時の比抵抗である。mはIP現象を示す鉱物の量と種類とに関係し，mが最大となるような周波数fがある。周波数による電位変化あるいは過渡電位の時間的変化に対しても同様

表－4　ＩＰ異常と変質帯の関係

測線	測点番号	ＩＰ異常 幅(m)	深度(m)	最大見掛ＩＰ値(%)	見掛比抵抗(Ω·m)	異常の強弱	地質	変質の状況	変質程度
第１測線	№10～	30以上	25以上	3.8	58～175	中	砂質凝灰岩～火山礫凝灰岩	粘土化作用による軟質化，脱色	弱～中
	№15～	10以上	30 〃	4.6	410	中	石英安山岩	?	
第２測線	№2～№3	10	30以下	3.0	69～83	弱	火山礫凝灰岩	粘土化?　脱色	弱～微弱
	№4～№5	10	24～45	4.2	96～112	中	〃	粘土化?	中～〃
	№6～№7	25	20以上	4.2	120～136	中	同上を主とする	粘土化（脱色，軟質化）	弱～中
	№9～№12	40	15以上	5.0	49～181	強	自破砕安山岩及び火山礫凝灰岩	弱い珪化…自破砕安山岩 粘土化（途中に極軟弱粘土をはさむ）	弱～中
	№13～	10以上	20以上	3.3	83～124	弱	火山礫凝灰岩	粘土化	弱
第３測線	～№4	50以上	10～30	5.0	18～42	中	砂質凝灰岩～火山礫凝灰岩	粘土化による脆弱化	弱～中
	№6～№8	50	20以上	5.3	31～106	強	火山礫凝灰岩～斜長石安山岩	主として弱い珪化作用，粘土化部もはさむ	中～強
	№11～№14	50	10以上	12.5	30～147	強	安山岩	主として弱い珪化作用?	(中)～強
第４測線	～№2	20以下	20以下	5.8	24	中	火山礫凝灰岩	粘土化	中～弱
	№5～№6	20	20以下	5.2	26	中	斜長石安山岩	粘土化（黄鉄鉱鉱染）	中
	№6～№10	30以上	20以上	6.2	13～27	強	斜長石安山岩	粘土化（黄鉄鉱鉱染）	強
第５測線	№1～№4	40以上	10以下	4.7	24～50	中	安山岩（自破砕）～赤井畑凝灰岩層	粘土化作用	弱～中
	№6～№10	60	10以上	5.5	11～114	強	斜長石安山岩，安山岩凝灰岩層	粘土化作用（黄鉄鉱鉱染）	弱～強
	№16～№17	20以上	20以上	6.3	73～113	強	石英安山岩		
第６測線	～№3	20以下	20以上	4.5	7～106	中	火山礫凝灰岩	粘土化作用?	
	№4～	20以上	20以上	4.7	38～119	強	斜長石安山岩	粘土化作用，（黄鉄鉱鉱染）	強
第７測線	～№3	10以上	20以下	4.3	22	弱	安山岩～火山礫凝灰岩?	粘土化作用?	
第９測線	№3～	10以上	10以上	3.0	72	弱	安山岩	粘土化	中～弱
第12測線	№3～	10以上	20以上	3.5	16～20	弱～	安山岩下部は火山礫凝灰岩	粘土化	弱
	№18～	10以上	10以上	3.3	90	弱～	石英安山岩	脱色	弱
第13測線	№2～№5	50以上	30以上	4.4	149～1008	弱～	石英安山岩	脱色	弱
第14測線	～№3	20以上	30以上	3.6	617～1449	弱	石英安山岩		

な関係式がある。

4－3　自然電位法

地表や地下の自然電位分布を利用する探査法である。SP法とも呼ばれる。硫化鉱鉱床が地下に存在する場合，その頭部付近は地表からの溶存酸素を多く含んだ雨水が作用するため下部に比較して硫化鉱の酸化作用がすすみ，鉱体の上部が下部に比して高電位になり，鉱体中を電流が上から下に向かって流れる。流れた電流は鉱体の下部から周囲の母岩を通って鉱体の上部へもどる。これが鉱体の自発分極作用として一般に考えられている理論である。この他にも自然電位の発生する理論は種々考えられている。

このように鉱体が自発分極すると鉱体の上部周辺の母岩中に低い電位が発生する。これを自然電位という。自然電位を主として地表面において精密に測定し，その電位分布の形から潜在鉱床の位置を求める方法を自然電位法という。

自然電位の測定には，その目的によって種々の方法があるが主として1対の非分極性電極を用いて，1極を固定極とし，1点に固定し，他の1極を移動極として探査しようと思う場所に置いて，2極間の電位差（直流電位差計による）を測定する。

移動極の測点の取り方は目的に応じて種々あるが，普通は探査しようとする地域に格子状に測点をつくる。格子の大きさは目的によって変える。固定極の場所は理論的にはどこでも良いが，一般に鉱体の影響のないような地点を選ぶ。

自然電位の発生原因は鉱床以外にもある。例えば鉱染状に硫化鉱物が散在していても発生するし，全く硫化鉱と無関係な珪化作用などをうけた場所においてもSP異常帯を作ることがある。

自然電位法は上述のような鉱体の探査の他に温泉探査や土木方面でも利用される。温泉の探査は温泉中に含まれている化学成分が地中にまたは地表付近に浸透していると，その液間電位差によってその付近は数mV～数10mV程度の低電位が現われることを利用するものである。

土木方面では，埋設鉄管に腐蝕箇所がある場合，その場所で鉄管の分極作用が起こり腐蝕箇所の地表付近において低電位が現われ，負中心が認められることを利用している。

自然電位法は非常に簡単に安価に行うことができるのでよく用いられるが，その解釈が非常にむずかしいことがあるので経験が必要である。

(1)　自然電位（SP）

ボーリング孔内では，掘削泥水と地層水の塩分濃度が異なる場合に，泥質岩と浸透層の境界ならびに，浸透層前面の泥水沪過水と地層水とが接触する面で，電気化学的な起電力が発生する。この起電力の発生機構には次の2つがある。

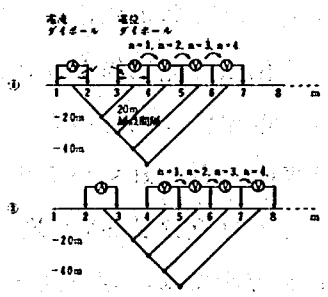
① 一般に，湿潤状態の泥質岩の表面は負に帯電されており，これと隔てて，塩分濃度の異なる2つの水溶液が相対して存在する場合に，正イオン（一般には，Na^+イオン）は泥質岩に吸着して中性化し，負イオン（Cl^-イオン）のみが取り残される。したがって，塩分濃度の高い水溶液の方が負イオンの存在率が高くなって，相対的に塩分濃度の低い水溶液に比して負の電位となる。これを膜電位と称している。

② 浸透性のセラミックスを隔てて，塩分濃度の異なる２つの水溶液が相対して存在する場合に，両者の塩分濃度差を零にするために，セラミックスを通過して，イオンの移動拡散が生じる。一般に，水溶液中の$C\ell^-$イオンの移動能力（活動度）はNa^+イオンのそれに比して圧倒的に優勢なため，塩分濃度の高い水溶液中のNa^+イオンは取り残されて，正の電荷をもつ。一方，塩分濃度の低い水溶液中には，高塩分水溶液からの$C\ell^-$イオンの浸入がNa^+イオンのそれよりも優勢なために，相対的に負の電荷をもつ。したがって，相対する２つの水溶液の間には相対的な電位差が生じる。これを拡散電位と称している。

4－4　双極子法（ダイポール法）

電気探査比抵抗法の一種で，電流双極子ＡＢによる電場を双極子周辺の多数の測点で電位双極子ＭＮを用いて測定し地下構造を推定する方法である。電場は１成分だけ測定する場合と直交２成分を測って電場ベクトルを決定する場合がある。他の電気探査法と同じく測定電場は１次の電流密度分布で規格化して，見掛比抵抗ρaに変換する。使用した双極子配置に応じて，方位型・放射型・平行型・垂直型見掛比抵抗が得られる。相向型は方位型または平行型の，同軸型は放射型または平行型の特殊な場合である。電場ベクトルを測定した場合その絶対値から算出したものを単に見掛比抵抗とよぶことがある。

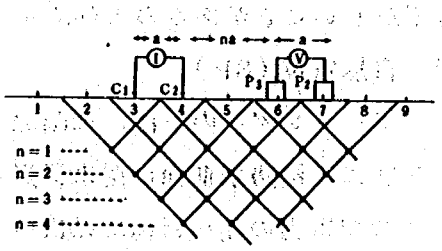
電流双極子ＡＢからみて一定の位置関係にある測定点のρaを使って探査曲線を作成し，比抵抗の垂直分布を求めるとき，これをダイポールサウンディングと呼び，深部探査によく用いられる。一方ρaの水平分布を等高線等で図示し，主に比抵抗の水平変化を推定するとき，これをダイポールマッピングと呼び，広域概査に用いられる。後者において得られる見掛比抵抗分布図は，電流双極子の向きによって複雑に影響をうける。そこで電流双極子を複数個設置し，得られた複数個の電場ベクトルから新たに見掛比抵抗を定義すると，電流双極子の向きの影響がかなりおさえられ局所的な比抵抗分布をかなり忠実に反映した分布図が得られる。



図－6　ダイポール・ダイポール電極配置と水平探査法

(1)　双極子配置

電気探査における電極配置で双極子配置と呼ばれるものは，６種ある。A・Bを電流双極子（または流電双極子，中点をＱとする），M・Nを電位双極子（中点をＯとする）という。$\overline{OQ}$が５$\overline{AB}$以上ある観測点に対してA・Bは軸長無限小の双極子源とみなすことができる。ＡとＢの間隔を広くとってA・Bの作る場を２つの単極Ａ，Ｂの作る場の和として厳密に考える場合特にバイポール・ダイポール配置と呼ぶこともある。電位双極子ＭＮで測定した電位差を軸長$\overline{MN}$で除算してＯ点の電場とみなす（符号は反転する）。また観測点Ｏに２つの電位双極子を設置して２方向の電位勾配を求め，電場ベクトルや必要な方向の成分を計算で求めることも多い。測定電場から見掛比抵抗を



図－7　ダイポール・ダイポール電極配置での測定値の表示位置

計算し，有効電極間隔の関数として両対数方眼用紙に記入し垂直探査曲線を作成する。

4－5　電磁探査法

広義には電流と磁気との相互作用を利用した電気探査法の総称であり，大地内の電流によって生ずる磁界，時として電磁界を観測する方法である。電流の流し方として接地（流電）と非接地（誘導）の２つの型式がある。古くは接地型において直流や低周波交流を利用して定常的とみなされる磁界の観測を行う方式も用いられていたが，最近では，接地，非接地にかかわらず，誘導電磁界の観測に力点が置かれるようになったので，電磁誘導現象を利用した電気探査法として定義される。

表－５　主な岩石の比抵抗と比誘電率

岩　種	比抵抗 (Ω・m)	比誘電率
乾燥砂	10^5	2.5
湿った砂	40	10
乾燥粘土	$2\cdot10^3$	3.5
湿った粘土	10	20
砂　岩	10^3	9
石灰岩	10^4	8.5
海　水	0.05	81

コイル，ループあるいは両端接地した長大線状ケーブルなどに時間変動電流を流し，この電流によって生ずる一次磁界のため，大地内に渦電流を生じ，これが作る二次電磁界を地上あるいは空中などで観測して地下に存在する導体の検出，または地下の導電率分布の推定を行うのが最も普通である。金属鉱床探査ではＩＰ法，磁気探査法等と並んで最も重要な探査法である。

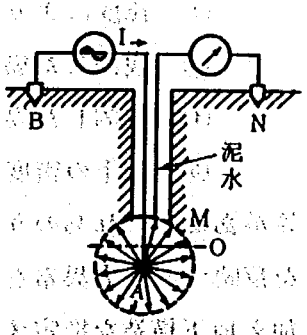
送信電流の性質（周波数，波形等）や流し方，電磁界の観測方法等，多様性に富み，電磁法に属する多数の探査法が案出され，実用化している。地上電磁法の他，航空機を利用する空中電磁法が盛んに開発され，特殊な応用として石油坑井で普遍化している電磁検層がある。

マイクロ波やそれ以上の高い周波数領域を用いる方法は通常この中には含まれないが，放送周波数帯域に及ぶことがあり，一方，誘導効果が意味をもつ限り，きわめて低い周波数も利用されている。自然エネルギーを電流源として利用するＡfmag法は電磁法の一変種として取り扱われているが，地磁気地電流法は必らずしもそうではない。

電磁法は一般に浅部の水平探査に利用されているが，周波数領域測定から地下導電率の垂直分布を求める垂直探査も実施されている。

4－6　電気検層

ボーリング孔内に電極を降下して，地層に電流を流し，地層の比抵抗を連続して測定する方法である。ボーリング孔内に降下した電極の配置によって，ノルマル法，ラテラル法などがある。図の例はノルマル法で，電極ＡＢ間に一定の電流を流し，ＭＮ間の電位差を測定する。いま，坑井内電極を囲む地層が一様で，地層の比抵抗と泥水比抵抗がほぼ等しいとすると，測定されたＭＮ間の電位差と地層の比抵抗との関係は次式で与えられる。



図－８　電気検層ノルマル法の原理

$$R = 4\pi\overline{AM}(\Delta V/I) = K\cdot(\Delta V/I)$$

ここで，Ｒは地層の比抵抗（Ω・ｍ），ΔＶは電極Ｍ・Ｎ間の電位差(V)，Ｉは電極Ａ・Ｂ間に流れる電

流で，$K=4\pi\overline{AM}$は電極A・Mの間隔によって定まる定数である。測定深度の基準はA・Mの中点Oとなる。A・M間隔を長くするほど測定値は坑壁より深部の地層の比抵抗に近い値を示すが，反面，薄層の検出能力が低下する。実際には，電極A・Mの間隔を長・短種々に取り，2種類以上の比抵抗曲線を同時に記録して，地層の真の比抵抗把握，薄層の検出など，それぞれの目的に応じて使い分けている。また，電気検層は地層の比抵抗と同時に，坑井内で電気化学的に発生する自然電位をも測定し，検層図による地層対比ならびに，浸透層の判定に用いられる。

(1) 自然電位検層

自然電位検層は，ボーリング孔内に電極を降下して，これと地表に埋設した電極間の電位差を連続的に測定して，ボーリング孔内に電気化学的に自然に発生している電位を測定するものである。すなわち，ボーリング孔内の泥質岩と浸透層との接触面では，電気化学的に発生した起電力Ecによる電流と，泥水の抵抗によって生じる電位降下のために，浸透層の前面の電圧が変化する。この泥質岩と浸透層との電位差をSP値と称しており，これにより浸透層の摘出を行うことができる。また，純粋砂岩層（泥質分を含まない層）で層が厚いところでは，このSP値はほぼEc値と一致する。これをSSP（Static SP）と称する。すなわち

$$SSP=Ec=-K\log\frac{Rmf}{Rw}$$

となることから，これにより，地層水の比抵抗，塩分濃度（比抵抗と逆比例の関係にある）を求めることができる。

(2) IP検層

地層内の炭化水素は，導電性の地層水よりも良好な誘電体であることから分極性が強い。この現象を利用して，ボーリング孔内に高電圧の分極電極を降下して，地層にパルス状の電界を掛けて強制分極し，それが正常状態に戻るまでの時間差から油層と水層を識別する検層法である。高圧のパルス状分極電圧を印加する代りに，周波数を変えた電圧を加えて地層の周波数特性を測定する方法もあるが両者とも原理的には同じである。

5. 重力探査法

地球の表面で観測される重力値は場所により変化するが，その原因としては

① 地球は完全な球体でない

② 緯度により，地球の自転による遠心力の影響が異なる

③ 観測した場所の標高の違い

④ 観測した場所の周辺の地形の起伏による影響

⑤ 地下の密度分布が均一でない

等がある。これらのうち①~④に起因する重力変化に対し必要な補正を加え，⑤の地下の密度分布を反映する重力異常を求め，重力図・重力断面等を作成する。この重力異常に適切な解析・解釈を加え地下構造を推定することを重力探査という。

この方法は比較的経費が安く，調査を迅速になし得る事から，主として，堆積盆地の広がりや堆積物の厚さ，地質構造の大勢を知るための概査方法として使われる他，例えば，弾性波探査が効果

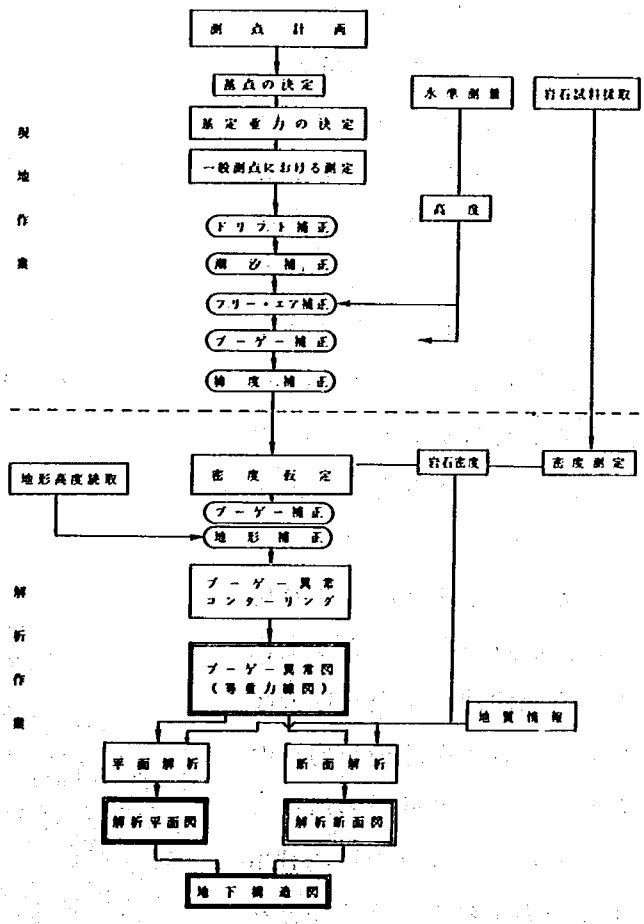
的に実施し難い場所や特殊な構造を対象とした精査にも利用される。

探査対象の重力異常の大きさは，堆積盆地の形状を示すような広域的なもので数10mgal，個々の構造を反映するような局所的なものは数分の1mgalから数mgal程度が一般である。したがって特に精査では0.1mgal以上の総合精度が必要となる。

重力異常からある岩体モデルを想定し，曲線照合法や異常の特別な部分を利用する方法等により，直接的に地下の構造を推定することができるが，1つの重力異常に対応する地下構造は無限に存在し，重力データのみから一義的に地下構造を求める事は一般には困難である。したがって，他の物理探査のデータや地質情報を加えて総合的に解釈することにより，より効果的な地下構造の推定ができるし，さらに地層の物理的性質を知る重要な手掛りが得られる場合もある。重力異常と直接結び付く岩石密度は地域により異なった特性をもつので，ボーリング孔を利用した密度検層や地表岩石より得られた密度情報は解釈上特に重要である。

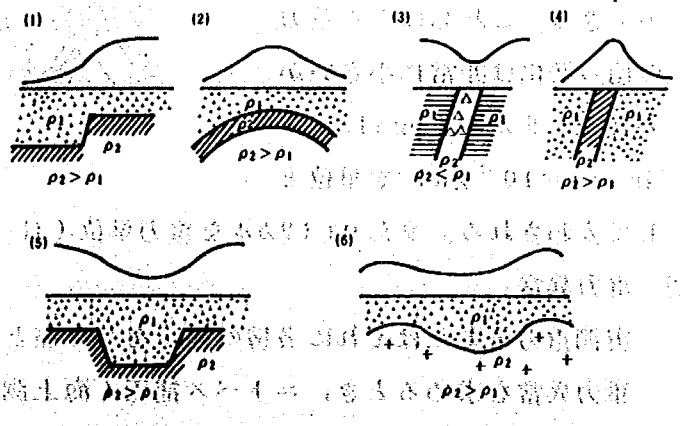
重力の測定は重力振子または，重力振子で求めた基点間を重力偏差計で結ぶ方法で行われたが，最近ではほとんど重力計により行われている。

陸上の測定には陸上用重力計の他，立ち入りの容易でない場所ではヘリコプターから降下する遠隔操作型の重力計が使用されている。海上では海底型重力計や船上重力計が使用される。その他特殊なものとして坑井重力計による密度の垂直変化の測定や航空機による広域調査も実施されている。



図－9　重力探査の作業流れ図

①～④の補正やエトベス補正の量が，位置・標高・地形といった測量結果を元として計算されるので，測量は重力探査の総合精度に重要な役割をもち作業量としても重力測定より大きい。陸上の測量は水準儀や経緯儀による光学的方法で行われるが，概査では標高を気圧高度計で決定することもある。海上の位置測量はサテライト・ナビゲーション装置や電波測量で行われる

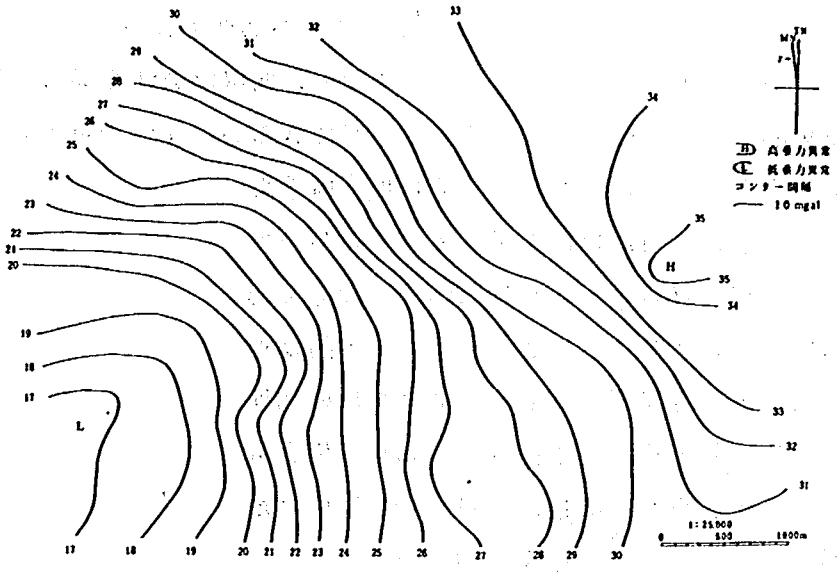


図－10　地質構造モデルと重力線図

ことが多い。

(1) 重　　力

地球が地上の静止した物体を引く力をいう。この力は，その物体と全地球の物質との間に働く万有引力と地球の自転により生ずる遠心力との合力である。物体の質量をMとすれば，その大きさはMgで，その方向を鉛直線の方向という。このgを重力の加速度あるいは単に重力の大きさまたは重力と呼ぶ。gは物体が真空中で自由落下するときの加速度に等しく，その単位はcm／s^{2}すなわちガル（gal）である。地表では重力の大きさは約980cm／s^{2}である。



図－11　等重力線図（仮定密度2.40g／cm^3）

重力の大きさは，緯度の高低，観測点の高さにより変化し，また地球が完全な球でないこと，地殻構造の不均一のためにも，その値が場所によって異なる。これを逆に利用して重力（の大きさ）の分布から，地球の形や地下構造を推定する手がかりを得ることができる。これらによる重力の値の変化は非常に小さいから普通ミリガル（mgal，1mgal＝10^{-3}gal）を単位として表わされる。また0.1ミリガルを重力単位（G－unit）として用いることもある。

図－12　重力残差図

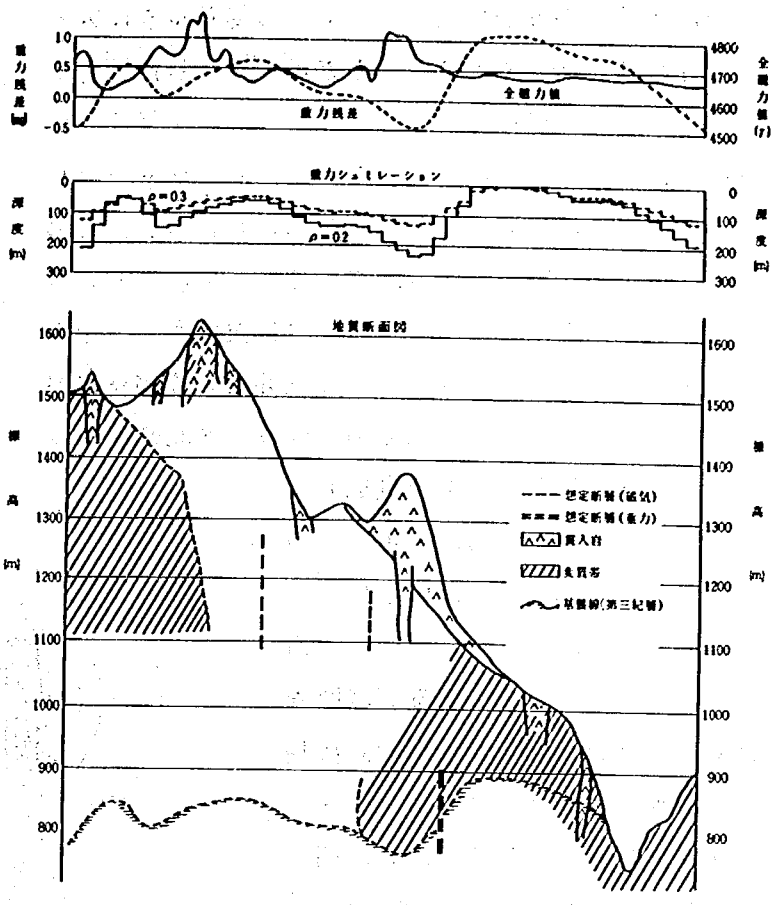
(2) 重力異常

実測重力値またはそれに各種の補正をした値と標準重力との差を重力異常と呼ぶ。

重力異常を求めるとき，エトベス補正（海上測定のとき）や地形補正の他に，その目的によって高度補正，ブーゲー補正，アイソスタシー補正などを考慮する必要がある。測定点とジオイド

面との高度差の補正（高度補正）を行って求めたフリーエアー異常（高度異常ともいう），これに測定点とジオイド面との間にある物質による引力の補正（ブーゲー補正）を行ったブーゲー異常，さらにアイソスタシーが成立っていると仮定して，その影響を補正するアイソスタシー補正（均衡補正）を加えて求めるアイソスタシー異常（均衡異常）がある。地下探査の目的には，高度補正とブーゲー補正を施したもの（ブーゲー異常）を一般に使用する。

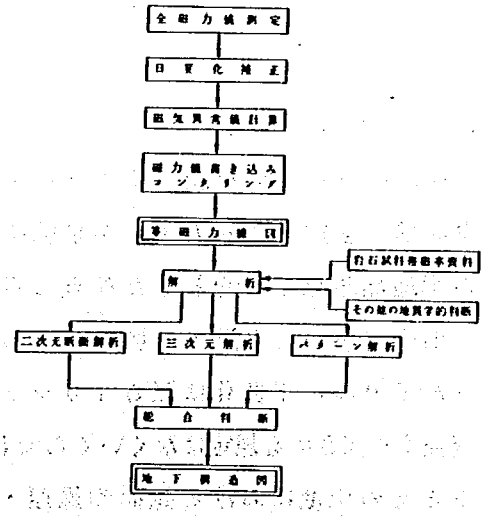
これらの値の分布を表わした図を等重力線図，1つの直線上に沿って表わした曲線を重力断面図という。



図－13　重力探査および磁気探査による地質断面図

6. 磁気探査法

陸上・海上あるいは空中で地球磁場を測定し，これに基づいて地下の磁性体の分布を求めることにより地質構造，地質，資源などを調べる物理探査の1方法である。地殻を構成する岩石はそれに含まれる磁鉄鉱のような強磁性物質の量に応じて磁性をもっており，地球磁場によって誘発される誘導磁化や岩石固有の残留磁化を発生させている。こうした磁化が作る磁場は標準地球磁場に較べて非常に小さいが，測定された地球磁場から標準地球磁場を差し引くことにより磁気異常として検出される。磁気探査の歴史は鉄鉱床をはじめとする金属鉱床の探査に始まったが，磁力計の進歩により微弱な磁気異常の検出が可能になるとともに次第に対象を広げてきた。1950年代に空中磁気探査が普及するにつれ，非鉄金属鉱床や石油鉱床の探査の他に国土の基礎調査にも用いられるようになり，さらに近年は地熱探査でも地下深部の温度分布を調べるためにも使われている（キュリー等温面深度探査）。この他に，トンネルやダムの調査，埋没爆弾調査等多くの分野で使われている。

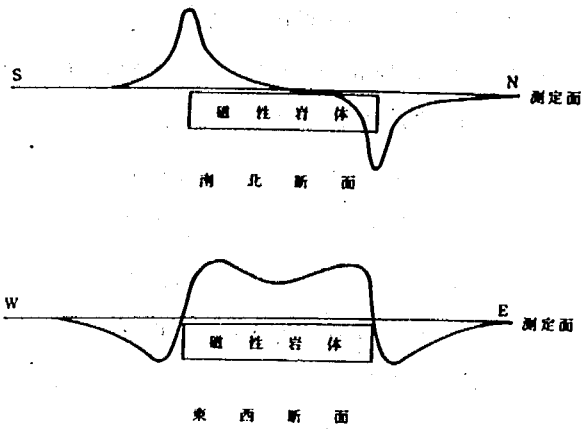


図－14　磁気探査作業流れ図

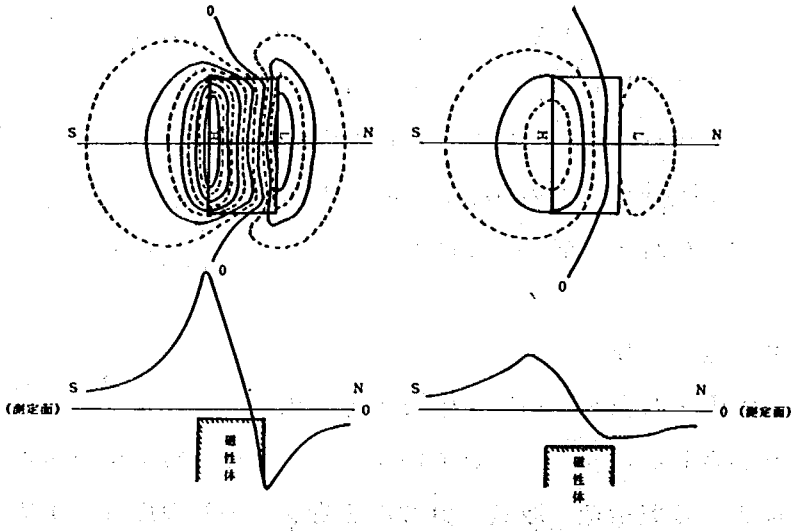
7. 放射能探査法

放射能の検出に基づく探査法である。広義には人工放射線源を使用する検層法（ガンマ－ガンマ

検層，各種の中性子検層など）もこの範ちゅうに入るが，通常はウランやトリウムなどの天然放射性鉱物から放出される放射線（主としてガンマ線）を対象とする探査法を指す。測定器としてシンチレーションカウンターあるいはＧＭカウンターが用いられる。探査の形態は携帯型測定器による踏査以外に，車載型測定器を使っての探査（カーボーン），飛行機による空中探査（エアボーン），あるいは試錐坑井内の検層などがある。また湖水の多い地域（例えばカナダ北部）では特殊のプローブをボートで曳航して湖底の放射能を連続的に測定する方法も行われている。広い地域を対象とする場合，まずエアボーン（あるいはカーボーン）による広域探査を行い，検出された放射能異常地点の踏査（グラウンドチェック），グリッドサーベイなどで探査範囲を限定し次段階の検層（ボーリング孔）へと進むのが基本的な探査のパターンである。



図－１５　岩床状モデルによる磁気異常断面



図－１６　角柱状モデルによる磁気異常

8. 地温探査法

地温の分布状態を調べることによって温泉等の地下熱源の賦存状態（位置・深さ・形状・温度・規模等）を推定する方法，温泉脈や温泉帯水層等の探査に用いられることが多いが，それにとどまらず地熱開発を目的とした探査でも行われている。

地中において気温等の影響による温度変化の振幅は深さと共に指数関数的に減衰し，日変化は深さ約５０cm，年変化は深さ１０～２０ｍに達するとほとんどなくなるまで調査深度は深いほどいい。調査する深さにも規定はなくいくらでもいいが，深くなると労力や費用の面で問題があり，また浅すぎるとその土地における気温や風速・日射等の気象要素の日変化・年変化等の影響を受けやすく補正が難しくなる。

Ｔを測定値とした場合，Ｔ＝Ｔａ＋Ｔｎ＋Ｔｐ（Ｔａ：特殊熱源による地温の異常分布，Ｔｎ：地熱の影響を受けていない普通の土地における定常な温度分布，Ｔｐ：日変化・年変化など周期変化する項）と表わすことができる。ここで測定深度が浅い場合はＴｐに対する補正を行って（20ｍ以深の場合Ｔｐ≒０），ＴａあるいはＴａ＋Ｔｎ の温度分布を描く。

手軽な方法としては１ｍ深地温による探査が行われており，一般に地温探査といった場合これをさすことが多い。また地熱調査では１ｍ深地温調査の他に１０～１００ｍの深さにおける地温分布

調査もよく行われている。

最近では赤外線を利用して放射温度計等で地表面温度分布の調査が行われるようになってきたが，これも広義な意味で地温探査ということができる。

(1) 地　温

地表面および地中の温度の総称，地温は地表面と大気との間の熱の授受と地中の物理的条件によって決まり，次のような性格をもつ。

① 地中温度は地表面温度と同じ周期で変化する。

② 深くなるにつれて温度変化の振幅は減少する。

③ 周期が大きいほど振幅の減少率は小さく温度変化の影響が深くまで及ぶ。

日変化の及ぶ深さは地下50～60㎝程度，年変化は7～20m程度までであり，地表面の状態や土壌・岩石の含水率，土質などによって異なる。年平均地中温度は緯度と共に直線的に減少する上に土地の標高が高くなるにつれて低下する。

(2) 地温勾配

地中においてある深さに対するその間の温度差との比のこと，地中の熱流量Qは地温勾配($\Delta T/\Delta d$)と熱伝導率(K)との積から計算される($Q=K\cdot\Delta T/\Delta d$)ので，地殻熱流量や自然放熱量を求めるために必要である。

恒温層より深いところでは，平均的に100m深さが増すごとに地温が3℃上昇する。

9. 地化学探査法

鉱床周辺の自然水，河川堆積物，岩石，土壌，植物および大気中には，鉱床生成時あるいは風化過程において鉱体成分が分散濃集していることが知られているが，この成分の濃度の度合を化学分析により求め，含有量と鉱床との関係を考察して鉱体賦存の可能性を推定する方法を地化学探査という。

地化学探査の実施に際しては，指示元素(成分)を選定する必要があるが，この元素(成分)は鉱体の主成分あるいは微量成分が対象とされ，単元素(成分)よりは多元素(成分)による方法が一般的である。例えば，石灰岩は$CaCO_3$，金・銀鉱床の探査にはAu，Ag，Hg，As，ポーフィリーカッパー鉱床には，Cu，Mo，銅・鉛・亜鉛鉱床には，Cu，Pb，Zn，Hg，SO_4 黒鉱鉱床にはCu，Pb，Zn，Mo，Tℓ，As，Hg，Ag，石油・天然ガス鉱床には有機C，炭化水素類，He，地熱資源にはHg，Heなどが用いられる。

分析法としては，従来から用いられている有機試薬(例えば，ジチゾン，バイキノリンなど)による比色分析に加えて，最近は機器分析による方法が発達し，原子吸光分析，発光分光分析(コンピュータ付)，螢光X線分析，ガスクロマトグラフィー，質量分析，イオン電極分析などが利用されている。

得られた分析値の解析には，コンピュータの導入がはかられ，多変量解析により鉱化作用と密接な関係を有する元素(成分)群の抽出を行い，それらの結果と鉱床との関係などを考察し探査の資料としている。

第14回地質担当者会議資料

土研資料第 1635 号
昭和 56年2月(1981)

地 質 研 究 室

要　旨　第14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とりまとめたものである。

1. 安房トンネルの計画と調査
2. ダム建設における地質調査の役割
3. 軟弱地盤上の盛土の沈下
4. 長島ダムの地質構造について
5. 遮水技術の現況と地下ダムへの適用性
6. 物理探査法の地質調査への応用

郵便はがき

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1635号

第14回地質担当者会議資料　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印